



MAG/GIU 2020



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE



La competenza è una conquista

Professionalità e competenza da oltre 60 anni

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

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



Formazione



Ispezioni e
controlli



Ingegneria



Certificazione



Laboratorio



Manifestazioni
tecniche

www.iis.it



Tekla® Structures

Il BIM per l'Ingegneria Strutturale

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

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

**METODI DI LAVORO
DI NUOVA GENERAZIONE**

**MIGLIORE COMUNICAZIONE
DEL PROGETTO**

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

Rivenditore esclusivo per l'Italia

30 anni

HARPACEAS

More than BIM





AVVITATORI DINAMOMETRICI

- MODELLI ELETTRICI, BATTERIA, PNEUMATICI ED IDRAULICI
DA 1Nm A 500.000Nm
- FUNZIONI COPPIA E COPPIA&ANGOLO (K1, K2)
- REPORTISTICA DATI
- CONFORMI ALLA EN1090 ED EN14399
- NOLEGGIO BREVE E LUNGO TERMINE

Inoltre:

- CHIAVI DINAMOMETRICHE
- MOLTIPLICATORI DI COPPIA
- CHIAVI IDRAULICHE
- TENSIONATORI IDRAULICI
- CENTRALINE IDRAULICHE 700 E 1.500BAR

Info: www.avvitoridinamometrici.it - info@plaraditaly.it - Tel.029832954



Pubblicizza la tua azienda su

COSTRUZIONI METALLICHE

CTA
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO



ADVERTISING SALES & COMMUNICATION AGENCY

Concessionaria
di pubblicità
per questa rivista

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

APPROFITTA DEL
BONUS PUBBLICITÀ
INSERITO NEL DL RILANCIO*
CHE PERMETTE DI RECUPERARE
IL 50% DEL TOTALE INVESTIMENTO
PUBBLICITARIO 2020.

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949

REDAZIONE

DIRETTORE RESPONSABILE: BRUNO FINZI

EDITOR IN CAPO: ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia

COMITATO DI REDAZIONE:

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

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

COMITATO SCIENTIFICO:

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

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

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

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

SPAZI PUBBLICITARI E PROMOZIONE ABBONAMENTI:

CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
 20129 Milano, Viale dei Mille 19, tel. 02 784711;
 costruzioniinmetalliche@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 2020 (6 NUMERI):

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

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

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

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

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

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

ISSN n. 0010-9673

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

Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione
 e stampato nel mese di agosto 2020

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

COSTRUZIONI
METALLICHE

ANNO LXXII

MAG GIU 20


www.facebook.com/CMrivista
costruzioniinmetalliche@ctanet.it

In copertina: *Centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Emergency a Entebbe. Progettazione: Renzo Piano Building Workshop & TAMassociati. Progettazione strutture: Milan Ingegneria*



7	EDITORIALE LA REDAZIONE	TEMPO DI COVID, TEMPO FRUTTUOSO
9	ARCHITETTURA ANDREA CAMPIOLI	ARCHITETTURA TRA "TERRA" E "CIELO" Il centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Emergency a Entebbe
27	RICERCA ROSARIO MONTUORI, ELIDE NASTRI, VINCENZO PILUSO, PAOLO TODISCO	UN MODELLO PRESTAZIONALE SEMPLIFICATO per la verifica delle prestazioni sismiche dei telai in acciaio
40	RICERCA MARIA MINARDI, CRISTOFORO DEMARTINO, FABIO DI TRAPANI, GIUSEPPE QUARANTA, ZHI LI, YAN XIAO	UN'INNOVATIVA STRUTTURA RETICOLARE SPAZIALE IN ACCIAIO E GLUBAM: caratterizzazione sperimentale del comportamento statico e dinamico
49	INGEGNERIA SERGIO FOA	PROGETTARE: DUE ESEMPI CHE AIUTANO A RIFLETTERE
60	INGEGNERIA ANDREA VANNONI	SISTEMA STRUTTURA/RIVESTIMENTO: strutture stratificate a secco laminate a freddo
70	COSTRUZIONE E MONTAGGIO EMANUELE MAIORANA	DALLA PROGETTAZIONE ALLA COSTRUZIONE: problematiche di carpenteria metallica
77	INGEGNERIA ALBERTO CASTELLANI	OPERE PRIME IN ACCIAIO: necessità di redundancy, monitoraggio e manutenzione
83	COSTRUZIONE E MONTAGGIO MARCO TORRICELLI	CHECK LIST PER IL CONTROLLO TECNICO DELLE STRUTTURE METALLICHE
91	ARCHITETTURA PASQUALE LOVERO	PROGETTO PER IL CONCORSO "MICROHOME 2019"
94	LE AZIENDE INFORMANO	MILAN INGEGNERIA: SOLUZIONI SEMPLICI A PROBLEMI COMPLESSI
97	NOTIZIARIO CTA M. SIMONCELLI	RESOCONTO SUL 1° CORSO DI FORMAZIONE CTA ONLINE "ERRORI E CRITICITÀ NELLA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E CONTROLLO DI STRUTTURE DI ACCIAIO"
100	RECENSIONI	
102	LE AZIENDE INFORMANO	TEKLA BIM AWARD ITALIA 2020: I PROGETTI VINCITORI

Calcolo strutturale ad elementi finiti al vero secondo NTC 2018, EC2 e EC3
Nessun limite pratico al calcolo strutturale



CIMOLAI PER ARCELORMITTAL ITALIA S.p.A.

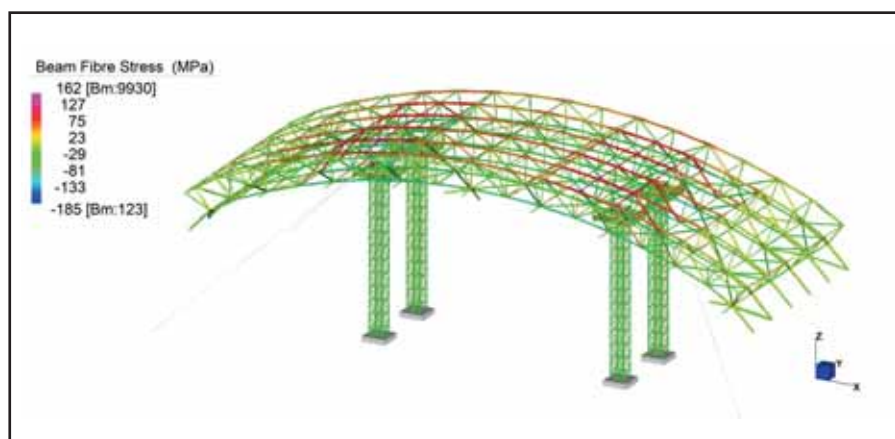
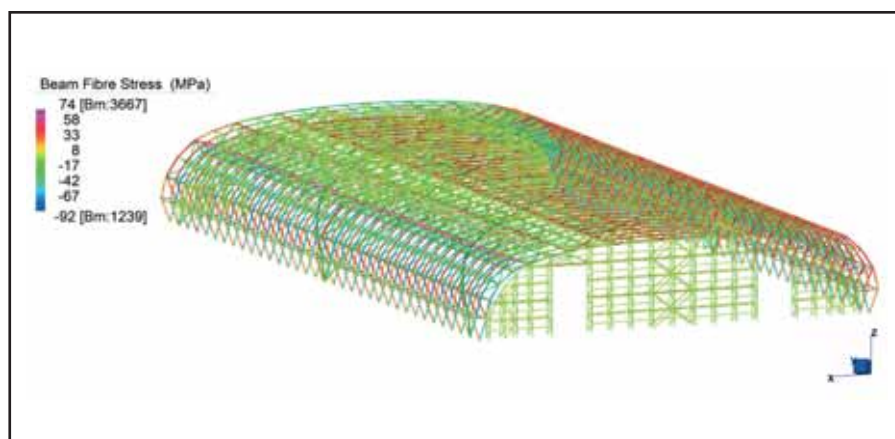
Committente: ARCELORMITTAL ITALIA S.p.A.

Project & Construction Management: ARCELORMITTAL ITALIA S.p.A.

Progettista esecutivo e di dettaglio
Progettista del montaggio
Progettazione d'officina
Fornitura carpenteria metallica
Fornitura strutture temporanee



La copertura dei Parchi Minerali e Fossili dello stabilimento ex ILVA di Taranto, commissionata da ARCELORMITTAL ITALIA S.p.A., è stata realizzata per coprire i cumuli di materiale minerale e fossile, secondo le nuove disposizioni in materia ambientale. La struttura di ciascuna delle due coperture è costituita da una serie di archi reticolari, formati da elementi tubolari, a campata unica di luce di 254m e altezza 77m per una lunghezza totale di 476m. La serie di 40 archi è suddivisa in due moduli nella copertura Parchi Minerali e in 6 moduli nella copertura Parchi Fossili. Cimolai è stata incaricata della progettazione e della realizzazione dell'opera. Il modello di calcolo è stato realizzato con Straus7 con elementi beam per modellare le strutture e load patch per simulare il cladding. L'interazione terreno-fondazione è stata modellata mediante l'assegnazione di opportune translational stiffness ai vincoli di base della struttura metallica. Per lo studio delle fasi transitorie di montaggio sono stati impiegati elementi di tipo cable per simulare il sistema di controvento a terra in configurazione di sollevamento ed elementi connections a cui sono state attribuite rigidità con leggi non lineari per simulare la presenza di ritegni monodirezionali durante specifiche fasi di montaggio. Le analisi svolte per le condizioni di esercizio sono di tipo linear static. E' stata svolta un'analisi di tipo natural frequency per caratterizzare i modi di vibrare propri della struttura e un'analisi di tipo spectral response per valutare la risposta strutturale all'evento sismico. Al fine di riprodurre la sequenza di montaggio, data la presenza di elementi non lineari durante le fasi transitorie, sono state condotte analisi per stages di tipo non linear per geometria e per materiale.



Testo, foto e immagini dei modelli di calcolo per gentile concessione di Cimolai S.p.A. e ARCELORMITTAL ITALIA S.p.A.

TEMPO DI COVID, TEMPO FRUTTUOSO

Il lungo periodo di autoprotezione dal Covid 19 ha prodotto alcuni frutti interessanti: ci si è abituati a lavorare da casa, a far didattica, a studiare e a far esami, ad aggiornarsi via web. Tutte cose che prima erano solo una piccola parte del nostro vivere e che oggi sono diventate normalità quotidiana. Dopo un primo rallentamento diremmo fisiologico, anche il lavoro di costruzione della nostra rivista ha ripreso ritmo.

Abbiamo così lavorato al nostro programma 2020 per l'uscita di Costruzioni Metalliche che prevedeva un numero 1 dedicato alle Costruzioni a secco. È stato un lavoro lungo, ma gratificante.

Con il numero 1 è stato distribuito il prezioso Quaderno CTA n.3 dal titolo: "Opere in acciaio - Linea Guida alla determinazione dei Requisiti di Esecuzione in accordo alla norma UNI EN 1090-2", una guida alla conoscenza dell'importante norma UNI EN 1090-2, rivolta principalmente a progettisti, direttori dei lavori, collaudatori e costruttori.

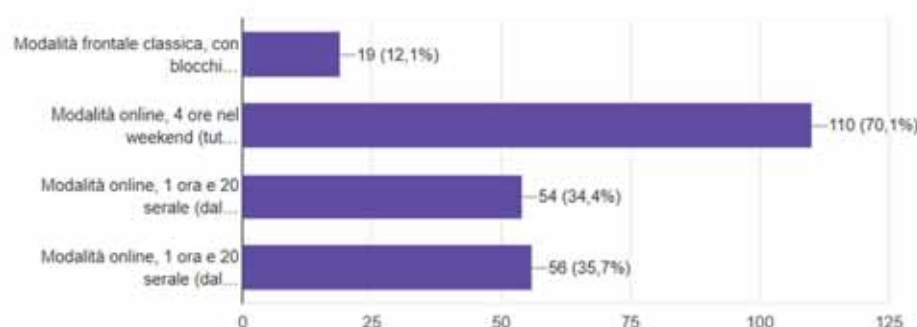
Circa un mese fa abbiamo chiuso il numero 2 dedicato ai Ponti, un volume di ben 140 pagine, quasi tutte di testo, foto, illustrazioni e particolari.

Ora presentiamo il numero 3 dedicato alla progettazione e costruzione. Alcuni articoli sono volutamente estesi al fine di mettere a disposizione dei nostri lettori un gran numero di schemi, disegni costruttivi e dettagli. Il giusto dosaggio di articoli tecnici e di ricerca è sempre stato lo scopo della nostra rivista. In questo periodo sono stati proposti dal Collegio dei Tecnici dell'Acciaio tre seminari svolti via web.

I temi proposti sono stati i seguenti: "Errori e criticità nella progettazione, esecuzione e controllo di strutture di acciaio", "Approcci semplificati per il controllo della progettazione di strutture di acciaio e per la risoluzione di casi <insolubili>" e infine "Progettazione di collegamenti pre-qualificati per strutture sismo-resistenti".

DG - Quale modalità di corso di formazione le potrebbe interessare di più per eventi futuri? (possibile scelta multipla)

157 risposte



Non c'era ovviamente possibilità di svolgere i seminari in presenza e, dobbiamo ammetterlo, eravamo un po' scettici circa l'efficacia della modalità webinar, l'unica possibile. Invece, con una certa sorpresa e con molta soddisfazione, abbiamo avuto centinaia di iscrizioni da parte di tecnici strutturisti dell'acciaio provenienti da ogni parte d'Italia.

Alla fine dei webinar abbiamo chiesto ai partecipanti quale modalità di svolgimento preferivano per futuri seminari. Il risultato del sondaggio, come potere vedere nel grafico riportato nell'editoriale, relativo ad uno dei tre seminari, ha indicato una netta preferenza della platea per i seminari online possibilmente svolti al sabato mattina. I motivi? Facile intuirlo: nessuna necessità di spostarsi dalla propria sede (spese di viaggio nulle, tempo impiegato ridotto al minimo), quindi possibilità di fruire di eventi organizzati a molti chilometri di distanza. A fronte di ciò, una qualità di fruizione dell'evento molto elevata, praticamente uguale a quella degli eventi in presenza.

Durante i webinar abbiamo anche avuto molte richieste di approfondimento di argomenti relativi alla progettazione ed al calcolo. Si sta elaborando un programma di incontri sempre via web, che coprirà il periodo autunno-inverno prossimi.

Allegato al numero 3, viene anche spedito un volume omaggio 2020 per i Soci del CTA. Si tratta del volume "Guida Pratica delle Costruzioni in Acciaio", edito da Hoepli e scritto da Sergio Foa, progettista di lungo corso e collaboratore alle esercitazioni di Costruzioni in Acciaio svolte al Politecnico di Milano. Ma altre belle sorprese sono allo studio per i nostri lettori. La nostra missione di portare a conoscenza di ogni ingegnere la bellezza della cultura della Costruzione in Acciaio prosegue...

La redazione di Costruzioni Metalliche

ingenio
Informazione
tecnica e progettuale

**comunica
con più strumenti**

smart magazine

gazzetta

dossier

formazione

video

social

Il più importante strumento di comunicazione
a grande diffusione per contenuti tecnici

ingenio-web.it

ARCHITETTURA TRA “TERRA” E “CIELO”

Il centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Emergency a Entebbe

ARCHITECTURE BETWEEN “EARTH” AND “SKY”

Emergency Centre of excellence in pediatric surgery in Entebbe

Prof. Arch. Andrea Campioli*

Dipartimento di Architettura, Ambiente Costruito e Interni del Politecnico di Milano

Il centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Emergency, realizzato a Entebbe tra il 2017 e il 2020 e progettato da Renzo Piano Building Workshop con Studio Tamassociati, è l'esito di una riuscita sinergia tra il carattere massivo dei materiali e delle tecniche costruttive del luogo e la leggerezza tipica delle strutture in carpenteria di acciaio. Fortemente voluto da Gino Strada, il centro è il frutto della grande passione e competenza dei progettisti, della disponibilità delle imprese e dei produttori a mettersi in gioco anche al di fuori delle logiche del profitto, della grande esperienza sul campo degli uomini del dipartimento tecnico di Emergency.

Emergency's Center of excellence in pediatric surgery, built in Entebbe between 2014 and 2020 and designed by Renzo Piano Building Workshop with Studio Tamassociati, is the result of a successful synergy between the massive character of the materials and construction techniques of the place and the lightness typical of steel carpentry structures. Strongly desired by Gino Strada, the center is the result of the great passion and competence of the designers, the willingness of companies and producers to get involved even outside the logic of profit, of the great experience on the field of men of Emergency technical department.



Fig. 1 - Vista aerea del centro da ovest. In primo piano l'ala nord. © Emergency NGO Technical Department

*Corresponding author. E-mail address: andrea.campioli@polimi.it

TRA “TERRA” E “CIELO”

Un progetto tra “terra” e “cielo”. Così nel 2016, durante il 15° incontro nazionale di Emergency a Genova, Renzo Piano definiva l’idea l’idea del centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Emergency. Oggi, a lavori praticamente conclusi, l’evoluzione del progetto e la sua costruzione, consentono di comprendere completamente il significato, al contempo concreto e metaforico, di questa affermazione.

Dal punto di vista della concretezza, il centro di Emergency si insinua tra il rosso della terra argillosa e l’azzurro del cielo dell’altopiano ugandese; usa la terra per costruire gli edifici e l’energia del cielo per farli funzionare; propone una mediazione tra il carattere massivo delle spesse murature in terra battuta e le leggere membrature di acciaio che sostengono la copertura; stabilisce una relazione tra la dimensione locale della tradizione costruttiva del pisé e il carattere globale della catena di fornitura che ha reso possibile la realizzazione del centro mettendo a disposizione risorse umane di elevato profilo e soluzioni costruttive ad alto contenuto innovativo. Da un punto di vista metaforico, l’essere tra terra e cielo allude a un nesso tra l’urgente necessità di soggetti particolarmente deboli, i bambini, di una delle società tra le più fragili del pianeta e il sogno di Emergency e di un gruppo di progettisti e imprenditori visionari di dare a questa necessità una risposta adeguata, come imporrebbe il rispetto dei principi della sostenibilità e della giustizia sociale; richiama la capacità di declinare il tema dell’ospedale con grande pragmatismo tecnico-costruttivo, senza mai perdere di vista l’utopia della solidarietà; esprime la necessità di realizzare con parsimonia di risorse un progetto “scandalosamente bello”, come ha affermato lo stesso Renzo Piano.

Il centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Entebbe nasce infatti per corrispondere gratuitamente al bisogno di assistenza medica specialistica dei numerosi bambini dispersi sul territorio africano in attesa di intervento chirurgico, adottando avanzate tecniche ospedaliere gestite da personale medico e paramedico qualificato che nella fase di avvio sarà formato e affiancato da Emergency. L’iniziativa rientra tra le azioni dell’ANME (African Network of Medical Excellence), progetto strategico per lo sviluppo dei sistemi sanitari in Africa, promosso Ministeri della Sanità di dieci Paesi per elaborare una strategia comune. L’Uganda ha indicato la chirurgia pediatrica come priorità per l’area geografica cui appartiene e sulla base del modello attuato da Emergency a Khartoum per il centro Salam di cardiocirurgia, il centro d’eccellenza in chirurgia pediatrica di Entebbe è pensato per essere un hub regionale che assisterà i pazienti provenienti da tutti i Paesi confinanti.

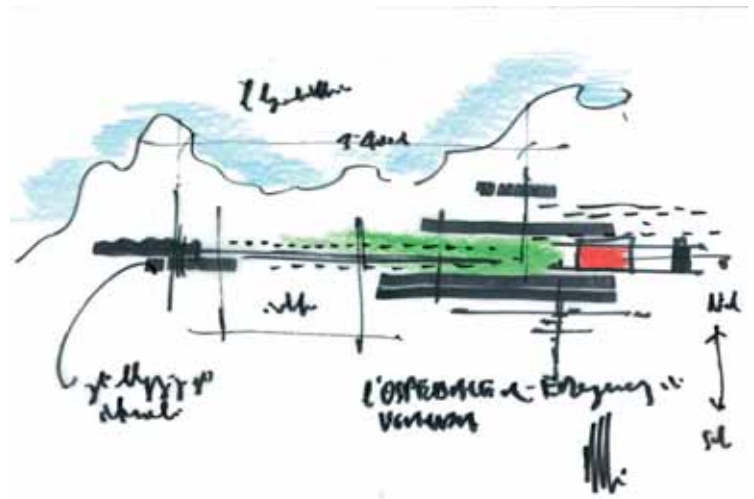


Fig. 2 - La strategia insediativa: schizzo di Renzo Piano © RPBW



Fig. 3 - Vista dall'alto del centro. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 4 - Planimetria dell'area di progetto. © RPBW



Fig. 5 - Vista del centro da ovest. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 6 - Pensilina di collegamento tra accettazione, ala sud e ala nord. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 7 - Planimetria del centro. © RPBW

UN INSEDIAMENTO TRA ARTIFICIO E NATURA

Il centro ospedaliero, situato nel distretto ugandese di Wakiso, a 35 km dalla capitale Kampala, occupa una superficie di 9000 m² all'interno di un'area di oltre 120 mila m² affacciata sulle sponde del lago Vittoria, messa a disposizione dal governo locale che ha provveduto anche a sostenere parte dei costi di costruzione.

Esso prevede sale operatorie, reparti di terapia intensiva, sale di recupero e dormitori per gli operatori sanitari internazionali e si integra in un ampio parco verde, digradante verso il lago, adattandosi e allo stesso tempo esaltando i connotati del paesaggio naturale attraverso un'attenta cura del verde che prevede la messa a dimora di 350 alberi. I volumi nei quali si articola il centro ospedaliero si dispongono su terrazzamenti definiti da murature portanti di forte spessore, realizzate in cemento armato e terra cruda. Le differenze di quota che seguono le linee di livello del terreno e i parziali interramenti degli edifici che ne derivano consentono una significativa riduzione dell'impatto dell'edificato e la piena valorizzazione dell'ambiente circostante.

Il centro ospedaliero è costituito da quattro volumi principali.

Il volume posizionato a sud, il più piccolo, si sviluppa su un solo piano e ospita le funzioni di accoglienza con le attività di controllo e accreditamento. Gli altri tre volumi, due ali e un corpo centrale che delimita a est una corte aperta fuoco dell'intero impianto insediativo, si sviluppano invece su due livelli: un piano superiore collocato allo stesso livello del volume di ingresso e un piano inferiore, parzialmente interrato. L'ala sud ha una luce di 10.5 m e si estende longitudinalmente per quasi 100 m al piano superiore e per circa 130 m al piano inferiore, completamente interrato ad eccezione di un fronte aperto verso nord nella porzione a est. Una scala interna collega i due livelli. Ospita gli ambulatori, la diagnostica e i servizi per i pazienti esterni. L'ala nord ha una luce di 18 m e si estende per oltre 100 m e due scale interne collegano i due livelli. Al piano superiore si trovano le corsie di degenza con 80 posti letto, le sale ricreative e gli spazi dedicati al gioco e allo svago dei bambini, mentre al piano inferiore, che risulta parzialmente interrato in corrispondenza della corte centrale, vi sono le aule per la formazione del personale sanitario, gli uffici e una mensa. Il volume centrale ha una pianta quadrata di circa 30 m di lato. Ospita al piano superiore il reparto di terapia intensiva tre sale operatorie e, nel piano sottostante, parzialmente interrato, la farmacia



Fig. 8 - Vista del centro da nord. © Emergency NGO Technical Department

e i servizi per il personale medico, paramedico e di supporto. L'impianto è completato, a nord, da una foresteria destinata ad ospitare gli accompagnatori dei pazienti e, a est, da un volume tecnico destinato agli impianti di produzione e di distribuzione dell'energia e dei gas medicali, completamente separato dai reparti al fine di ridurre il disturbo che le macchine potrebbero arrecare ai pazienti e al personale. Il volume dell'accettazione e le due ali sono collegate tra loro me-

diante un passaggio aperto coperto. La corte compresa tra le ali e l'edificio centrale si trova a livello dei piani superiori dei volumi che la delimitano e si estende fino alla pensilina che collega le due ali. In corrispondenza della pensilina, un salto di quota separa la corte da un piano inclinato che collega il piano superiore dell'ala sud con il piano inferiore dell'ala nord.

MASSIVO E LEGGERO

La configurazione definitiva dell'impianto insediativo e della articolazione volumetrica del centro ospedaliero ha conservato sostanzialmente inalterate le caratteristiche che erano state individuate già nella fase iniziale del progetto. Anche dal punto di vista delle soluzioni costruttive il progetto si è evoluto con coerenza rispetto all'ipotesi iniziale che prevedeva l'ibridazione di elementi massivi, chiamati a dar forma al sito e a delimitare gli spazi abitativi, con parti leggere, pensate per realizzare la copertura e il suo sistema di ombreggiamento. Come consuetudine nel lavoro di Renzo Piano Building Workshop e di Tamassociati, gli aspetti costruttivi sono stati considerati con grande attenzione già nella fase preliminare del progetto grazie al coinvolgimento dello studio Milan Ingegneria che ha svolto un ruolo decisivo nella definizione delle caratteristiche dei muri in terra battuta e della struttura che avrebbe dovuto al contempo costituire la copertura delle due ali principali del centro e il suo sistema di ombreggiamento. Le soluzioni costruttive adottate sono in tal senso l'esito di lungo e faticoso percorso di ricerca sperimentale che ha portato alla definizione della soluzione poi realizzata soltanto dopo



Fig. 9 - Planimetria funzionale del centro con indicazione delle diverse aree funzionali. © RPBW

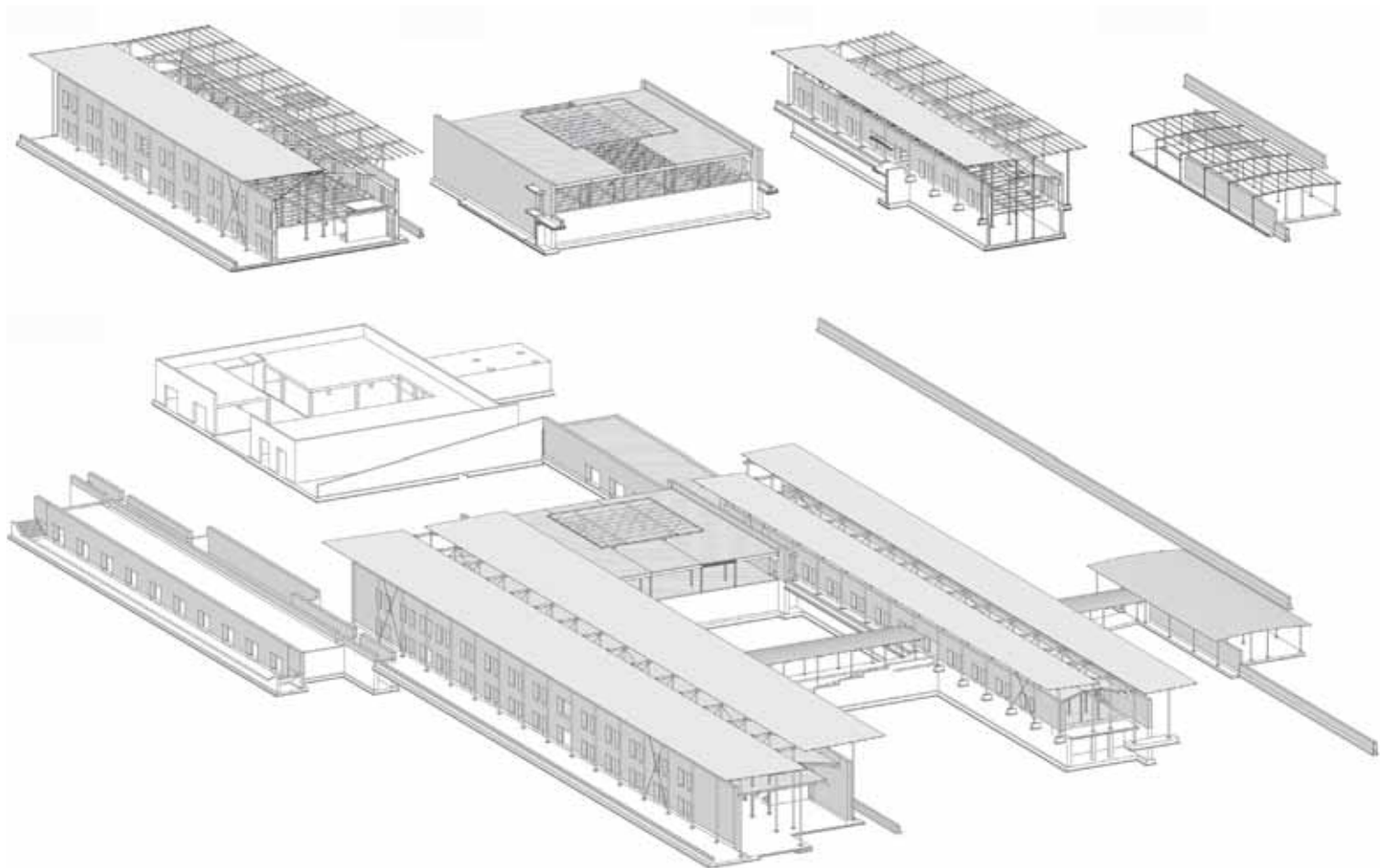


Fig. 10 – Spaccato assonometrico dei corpi di fabbrica del centro. © Milan Ingegneria



Fig. 11 – Prospetto ovest. © RPBW



Fig. 12 – Sezione longitudinale est-ovest in corrispondenza della corte e del coepru centrale. © RPBW



Fig. 13 – Sezione trasversale nord-sud in corrispondenza della corte. © RPBW

avere valutato attentamente diverse possibili opzioni. All'interno di questo percorso hanno avuto un ruolo importante anche le numerose donazioni di materiali e componenti per la costruzione del centro che hanno inevitabilmente orientato alcune scelte di progetto, come per esempio nel caso della carpenteria di acciaio, gratuitamente messa a disposizione di Emergency.

LE MURATURE IN PISÉ

La parte massiva è costituita da una platea di fondazione in calcestruzzo armato che si è resa necessaria in ragione della scarsa qualità del terreno e da murature controterra che delimitano gli ambienti seminterrati, anch'esse realizzate in calcestruzzo armato.

Per la realizzazione delle murature fuori terra è stata invece ripresa la tecnica tradizionale del pisé, o terra battuta, utilizzando l'argilla proveniente dallo sbancamento insieme a sabbia, ghiaia e cemento. Le murature in pisé oltre a garantire un'elevata inerzia termica hanno la funzione di sostenere i carichi dei solai intermedi e delle strutture di copertura. Nel 2014 sull'area di progetto è stato realizzato un mock up per verificare le prestazioni di una muratura realizzata utilizzando una tradizionale miscela di terra, sabbia e ghiaia. In ragione delle ridotte prestazioni conseguite, è stata avviata un'attenta ricerca sperimentale, orientata a migliorare le prestazioni meccaniche e la resistenza agli agenti esterni. Un campione di 150 kg del terreno dell'area di progetto è stata trasportata in Italia e sottoposto alle prove tipiche sui terreni, alle analisi sulla composizione, alla verifica delle caratteristiche geomeccaniche per determinare gli additivi necessari a migliorarne le caratteristiche meccaniche, di stabilità e di durabilità agli agenti atmosferici.

A seguito delle analisi condotte, nella miscela di terra, sabbia ghiaia e cemento sono state introdotte fibre per migliorare le caratteristiche di resistenza, e additivi per ridurre la quantità acqua e quindi i ritiri. Ciò ha consentito la messa a punto di materiale che, opportunamente compattato entro i casseri, raggiunge una resistenza a compressione di 8 N/mm^2 contro gli $0.5\text{-}2 \text{ N/mm}^2$ tipici del pisé. Il mix design è costituito da argilla-limosa (20%), sabbia (23%), ghiaia (42%), cemento (7%), agenti stabilizzanti (3%), fibre di polipropilene (0,1%), fluidificanti (0,1%) e acqua (4,8%). Sono stati infine sperimentati trattamenti superficiali per prevenire la disgregazione per dilavamento e contemporaneamente evitare la formazione di muffe, muschi e cariche batteriche. Si è quindi provveduto a realizzare un secondo mock up, che ha confermato i risultati di laboratorio.

I muri in pisé sono stati costruiti mediante il posizionamento di due

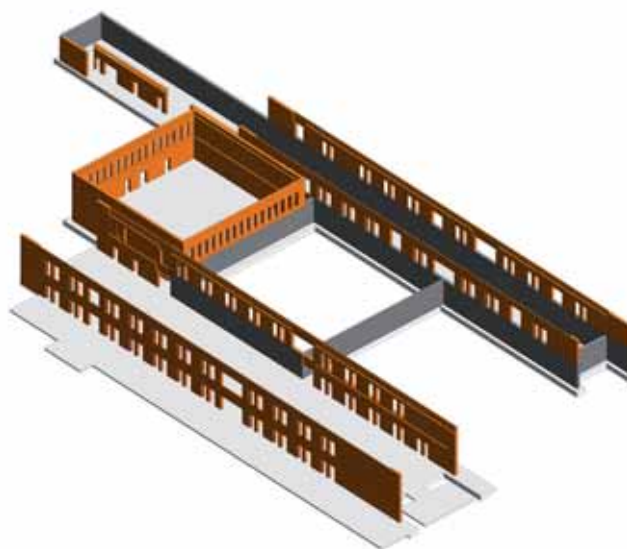


Fig. 14 – Modello BIM delle murature in pisé. © Milan Ingegneria

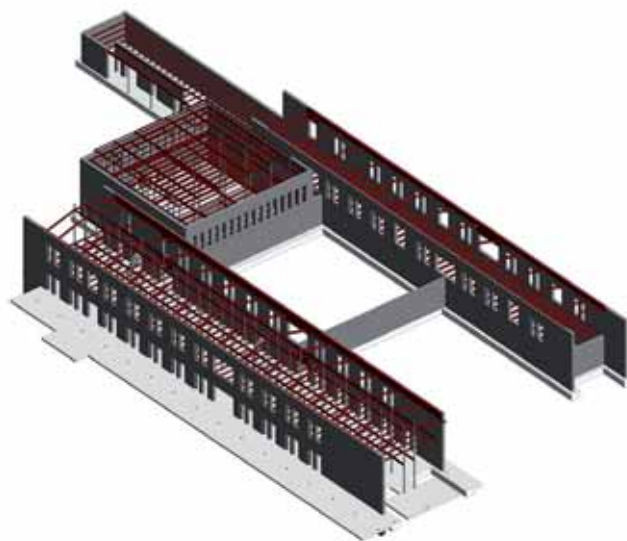


Fig. 15 – Modello BIM delle murature in pisé e delle strutture in acciaio del solaio intermedio e del solaio di copertura. © Milan Ingegneria



Fig. 16 – Vista del mock up della muratura in pisé. © Emergency NGO Technical Department



Fig.18 – Costruzione del mock up della muratura in pisé. © Emergency NGO Technical Department



Fig.19– Dettaglio del mock up della muratura in pisé. © Emergency NGO Technical Department

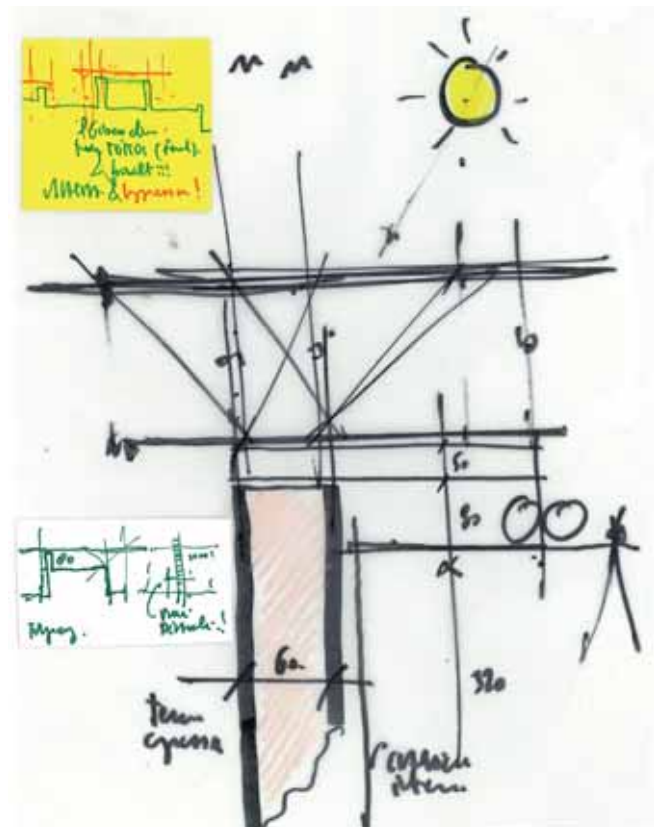


Fig. 17 – Schizzo di studio di Renzo Piano. © RPBW

casseri metallici entro i quali la terra, opportunamente miscelata, è stata disposta a strati di circa 15 cm e compattata con un pestello fino a raggiungere lo spessore di circa 8 cm. Grande attenzione è stata prestata all'allineamento degli strati la cui colorazione cangiante connota la muratura. Lo spessore delle murature, al di là delle considerazioni legate alle caratteristiche di resistenza meccanica del materiale, è stato fissato in 60 cm, così da consentire ai muratori di operare all'interno della cassaforma per battere la terra. Nel pisé sono poi stati inseriti elementi di acciaio e cordoli di calcestruzzo che, in corrispondenza delle aperture, fungono da architrave e lungo tutta la muratura permettono l'ancoraggio delle travi di acciaio del solaio intermedio e del solaio di copertura. La costruzione delle murature prevede un'interruzione dell'intero spessore ogni 13.4 m e intagli superficiali ogni 6.7 m per indurre in punti localizzati, poi nascosti dai pluviali, le fessurazioni che inevitabilmente si vengono a creare nell'impiego delle terra cruda battuta. Le aperture sono caratterizzate da marcati tagli diagonali che evidenziano ulteriormente lo spessore delle murature.

LE STRUTTURE IN ACCIAIO

Al carattere massivo delle murature in pisé si contrappongono la leggerezza delle membrature in acciaio con le quali sono state realizzate le strutture dei diversi volumi e la trasparenza delle grandi vetrate che si aprono sul paesaggio circostante.

In particolare, le coperture delle ali nord e sud si presentano come un sistema complesso che allo stesso tempo sorregge i solai, protegge dalla pioggia, consente l'ombreggiamento e la ventilazione del manto impermeabile migliorando le condizioni di comfort degli spazi sottostanti, permette la captazione della radiazione solare per la produzione dell'energia elettrica, favorisce la ventilazione degli ambienti interni qualora non fosse in funzione l'impianto di climatizzazione.

Alcune ipotesi iniziali, basate sull'impiego di una struttura reticolare di acciaio (visibile al di sopra del mock up della muratura in pisé del



Fig.20 – Costruzione delle murature in pisé. © Massimiliano Milan



Fig. 21 – Scasseratura delle murature in pisé © Massimiliano Milan



Fig. 22 – Costruzione delle murature in pisé. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 23 – Dettaglio della linea di induzione delle fessurazioni delle murature in pisé. © Massimiliano Milan



Figg. 24-25 – Scorci delle murature in pisé durante il montaggio delle colonne esterne della struttura di ombreggiamento della copertura dell'ala sud. © Emergency NGO Technical Department

2014) e di una struttura in legno, sono state ben presto abbandonate a favore della soluzione costituita da una struttura di acciaio intelaiata che vede l'impiego di profilati a sezione aperta e tubolari a sezione circolare. Come già detto, la donazione delle parti di acciaio ha avuto un ruolo importante nell'orientare il progetto in questa direzione.

Il sistema di sostegno del solaio intermedio, della copertura e dell'ombreggiamento si differenzia nelle due ali per la luce, più ampia nell'ala nord, e per la sezione delle membrature di acciaio.

La struttura che sostiene i due solai è costituita da una serie di telai centrali a doppia altezza, posti a un'iterasse di 6.7 m. I telai sono composti da due pilastri (HEB 180 nell'ala nord e HEB 160 nell'ala sud) ancorati direttamente alla platea di fondazione, da una trave inferiore (IPE 240 nell'ala nord e IPE 140 nell'ala sud) e da una trave superiore (IPE 240 in entrambi gli edifici). I telai sostengono le travi del solaio intermedio (IPE 240 nell'ala nord e IPE 140 nell'ala sud) e le travi del solaio di copertura (IPE 300 nell'ala nord e IPE 240 nell'ala sud) che sono inclinate per creare la pendenza della copertura verso i canali di gronda. Lateralmente le travi di entrambi i solai poggiano alla muratura in pisé mediante un cordolo in calcestruzzo armato.

In corrispondenza del solaio intermedio i telai sono collegati longitudinalmente mediante travi IPE (IPE 270 per l'ala sud e IPE 330 per l'ala nord) e una lamiera grecata di 75 mm. In corrispondenza del solaio di copertura sono invece collegati da travi IPE 200 e da una lamiera grecata di 150 mm, in entrambi gli edifici. Il solaio intermedio è completato da un getto di calcestruzzo armato, mentre il solaio

di copertura da un pannello isolante rigido e da un rivestimento in laminato di zinco prepatinato e aggraffato di 7 mm di spessore. Lungo la fascia centrale, piana, la copertura presenta una serie di lucernari che consentono l'illuminazione dall'alto della parte più interna del corpo di fabbrica e permettono, in caso di necessità, la ventilazione naturale degli ambienti interni.

I telai costituiscono anche il supporto centrale del sistema di ombreggiamento la cui struttura verticale è costituita da una serie di quattro colonne in profilati tubolari a sezione circolare (193.7x8): due laterali che poggiano direttamente a terra, all'esterno della muratura in pisé; due centrali che poggiano sulla sommità dei pilastri dei telai. Le colonne sono collegate trasversalmente da coppie di tubolari a sezione circolare (193.7x12.5) leggermente inclinate in modo da convogliare verso il centro la pioggia. Su questi tubolari si fissano longitudinalmente, a un interasse di 1.1 m, i tubolari a sezione circolare (114.3x8) che sostengono il manto di copertura, costituito da una lamiera ondulata di acciaio verniciata. Il sistema è quindi completato da pannelli fotovoltaici a film sottile che provvedono a coprire parte del fabbisogno energetico del centro. Nella fascia centrale la lamiera grecata è sostituita da un grigliato pressato in acciaio a piatti disuguali verniciato per garantire l'accessibilità della copertura per le operazioni di manutenzione.

La struttura del volume centrale, che presenta una copertura piana è costituita da un sistema intelaiato a due livelli realizzato con pilastri HE e travi IPE. Anche in questo caso le travi dei solai lungo i lati

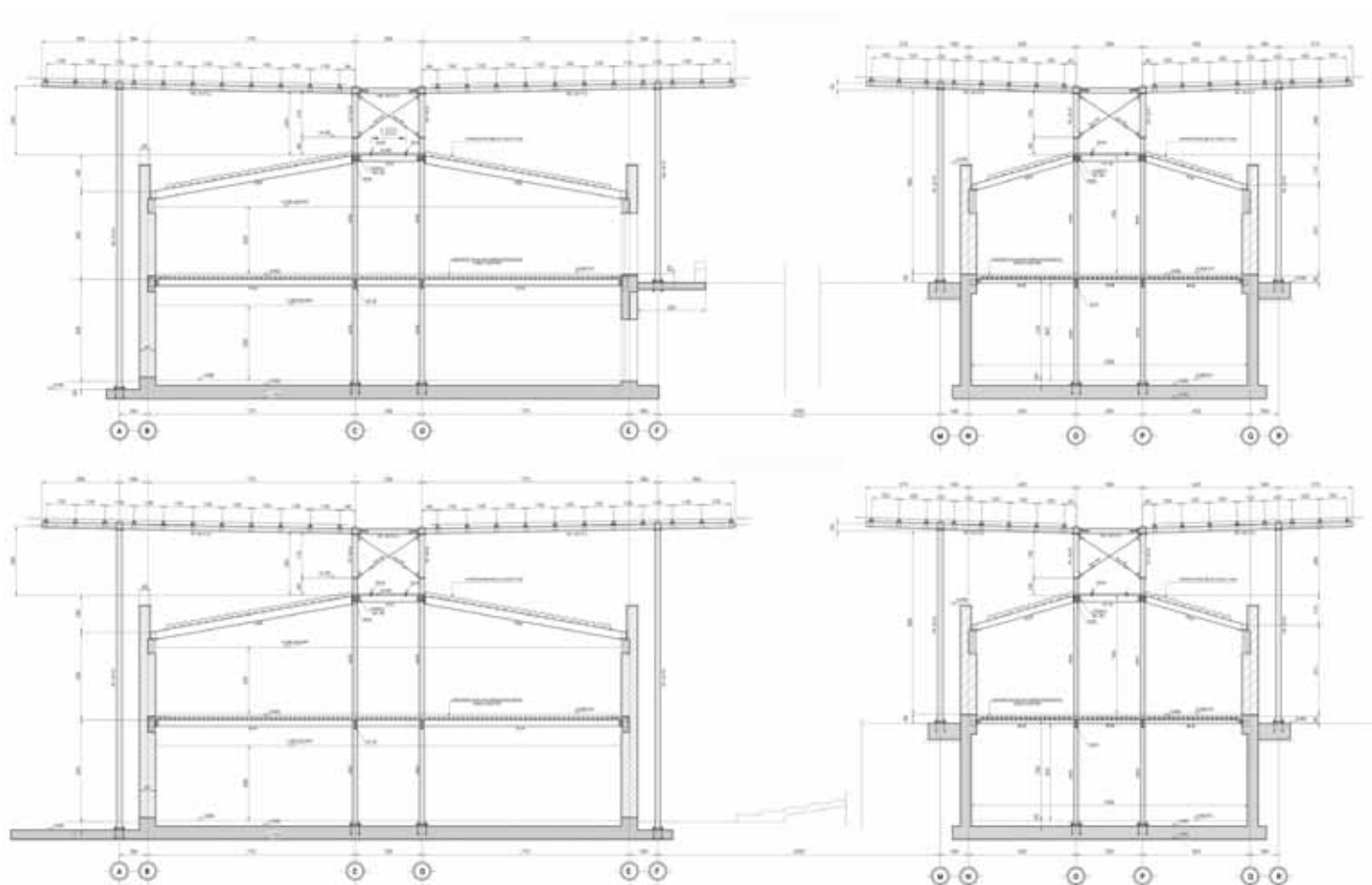


Fig. 26 - Sezioni trasversali dell'ala nord e dell'ala sud. Disegno della carpenteria di acciaio. © Milan Ingegneria



Fig. 27 - Montaggio della struttura di acciaio del sistema di ombreggiamento. © Emergency NGO Technical Department

nord e sud poggiano sulle murature in pisé. Sempre in carpenteria metallica è realizzata una piattaforma rialzata collocata in copertura che, oltre a ombreggiare la copertura, consente l'alloggiamento di volumi impiantistici.

L'attenta lettura del progetto del centro di eccellenza in chirurgia pediatrica di Entebbe consente di comprendere appieno come la necessità di confrontarsi con un contesto a risorse limitate non abbia impedito di affrontare la complessità posta dal tema con concretezza e rigore, ma allo stesso tempo con grande apertura alla sperimentazione.

Il risultato raggiunto, oltre che dell'ostinazione di Gino Strada, è il frutto della grande passione e competenza dei progettisti, della disponibilità delle imprese e dei produttori a mettersi in gioco anche al di fuori delle logiche del profitto, della grande esperienza sul campo degli uomini del dipartimento tecnico di Emergency che sanno come sia importante costruire bene ciò che poi deve essere anche oculatamente gestito.

Il risultato è un'architettura "scandalosamente" bella, come ha più volte affermato Renzo Piano nel corso del progetto, dove il carattere massivo dei materiali e delle tecniche costruttive del luogo e la leggerezza delle esili strutture di acciaio trovano una perfetta sintonia nel tentativo di congiungere la "terra" al "cielo". imprese e dei produttori a mettersi in gioco anche al di fuori delle logiche del profitto, della grande esperienza sul campo degli uomini del dipartimento tecnico di Emergency che sanno come sia importante costruire bene ciò che poi deve essere anche oculatamente gestito.

Il risultato è un'architettura "scandalosamente" bella, come ha più volte affermato Renzo Piano nel corso del progetto, dove il carattere massivo dei materiali e delle tecniche costruttive del luogo e la leggerezza delle esili strutture di acciaio trovano una perfetta sintonia nel



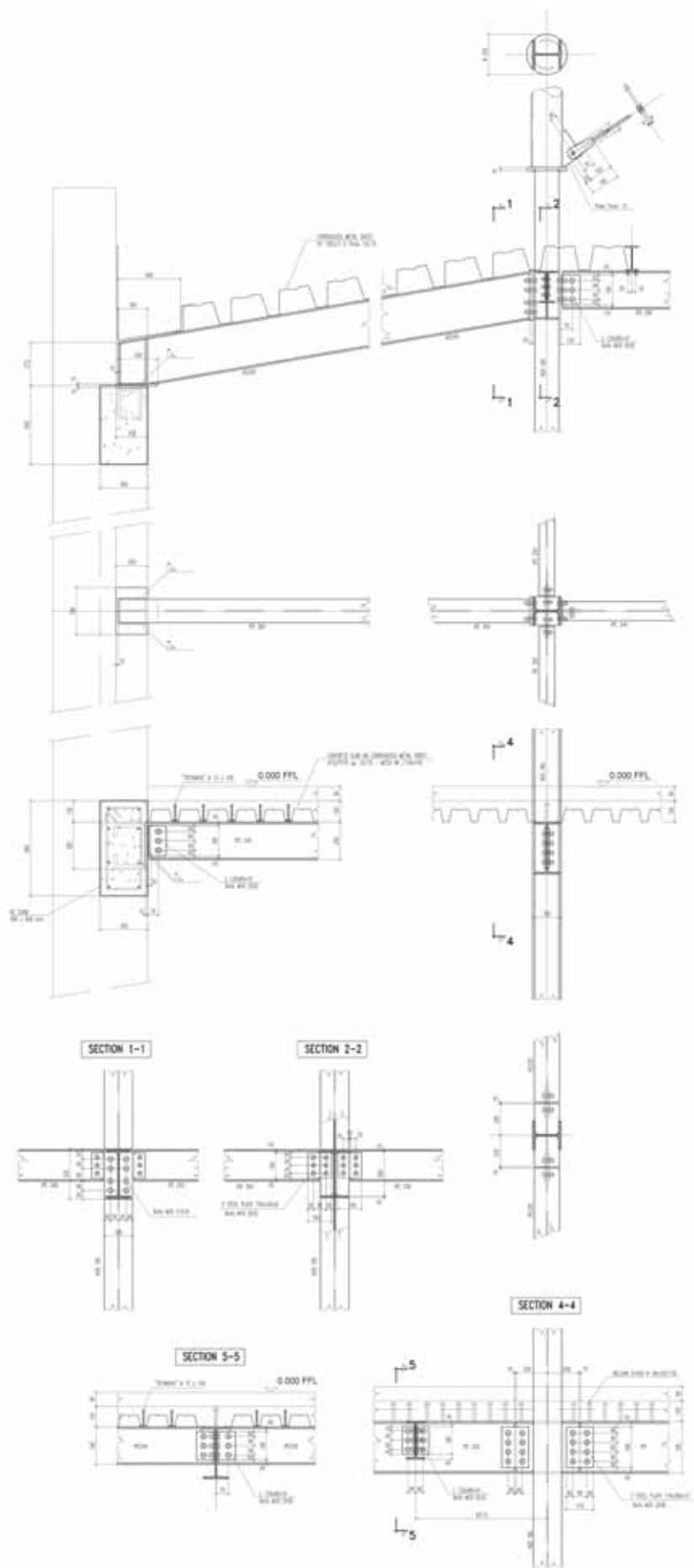


Fig. 30 - Dettagli della carpenteria di acciaio della struttura dell'ala nord. © Milan Ingegneria

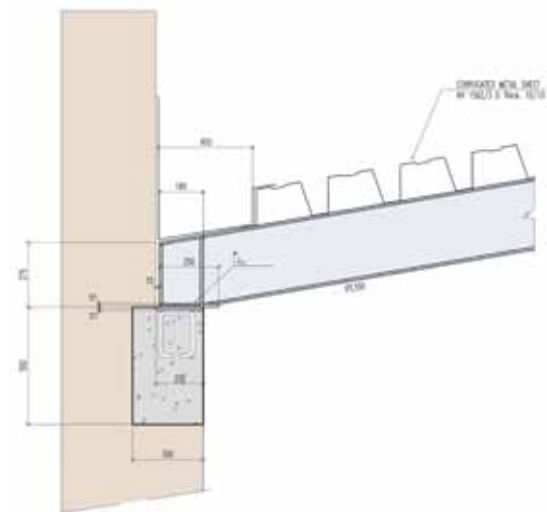


Fig. 31 - Dettaglio dell'appoggio delle travi del solaio di copertura alla muratura pisé dell'ala nord. © Milan Ingegneria



Fig. 32 - Montaggio del solaio di copertura dell'ala nord. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 33 - Vista dell'intradosso del solaio intermedio dell'ala nord. © Emergency NGO Technical Department

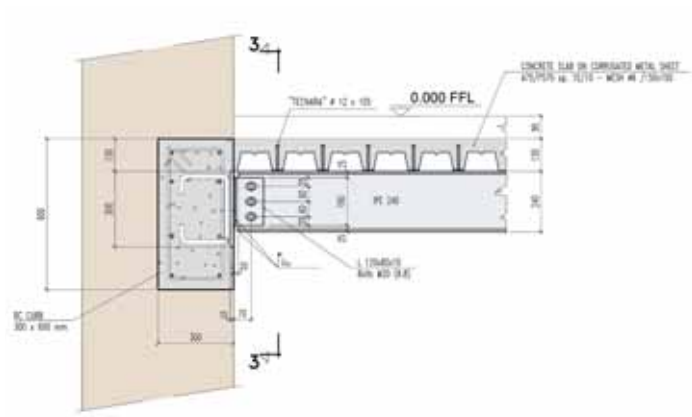


Fig. 34 – Dettaglio dell'appoggio delle travi del solaio intermedio alla muratura in pisé dell'ala nord. © Milan Ingegneria

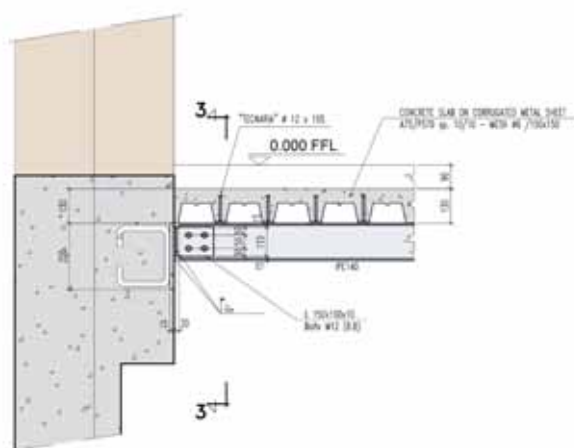


Fig. 35 – Dettaglio dell'appoggio delle travi del solaio intermedio in corrispondenza delle murature interrare in calcestruzzo armato dell'ala nord. © Milan Ingegneria



Fig. 36 – Vista dell'intradosso del solaio di copertura dell'ala sud. © Emergency NGO Technical Department

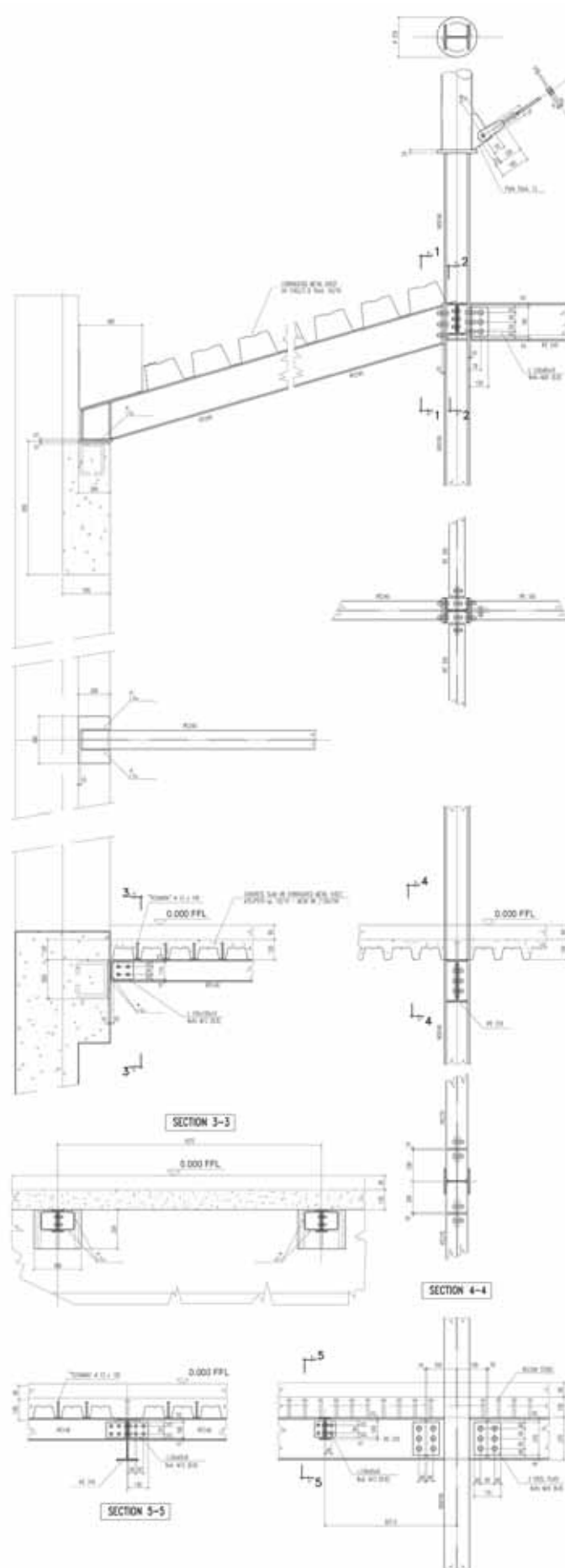


Fig. 37 – Dettagli della carpenteria di acciaio della struttura dell'ala sud. © Milan Ingegneria



Fig. 38 – Costruzione della carpenteria di acciaio dell'ala nord. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 39 – Vista della copertura e dell'intradosso del sistema di ombreggiamento dell'ala sud. © Emergency NGO Technical Department

tentativo di congiungere la “terra” al “cielo”. imprese e dei produttori a mettersi in gioco anche al di fuori delle logiche del profitto, della grande esperienza sul campo degli uomini del dipartimento tecnico di Emergency che sanno come sia importante costruire bene ciò che poi deve essere anche oculatamente gestito.

Il risultato è un'architettura “scandalosamente” bella, come ha più volte affermato Renzo Piano nel corso del progetto, dove il carattere massivo dei materiali e delle tecniche costruttive del luogo e la leggerezza delle esili strutture di acciaio trovano una perfetta sintonia nel tentativo di congiungere la “terra” al “cielo”. imprese e dei produttori a mettersi in gioco anche al di fuori delle logiche del profitto, della grande esperienza sul campo degli uomini del dipartimento tecnico di Emergency che sanno come sia importante costruire bene ciò che poi deve essere anche oculatamente gestito.

Il risultato è un'architettura “scandalosamente” bella, come ha più volte affermato Renzo Piano nel corso del progetto, dove il carattere massivo dei materiali e delle tecniche costruttive del luogo e la leggerezza delle esili strutture di acciaio trovano una perfetta sintonia nel tentativo di congiungere la “terra” al “cielo”. affermato Renzo Piano nel corso del progetto, dove il carattere massivo dei materiali e delle tecniche costruttive del luogo e la leggerezza delle esili strutture di acciaio trovano una perfetta sintonia nel tentativo di congiungere la “terra” al “cielo”.

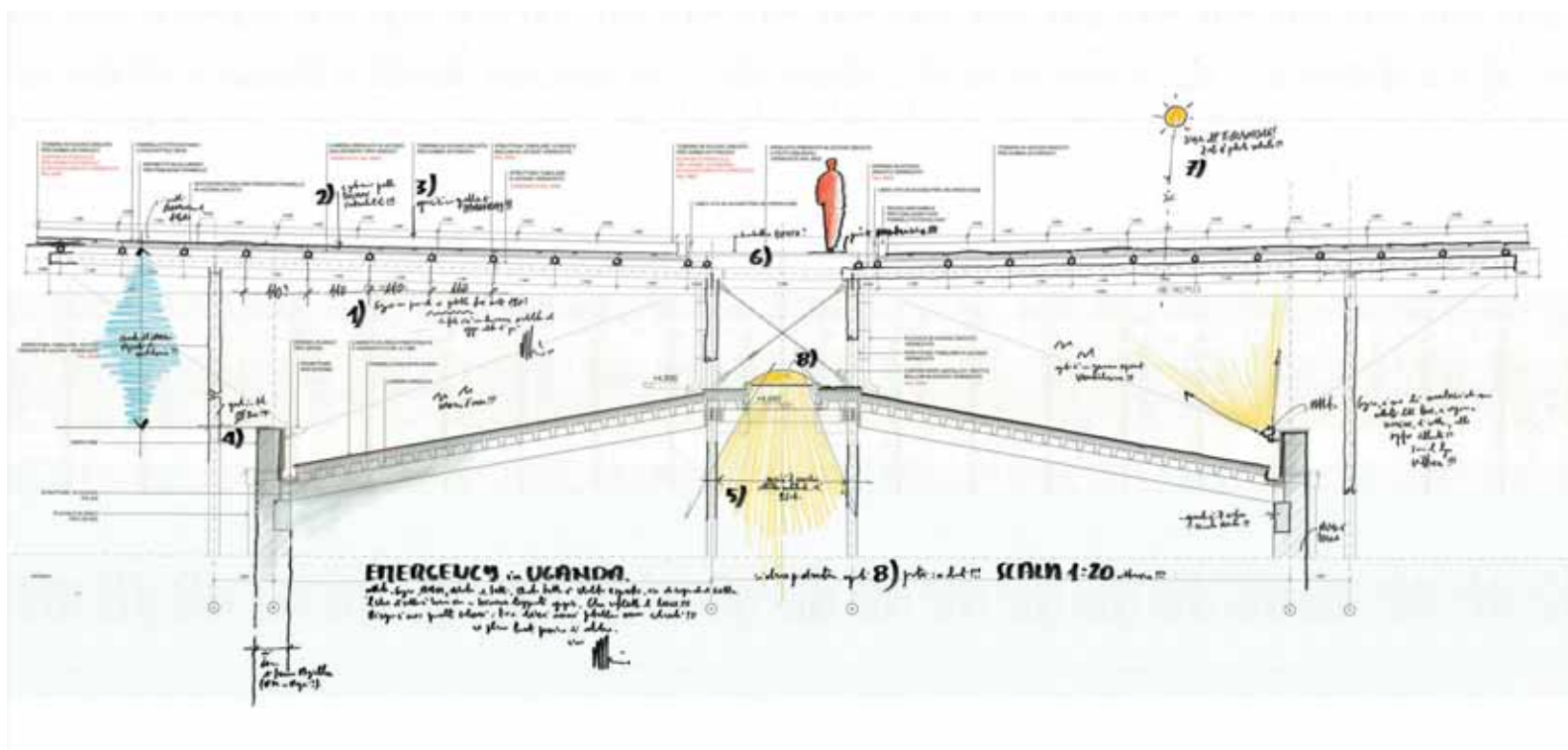


Fig. 40 – Sezione della copertura e del sistema di ombreggiamento dell'ala sud. Schizzo di Renzo Piano. © RPBW

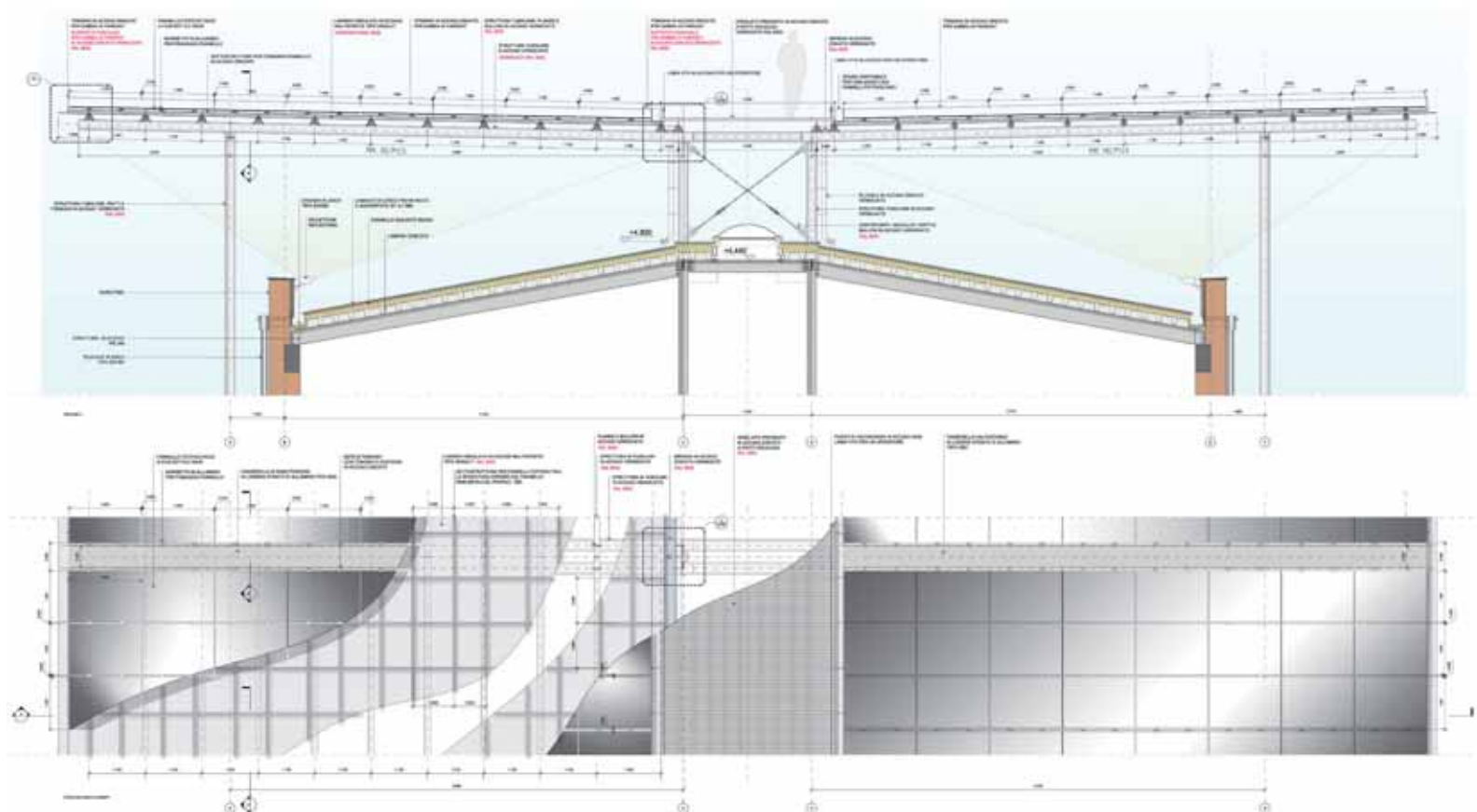


Fig. 41 – Sezione e pianta della copertura e del sistema di ombreggiamento dell'ala nord. © RPBW

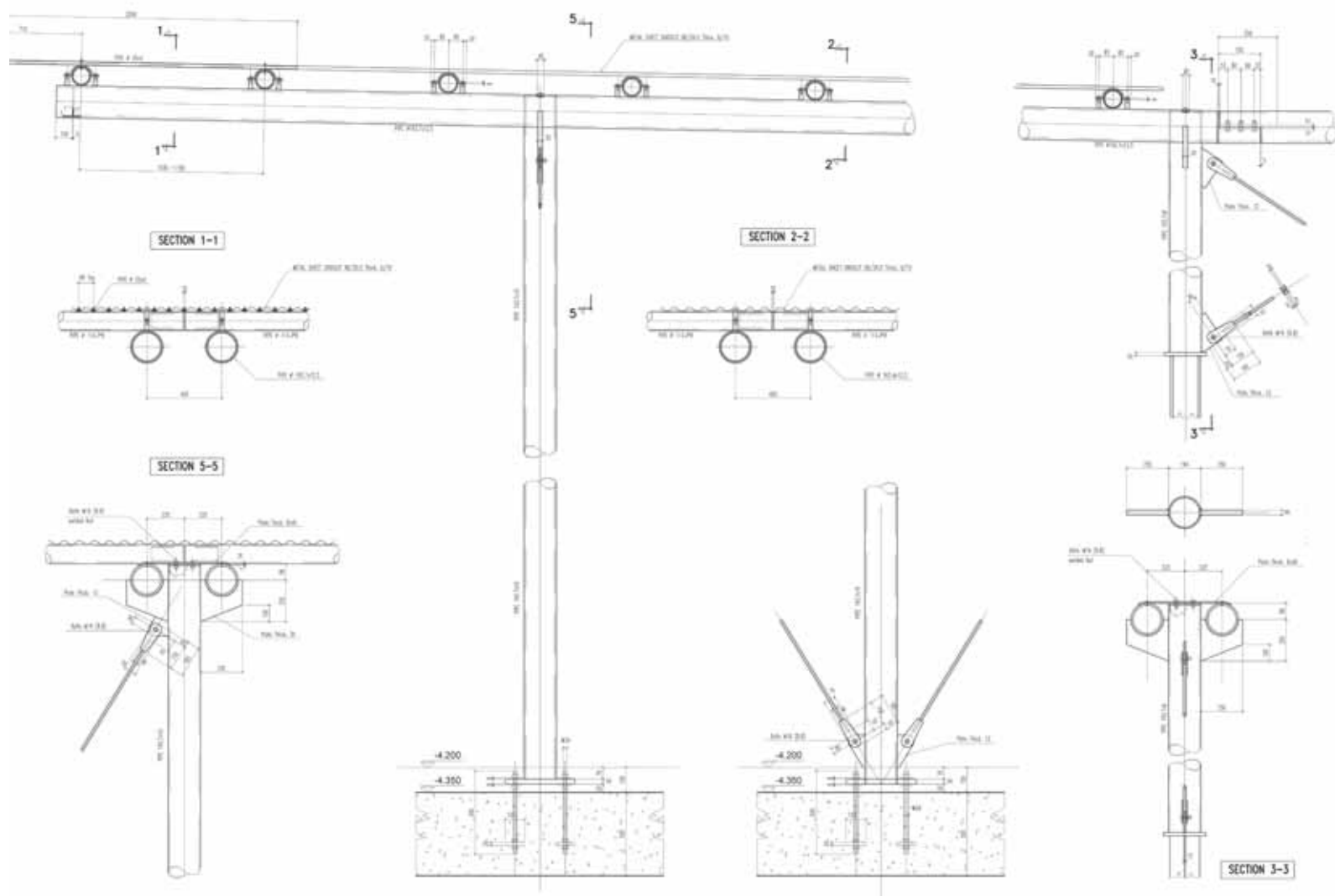


Fig. 42 – Dettagli della carpenteria di acciaio del sistema di ombreggiamento delle ali nord e sud. © Milan Ingegneria



Fig. 43 – Costruzione del sistema di ombreggiamento dell'ala sud in corrispondenza del fronte ovest. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 44– Vista dell'intradosso del sistema di ombreggiamento dell'ala sud in corrispondenza del fronte ovest. © Emergency NGO Technical Department

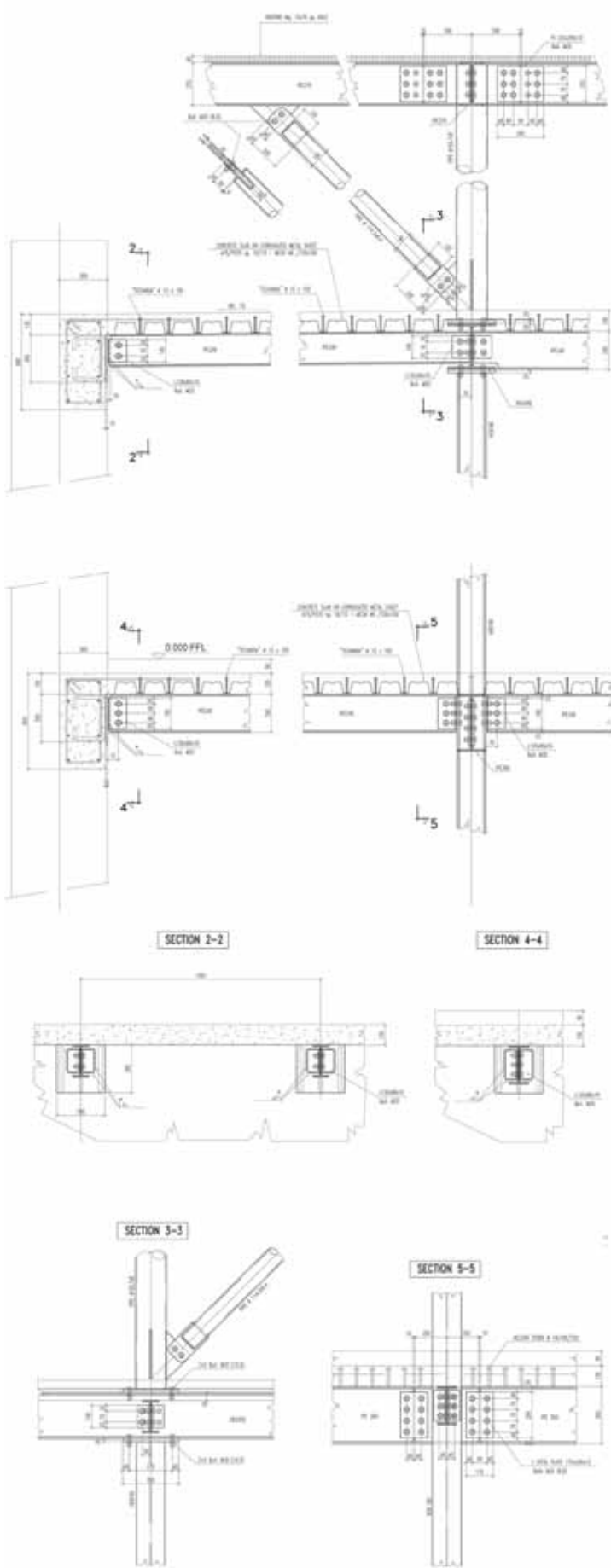


Fig. 45 – Dettagli della carpenteria di acciaio della struttura del corpo centrale © Milan Ingegneria



Fig. 46 – Costruzione della struttura di acciaio del corpo centrale. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 47 – Vista dell'affaccio del corpo centrale sulla corte. © Emergency NGO Technical Department



Fig. 48 – Vista dell'ala sud. © Emergency NGO Technical Department

DATI DI PROGETTO

Luogo:	Entebbe, distretto di Wikiso, Uganda
Area di intervento:	120.000 m ²
Superficie costruita:	9.000 m ²
Progetto:	2013-2020
Costruzione:	2017-2020

CREDITS

Committente:	Emergency NGO
Progettazione:	Renzo Piano Building Workshop & TAMassociati. Design team: G.Grandi (partner incaricato), P. Carrera, A. Peschiera, D. Piano, Z. Sawaya, D. Ardant, F. Cappellini, I. Corsaro, D. Lange, F. Terranova (modelli).
Progettazione strutture:	Milan Ingegneria
Progettazione impiantistica:	Prisma Engineering
Progettazione paesaggistica:	Franco e Simona Giorgetta Architetti paesaggisti
Progettazione antincendio:	GAE Engineering
Progettazione locale:	Studio FH Architects
Progettazione locale strutture e impianti:	MBW Consulting
Sponsor:	Paola Coin, Fondazione Prosolidar, Stavros Niarchos Foundation
Partners:	Climaveneta, Duferdofin Nucor, Enel Greenpower, Agatos Energia, Elettronica Santerno, TerniEnergia, Fogliani, GAE Engineering, Gruppo Amenduni, KSB, Luigi&Felice Castelli, Castelli Food, Ingtech, J&A Consultants, Maeg Costruzioni, Mapei, Performance in Lighting, Riello UPS, FIAMM, Thema, AGC Italia, Pellini, RessTende,Schuco, Teatro, Valsir
Friends of Emergency:	Alubel, Banor, BBraun, Belimo, Casalgrande Padana, Cofiloc, Doka Italia, Eaton, Fondazione Promozione Acciaio, Gima, Giugliano Costruzioni Metalliche, IDF Studio, Maspero Elevatori, MP Lavorazioni, Perin Generators Group, Polyglass, Salini Impregilo, Vimar, Zanutta, Zintek

UN MODELLO PRESTAZIONALE SEMPLIFICATO

per la verifica delle prestazioni sismiche dei telai in acciaio

A SIMPLIFIED PERFORMANCE

based approach for the seismic performance assessment of steel frames

Rosario Montuori, Elide Nastri, Vincenzo Piluso, Paolo Todisco

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, Fisciano (SA), Italy

La pianificazione dei programmi di mitigazione del rischio sismico ha mostrato come sia di fondamentale importanza effettuare una rapida classificazione del patrimonio edilizio esistente in termini di prestazioni sismiche. La capacità di una struttura può essere valutata per mezzo di analisi inelastiche, il cui sviluppo richiede complesse ed onerose procedure numeriche. Pertanto, in questo articolo viene proposta una metodologia semplificata atta a valutare le prestazioni sismiche degli edifici in acciaio, applicabile nella pratica progettuale comune. Il metodo suggerito permette di valutare la capacità di un edificio esistente senza ricorrere ad analisi non lineari statiche o dinamiche. Per mettere a punto tale modello, è stata realizzata un'ampia analisi parametrica su 420 telai progettati secondo 3 differenti approcci: il primo riguarda la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico che assicura la progettazione di strutture caratterizzate da un meccanismo di collasso globale (GMRFs); il secondo si basa sull'applicazione delle disposizioni dell'Eurocodice 8 (SMRFs); il terzo fa riferimento ad una progettazione non sismica, basata sul dimensionamento per soli carichi gravitazionali (OMRFs).

PAROLE CHIAVE: TPMC, analisi push-over, capacità, performance, vulnerabilità, modelli semplificati

The planning of seismic risk mitigation programs has underlined the need for a prompt classification of buildings in terms of seismic performances. The capacity of a structure can be assessed by means of inelastic analyses, requiring sophisticated and cumbersome numerical procedures. Therefore, a simplified method for the evaluation of seismic performance of steel frames to be used in the everyday practice is proposed in this paper. This method can evaluate the capacity of an existing building without resorting to any static or dynamic non-linear analysis. To set up the method, an extensive parametric analysis was carried out on 420 frames designed according to 3 different approaches: the first is the Theory of Plastic Mechanism Control and ensures the design of structures characterized by global collapse mechanism (GMRFs), the second is based on the application of the Eurocode 8 requirements (SMRFs) while the third is a non-seismic design, based on sizing for gravity loads only (OMRFs). KEYWORDS: TPMC, push-over analysis, capacity, performance, vulnerability, simplified methods

1 INTRODUZIONE

La valutazione della vulnerabilità sismica, in riferimento alle strutture esistenti, è diventata negli ultimi anni un tema di crescente importanza tra quelli sviluppati dall'ingegneria sismica e strutturale [1]–[12]. Le opere civili, le infrastrutture, ma anche semplici edifici, sono sempre più attenzionati dal punto di vista delle prestazioni sismiche [13]. Di conseguenza, ogni intervento di adeguamento o miglioramento sismico delle costruzioni esistenti dovrebbe essere preceduto da una fase di analisi prestazionale pre-intervento. L'evoluzione delle norme, dei metodi di analisi e degli strumenti di calcolo ha permesso ai progettisti di accedere a metodologie di progetto e verifica, in ambito sismico, sempre più avanzate [14]. Le prestazioni di un edificio sono valutate per mezzo del confronto tra la

capacità di dissipare l'energia sismica in ingresso grazie alla duttilità strutturale e la domanda sismica.

Se la domanda di duttilità è inferiore alla capacità, la struttura, anche se danneggiata, non collassa, assicurando, in questo caso, il requisito primario di prestazione dal punto di vista degli Stati Limite Ultimi, vale a dire la salvaguardia delle vite umane. In caso contrario, ovvero quando la domanda di duttilità è superiore alla capacità, la struttura collassa in quanto non è in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso in maniera soddisfacente e, pertanto, di sviluppare un adeguato meccanismo di collasso.

Le principali difficoltà nella creazione di un modello per la previsione del danno sismico che sia soddisfacente riguardano la definizione quantitativa

*Corresponding author. E-mail address: xxxx@xxxx.xx

del grado di danno corrispondente ad ogni livello prestazionale previsto [15]-[19]. Infatti, la conoscenza completa delle prestazioni sismiche di una struttura è frutto di procedure numeriche sofisticate come analisi statiche o dinamiche non lineari. Tali analisi richiedono che il modello strutturale sia adeguatamente accurato per cogliere il comportamento non lineare [20]. Tuttavia, soprattutto ai fini di valutazioni su ampia scala e di programmazione degli interventi di mitigazione del rischio sismico, una metodologia semplificata in grado di descrivere analiticamente e rapidamente la curva di capacità, senza ricorrere ad analisi più complesse, potrebbe essere estremamente utile anche nell'ottica di un inserimento normativo. Per raggiungere tale scopo, nel presente lavoro, sono state effettuate diverse analisi parametriche mediante push-over, su 420 telai progettati secondo tre approcci differenti. I risultati ottenuti sono stati successivamente analizzati in termini di curve di capacità. In particolare, ogni curva di capacità è stata semplificata definendo 3 rami: un ramo di risposta elastica, un ramo di plateau corrispondente alla massima capacità portante e un ramo discendente corrispondente alla curva di equilibrio del meccanismo di collasso (Figura 1). Inoltre, il punto corrispondente alla condizione di collasso è stato identificato per mezzo della rotazione plastica massima che le colonne e le travi sono in grado di esibire.

Per valutare analiticamente la curva corrispondente alla massima capacità portante e le rotazioni plastiche è stato utilizzato un approccio del tipo Merchant-Rankine che è stato opportunamente calibrato sulla base delle analisi parametriche. Attraverso tale approccio, risulta possibile esprimere il massimo moltiplicatore delle forze orizzontali mediante una semplice formula analitica. A seguito della definizione della curva di capacità semplificata, è stato necessario definire la metodologia di valutazione delle performance sismiche in accordo a due procedure. La prima sfrutta lo spettro ADRS [16], la seconda, espressa in termini di accelerazione spettrale, è legata alla definizione di un sistema SDOF equivalente che prende in considerazione anche gli effetti del secondo ordine.

2 APPROSSIMAZIONE TRILINEARE DELLA CURVA DI CAPACITÀ

La metodologia di analisi più comunemente adottata per valutare la capacità di una struttura è l'analisi push-over. Questo metodo di analisi può però condurre a risultati fallaci in assenza di una specifica competenza in materia di calcolo plastico e a rottura, a causa della complessità del controllo della bontà dei risultati ottenuti all'elaboratore elettronico. In particolare, la modellazione non lineare spesso non risulta direttamente controllata dai professionisti che, affidandosi ciecamente al software utilizzato, spesso ignorano la natura e i limiti delle modellazioni adottate. Il metodo semplificato qui proposto può essere utilizzato in maniera speditiva perché non richiede sofisticate analisi non lineari, ma solo analisi comuni come l'analisi strutturale elastica e l'analisi rigido-plastica. Il

professionista può facilmente costruire una curva di capacità costituita da tre rami (Figura 1), i cui punti caratteristici possono essere individuati tramite semplici equazioni proposte nel seguito. Inoltre, il metodo si presta ad essere adottato anche al fine di controllare i risultati che derivano da analisi non-lineari condotte mediante elaboratore elettronico.

La procedura prevede la valutazione del meccanismo di collasso atteso; pertanto, è importante la conoscenza dei meccanismi di collasso possibili per la tipologia strutturale considerata. I meccanismi di collasso tipici dei telai (MRFs) soggetti a forze orizzontali di natura sismica possono essere distinti in tre tipologie [21]-[24]. I meccanismi di collasso di tipo 1 e di tipo 2 sono meccanismi di tipo parziale che coinvolgono i primi i_m piani o i piani da i_m a n_s , con i_m ed n_s che rappresentano, rispettivamente, l'indice di piano che identifica il meccanismo generico all'interno della tipologia scelta e il numero totale di piani. I meccanismi di tipo 3 sono meccanismi di collasso locali, detti anche "soft-storey", che coinvolgono solo le colonne del i_m -esimo piano. Inoltre, viene preso in considerazione anche il cosiddetto meccanismo "shear-band" che coinvolge in maniera parziale piani intermedi [25]-[27]. Il numero totale di meccanismi considerati, includendo il meccanismo di tipo globale, risulta pari a

$$\frac{n_s (n_s + 1)}{2} + n_s.$$

La curva di capacità è influenzata dalle caratteristiche al collasso descritte in precedenza. La prima parte dipende dal comportamento elastico della struttura; il gomito dipende dalla capacità di redistribuzione plastica, mostrandosi più accentuato al crescere della simultaneità con cui si formano le cerniere plastiche; il ramo discendente dipende dalla sensibilità agli effetti del secondo ordine e dalla tipologia del meccanismo di collasso.

È semplice osservare che la curva di capacità può essere approssimata per mezzo di un modello trilineare in cui il primo tratto è rappresentato dalla curva di risposta elastica, il secondo, ad andamento orizzontale, è dettato dalla massima capacità portante, mentre il ramo discendente è dato dalla curva di equilibrio del meccanismo di collasso, ricavata per la struttura oggetto di studio.

La definizione del terzo tratto, come anticipato, è legata al concetto di curva di equilibrio del meccanismo di collasso [22]. In particolare, l'intercetta con l'asse delle ordinate e la pendenza di tale ramo possono essere ricavati semplicemente uguagliando il lavoro virtuale esterno con quello interno, con riferimento alle configurazioni di collasso possibili per il telaio considerato e portando in conto gli effetti del secondo ordine. In questo modo, la curva di equilibrio del meccanismo è una retta di equazione:

$$\alpha = \alpha_0 - \gamma_s \delta \quad (1)$$

dove α_0 è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali in accordo con un'analisi rigido-plastica del primo ordine e γ_s è la pendenza della curva di equilibrio [22]-[24].

Note le proprietà meccaniche e geometriche degli elementi strutturali (travi e colonne), la distribuzione di forze sismiche e gravitazionali e le possibili configurazioni al collasso, α_0 e γ_s potranno essere calcolati per ogni possibile tipologia di meccanismo di collasso. Il meccanismo che si attiverà, in un campo di spostamenti compatibile con le risorse di duttilità locale, sarà quello caratterizzato dalla curva di equilibrio localizzata inferiormente rispetto alle altre. Tale affermazione deriva dall'estensione del Teorema Cinematico del Collasso Plastico al concetto di curva di equilibrio del meccanismo.

Dal momento che la curva di equilibrio del meccanismo è ottenuta tramite un'analisi rigido-plastica del secondo ordine, lo spostamento δ che compare nella relazione $\alpha = \alpha_0 - \gamma_s \delta$ rappresenta solo la parte plastica dello spostamento totale, a meccanismo pienamente sviluppato. Per tener conto anche della parte elastica dello spostamento, l'Eq. (1) è stata riscritta nella seguente forma:

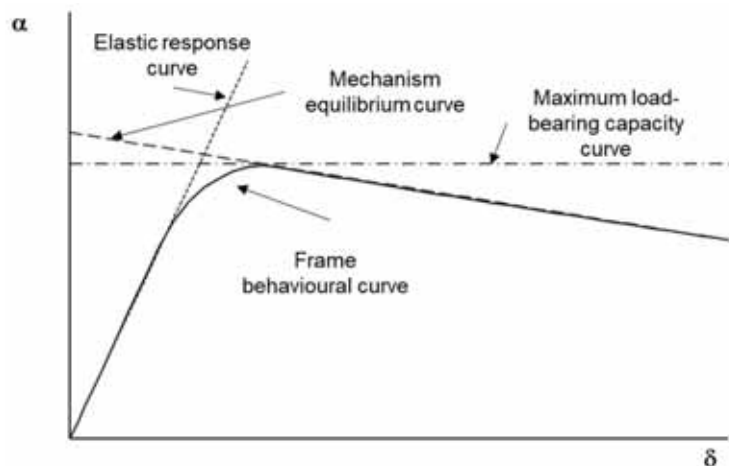


Fig. 1 - Approssimazione trilineare della curva di capacità

$$\alpha = \alpha_0 - \gamma_s (\delta - \delta_y)$$

dove $(\delta - \delta_y)$ rappresenta la parte plastica dello spostamento e δ_y è lo spostamento corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica. Di conseguenza, l'intersezione con l'asse delle ordinate è $\alpha = \alpha_0 - \gamma_s \delta_y$. Questa correzione è significativa nel caso di telai che esibiscono meccanismi di collasso di tipo “soft-storey” nei quali la parte elastica dello spostamento costituisce una elevata percentuale dello spostamento totale e risultando in molti casi più rilevante della corrispettiva parte plastica [25]. Per la definizione del ramo orizzontale è importato introdurre α_{max} come moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al raggiungimento della massima capacità portante della struttura. Il ramo elastico, infine, è rappresentato dalla retta di equazione:

$$\alpha = \frac{I}{\delta_y} \delta \quad (3)$$

dove δ_y è lo spostamento elastico in sommità, corrispondente al valore di progetto delle azioni sismiche.

3 ANALISI PARAMETRICA

Il tratto orizzontale della curva trilineare ed il punto corrispondente alla condizione di collasso sono stati definiti a valle di un'ampia analisi parametrica su MRFs in acciaio seguita da un'analisi di regressione. In particolare, i telai sono stati oggetto di analisi push-over i cui risultati sono stati sfruttati per definire formulazioni analitiche capaci di riprodurre i tre tratti del modello.

L'analisi è stata realizzata facendo riferimento a tre tipologie di telai:

- GMRFs (Global Moment Resisting Frames) progettati in accordo con la Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico (TPMC), caratterizzati da meccanismo di collasso globale;
- SMRFs (Special Moment Resisting Frames) progettati secondo i criteri di gerarchia definiti dall' Eurocodice 8 [28], capaci di evitare meccanismi di collasso di tipo “soft storey”
- OMRFs (Ordinary Moment Resisting Frames) progettati senza alcun requisito mirato al controllo del meccanismo di collasso (progetto per carichi gravitazionali) e che generalmente mostrano meccanismi di collasso di tipo “soft storey”.

Sia per i GMRFs che per gli SMRFs, la verifica degli spostamenti di interpiano in condizioni di servizio, che in alcuni casi ha governato la progettazione, è stata limitata all'1.00% dell'altezza di piano [28].

Per l'analisi parametrica sono stati considerati 140 schemi geometrici di telai per i quali i parametri soggetti a variazione sono stati: il numero di campate, n_b , da 2 a 6; il numero di piani, n_s , da 2 a 8; l'ampiezza di campata, pari a 3,00 m, 4,50 m, 6,00 m, 7,50m. Considerando i tre differenti approcci progettuali, il numero di strutture progettate sale a 420. Tutte le combinazioni sono state analizzate considerando carichi permanenti (G_k) pari a 3,5 kN/m², carichi variabili (Q_k) pari a 3 kN/m² con un'altezza d'interpiano pari a 3,5m [29].

Le analisi push-over sono state eseguite con il software SAP 2000 [30]. Travi e colonne sono state modellate come *beam-column elements*, le cui non linearità sono state concentrate in cerniere plastiche posizionate alle estremità (elementi “P-hinge”). In particolare, per le colonne il modello implementato per le cerniere plastiche tiene conto dell'interazione tra lo sforzo assiale ed il momento flettente. Sia per le travi che per le colonne, le resistenze sono state calcolate considerando le proprietà medie dei materiali.

Le analisi push-over sono state condotte in controllo di spostamento considerando sia le non linearità geometriche che quelle meccaniche [31]. I risultati delle analisi hanno fornito in output delle curve di capacità basate su un modello strutturale caratterizzato da cerniere plastiche dal comportamento rigido-perfettamente plastico (Fig. 2).

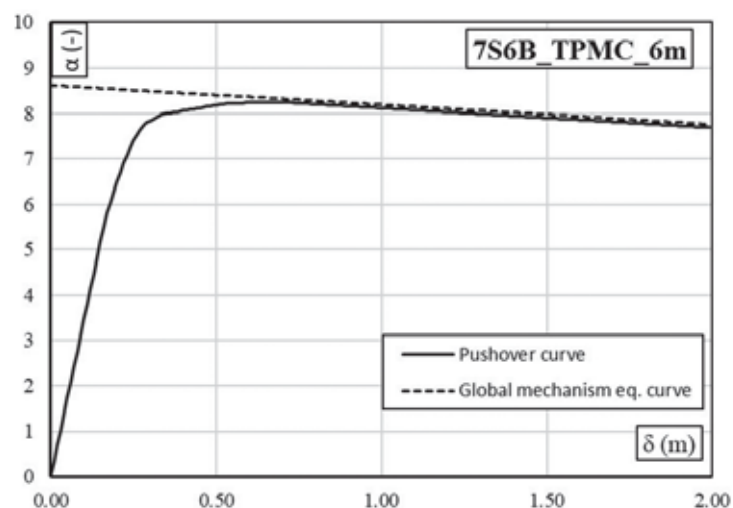


Fig. 2 - Curva di pushover e curva di equilibrio del meccanismo per telaio caratterizzato da meccanismo di collasso globale (GMRF)

4 VALUTAZIONE DEL MOLTIPLICATORE MASSIMO

L'approssimazione trilineare della curva di push-over richiede, oltre alla curva di equilibrio del meccanismo di collasso (Eq. (2)) ed al ramo elastico (Eq. (3)), la valutazione del moltiplicatore α_{max} corrispondente al raggiungimento della massima capacità portante. A tale scopo risulta utile un approccio che fonda le sue radici nella formula di Merchant-Rankine [32], permettendo di determinare α_{max} tramite un'opportuna combinazione tra il moltiplicatore di collasso ottenuto da un'analisi rigido-plastica del 1° ordine α_0 ed il moltiplicatore critico elastico dei carichi gravitazionali α_{cr} :

$$\frac{I}{\alpha_{max}} = \frac{I}{\alpha_0} + \frac{I}{\alpha_{cr}} \quad (4)$$

Considerando che [31]-[32] nel caso di strutture che esibiscono un meccanismo di collasso di tipo globale:

$$\frac{I}{\alpha_{cr}} \approx \gamma = \gamma_s \delta_l \quad (5)$$

è possibile riscrivere l'Eq. (4) nella seguente forma:

$$\alpha_{max} = \frac{\alpha_0}{1 + \alpha_0 \gamma_s \delta_l} \quad (6)$$

Partendo dalla formula di Merchant-Rankine e dalla approssimazione (5), al fine di incrementare il livello di accuratezza nella stima di α_{max} e di tenere conto della influenza del meccanismo di collasso, la (6) può essere convenientemente modificata aggiungendo un coefficiente correttivo che tenga conto del rapporto tra la rigidezza flessionale delle travi e la rigidezza flessionale delle colonne e dell'influenza del meccanismo di collasso, ossia dei criteri di progettazione adottati:

$$\alpha_{max} = \frac{\alpha_0}{1 + \psi \alpha_0 \gamma_s \delta_l} \quad (7)$$

dove:

$$\psi = \alpha + b \xi \quad (8)$$

$$\xi = \frac{\sum \frac{EI_b}{L_b}}{\sum \frac{EI_c}{L_c}} \quad (9)$$

I_b ed L_b sono rispettivamente il momento d'inerzia e la lunghezza della

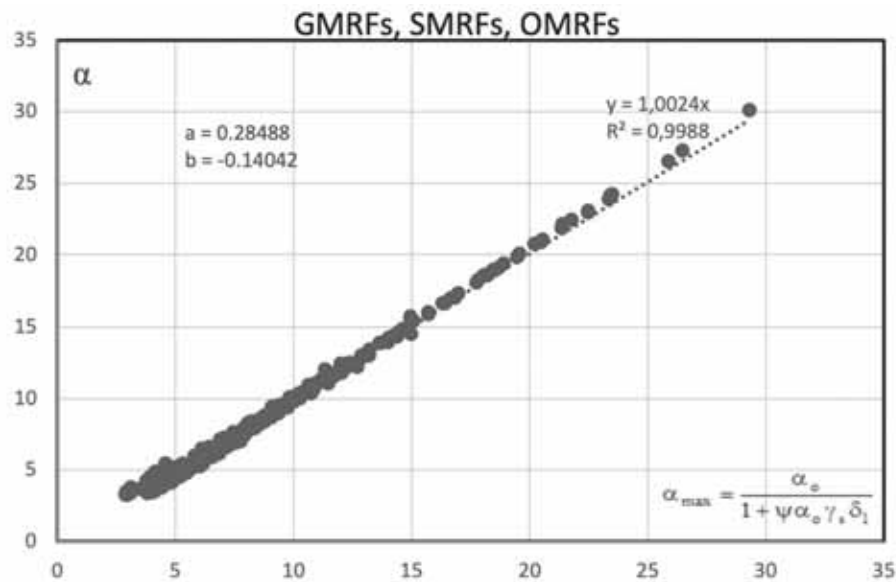


Fig. 3 - Analisi di regressione per GMRFs, SMRFs, OMRFs

trave; I_c ed L_c sono il momento d'inerzia e l'altezza della colonna; E è il modulo elastico; a e b sono coefficienti ottenuti dall'analisi di regressione. Il parametro ζ è calcolato con riferimento alle membrature del primo piano (tutte le travi e tutte le colonne).

Al fine di calibrare il coefficiente correttivo Ψ , sono state condotte diverse analisi numeriche per determinare i coefficienti a e b con lo scopo di minimizzare gli scarti tra i valori ottenuti analiticamente e quelli ottenuti dalle analisi statiche non-lineari, considerando OMRFs, SMRFs e GMRFs. Il coefficiente Ψ può essere calcolato tramite la seguente relazione:

$$\Psi = 0.28488 - 0.14042 \zeta \quad (10)$$

che permette un'accurata valutazione di $\alpha_{\max}$ come testimoniato dalla seguente Figura 3, in cui si può notare un coefficiente di determinazione prossimo al valore unitario e la conseguente minimizzazione degli scarti.

5 VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DEI LIVELLI PRESTAZIONALI

Partendo dall'approssimazione trilineare della curva di push-over, viene proposta una metodologia di verifica sismica basata su specifici obiettivi prestazionali [16]. Essa associa ai quattro punti caratteristici della curva di comportamento strutturale (punti A, B, C, D di Figura 4) specifici stati limite riportati nelle attuali normative [15], [28]. Tali stati limite hanno il significato di identificare prefissati obiettivi prestazionali sulla base del comportamento strutturale. In particolare:

- **Punto A:** ad esso viene associato lo stato limite di “Piena Operatività”

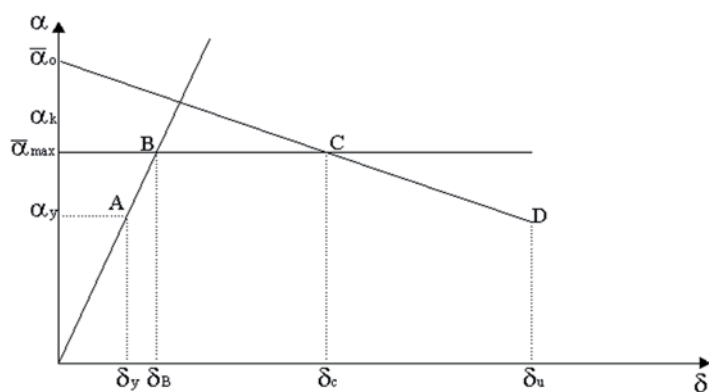


Fig. 4 - Punti caratteristici del modello trilineare

in quanto corrispondente al minimo valore tra il moltiplicatore delle forze orizzontali coincidente con la formazione della prima cerniera plastica e quello corrispondente al massimo spostamento relativo di piano ammissibile in condizioni di servizio. Tale punto risulta di semplice determinazione, essendo il risultato di una analisi elastica della struttura. In considerazione del comportamento elastico della struttura il livello prestazionale corrispondente al punto A sarà richiesto con riferimento ad eventi sismici di intensità frequente.

- **Punto B:** ad esso viene associato lo stato limite di “Operatività” in quanto corrispondente allo sviluppo della massima capacità portante della struttura. In tali condizioni, generalmente la struttura non ha ancora sviluppato un meccanismo cinematico. La sovra-resistenza dovuta alla ridistribuzione plastica risulta sfruttata con una limitata domanda di rotazione plastica $\vartheta_{p,B}$ (or $\vartheta_{p,a,max}$) alla quale corrisponde lo spostamento in sommità δ_B . In considerazione delle limitate escursioni in campo plastico attese nelle zone dissipative, il livello prestazionale corrispondente al punto B sarà richiesto con riferimento ad eventi sismici di intensità occasionale.
- **Punto C:** sotto l'azione di eventi sismici di rara intensità, la struttura è chiamata a sfruttare elevate risorse di duttilità. Pertanto, il punto C viene associato allo stato limite di “Salvaguardia della Vita Strutturale” corrispondente al completo sviluppo di un meccanismo di collasso. Si noti che in campo dinamico l'equilibrio tra forze d'inerzia e forze viscose e di richiamo è ancora garantito e il collasso è scongiurato in presenza di una adeguata duttilità locale che garantisce una capacità di rotazione plastica residua delle zone dissipative. La domanda in termini di rotazione plastica $\vartheta_{p,C}$ (or $\vartheta_{p,mecc}$), corrispondente allo spostamento in sommità δ_C , risulta significativa, ma la struttura risulta ancora convenientemente riparabile.
- **Punto D:** nel caso di eventi sismici di intensità molto rara, quando la struttura percorre il ramo degradante, l'equilibrio dinamico è ancora possibile grazie alle forze d'inerzia, ma sono richieste elevate risorse di duttilità locale. Al punto D viene associato lo stato limite di “Prevenzione del Collasso” in quanto, in almeno in una membratura, la domanda di rotazione plastica risulta pari alla corrispondente capacità. Conseguentemente, la struttura risulta in una condizione di collasso incipiente.

Come riportato in precedenza, il punto A (Piena Operatività) corrisponde al valore minimo tra il moltiplicatore delle forze orizzontali, coincidente con la formazione della prima cerniera plastica e quello corrispondente

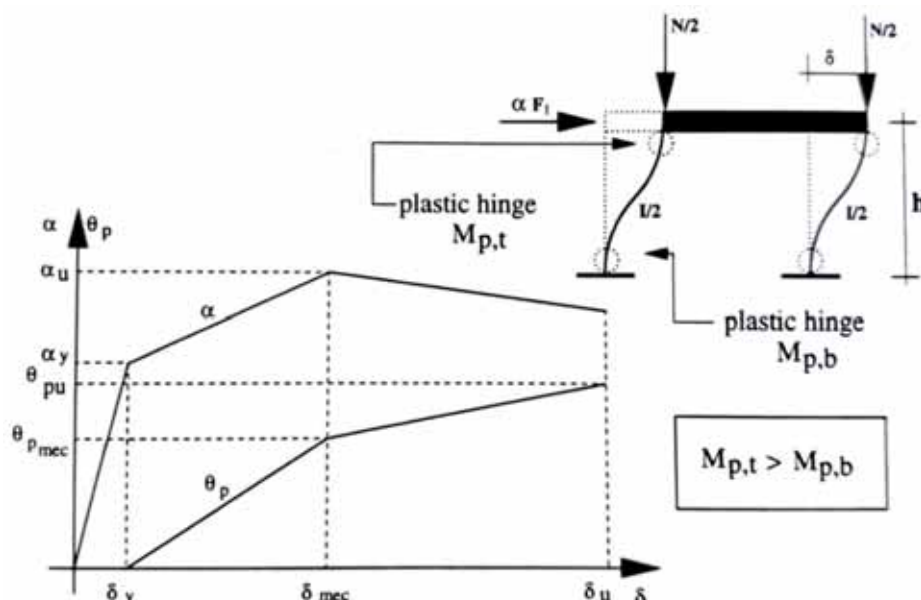


Fig. 5 - Modello di portale alla Grinter [32]

al massimo spostamento relativo di piano ammissibile in condizioni di esercizio. Il punto appartiene al tratto elastico della curva ed inoltre lo spostamento in sommità δ_A (o δ_y) risulta essere determinato dai risultati dell'analisi elastica. Noti lo spostamento δ_A e la pendenza $1/\delta_y$ (per $\alpha=1$) a valle dell'analisi elastica, il moltiplicatore corrispondente al punto A sarà calcolato come segue:

$$\alpha_y = \alpha_A = \frac{1}{\delta_y} \delta_A \quad (11)$$

ossia, una particolarizzazione dell'Eq. (3) per $\delta=\delta_A$.

Il punto B (*Operatività*), caratterizzato dal raggiungimento della massima capacità portante della struttura, deriva dall'intersezione del tratto orizzontale $\alpha = \alpha_{max}$ con il ramo elastico di equazione

$$\alpha = \frac{1}{\delta_y} \delta$$

Per individuare il punto B, è necessario individuare analiticamente il massimo moltiplicatore $\alpha_{max} = \alpha_B$ tramite la formula basata sull'approccio di Merchant-Rankine, calibrata per mezzo dell'analisi di regressione (Eq. (7)). Di conseguenza, si può affermare che:

$$\alpha_{max} = \alpha_B = \frac{1}{\delta_y} \delta_B \quad (12)$$

dove l'incognita è rappresentata dallo spostamento in sommità δ_B , che può essere immediatamente ricavato:

$$\delta_B = \alpha_{max} \delta_y \quad (13)$$

Il punto C (*Salvaguardia della Vita*), caratterizzato dal completo sviluppo del meccanismo di collasso, deriva dall'intersezione del tratto orizzontale di equazione $\alpha = \alpha_{max}$ con il ramo discendente, rappresentativo della curva di equilibrio del meccanismo (Eq. (2)). Pertanto, lo spostamento δ_C risulta dato da:

$$\delta_C = \delta_{mecc} = \frac{\alpha_0 - \alpha_{max}}{\gamma_s} + \delta_y \quad (14)$$

Anche in questo caso $\alpha_{max} = \alpha_B = \alpha_C$ come previsto dell'Eq. (13)

Il punto D (*Prevenzione del Collasso*) può essere individuato lungo il ramo discendente dell'approssimazione trilineare della curva $\alpha-\delta$. Tale punto corrisponde allo spostamento $\delta_D = \delta_u$, calcolato come segue:

$$\delta_D = \delta_C + (\vartheta_{p,u} - \vartheta_{p,mecc}) H_0 \quad (15)$$

dove $\vartheta_{p,u}$ è la rotazione plastica ultima delle cerniere, che per sezioni di prima classe può essere assunta pari a $8.0 \vartheta_y$ [33], $\vartheta_{p,mecc}$ è la rotazione plastica delle cerniere corrispondente alla formazione del meccanismo di collasso, H_0 è l'altezza totale dei piani coinvolti nel meccanismo di collasso.

La domanda di rotazione plastica all'atto dello sviluppo del meccanismo cinematico e la capacità di rotazione plastica sono di fondamentale importanza per l'applicazione dell'Eq. (15). Nel caso di colonne, con sforzo normale adimensionale inferiore a 0.30, e travi in flessione, la capacità di deformazione plastica è espressa come multiplo della rotazione alla corda a snervamento ϑ_y , definita come una proprietà della membratura stessa. Nel caso di elementi duttili (travi) e nel caso di elementi fragili coinvolti in meccanismi di piano soffre (colonne), si può assumere:

$$\vartheta_y = \frac{\gamma_{ov} M_{p,m} l_m}{6EI_m} \quad (16)$$

mentre per elementi fragili (colonne) coinvolti in meccanismi parziali o globali, si può assumere:

$$\vartheta_y = \frac{\gamma_{ov} M_{p,m} l_m}{4EI_m} \quad (17)$$

dove $M_{p,m}$ è il momento plastico della membratura; l_m è la lunghezza della membratura; I_m è il momento d'inerzia; E è il modulo elastico; γ_{ov} è il coefficiente di sovra-resistenza.

Per definire il punto D del modello prestazionale è necessario conoscere, in aggiunta alla capacità rotazionale delle membrature, anche la domanda di rotazione plastica necessaria ai fini dello sviluppo di un meccanismo cinematico. Pertanto, viene proposta una formulazione analitica, basata su un modello semplificato.

In particolare, viene considerato un telaio mono-piano alla Grinter (Figura 5), nel quale si assume che i momenti plastici siano differenti alla testa e alla base delle colonne al fine di simulare la capacità di distribuzione plastica tipica di strutture a più piani e più campate [32].

Al limite elastico, considerando gli effetti del secondo ordine, l'equilibrio alla traslazione orizzontale fornisce:

$$\alpha_y \frac{F_l + N \delta_y}{h} = k \delta_y \quad (18)$$

	TPMC	EC8	VL
a ₁	2.7747755	2.982417	19.542818
b ₁	0.0207354	-0.14356	-1.372652
a ₂	1.817070	1.370201	-144.9099
b ₂	-0.07731	0.652663	123.8454
a ₃	0.0844528	0.964755	-0.028950
b ₃	1.616165	1.802312	0.1820582
a ₄	-0.112433	0.737624	-1.840828
b ₄	1.4966937	-0.51209	3.0361764
a ₅	1.0606602	0.976295	97.159963
b ₅	0.6787599	1.027818	25.416893
a ₆	1.0528759	0.975839	1.8666626
b ₆	0.7200734	1.030732	-0.429104
a ₇	1.0416842	1.307034	0.5193375
b ₇	-0.010106	-0.04927	-0.026298
a ₈	1.4746805	-0.51629	-8.989332
b ₈	1.9600399	2.089958	8.1703708
a ₉	2.4191909	1.177776	0.9718614
b ₉	-3.197633	0.564625	-0.101879
a ₁₀	1.15158	0.62573	0.1638561
b ₁₀	-2.771682	0.665697	0.2129056
a ₁₁	0.7467686	1.002079	3.7814613
b ₁₁	1.7354908	0.980063	2.3614914
a ₁₂	0.7464403	1.007887	1.482424
b ₁₂	1.7354092	0.95805	0.275188
a' ₁	1.1674452	3.415537	19.508374
b' ₁	0.0575325	-0.07355	-0.637701
a' ₂	6.0112325	0.251316	-89.8716
b' ₂	0.3665074	1.394603	73.87363
a' ₃	1.0944684	3.860496	-0.044146
b' ₃	-1.169347	-0.09045	0.3181349
a' ₄	-2.322765	1.415893	-2.345411
b' ₄	7.462743	-1.18406	3.917804
a' ₅	0.993180	0.968454	-17.06279
b' ₅	0.95649	1.11087	95.899727
a' ₆	1.0150939	0.976968	1.5715063
b' ₆	0.7912074	1.069351	-0.053770

Tabella 1 - Valori dei parametri a_i e b_i

dove N è il carico verticale totale e k è la rigidezza laterale. All'atto del completo sviluppo del meccanismo cinematico, l'equazione di equilibrio risulta:

$$\alpha_u F_l + \frac{N \delta_{mec}}{h} = \frac{12EI}{h^3} \delta_y + \frac{3EI}{h^3} (\delta_{mec} - \delta_y) \quad (19)$$

che, tenendo conto della (18), può essere riscritta come:

$$(\delta_{mec} - \delta_y) = \frac{h^3}{3EI} \left[(\alpha_u - \alpha_y) F_l + \frac{N(\delta_{mec} - \delta_y)}{h} \right] \quad (20)$$

mentre la rotazione delle cerniere plastiche alla base risulta pari a:

$$\theta_{p.mec} = \frac{h_2}{2EI} \left[(\alpha_u - \alpha_y) F_l + \frac{N(\delta_{mec} - \delta_y)}{h} \right] \quad (21)$$

Tenuto conto che

$$\gamma = \frac{N}{kh}$$

e $\alpha_{cr} = N_{cr}/N = \pi^2 EI/Nh^2$ [32], la (21) suggerisce di ricercare le relazioni per valutare le rotazioni plastiche corrispondenti all'attivazione del meccanismo di collasso nella seguente forma:

$$\frac{\theta_{p.mec} H_0}{n_s \delta_y} = \frac{\Psi_l}{\Psi_2} \Psi_3 \left(\frac{a_{max}}{a_y} - l \right)^{\Psi_4} \frac{l - \Psi_5 \gamma_s}{l - \Psi_6 \gamma_s} \quad (22)$$

$$\frac{\theta_{p.mec} H_0}{n_s \delta_y} = \frac{\Psi'_l}{\Psi'_2} \Psi'_3 \left(\frac{a_{max}}{a_y} - l \right)^{\Psi'_4} \frac{l - \Psi'_5 \gamma_s}{l - \Psi'_6 \gamma_s} \quad (23)$$

per il primo elemento plasticizzato e l'elemento critico, rispettivamente. Con il termine elemento critico si intende la membratura in cui si forma la cerniera plastica che prima di tutte le altre risulta soggetta ad una domanda di rotazione plastica pari alla capacità (condizioni ultime). Analogamente, la relazione per valutare le rotazioni plastiche in corrispondenza del raggiungimento della massima capacità portante viene ricercata nella forma:

$$\frac{\theta_{p.mec} H_0}{n_s \delta_y} = \frac{\Psi_7}{\Psi_8} \Psi_9 \left(\frac{a_{max}}{a_y} - l \right)^{\Psi_{10}} \frac{l - \Psi_{11} \gamma_s}{l - \Psi_{12} \gamma_s} \quad (24)$$

dove H_0 è l'altezza totale dei piani coinvolti nel meccanismo di collasso, n_s è il numero di piani, α_y è il moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica, δ_y è lo spostamento corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica ed è uguale a δ_{lay} con δ_l spostamento dovuto alle forze sismiche di progetto. I coefficienti Ψ_i introdotti nelle Eqs. (22) e (23) e determinati tramite analisi di regressione, sono dati da:

$$\Psi_l = a_l + b_l n_b \quad \Psi'_l = a'_l + b'_l n_b \quad (25)$$

$$\Psi_2 = a_2 + b_2 n_s \quad \Psi'_2 = a'_2 + b'_2 n_s \quad (26)$$

$$\Psi_i = a_i + b_i \zeta \quad i=3, \dots, 6 \quad \Psi'_i = a'_i + b'_i \zeta \quad i=3, \dots, 6 \quad (27)$$

$$\Psi_7 = a_7 + b_7 n_b \quad (28)$$

$$\Psi_8 = a_8 + b_8 n_s \quad (29)$$

$$\Psi_k = a_k + b_k \zeta \quad k=9, \dots, 12 \quad (30)$$

dove n_b è il numero di campate, n_s è il numero di piani e ζ è dato dall'Eq. (9).

Queste relazioni collegano le rotazioni plastiche corrispondenti al massimo moltiplicatore $\vartheta_{p,max}$ e alla formazione del meccanismo di collasso $\vartheta_{p.mec}$, ai parametri principali che caratterizzano il comportamento strutturale (α_y , moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica, α_{max} massimo moltiplicatore e γ_s , pendenza della curva di equilibrio del meccanismo) [32]. Le relazioni sono state calibrate per mezzo di un'ampia analisi parametrica, grazie ai dati ricavati dalle analisi push-over eseguite. In molti casi il primo elemento plasticizzato

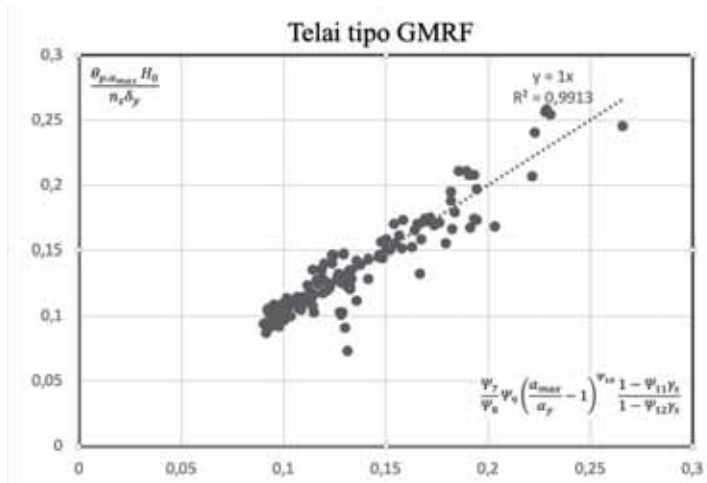


Fig. 6 - Domanda di rotazione plastica, corrispondente alla massima capacità portante, nella prima cerniera plastica - telai GMRF

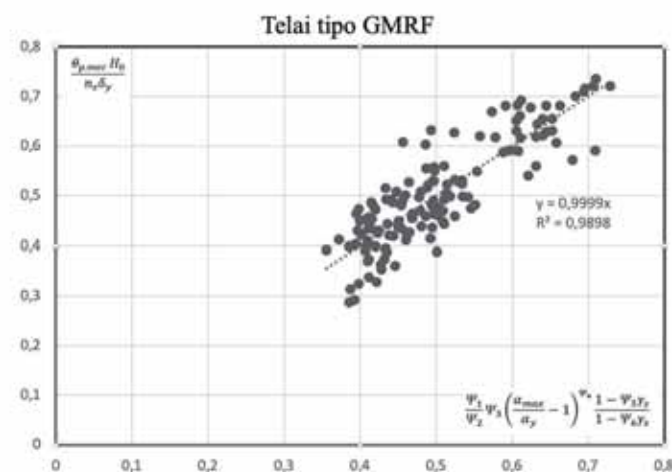


Fig. 7 - Domanda di rotazione plastica, corrispondente al completo sviluppo del meccanismo di collasso, nella prima cerniera plastica - telai GMRF

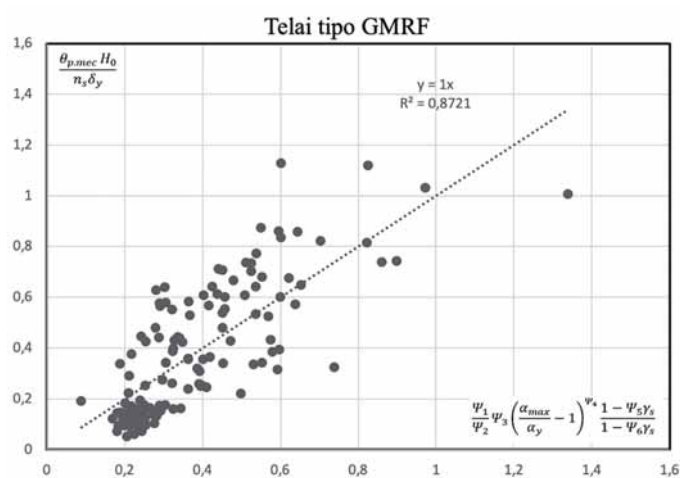


Fig. 8 - Domanda di rotazione plastica, corrispondente al completo sviluppo del meccanismo di collasso, nell'elemento critico - telai GMRF

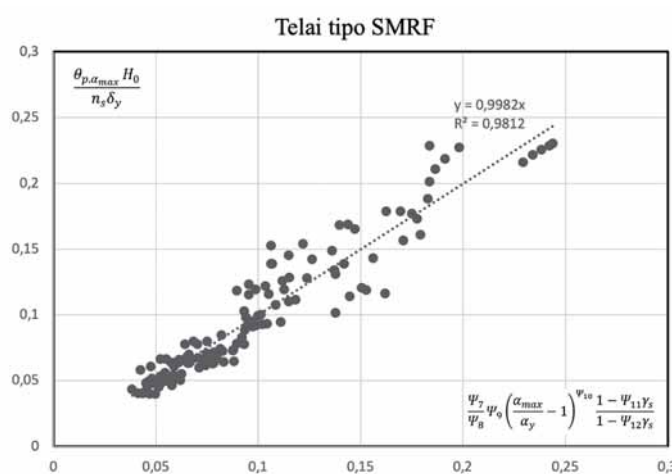


Fig. 9 - Domanda di rotazione plastica, corrispondente alla massima capacità portante, nella prima cerniera plastica - telai SMRF

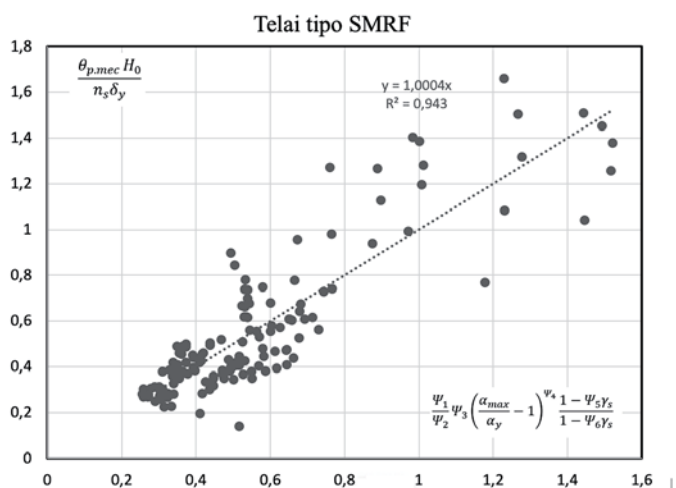


Fig. 10 - Domanda di rotazione plastica, corrispondente al completo sviluppo del meccanismo di collasso, nella prima cerniera plastica - telai SMRF

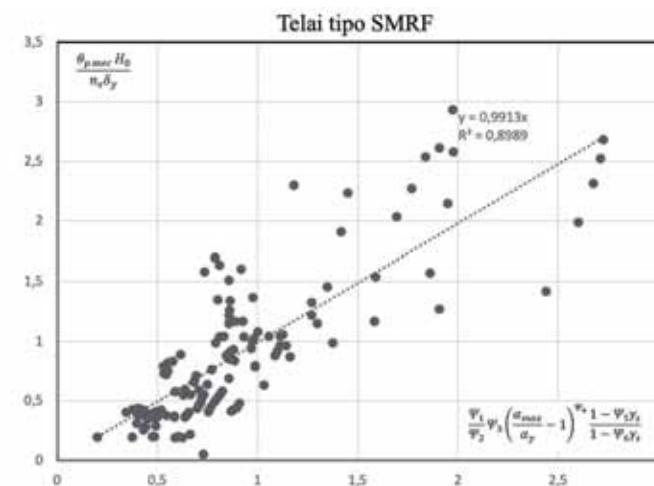


Fig. 11 - Domanda di rotazione plastica, corrispondente al completo sviluppo del meccanismo di collasso, nell'elemento critico - telai SMRF

e l'elemento critico non coincidono, di conseguenza, la valutazione delle rotazioni plastiche in corrispondenza della formazione del meccanismo di collasso richiede l'individuazione dell'elemento critico. Per tale motivo è stato necessario fare ricorso ad una doppia regressione con riferimento al primo elemento plasticizzato e all'elemento critico (Eqs. (22) e (23)). La condizione più sfavorevole sarà applicata al fine di non sovrastimare le effettive risorse di duttilità della struttura.

Risulta di fondamentale importanza far riferimento sia alle rotazioni plastiche del primo elemento plasticizzato che a quelle dell'elemento critico, che sarà identificato in accordo con la tipologia di meccanismo di collasso definito tramite l'analisi rigido-plastica. Inoltre, al fine di valutare l'elemento critico, è importante tenere conto della dipendenza della capacità rotazionale dalla geometria della membratura critica. A tale scopo, è stato introdotto un coefficiente di impegno rotazionale,

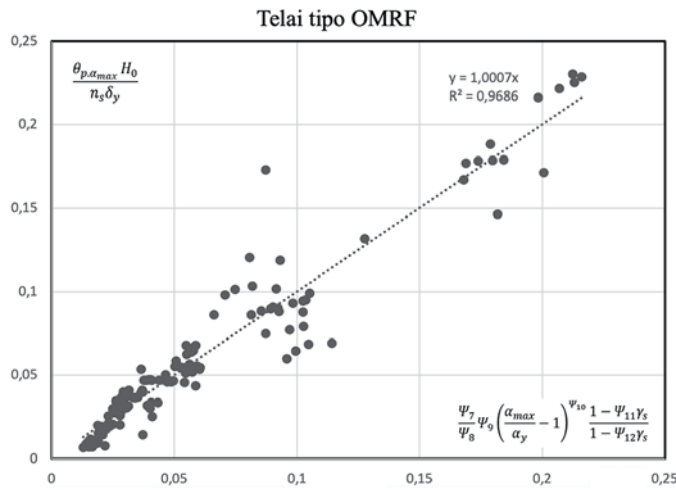


Fig. 12 – Domanda di rotazione plastica, corrispondente alla massima capacità portante, nella prima cerniera plastica - telai OMRF

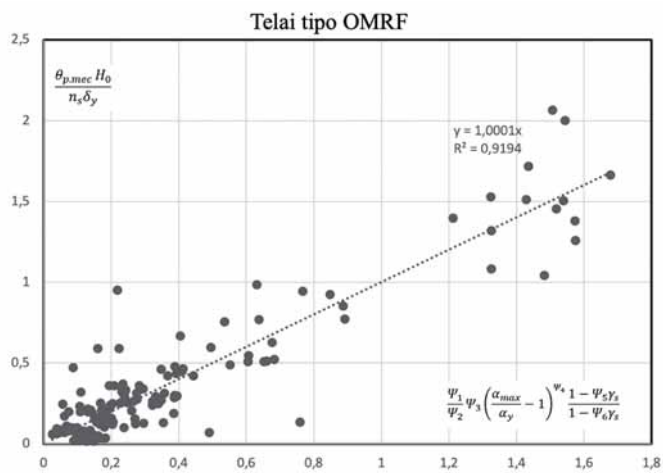


Fig. 13 – Domanda di rotazione plastica, corrispondente al completo sviluppo del meccanismo di collasso, nella prima cerniera plastica - telai OMRF

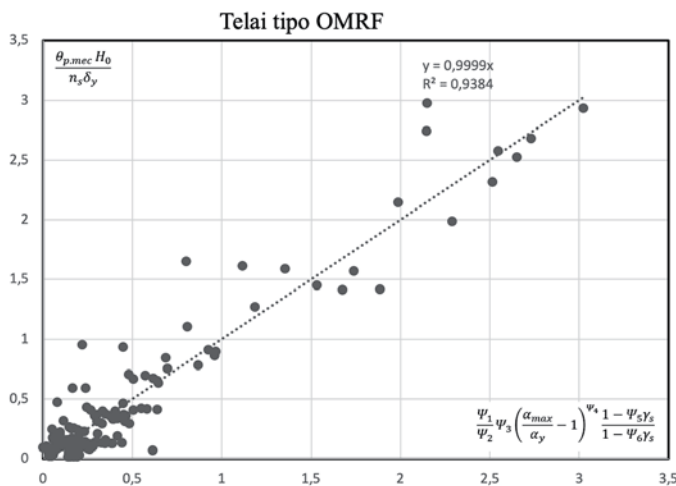


Fig. 14 – Domanda di rotazione plastica, corrispondente al completo sviluppo del meccanismo di collasso, nell'elemento critico - telai OMRF

dato dal rapporto tra la domanda di rotazione plastica e la sua capacità θ/θ_u . Pertanto, l'elemento che governa le condizioni ultime sarà quello caratterizzato dal massimo coefficiente di impegno rotazionale tra i casi “prima cerniera plastica” e “elemento critico”.

I valori dei parametri a_i e b_i sono stati ottenuti, mediante il metodo dei minimi quadrati, per OMRFs, SMRFs e GMRFs e sono riportati in Tabella 1. I coefficienti con l'apice fanno riferimento al caso “elemento critico”.

I risultati delle regressioni lineari eseguite su i telai tipo GMRFs, SMRFs, OMRFs sono riportate nelle Figure da 6 a 14.

6. PROCEDURA DI VERIFICA BASATA SUI LIVELLI PRESTAZIONALI

La procedura di seguito riportata ha lo scopo di verificare in termini di confronto capacità-domanda le prestazioni esibite da edifici in acciaio con struttura a telaio. A tal fine sono riportati due approcci alternativi rispetto a quelli presenti nella normativa europea vigente. Questi approcci hanno il vantaggio di consentire una definizione analitica della curva di capacità e di identificare una corrispondenza tra i punti caratteristici del modello trilineare (A, B, C, D) e gli stati limite presenti in norma. In aggiunta, si tiene conto degli effetti del secondo ordine che, al contrario, sono trascurati nella procedura suggerita dalla normativa.

Il primo approccio sfrutta il cosiddetto spettro ADRS [16] il cui impiego richiede una procedura di verifica in cui si attua una distinzione tra alti e bassi periodi [34]; il secondo prevede un'unica procedura in tutto l'intervallo di periodi.

6.1 Approccio in termini di accelerazioni tramite lo spettro ADRS

La procedura di verifica capacità-domanda può essere espressa in termini di accelerazione spettrale tramite lo spettro ADRS. Per ogni stato limite considerato, lo spettro S_a-S_{De} , ossia accelerazione spettrale-spostamento spettrale, sarà definito in accordo con l'equazione $S_{De}(T)=S_a(T)/(T/2\pi)^2$ (curva di domanda). Per quanto riguarda la capacità, invece, sarà necessario definire nel piano ADRS i punti caratteristici della curva di comportamento strutturale. Di questi punti, ognuno dei quali è rappresentativo di uno stato limite, sarà necessario conoscere l'ascissa, rappresentata dallo spostamento $d_{LS}^* = d_{LS}/\Gamma$ dove Γ è il coefficiente di partecipazione modale. Facendo riferimento alla capacità, è necessario distinguere tra i casi $T^*>T_C$ e $T^*<T_C$. Se $T^*>T_C$ [34] la capacità in termini di accelerazione spettrale, relativa allo stato limite considerato, può essere ottenuta tramite la seguente relazione:

$$S_{a,SL} = d_{LS}^* \omega_0^{*2} \quad (31)$$

Graficamente ciò significa rappresentare lo spettro, il cui punto di intersezione con la retta caratterizzata dal periodo elastico $T=T^*$ presenta ascissa pari a d_{LS}^* (Fig. 15)

Per quanto riguarda la domanda, essa è rappresentata dall'accelerazione spettrale fornita dalla normativa per lo specifico stato limite e riferita al sistema SDOF equivalente con periodo di vibrazione T^* .

Ai fini della verifica, deve essere soddisfatta la disuguaglianza $S_{a,SL} \geq S_a(T^*)$, dove $S_{a,SL}$ è l'accelerazione spettrale in termini di capacità, legata allo stato limite considerato ed $S_a(T^*)$ è la domanda in termini di accelerazioni fornita dalla normativa.

Se $T^*<T_C$ e $q>I$, in accordo con il criterio di uguaglianza dell'energia, vi è una differente procedura per valutare la capacità in termini di accelerazioni $S_{a,SL}$ che conduce al concetto di spettro anelastico (Fig. 16):

$$F_{SL}^* = \frac{m^* S_a(T^*)}{q_{LS}} \quad (32)$$

$$q_{LS} = I + (\mu_{LS} - I) \frac{m^* S_a(T^*)}{q_{LS}} \quad (33)$$

$$S_{a,SL} = q_{LS} \frac{F_{SL}^*}{m^*} \quad (34)$$

Se $T^*<T_C$ e $q>I$, risulta:

$$F_{SL}^* = m^* S_a(T^*) \quad (35)$$

$$S_{a,SL} = (F_{SL}^*)/m^* \quad (36)$$

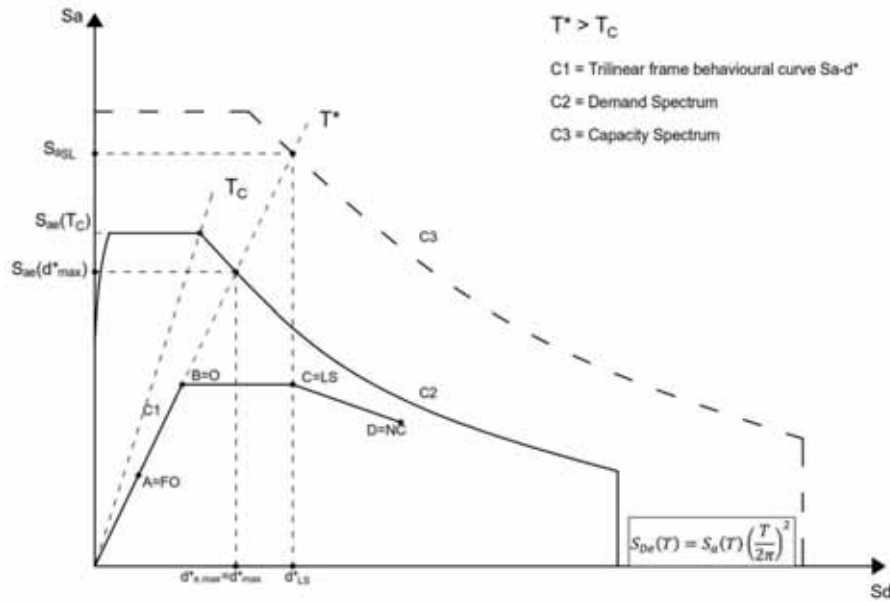


Fig. 15 - Verifica grafica con spettro ADRS in termini di accelerazioni per $T^* > T_c$

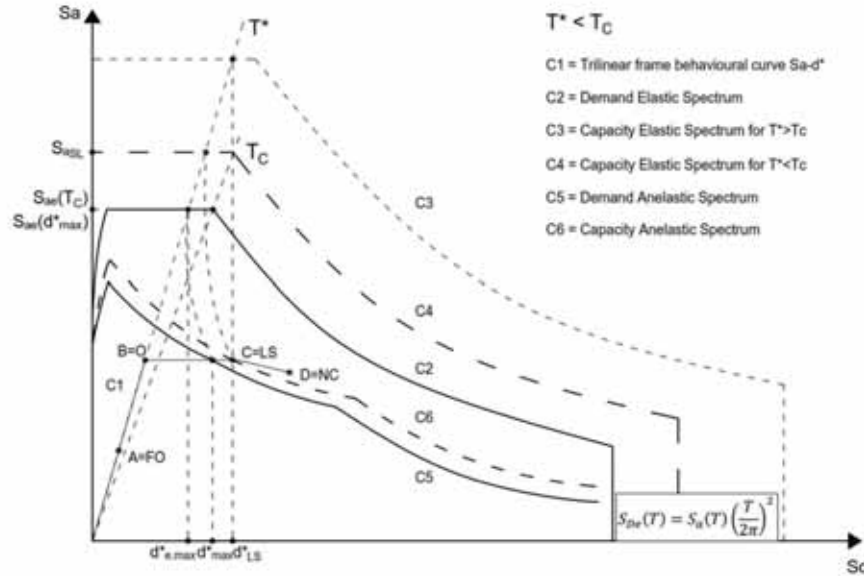


Fig. 16 - Verifica grafica con spettro ADRS in termini di accelerazioni per $T^* < T_c$

dove m^* è la massa equivalente del sistema SDOF:

$$m^* = \sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2 \quad (37)$$

e ϕ_k è la k-esima componente della prima forma modale.

La verifica richiede che sia soddisfatta la disuguaglianza $S_{aSL} \geq S_a(T^*)$.

6.2 Approccio basato sulla formulazione di Nassar et Krawinkler

Il secondo approccio proposto ha l'obiettivo di evitare la biforcazione della procedura di verifica, prevista dalla normativa sismica in vigore, che si basa sulla distinzione tra alti e bassi periodi [15], [34]. In aggiunta, essa permette di tener conto degli effetti del secondo ordine [32].

Nell'ambito delle verifiche capacità-domanda, un sistema strutturale equivalente SDOF sostituisce il sistema reale MDOF con l'introduzione del coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrare Γ . Preliminarmente la curva di capacità necessita di essere resa dimensionale moltiplicando α per il tagliante sismico di progetto e quindi riportata nel piano $F_b - d_c$. Successivamente, la curva di capacità [35]-[36] verrà

trasformata in quella di un SDOF equivalente tramite il coefficiente di partecipazione modale e rappresentata nel piano $F^* - d^*$, in cui il tagliante sismico F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente, sono legati alle corrispondenti quantità del sistema reale F_b e d_c tramite le relazioni $F^* = F_b / \Gamma$, $d^* = d_c / \Gamma$. La domanda può essere stimata tramite il periodo T^* e la massa m^* del sistema SDOF equivalente [37].

Nel prosieguo è riportata la procedura di verifica per ogni punto caratteristico della curva di capacità, approssimata con il modello trilineare.

• Punto A (Piena Operatività)

Si procede preliminarmente alla rappresentazione del punto A nel piano $F_b - d_c$ tramite le trasformazioni $F_{b,A} = F_{b,FO} = \alpha_A \sum_k F_k$ e $d_{c,A} = d_{c,FO} = \delta_A$ e, successivamente alla rappresentazione della curva per il sistema SDOF equivalente nel piano $F^* - d^*$ tramite le trasformazioni $F_A^* = F_{FO}^* = F_{b,A} / \Gamma$ e $d_A^* = d_{FO}^* = d_{c,A} / \Gamma$.

La capacità in termini di accelerazione spettrale per il punto A, ossia corrispondente allo stato limite "Fully Operational", sarà valutata nel seguente modo:

$$F_{FO}^* = m^* S_{a,FO}(T^*) \quad (38)$$

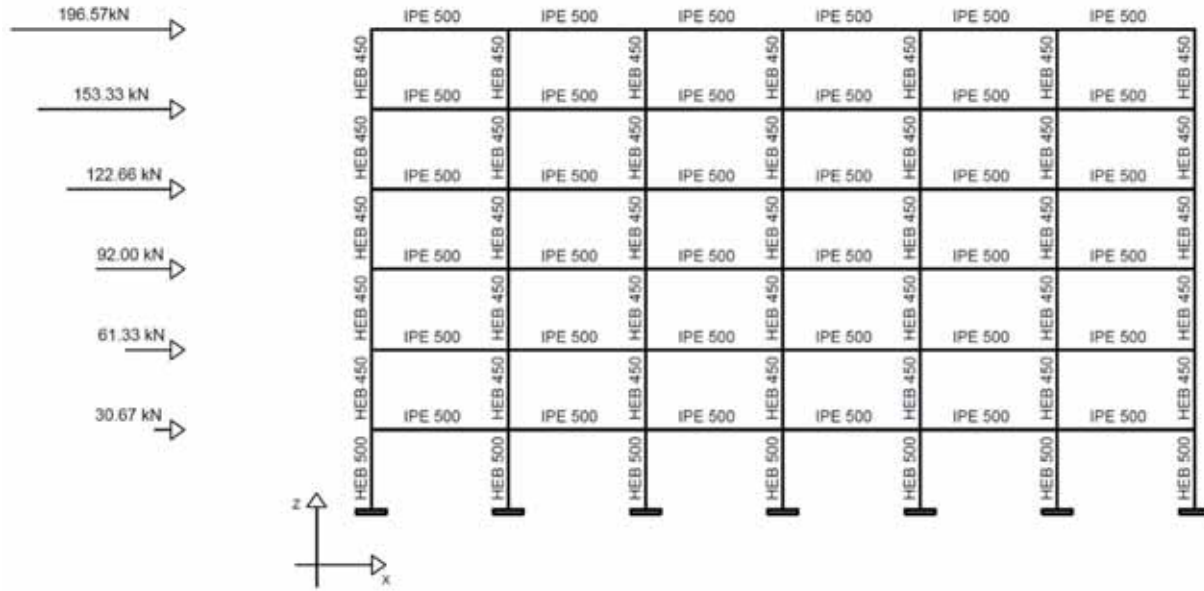


Fig. 17 - Schema del telaio costituente l'esempio applicativo con indicazione delle travi, delle colonne e delle forze sismiche.

$$S_{a,FO}(T^*) = \frac{F_{FO}^*}{m^*} \quad (39)$$

Per verificare la struttura nei confronti dello stato limite considerato, sarà sufficiente controllare il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$S_{a,FO}(T^*)_{capacity} \geq S_{a,FO}(T^*)_{demand} \quad (40)$$

• Punto B (Operatività)

Si procede preliminarmente alla rappresentazione del punto B nel piano $F_b - d_c$ tramite le trasformazioni $F_{b,B} = F_{b,O} = \alpha_{max} \sum_k F_k$ e $d_{c,B} = d_{c,O} = \delta_B$ e, successivamente, alla rappresentazione della curva per il sistema SDOF equivalente nel piano $F^* - d^*$ tramite le trasformazioni $F_B^* = F_O^* = F_{b,B}/\Gamma$ e $d_B^* = d_O^* = d_{c,B}/\Gamma$.

La capacità in termini di accelerazione spettrale per il punto B, ossia corrispondente allo stato limite "Operational", sarà valutata nel seguente modo:

$$F_O^* = m^* S_{a,O}(T^*) \quad (41)$$

$$S_{a,O}(T^*) = \frac{F_O^*}{m^*} \quad (42)$$

Per verificare la struttura nei confronti dello stato limite considerato, sarà sufficiente controllare il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$S_{a,O}(T^*)_{capacity} \geq S_{a,O}(T^*)_{demand} \quad (43)$$

• Punto C (Salvaguardia della Vita Strutturale)

Si procede preliminarmente alla rappresentazione del punto C nel piano $F_b - d_c$ tramite le trasformazioni $F_{b,C} = F_{b,LS} = \alpha_{max} \sum_k F_k$ e $d_{c,C} = d_{c,LS} = \delta_C$ e, successivamente, alla rappresentazione della curva per il sistema SDOF equivalente nel piano $F^* - d^*$ tramite le trasformazioni $F_C^* = F_{LS}^* = F_{b,C}/\Gamma$ e $d_C^* = d_{LS}^* = d_{c,C}/\Gamma$.

La capacità in termini di accelerazione spettrale per il punto C, ossia corrispondente allo stato limite "Life Safety", sarà valutata nel seguente modo:

$$F_{LS}^* = \frac{m^* S_{a,LS}(T^*)}{q_{LS}} \quad (44)$$

$$S_{a,LS}(T^*) = \frac{F_{LS}^*}{m^*} q_{LS} \quad (45)$$

$$q_{LS} = q_0(\mu, T, \gamma=0) = [c(\mu_{LS} - 1) + 1]^{1/c} \quad (46)$$

$$\text{dove } c = \frac{T^*}{I + T^*} + \frac{0.42}{T^*} \text{ e } \mu_{LS} = \frac{d_{LS}^*}{d_o^*}.$$

Per verificare la struttura nei confronti dello stato limite considerato, sarà sufficiente controllare il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$S_{a,LS}(T^*)_{capacity} \geq S_{a,LS}(T^*)_{demand} \quad (47)$$

Nella procedura di definizione della capacità in termini di accelerazioni, entrano in gioco il fattore di struttura q , espresso secondo la formulazione di Nassar e Krawinkler, e di conseguenza la duttilità μ_{LS} che influenzerà il fattore di struttura stesso [32]-[39].

• Punto D (Prevenzione del collasso)

Si procede preliminarmente alla rappresentazione del punto D nel piano $F_b - d_c$ tramite le trasformazioni $F_{b,D} = F_{b,NC} = \alpha_0 \sum_k F_k$ e $d_{c,D} = d_{c,NC} = \delta_D$ e, successivamente, alla rappresentazione della curva per il sistema SDOF equivalente nel piano $F^* - d^*$ tramite le trasformazioni $F_D^* = F_{NC}^* = F_{b,D}/\Gamma$ e $d_D^* = d_{NC}^* = d_{c,D}/\Gamma$. È importante notare che il tagliante $F_{b,NC}$ è calcolato facendo riferimento al moltiplicatore di collasso α_0 per valutare, successivamente, il fattore di struttura q in funzione della pendenza della curva di equilibrio del meccanismo.

La capacità in termini di accelerazione spettrale per il punto D, corrispondente allo stato limite "Near Collapse", sarà valutata nel seguente modo:

$$F_{NC}^* = \frac{m^* S_{a,NC}(T^*)}{q_{NC}} \quad (48)$$

$$S_{a,NC}(T^*) = \frac{F_{NC}^*}{m^*} q_{NC} \quad (49)$$

$$q_{NC} = \frac{q_0}{\phi} \quad (50)$$

Il fattore di struttura q_θ , espresso secondo la formulazione di Nassar e Krawinkler, è ottenuto per $\gamma = 0$ e di conseguenza non tiene conto degli effetti del secondo ordine. Tali effetti vengono introdotti per mezzo del coefficiente φ che risulta essere funzione della duttilità μ e della pendenza della curva di equilibrio γ che esprime la sensibilità agli effetti del secondo ordine [32].

Pertanto:

$$q_\theta(\mu, T, \gamma=0) = [c(\mu_{NC}-1)+1]^{1/c} \quad (51)$$

dove $c = \frac{T^*}{1+T^*} + \frac{0.42}{T^*} e \mu_{NC} \frac{d_{NC}^*}{d_o^*}$

$$\varphi = \frac{1 + 0.62(\mu_{NC}-1)^{1.45} \gamma}{(1-\gamma)} \quad (52)$$

$$S_{aO}(T^*)_{capacity} \geq S_{aO}(T^*)_{demand} \quad (53)$$

Al solito, per verificare la struttura nei confronti dello stato limite considerato, sarà sufficiente controllare il soddisfacimento della seguente disequazione:

$$q_{NC} = \frac{q_o}{\varphi} = \frac{[c(\mu_{NC}-1)+1]^{1/c}}{1 + 0.62(\mu_{NC}-1)^{1.45} \gamma} \quad (54)$$

7 ESEMPIO APPLICATIVO

La procedura di verifica precedentemente descritta viene applicata al fine di valutare la capacità di un telaio sismo-resistente in acciaio a 6 piani e 6 campate, progettato in accordo con le prescrizioni dell'Eurocodice 8 (Fig. 17), con ampiezza di campata pari a 7.50 m, altezza di interpiano di 3.50 m, carichi permanenti G_k pari a 3.5 kN/m², carichi variabili Q_k pari a 3 kN/m². Per la valutazione dei carichi gravitazionali sulle travi è stata ipotizzata una luce di influenza del telaio pari a 7.50 m. L'acciaio impiegato è il grado S275.

Le forze sismiche di progetto risultano le seguenti:

$$\begin{array}{lll} F_1 = 30.67 \text{ kN} & F_2 = 61.33 \text{ kN} & F_3 = 92.00 \text{ kN} \\ F_4 = 122.66 \text{ kN} & F_5 = 153.33 \text{ kN} & F_6 = 196.57 \text{ kN} \end{array}$$

La curva di capacità approssimata secondo il modello trilineare è riportata in Fig. 18, dove viene riportato anche il confronto tra la curva di capacità effettiva ottenuta mediante analisi push-over e la sua approssimazione trilineare.

Parametri ottenuti dall'analisi elastica:

- $\delta_1 (\alpha = 1) = 0.0442$
- $k = 22.6301$
- $\delta_A = \delta_y = 0.1605$
- $\alpha_A = \alpha_y = k \delta_y = 3.6321$

Parametri ottenuti dall'analisi rigido-plastica:

- $\alpha_0 = 6.084$
- $\gamma_s = 0.823$
- $\alpha = \alpha_0 - \gamma_s (\delta - \delta_y) \rightarrow \alpha = 6.084 - 0.823(\delta - 0.1605)$
- $\alpha (\delta = 0) = \alpha_0 + \gamma_s \delta_y = 6.216$
- $H_0 = 14 \text{ m}$ (meccanismo di collasso Tipo 1, $i_m = 4$)

Valutazione del massimo moltiplicatore tramite la formula di Merchant-Rankine calibrata:

$$\alpha_{max} = \frac{\alpha_0}{1 + \psi \alpha_0 \gamma_s \delta_1} = 5.7535$$

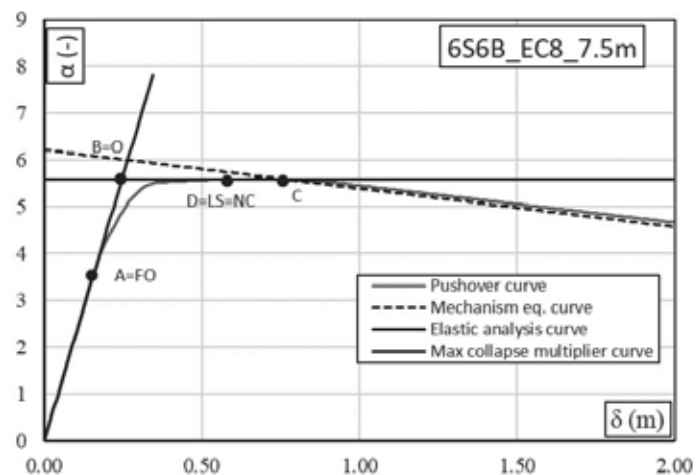


Fig. 18 - Modello trilineare e punti caratteristici per la struttura 6S6B_EC8_7.5m

dove: $\Psi = 0.28488 - 0.14042 \zeta = 0.2596$ con

$$\zeta = \frac{\sum \frac{EI_b}{L_b}}{\sum \frac{EI_c}{L_c}} = \frac{6}{7.5} \frac{48200}{107200} = 0.1799$$

e di conseguenza

$$\delta_B = \frac{\alpha_{max}}{k} = 0.2542$$

$$e \delta_C = \delta_{mecc} = \frac{\alpha_{\delta=0} - \alpha_{max}}{\gamma_s} + \delta_y = \frac{6.216 - 5.7535}{0.823} + 0.16 = 0.723 \text{ m}$$

Valutazione della domanda di rotazione plastica corrispondente allo sviluppo del meccanismo di collasso per il primo elemento plasticizzato (travi del primo piano):

$$\theta_{p.mec} = \frac{n_s \delta_y}{H_0} \left[\frac{\Psi_1}{\Psi_2} \Psi_3 \left(\frac{a_{max}}{a_y} - 1 \right)^{\Psi_4} \frac{1 - \Psi_5 \gamma_s}{1 - \Psi_6 \gamma_s} \right] = 0.0249 \text{ rad}$$

Il calcolo della capacità corrispondente fornisce un valore della rotazione plastica ultima pari a $8\theta_y = 8 \times 0.00931 = 0.0745 \text{ rad}$.

Valutazione della domanda di rotazione plastica corrispondente allo sviluppo del meccanismo di collasso per l'elemento critico (poiché il meccanismo è parziale l'elemento critico è una colonna del primo piano):

$$\theta_{p.mec} = \frac{n_s \delta_y}{H_0} \left[\frac{\Psi_1'}{\Psi_2'} \Psi_3' \left(\frac{a_{max}}{a_y} - 1 \right)^{\Psi_4'} \frac{1 - \Psi_5' \gamma_s}{1 - \Psi_6' \gamma_s} \right] = 0.0479 \text{ rad}$$

Il calcolo della capacità corrispondente, nel caso delle colonne del primo piano, fornisce un valore della rotazione plastica ultima pari a $8\theta_y = 8 \times 0.0042 = 0.03370 \text{ rad}$. Pertanto, le condizioni ultime sono governate dalle colonne del primo piano.

Valutazione della domanda di rotazione plastica corrispondente al raggiungimento della massima capacità portante per il primo elemento plasticizzato:

$$\theta_{p.mec} = \frac{n_s \delta_y}{H_0} \left[\frac{\Psi_7}{\Psi_8} \Psi_9 \left(\frac{a_{max}}{a_y} - 1 \right)^{\Psi_{10}} \frac{1 - \Psi_{11} \gamma_s}{1 - \Psi_{12} \gamma_s} \right] = 0.00515 \text{ rad}$$

Tenuto conto delle capacità di rotazione plastica lo spostamento ultimo

m^* [kg]	k^* [kN/m]	ω^* [rad/s]	T^* [s]
397.014	14858	6.1175	1.027

Tab. 2 - Parametri dinamici-sistema SDOF equivalente

	FO	O	LS	NC
F [kN]	2399.91	3777.52	3777.52	3777.52
F* [kN]	1649.73	2667.55	2667.55	2667.55
d [m]	0.16	0.254	0.53	0.53
d* [m]	0.113	0.179	0.374	0.374
Sa* [g]	0.430	0.683	1.427	1.427

Tab. 3 - Approccio basato sullo spettro ADRS

	FO	O	LS	NC
F [kN]	2399.91	3777.52	3777.52	3777.52
F* [kN]	1649.73	2667.55	2667.55	2667.55
d [m]	0.16	0.254	0.53	0.53
d* [m]	0.113	0.179	0.374	0.374
μ [m]	-	-	2.089	2.089
Sa* [g]	0.435	0.685	1.457	1.457

Tab. 4 - Approccio basato sulla formulazione di Nassar & Krawinkler

è dato da:

$$\delta_u = \delta_C + (\vartheta_{p,u} - \vartheta_{p,mecc}) H_0 = 0.73 + (0.0337 - 0.0479) \times 14 = 0.53 \text{ m}$$

Poiché la capacità di rotazione plastica delle colonne del primo piano risulta, nel caso in esame, inferiore a quella necessaria per il completo sviluppo del meccanismo cinematico, i punti C e D corrispondenti agli stati limite “Life Safety” e “Near Collapse” risultano coincidenti e corrispondenti al suddetto spostamento ultimo (δ_u).

Tutte le procedure di verifica considerate ricorrono alla trasformazione del sistema MDOF in un sistema SDOF equivalente tramite il coefficiente di partecipazione del modo di vibrazione principale. Per questo è necessario definire:

▪ il vettore modale $\Phi = \{\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \Phi_4, \Phi_5, \Phi_6\}$ che, assumendo $\Phi_k = \frac{F_k}{F_n}$, risulta:

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= 0.156 & \Phi_2 &= 0.312 & \Phi_3 &= 0.312 \\ \Phi_4 &= 0.624 & \Phi_5 &= 0.780 & \Phi_6 &= 1.000 \end{aligned}$$

▪ il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrazione Γ :

$$\Gamma = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2} = 1.4161$$

essendo:

$$\begin{aligned} m_1 &= 116.48 \text{ kg} & m_2 &= 116.48 \text{ kg} & m_3 &= 116.48 \text{ kg} \\ m_4 &= 116.48 \text{ kg} & m_5 &= 116.48 \text{ kg} & m_6 &= 124.44 \text{ kg} \end{aligned}$$

i parametri dinamici del sistema SDOF equivalente (Tabella 2).

Pertanto, si procede alla definizione dei punti caratteristici della curva di capacità nei piani α - δ , F_b - d , F^* - D^* , S_a - S_D valutando la capacità in termini di accelerazioni per entrambe le procedure di verifica proposte. In particolare, in Tabella 3 vengono riportati i risultati basati sull'impiego dello spettro ADRS e in Tabella 4 i risultati basati sull'impiego della formulazione di Nassar e Krawinkler.

La verifica delle prestazioni sismiche richiede che, per ogni stato limite SL, sia soddisfatta la disuguaglianza $S_{a,SL}(T^*)_{capacity} \geq S_{a,SL}(T^*)_{demand}$

8 CONCLUSIONI

L'approccio semplificato qui presentato, basato sui livelli prestazionali, ha l'obiettivo di valutare la vulnerabilità sismica delle strutture intelaiate in acciaio esistenti (MRFs). La valutazione dei possibili danni al patrimonio edificato richiede la conoscenza della risposta sismica delle strutture in termini di capacità e domanda. In particolare, la capacità può essere stimata attraverso le curve push-over il cui andamento può essere approssimato da una curva di capacità trilineare. Tra i suoi tre rami, il primo è rappresentativo del comportamento elastico, il secondo del moltiplicatore massimo delle azioni orizzontali e il terzo della curva di equilibrio del meccanismo di collasso. Inoltre, sono stati identificati quattro punti caratteristici della curva che possono essere associati ai quattro stati limite corrispondenti agli obiettivi prestazionali richiesti. La loro valutazione è stata ottenuta attraverso relazioni empiriche opportunamente calibrate sulla base di un'ampia analisi parametrica comprendente 420 strutture di cui sono state effettuate le analisi pushover.

In particolare, formulazioni per una stima immediata del massimo moltiplicatore e delle rotazioni plastiche sono state calibrate attraverso un'analisi di regressione.

La verifica delle prestazioni della struttura, in termini di confronto capacità-domanda, è stata effettuata attraverso due approcci. Il primo sfrutta il cosiddetto spettro ADRS mentre il secondo ricorre alla formulazione di Nassar & Krawinkler. Entrambi gli approcci superano uno dei limiti della normativa vigente perché consentono di tener conto degli effetti del secondo ordine. Inoltre, è importante sottolineare che il secondo approccio è di tipo unitario perché non richiede alcuna distinzione tra periodi di vibrazione alti e bassi. L'applicazione di entrambi gli approcci è stata descritta in un esempio numerico.

Gli sviluppi futuri mirano a verificare l'applicabilità della metodologia proposta ad altre tipologie strutturali. In tal senso, è importante notare che la identificazione di punti caratteristici della curva di capacità risulta associata a caratteristiche comportamentali indipendenti dalla tipologia strutturale considerata.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Jung, H.-C., Jung, J.-S., Lee, K.S. “Seismic performance evaluation of internal steel frame connection method for seismic strengthening by cycling load test and nonlinear analysis” (2019) Journal of the Korea Concrete Institute, 31 (1), pp. 79-88.
- [2] Montuori, R., Nistri, E., Piluso, V. “Problems of modeling for the analysis of the seismic vulnerability of existing buildings” (2019) Ingegneria Sismica, 36 (2), pp. 53-85.
- [3] Mohammadi, A., Azizinamini, A., Griffis, L., Irwin, P. “Performance Assessment of an Existing 47-Story High-Rise Building under Extreme Wind

- Loads" (2019) *Journal of Structural Engineering* (United States), 145 (1), art. no. 04018232.
- [4] Tsai, C.-Y., Tsai, K.-C., Chen, L.-W., Wu, A.-C. "Seismic performance analysis of BRBs and gussets in a full-scale 2-story BRB-RCF specimen" (2018) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47 (12), pp. 2366-2389.
 - [5] Balazadeh-Minouei, Y., Tremblay, R., Koboevic, S. "Seismic Retrofit of an Existing 10-Story Chevron-Braced Steel-Frame" (2018) *Journal of Structural Engineering* (United States), 144 (10).
 - [6] Nastri, E., Vergato, M., Latour, M. "Performance evaluation of a seismic retrofitted R.C. precast industrial building" (2017) *Earthquake and Structures*, 12 (1), pp. 13-21.
 - [7] Morelli, F., Piscini, A., Salvatore, W. "Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers" (2017) *Journal of Constructional Steel Research*, 139, pp. 157-175.
 - [8] Wang, S., Lai, J.-W., Schoettler, M.J., Mahin, S.A. "Seismic assessment of existing tall buildings: A case study of a 35-story steel building with pre-Northridge connection" (2017) *Engineering Structures*, 141, pp. 624-633.
 - [9] Hwang, S.-H., Jeon, J.-S., Lee, K. "Evaluation of economic losses and collapse safety of steel moment frame buildings designed for risk categories II and IV" (2019) *Engineering Structures*, 201, art. no. 10983.
 - [10] Seker, O., Faytarouni, M., Akbas, B., Shen, J. "A novel performance-enhancing technique for concentrically braced frames incorporating square HSS" (2019) *Engineering Structures*, 201, art. no. 109800.
 - [11] Mangalathu, S., Hwang, S.-H., Choi, E., Jeon, J.-S. "Rapid seismic damage evaluation of bridge portfolios using machine learning techniques" (2019) *Engineering Structures*, 201, art. no. 109785.
 - [12] Krawinkler H., Seneviratna G. D. P. K., "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Eng. Struct.*, 1998.
 - [13] Brebbia C., *Earthquake Resistant Engineering Structures X*, WIT transactions on the built environment, Technology & Engineering, 2015.
 - [14] Gupta A., Krawinkler H., Feasibility of push-over analyses for estimation of strength demand, Stessa 2003, - *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas: Proceedings of the 4th International Specialty Conference*, Naples, Italy, 9-12 June 2003.
 - [15] NTC 2018 Italian Code: Chapter 7 "Design for seismic actions".
 - [16] Fajfar P., "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design," *Earthq. Spectra*, 2000.
 - [17] Gentile, R., del Vecchio, C., Pampanin, S., Raffaele, D., Uva, G. "Refinement and Validation of the Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA) Procedure for RC Frames" (2019) *Journal of Earthquake Engineering*, Article in Press.
 - [18] FEMA, "Seismic performance assessment of buildings. Volume 1- Methodology," *Fema P-58-1*, 2012
 - [19] A.Gupta and H. Krawinkler, "Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures," 1999.
 - [20] Bruneau M., Uang C.M., Sabelli R.S.E. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill.
 - [21] Montuori, R., Gabbianelli, G., Nastri, E., Simoncelli, M. "Rigid plastic analysis for the seismic performance evaluation of steel storage racks" (2019) *Steel and Composite Structures*, 32 (1), pp. 1-19.
 - [22] Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V., *Advances in theory of plastic mechanism control: Closed form solution for MR-Frames*, (2015) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44 (7), pp. 1035-1054.
 - [23] Nastri, E., D'Aniello, M., Zimbru, M., Streppone, S., Landolfo, R., Montuori, R., Piluso, V. "Seismic response of steel Moment Resisting Frames equipped with friction beam-to-column joints" (2019) *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, pp. 144-157.
 - [24] Piluso, V., Montuori, R., Nastri, E., Paciello, A. "Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections", (2019) *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp. 263-277.
 - [25] Krishnan S., Muto M., "Mechanism of collapse of Tall Steel Moment-Frame Buildings under Earthquake Excitation", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, November 2012, 138: 1361-1387.
 - [26] Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., Nastri, E. "Probabilistic Theory of Plastic Mechanism Control for Steel Moment Resisting Frames", (2019) *Structural Safety*, 76, pp. 95-107.
 - [27] M. J. N. Priestley, "Performance based seismic design," *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, 2000.
 - [28] Eurocode 8 (2004). EN 1998-1: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: general Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN.
 - [29] Eurocode 3 (2005). UNI EN 1993-1-1: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN.
 - [30] CSI 2007. SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference. Computer and Structure Inc. University of California, Berkeley.
 - [31] Mazzolani F.M., Piluso V. (1997). *Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, 167-191.
 - [32] Mazzolani F.M., Piluso V. (1996). *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*. E&FN Spon, London.
 - [33] Eurocode 8 (2004). EN 1998-3: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings
 - [34] Newmark, N., & Hall, W. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. In EERI Monographs.
 - [35] Yun S. Y., Hamburger R. O., Cornell C. A., Foutch D. A., "Seismic performance evaluation for steel moment frames," *J. Struct. Eng.*, 2002.
 - [36] Grecea D., Dinu F., Dubina D., "Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones", *Journal of Constructional Steel Research*, 60, 739-749, 2004.
 - [37] Eurocode 8 (2004). EN 1998-3: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN.
 - [38] Ferraioli, M., Lavino, A., Mandara, A. "An adaptive capacity spectrum method for estimating seismic response of steel moment-resisting frames, (2016) *Ingegneria Sismica*, 33 (1-2), pp. 47-60.
 - [39] Naeim F. "Earthquake Engineering-From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", *Earthq. Spectra*, 2005.

UN'INNOVATIVA STRUTTURA RETICOLARE SPAZIALE IN ACCIAIO E GLUBAM:

caratterizzazione sperimentale
del comportamento statico e dinamico

AN INNOVATIVE TRUSS STRUCTURE IN STEEL AND GLUBAM:

experimental characterization
of static and dynamic behavior

Maria Minardi^a, Cristoforo Demartino^{b*}, Fabio Di Trapani^a,
Giuseppe Quaranta^c, Zhi Li^d, Yan Xiao^b

^a Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino, Corso Duca degli Abruzzi 24, 10129 Torino, Italia

^b Zhejiang University - University of Illinois at Urbana Champaign Institute, Zhejiang University, 718 East Haizhou Road, Haining, 314400 Zhejiang, China

^c Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma, Via Eudossiana 18, 00184 Roma, Italia

^d College of Civil Engineering, Nanjing Tech University, No.30 Puzhu Road, 211816 Nanjing, China

In questo articolo viene presentato un innovativo sistema spaziale reticolare composito in acciaio e bambù laminato (glubam). Nello specifico, la struttura reticolare oggetto di studio è costituita da elementi cavi in acciaio al corrente inferiore, mentre il corrente superiore e le barre diagonali sono realizzati in glubam. Vengono dapprima illustrate le principali proprietà fisico-meccaniche del glubam e dell'acciaio impiegati nel prototipo di struttura realizzato. Successivamente si passa ad analizzarne il comportamento sotto l'azione di forzanti statiche e dinamiche. In particolare, il comportamento statico è stato esaminato applicando dei carichi uniformemente distribuiti sulla struttura allo scopo di valutarne la capacità ed i meccanismi di danneggiamento. La risposta dinamica in presenza di eccitazione ambientale e nel caso di vibrazioni libere è stata invece studiata al fine di identificare frequenze, modi di vibrare e coefficienti di smorzamento della struttura. Un archetipo di questa speciale struttura reticolare è stato inoltre progettato per realizzare la copertura d'ingresso di un edificio universitario in Cina. I risultati sperimentali di questo studio sono destinati a fornire orientamenti pratici per l'analisi e la progettazione di sistemi ibridi acciaio-glubam sotto carichi statici e dinamici.

This paper introduces an original hybrid truss system made of steel and glued laminated bamboo (glubam). Specifically, the considered spatial truss structure consists of steel elements with a hollow cross-section at the lower chord and glubam beams for upper chord and diagonal bars. First, the main physical/mechanical properties of the glubam and steel used in the prototype structure are introduced. Next, it is analyzed the behavior of the hybrid structure under static and dynamic loads. In particular, the static behavior is examined by applying a uniformly distributed load on the structure to assess its capacity and failure mechanisms. The dynamic response under ambient vibrations and the free-decay response of this truss structure have been recorded and analyzed in order to estimate frequencies, vibration modes and damping ratios. An archetype of this special truss structure system was successfully designed and constructed for a rain-shed canopy of an office building in China. The experimental results of this study are intended to provide practical guidance for the analysis and design of steel-glubam hybrid systems under static and dynamic loads.

*Corresponding author. E-mail address: cristoforo.demartino@me.com



Fig. 1 - Prototipo della struttura reticolare ibrida in acciaio e glubam.

1. INTRODUZIONE

Lo sviluppo della società moderna necessita di un costante utilizzo di risorse naturali, e le conseguenze a livello ambientale di questo continuo sfruttamento sono sempre più evidenti ed aggravate dal rapido tasso di crescita di molti paesi in via di sviluppo, quali ad esempio Brasile, Cina ed India. In questo scenario, l'edilizia gioca un ruolo decisivo in quanto utilizza in modo estensivo un gran numero di risorse naturali e generalmente impiega materiali che sono difficilmente riciclabili e/o rinnovabili. Pertanto, l'uso razionale delle risorse naturali come materiali da costruzione è fondamentale per migliorare la sostenibilità complessiva della filiera produttiva. In natura esiste un materiale sempre più frequentemente impiegato nella bioedilizia, ovvero il bambù [1]. Questa pianta appartiene alla famiglia delle graminacee (sotto-famiglia delle *Bambusoideae* secondo la classificazione Cronquist) ed è principalmente presente in Asia, sud America ed Africa, sebbene anche in Europa si sta recentemente diffondendo la sua coltivazione. Ve ne sono di diverse varietà e dimensioni, che ne hanno storicamente permesso la lavorazione e l'impiego per la costruzione di cordame per navi

e ponti sospesi. Oggi questo materiale si sta riscoprendo nuovamente utile e straordinariamente versatile nel settore edile, come soluzione sostenibile, ecologica ed economica [2]. Il fusto del bambù è cavo, elastico e leggero, con uno spessore che in alcune specie può raggiungere i 3 cm ed un diametro di 30 cm, ed un'altezza fino a 40 metri. Il bambù ha proprietà meccaniche simili al legno [3] e cresce molto più velocemente rispetto ad altre specie legnose, il che lo rende economicamente competitivo. Inoltre, è in grado di catturare quantitativi di anidride carbonica nettamente superiori rispetto ad altre specie di arbusti [1]. Il bambù viene comunemente definito acciaio vegetale o acciaio verde [4], per le sue ottime caratteristiche in termini di elasticità e resistenza rispetto al peso specifico. Il bambù presenta una buona resistenza a trazione (tanto che alcuni studi lo propongono come rinforzo sostitutivo delle barre di acciaio nel cemento armato [5]) ed una resistenza a compressione superiore a quella del calcestruzzo.

Le ottime caratteristiche fisico-meccaniche del bambù hanno dato origine a diversi studi negli ultimi anni aventi l'obiettivo di esplorarne il potenziale come materiale da costruzione. Comunemente, strutture di bambù quali

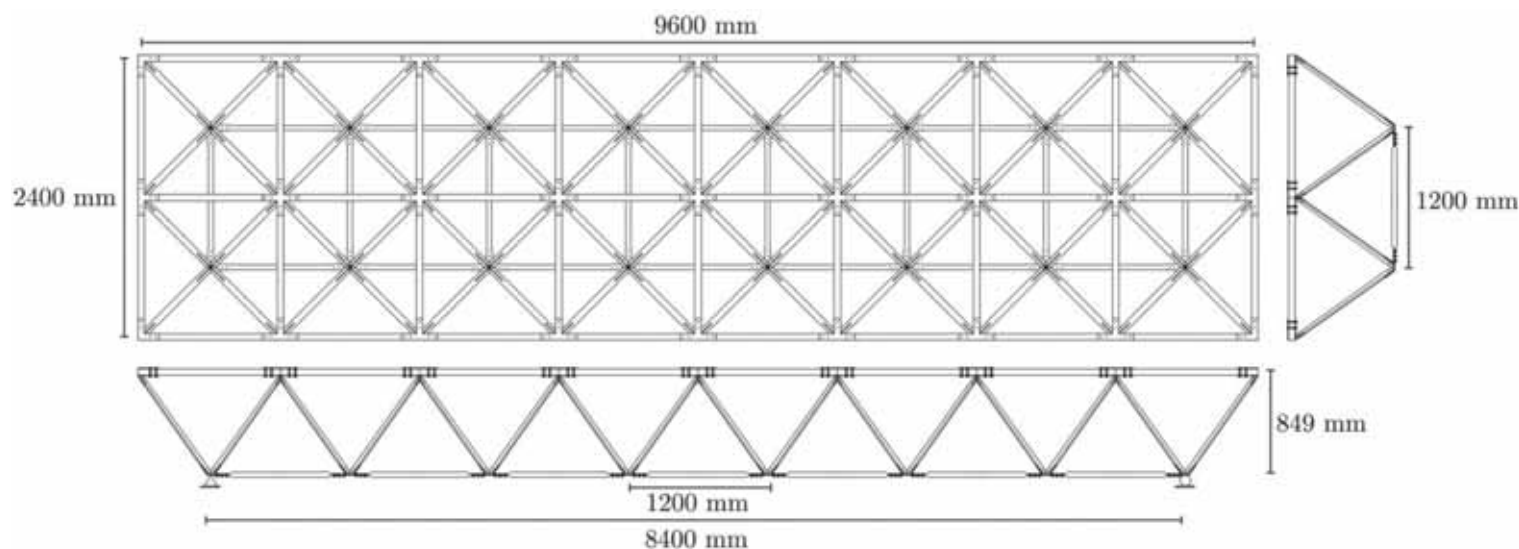


Fig. 2 - Geometria della struttura spaziale reticolare ibrida.

ad esempio edifici per l'edilizia rurale e passerelle pedonali si trovano principalmente in Asia, sud America e Africa [6]. Albermani *et al.* [7] e da Paraskeva *et al.* [8] hanno investigato la possibilità di realizzare costruzioni in bambù in forma di strutture reticolari. In particolare, Albermani *et al.* [7] hanno sviluppato una struttura reticolare spaziale assemblata mediante speciali giunti in PVC, che è stata testata sotto carichi statici (fino a 10 kN). I risultati ottenuti indicano che il sistema di giunzione in PVC proposto può essere utilizzato per la costruzione di strutture reticolari in bambù aventi eccellenti caratteristiche strutturali ed estetiche [7]. Paraskeva *et al.* [8] hanno progettato una passerella per aree rurali con una luce di 8 m realizzata impiegando culmi di bambù connessi mediante piastre in acciaio e unioni bullonate. La struttura è stata sottoposta a carichi statici raggiungendo una capacità massima di circa 2,50 kN/m, ritenuta sufficiente per passerelle pedonali situate in aree rurali. I risultati mostrano che l'elemento debole della struttura reticolare in bambù esaminata sono le connessioni [8]. Inoltre, esistono diverse realizzazioni di passerelle pedonali in bambù (principalmente ponti ad arco) ad esempio in Colombia [9] e Indonesia [10]. La notevole complessità nell'utilizzo del bambù direttamente come culmo in ambito strutturale deriva da diversi fattori: (i) grande variabilità in termini di proprietà meccaniche e (ii) difficoltà nella realizzazione di connessioni e giunzioni affidabili. Questi problemi hanno portato allo sviluppo di materiali ingegnerizzati a base di bambù [11]. Nel corso degli ultimi dieci anni, Xiao *et al.* [12] hanno sviluppato e studiato un nuovo tipo di bambù lamellare commercializzato con la denominazione glubam®. Si tratta sostanzialmente di un prodotto che trae ispirazione dal legno lamellare. Xiao *et al.* [13] hanno analizzato nel dettaglio il processo di produzione, l'impatto ambientale e le proprietà meccaniche del glubam, documentandone l'affidabilità e le potenzialità di utilizzo nelle applicazioni strutturali. Sulla base di queste ricerche, sono stati progettati diversi edifici in glubam, tra cui case mobili temporanee [14], capriate per coperture [15] e pareti portanti per edifici residenziali [16].

Le strutture reticolari spaziali sono una tipologia strutturale ormai largamente diffusa nell'architettura e nell'edilizia, in particolare dove sorge l'esigenza di coniugare grandi luci e leggerezza. Queste strutture sono comunemente realizzate in acciaio o legno. Il glubam, viste le ottime proprietà meccaniche, può anche essere una valida alternativa per la realizzazione di strutture reticolari spaziali. Partendo da questa considerazione, il presente lavoro esamina un prototipo di struttura composita in acciaio e glubam, composta da un traliccio spaziale il cui corrente superiore e le barre diagonali sono realizzati da elementi in glubam mentre il corrente inferiore è realizzato da barre in acciaio a sezione cava. Questa configurazione consente di sfruttare in modo ottimale il buon comportamento a trazione dell'acciaio e la minore propensione all'instabilità in compressione delle barre in glubam. Nel seguito sono riepilogati ed analizzati i risultati sperimentali ottenuti dalla caratterizzazione statica e dinamica del prototipo di struttura reticolare spaziale in acciaio e glubam riportati in [17], [18] e [19], con lo scopo principale di fornire alcune informazioni essenziali alla comprensione ed alla progettazione di questa particolare tipologia strutturale.

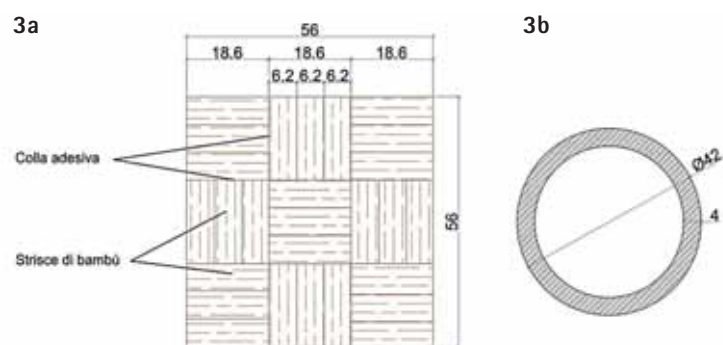


Fig. 3 - Sezione degli elementi della struttura reticolare spaziale: (a) Glubam; (b) acciaio (misure in [mm]).

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Le strutture reticolari spaziali si caratterizzano per la loro grande versatilità e per la possibilità di ripartire in modo uniforme i carichi sulle singole aste e sui vincoli esterni [20].

Il prototipo della nuova struttura reticolare in acciaio e glubam, è stato sviluppato nei laboratori della Nanjing Tech University (Cina)(figura 1). La geometria spaziale della struttura ibrida si compone di 2x8 piramidi identiche, costituite da barre in glubam, con sezione quadrata, il cui vertice è posto al corrente inferiore, come illustrato in figura 2. La base di ogni modulo è di 1200 mm x 1200 mm, mentre l'altezza è di 849 mm. La dimensione totale del prototipo è quindi di 2400 mm x 9600 mm x 849 mm. Il peso totale della struttura è di circa 460 kg, mentre il peso medio per unità di lunghezza ed unità di superficie sono rispettivamente 55 kg/m e 22 kg/m². Le dimensioni di questo prototipo si possono considerare rappresentative di applicazioni per coperture di piccola luce o per ponti pedonali di ridotta campata.

La geometria modulare del sistema facilita non solo la produzione industriale ma anche l'assemblaggio in sito.

Mentre il corrente superiore e le barre diagonali sono realizzati in glubam, il corrente inferiore è in acciaio. Gli sforzi di trazione sui correnti inferiori sono affidati ad elementi in acciaio con sezione cava e parete sottile. D'altra parte, la condizione limite più rilevante per le barre diagonali e le barre del corrente superiore è l'instabilità sotto le forze di compressione. Gli elementi in glubam sono particolarmente funzionali in questa posizione, avendo maggiore inerzia e minore snellezza.

Le barre in glubam sono prodotte dalla Greezu Jiangxi (Cina). Come mostrato in figura 3(a), le barre di glubam presentano una sezione trasversale di dimensioni 56 x 56 mm, composta da 9 quadrati, formati a loro volta da tre lamine di bambù incollate tra loro mediante pressatura. Ogni striscia di bambù, che misura circa 19 x 6 mm, ha subito a tal fine un processo di carbonatazione prima della laminazione. La sezione trasversale del profilato in acciaio è mostrata in figura 3(b). Il diametro esterno del tubo d'acciaio misura 42 mm e lo spessore della parete è di 4 mm. Il tubo è realizzato in acciaio tipo HRB400.

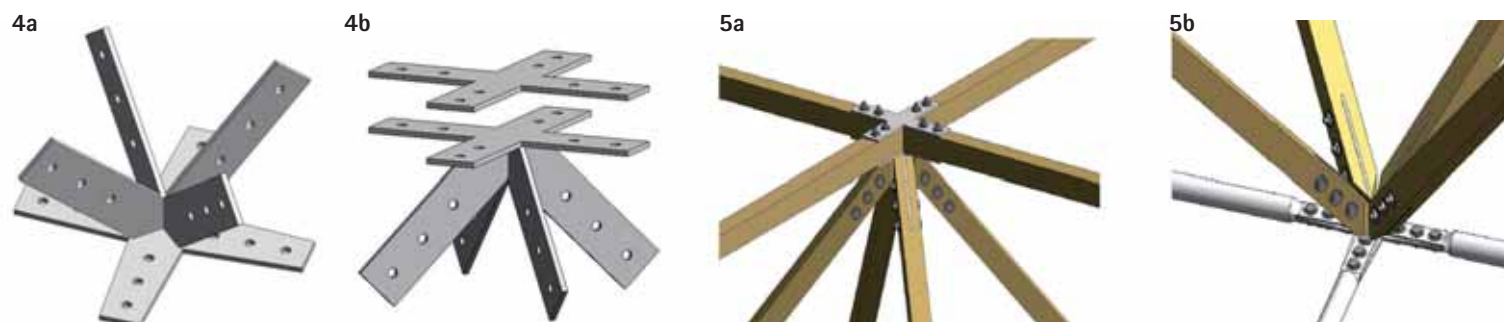


Fig. 4 - Piastre di connessione in acciaio: (a) nodo inferiore; (b) nodo superiore. Fig. 5 - Modello tridimensionale dei giunti: (a) montaggio del giunto superiore; (b) montaggio del giunto inferiore.

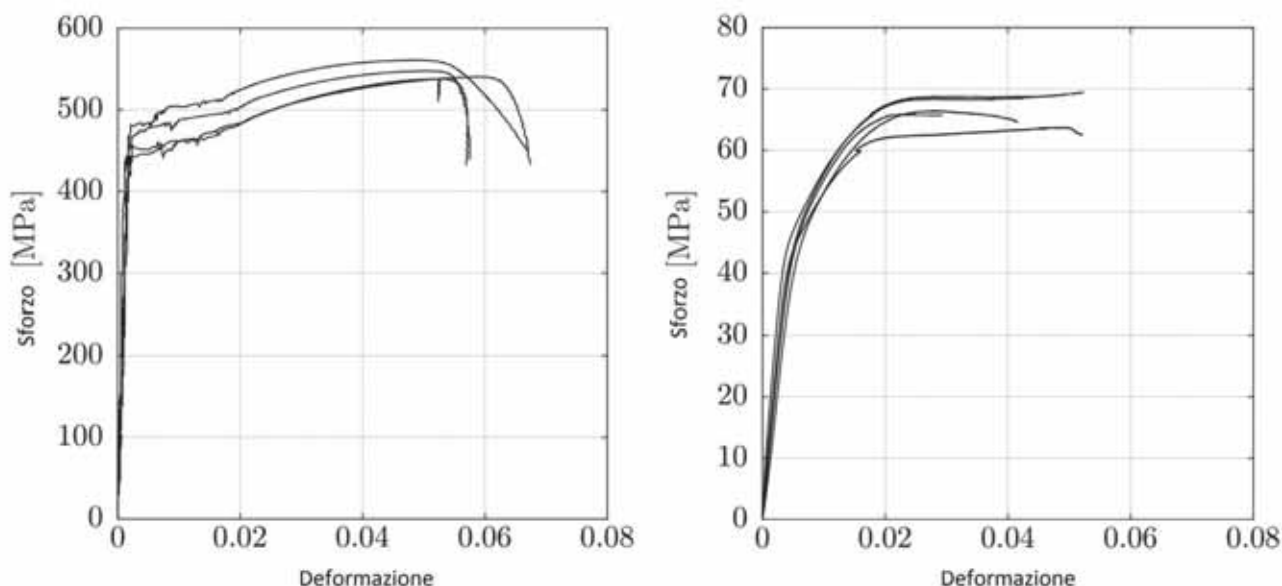


Fig. 6 - Curva sforzo-deformazione dei materiali: acciaio (sinistra) e glubam (destra)

Tutti gli elementi che compongono il sistema spaziale reticolare sono assemblati mediante connessioni realizzate tramite piastre d'acciaio aventi spessore pari a 6 mm. Le giunzioni superiori ed inferiori sono state progettate con due tipi di connessioni differenti (figura 4). Tutte le connessioni sono realizzate utilizzando dei bulloni aventi classe di resistenza 4.8 ed un diametro di 10 mm. In particolare, dal modello tridimensionale in figura 5 si può notare che i correnti superiori sono bloccati da due piastre in acciaio a forma di croce e fissate, per ciascuna direzione, con due bulloni in acciaio (figura 5(a)). Gli elementi diagonali in glubam sono collegati alla struttura mediante delle piastre in acciaio diagonali, incrociate e saldate a delle piastre in acciaio a forma di croce, fissate, per ogni direzione, con tre bulloni. Le barre inferiori in acciaio sono bullonate a delle piastre a forma di croce (figura 5(b)).

3. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI

Considerando che non esistono norme specifiche per l'esecuzione di prove sperimentali su elementi in glubam, le prove sono state condotte secondo la normativa ASTM [21] e le prescrizioni cinesi in merito agli elementi in legno riportate in [22] e [23]. Per determinare la relazione sforzo-deformazione e la resistenza a trazione dei correnti inferiori in acciaio, sono stati utilizzati quattro provini, coerentemente con le prescrizioni cinesi relative alla caratterizzazione degli elementi in acciaio riportate in [24] e [25].

In figura 6 sono riportati i grafici delle curve di sforzo-deformazione per i due materiali. La resistenza media a trazione dell'acciaio impiegato è pari a 513 MPa mentre quella di snervamento è di 420 MPa, il modulo elastico è invece di 212 GPa. Il glubam presenta una resistenza media a compressione di 67,72 MPa ed un modulo elastico di 10,1 GPa. Infine, le densità dei materiali sono risultate essere di 7850 kg/m³ per l'acciaio e 737 kg/m³ per il glubam.

4. CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO STATICO

La figura 7 illustra la configurazione dei carichi impiegata per la prova statica. La struttura reticolare è vincolata ai quattro estremi tramite supporti in acciaio: da un lato la struttura è incernierata mentre, sul lato opposto, i due supporti sono costituiti da due rulli mobili. In corrispondenza delle cerniere è consentita solo la rotazione libera attorno all'asse Y (direzione trasversale). I rulli consentono invece la rotazione libera attorno all'asse Y e lo spostamento libero lungo l'asse X (direzione longitudinale).

La prova statica è stata effettuata sottoponendo la struttura a diversi livelli di carico globale, $F = \{21,1; 42,3; 63,4; 84,5; 106,1; 48,0\}$ kN. Il carico è

stato applicato alla struttura sui nodi del corrente superiore convertendo il carico globale in un carico equivalente nodale calcolato secondo la relativa area di influenza. Il carico i -esimo su ciascun nodo, F_i , è stato valutato in accordo alla seguente equazione:

$$F_i = \alpha_i \frac{F}{64} = \alpha_i P_i \quad (1)$$

dove:

- α_i è un moltiplicatore che assume diversi valori in funzione della posizione del nodo:

$$\alpha_i = \begin{cases} 1 & \text{per nodo angolare} \\ 2 & \text{per nodo perimetrale} \\ 4 & \text{per nodo centrale} \end{cases} \quad (2)$$

- P_i è pari a $F/64$.
- 64 è la sommatoria degli α_i su tutti i nodi.

Come mostrato in figura 7, il carico verticale è stato applicato a ciascuno dei nodi del corrente superiore in accordo ad Eq. (1), utilizzando blocchi di acciaio posti dentro dei sacchi di plastica. Variando il numero di blocchi di acciaio nei sacchi è stato possibile variare il carico nodale. Per le connessioni centrali, il carico è stato trasferito attraverso delle pulegge fissate al suolo, al fine di garantire la sicurezza durante il processo di carico, come mostrato in figura 7(c).

I valori degli spostamenti verticali dei nodi del corrente superiore e del corrente inferiore sono mostrati in figura 8 per i diversi livelli di carico globale. Il prototipo della struttura reticolare è stato caricato fino a $F=106,1$ kN. In seguito a ciò, la struttura non ha evidenziato segni di collasso imminente, sebbene sia stato registrato un massimo spostamento residuo di 20 mm per il corrente superiore e di 30 mm per il corrente inferiore all'ultimo gradino di carico ($F=48$ kN). La figura 8(b) mostra che, superato un livello di carico complessivo di 42,3 kN, si verifica un forte danneggiamento della connessione del nodo del corrente inferiore posto a 4800 mm dalla cerniera che determina un'aumento localizzato dello spostamento.

Il livello di carico massimo raggiunto corrisponde a circa 4,7 kN/m² e può essere considerato rappresentativo delle condizioni di carico di una copertura piana o di una passerella pedonale secondo la normativa italiana [26]. Infatti, la domanda in termini di carico per una copertura piana non praticabile di categoria H1 localizzata in zona 1 per la neve e il vento corrisponde a circa 2,8 kN/m² e per un ponte pedonale corrisponde a circa 5 kN/m².

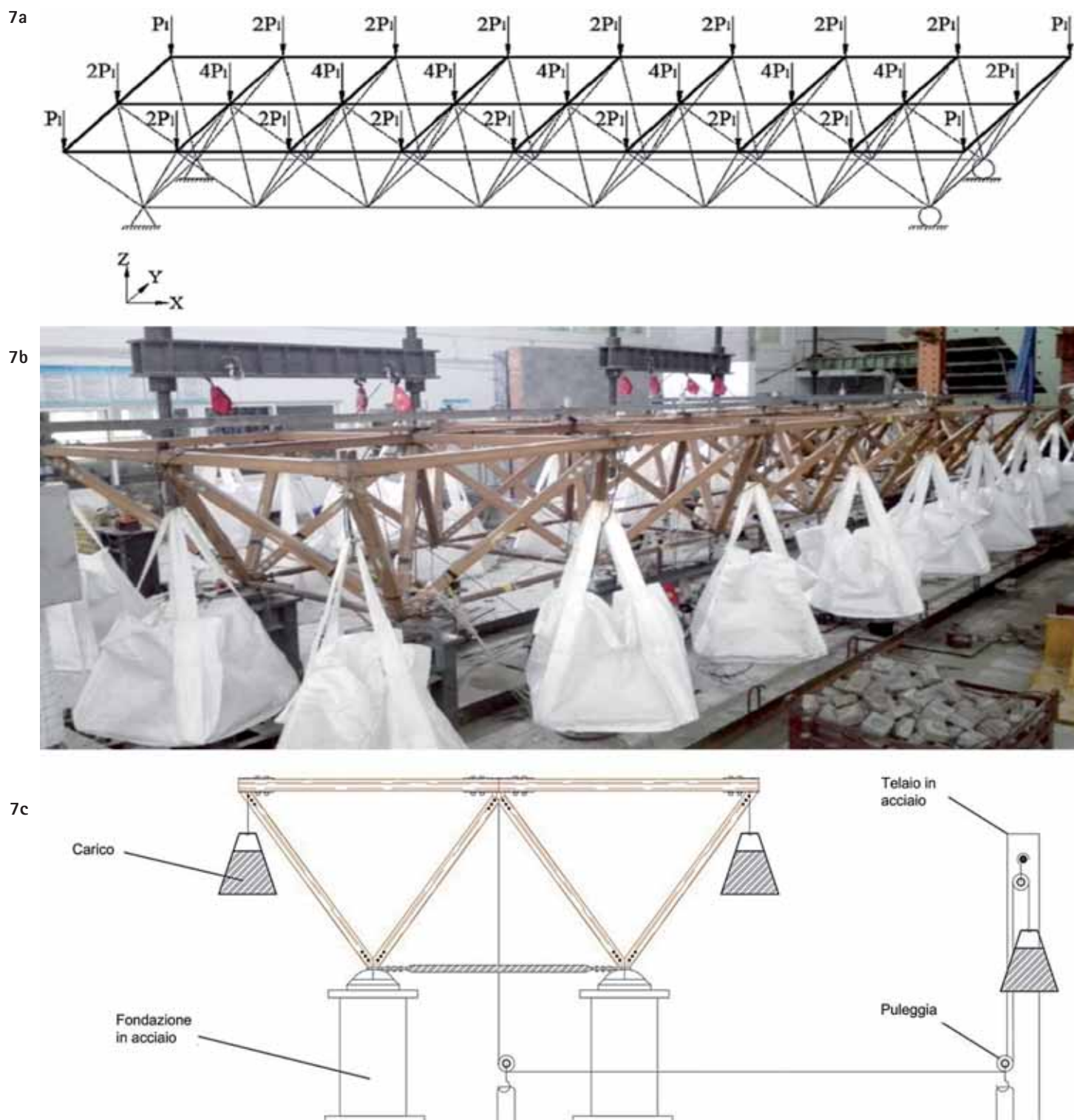


Fig. 7 - Distribuzione del carico sulla struttura per la prova statica: (a) posizionamento dei carichi; (b) vista della struttura durante la prova; (c) set-up di carico

5. CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DINAMICO

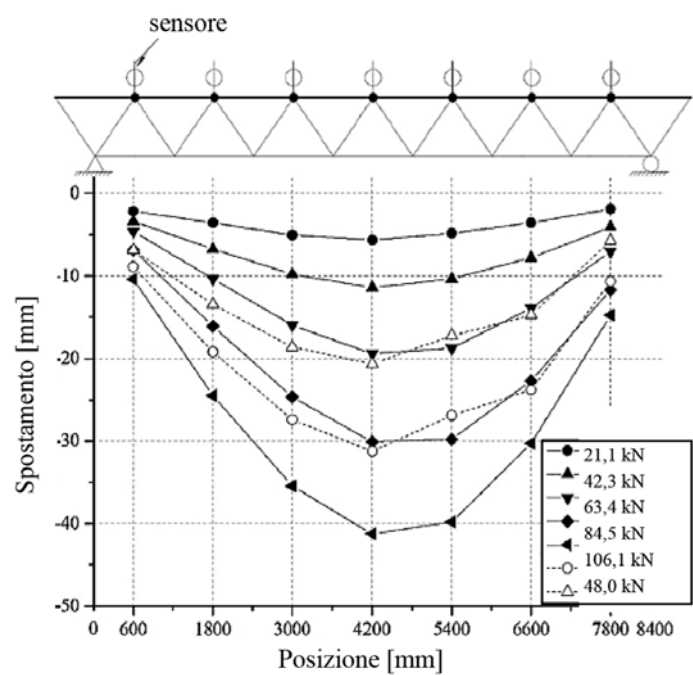
Al fine di stimare lo smorzamento viscoso della struttura reticolare in esame, la risposta dinamica è stata registrata attraverso l'installazione di accelerometri piezoelettrici unidirezionali Lance-LC0115 (Lance Technologies Inc., QinHuangDao, Hebei, P.R. China), le cui caratteristiche sono le seguenti: sensitività 5 V/g; intervallo di frequenze da 0,1 Hz a 1500 Hz; risoluzione di 4×10^{-6} g. La frequenza di campionamento è di 1 kHz. Le accelerazioni sono state misurate in due differenti condizioni, ovvero: (i) vibrazioni ambientali, al fine di effettuare un'analisi modale operazionale e (ii) oscillazioni libere, per stimare lo smorzamento attraverso il metodo del decremento logaritmico.

5.1 Analisi modale operazionale in presenza di vibrazioni ambientali

In questo scenario, la risposta della struttura è stata misurata in presenza di vibrazioni ambientali (vibrazioni dovute sia al movimento di piccoli veicoli all'interno del laboratorio, sia al passaggio di veicoli pesanti sulle strade vicino ad esso). Le registrazioni hanno avuto una durata pari a 20 minuti.

Ad eccezione dei primi tre nodi all'inizio ed alla fine del corrente superiore, tutti i nodi liberi sono stati dotati di un accelerometro. La componente verticale e la componente orizzontale ortogonale all'asse longitudinale della struttura reticolare sono state registrate impiegando diverse configurazioni, in cui alcuni sensori sono stati spostati mentre altri sono stati

8a



8b

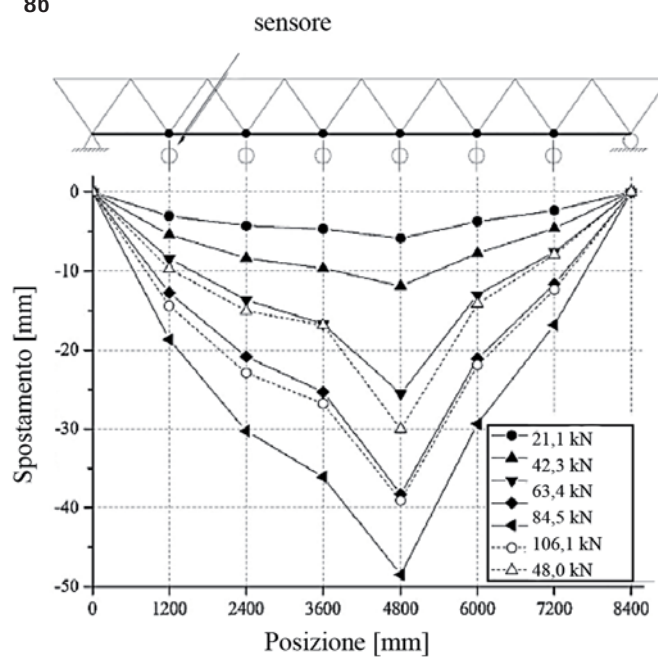
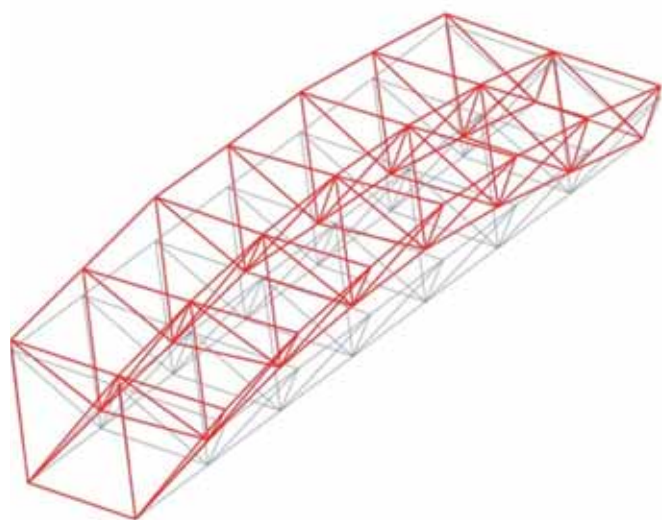
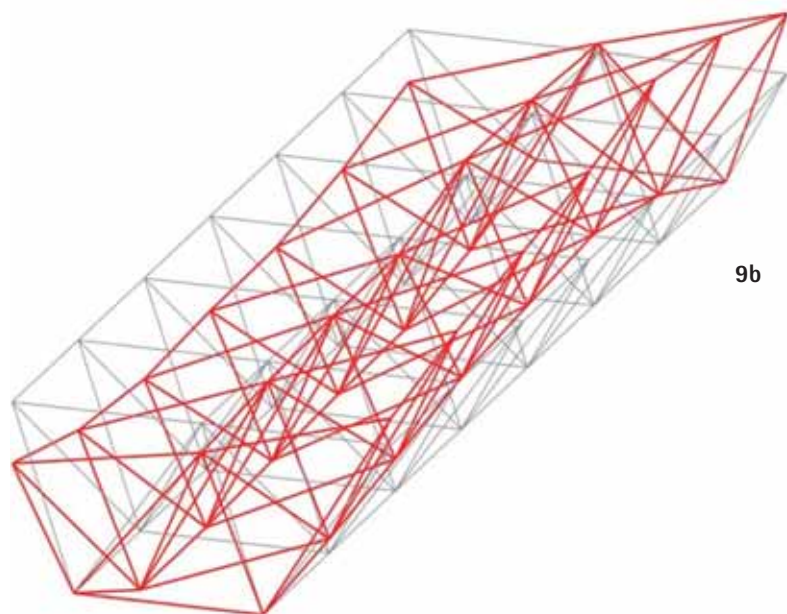


Fig. 8 - Spostamenti verticali misurati per diversi valori del carico globale: (a) spostamenti verticali dei nodi superiori; (b) spostamenti verticali dei nodi inferiori.



9a



9b

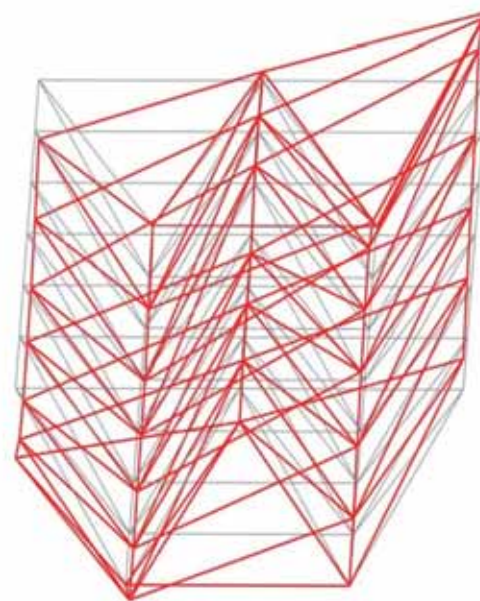


Fig. 9 - Modi di vibrare identificati tramite EFDD: (a) primo modo (21,8 Hz); (b) secondo modo (33,58 Hz).

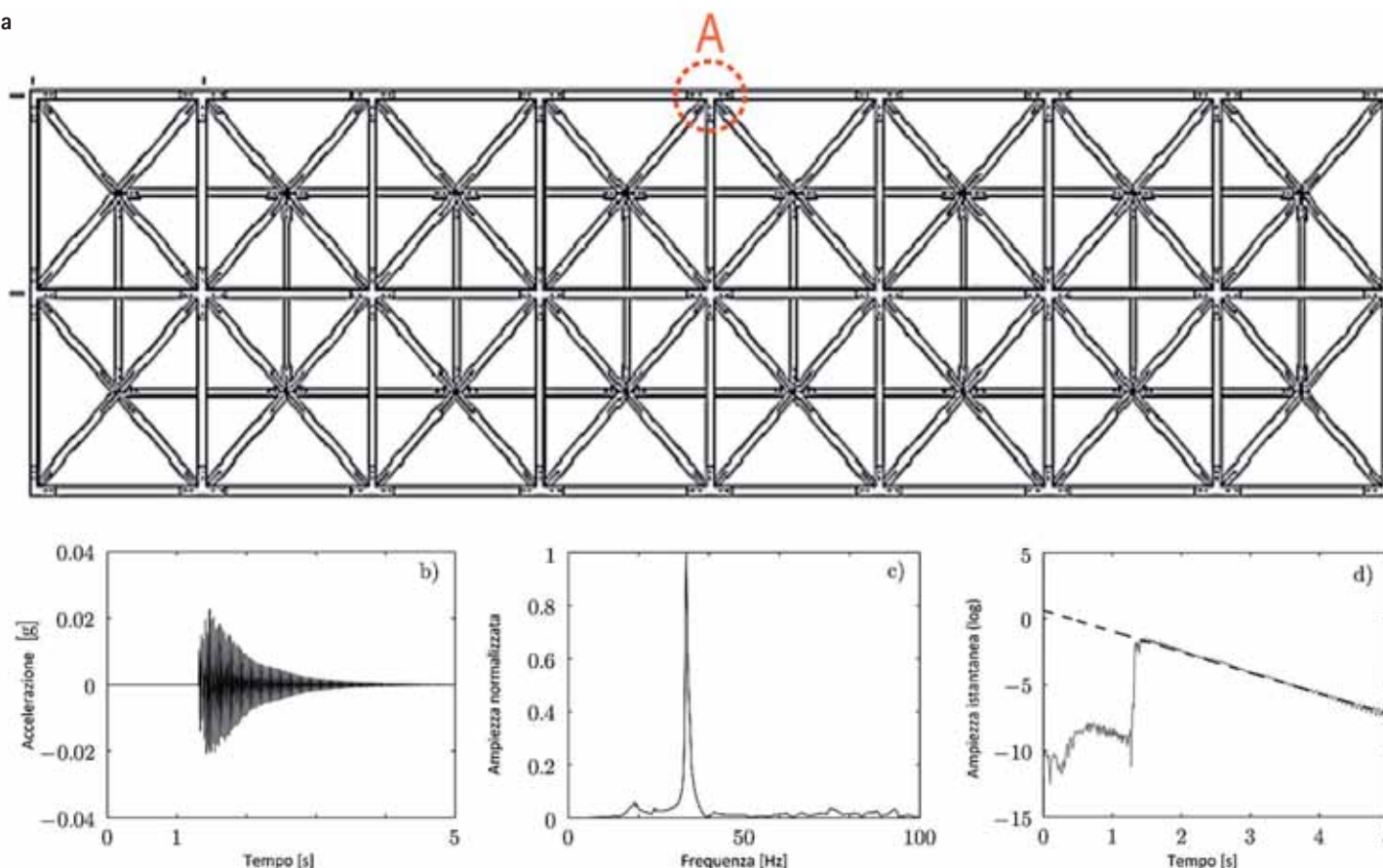


Fig. 10 - Identificazione dello smorzamento a partire dall'analisi delle vibrazioni libere della struttura registrate nel punto A: b) accelerazione dopo l'applicazione del filtro passa-banda; c) spettro della frequenza normalizzato della risposta accelerometrica dopo l'applicazione del filtro passa-banda; d) ampiezza istantanea in scala logaritmica.

lasciati nella loro posizione originale per tenere traccia delle fasi del segnale. La risposta della struttura reticolare sotto vibrazioni ambientali è stata elaborata mediante identificazione nel dominio del tempo e della frequenza, al fine di identificarne i parametri modali. Nello specifico, sono state impiegate le tecniche *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) e *Stochastic Subspace Identification* (SSI). Ulteriori dettagli teorici su queste tecniche sono forniti in [27] [28] [29] [30]. In figura 9 (a-b) sono raffigurate le prime due forme modali identificate. Il primo modo corrisponde ad un modo flessionale mentre il secondo ad un modo torsionale. In figura 9 sono riportate le frequenze proprie del sistema ed i rapporti di smorzamento dei primi due dei cinque modi di vibrare identificati. In generale, si osserva un'ottima corrispondenza tra i valori della frequenza e dallo smorzamento ottenuti mediante le due tecniche.

5.2 Identificazione dello smorzamento mediante analisi delle vibrazioni libere

Sono state analizzate le oscillazioni libere della struttura indotte dalla rimozione di una massa di 35 kg (mediante taglio del cavo di sospensione), sospesa originariamente nella mezzera del corrente inferiore. L'accelerazione è stata registrata nel punto A (figura 10).

La risposta libera della struttura reticolare è stata dapprima esaminata mediante analisi spettrale con lo scopo di stimare le frequenze naturali, successivamente è stata impiegata la tecnica del decremento logaritmico [31] per calcolare i coefficienti di smorzamento associati. Per isolare il modo di vibrare rilevato nell'analisi spettrale è stata utilizzata una tecnica di filtraggio passa-banda basata sul filtro di Butterworth. Il coefficiente di smorzamento corrispondente è stato valutato dal logaritmo della ampiezza istantanea, ottenuta attraverso la trasformata di Hilbert.

L'analisi della risposta libera del sistema smorzato ha permesso di individuare le frequenze proprie ed i corrispondenti coefficienti di smorzamento

per il primo ed il secondo modo di vibrare. In figura 10 è mostrata l'identificazione dello smorzamento relativamente al primo modo torsionale (secondo modo globale). L'elaborazione delle registrazioni disponibili ha fornito i risultati riportati nelle ultime due colonne in tabella 1.

5.3 Sintesi dei risultati ottenuti dalla caratterizzazione dinamica

In tabella 2 sono riassunti i coefficienti di smorzamento (in percentuale) suggeriti da norme e linee guida per la progettazione di ponti pedonali in acciaio e legno. I valori si riferiscono al modo fondamentale di vibrare. Secondo le norme Europee, per strutture in acciaio il coefficiente di smorzamento è pari a 0,2% per connessioni saldate mentre è di 0,4% per connessioni bullonate. D'altra parte, per strutture in legno, esso è posto pari all'1% in assenza di connessioni metalliche e all'1,5% altrimenti. Dalla tabella 2 è possibile osservare che le passerelle in acciaio presentano valori di smorzamento inferiori rispetto alle costruzioni in legno.

Il coefficiente di smorzamento modale della struttura reticolare composita in glubam ed acciaio riportato nel presente studio è pari circa a 1,5% (per il modo fondamentale di vibrare). Questo risultato è compatibile con il valore riferito alle passerelle in legno, come si può dedurre dalla tabella 2. In particolare, il coefficiente di smorzamento misurato per la frequenza fondamentale quasi coincide con quello per le strutture in legno in presenza di connessioni metalliche suggerito dagli Eurocodici (tabella 2). Inoltre, questo valore è in accordo con le indicazioni riportate in [33] e le raccomandazioni *fib* [35]. Valori maggiori sono suggeriti dal Sètra [32]. In base alle evidenze sperimentali qui riportate, nonché ai valori proposti nelle norme e nelle linee guida esistenti in merito alle costruzioni in legno ed in acciaio, si raccomanda pertanto un valore del coefficiente di smorzamento viscoso pari al 1,5%, relativamente al modo fondamentale di strutture reticolari in glubam con connessioni bullonate.

È importante sottolineare che i rapporti di smorzamento identificati in

Modi	VIBRAZIONI AMBIENTALI				RISPOSTA LIBERA	
	EFDD		SSI			
	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]	Frequenza [Hz]	Smorzamento [%]
1	21,8	1,532	21,74 (0,2099)	1,686 (0,4141)	20,48	1,454
2	33,58	0,813	33,54 (0,0971)	0,7068 (0,315)	33,57	0,744

Tab. 1 - Confronto delle frequenze naturali e dei rapporti di smorzamento individuati mediante EFDD e SSI e dalla risposta libera di decadimento (tra parentesi è riportato il valore della deviazione standard).

Materiale	Sètra [32]		Hivoss [33]		ISO [34]	Eurocodici ^a	fib [35]	
	min	medio	min	medio	medio	medio	min	medio
Acciaio	0,2	0,4	0,2	0,4	0,5	0,2/0,4 ^b	0,5	1,0
Legno	1,5	3,0	1,0	1,5	-	1/1,5 ^c	0,8	1,5

^a EC1 [36] , EC3 [37] , EC5 [38] .
^b 0,2 % per connessioni saldate; 0,4 % per connessioni imbullonate.
^c 1% nel caso di connessione meccanica assente; 1,5% altrimenti.

Tab. 2 - Coefficienti di smorzamento (in percentuale) per passerelle realizzate in acciaio e legno.

questo studio si riferiscono ad un sistema privo di elementi non strutturali, quali ad esempio quelli necessari a realizzare la copertura (nel caso di tetti) o la superficie di camminamento (nel caso di passerelle). Tuttavia, è bene sottolineare che gli elementi non strutturali possono avere un'influenza significativa sul comportamento dissipativo globale, aumentando generalmente il valore dei coefficienti di smorzamento. Per tali ragioni, i coefficienti di smorzamento riportati in questo studio possono considerarsi una stima cautelativa.

6. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

In questo studio è stato esaminato un innovativo sistema spaziale reticolare composto da elementi in glubam e da elementi tubolari in acciaio. Il sistema strutturale concepito è particolarmente adatto alla produzione industriale, consente di ottimizzare i costi complessivi di produzione e garantisce una elevata sostenibilità ambientale.

Un prototipo di questa struttura composita è stato realizzato in laboratorio con l'obiettivo di caratterizzarne il comportamento sotto l'azione di forze statiche e dinamiche. La capacità statica misurata è risultata compatibile

con l'utilizzo di questa struttura in coperture e ponti pedonali di piccola-media luce. Il valore del rapporto dello smorzamento viscoso per il modo fondamentale è stato stimato pari a circa 1,5%, in linea con l'intervallo di valori suggerito da diverse normative e linee guida per ponti pedonali con struttura in legno con unioni bullonate.

Un archetipo di questa struttura reticolare composita in glubam ed acciaio è stato progettato per realizzare la copertura dell'ingresso della facoltà di Ingegneria Civile della Nanjing Tech University (Cina) [39], come mostrato in figura 11. La copertura realizzata presenta la stessa configurazione del prototipo analizzato in laboratorio ma presenta dimensioni maggiori. La superficie della struttura reticolare è infatti pari a 12 × 3,6 m e la distanza tra i supporti è di 8,4 m. La copertura è stata ultimata nell'aprile 2016. La struttura è costantemente monitorata e nell'arco di tre anni è stata esposta a carichi di natura diversa, quali ad esempio quelli dovuti alla neve (figura 11). Sono attualmente in corso prove sperimentali per caratterizzarne il comportamento in regime statico e in regime ciclico delle connessioni metalliche, al fine di produrre un modello numerico in grado di predire il comportamento globale di questa nuova tipologia di strutture.



Fig. 11 - Struttura reticolare in glubam e acciaio realizzata a copertura dell'ingresso della facoltà di Ingegneria Civile presso la Nanjing Tech University (China)

BIBLIOGRAFIA

- [1] Inbar, "International Network for Bamboo and Rattan," 2019. [Online]. Available: www.inbar.int.
- [2] K. De Flander, "The role of bamboo in global modernity: from traditional to innovative construction material," Thesis: Wageningen University, Wageningen Netherlands, 2005.
- [3] P. Van der Lugt, A. Van den Dobbelsteen and J. Janssen, "An environmental, economic and practical assessment of bamboo as a building material for supporting structures," *Constr Build Mater*, vol. 20, p. 648–656, 2006.
- [4] M. Birocchi, *BeLeafMagazine*, 2017.
- [5] H. Archila, S. Kaminski, D. Trujillo, E. Escamilla Z, H. K and A, "Bamboo reinforced concrete: a critical review," *Mater Struct*, vol. 51, 2018.
- [6] B. Sharma, A. Gatoo, M. Bock, H. Mulligan and M. Ramage, "Engineered bamboo: state of the art.," *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Construction Materials*, vol. 168, pp. 57–67, April 2015.
- [7] F. Albermani, Y. Goh G and S. Chan, "Lightweight bamboo double layer grid system.," *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 1499–1506, July 2007.
- [8] T. Paraskeva, G. Grigoropoulos and E. Dimitrakopoulos, "Design and experimental verification of easily constructible bamboo footbridges for rural areas.," *Engineering Structures*, vol. 143, p. 540–548, 2017.
- [9] J. Stamm, "Bamboo bridges as an alternative to rainforest destruction.," in *Bamboo in Disaster Avoidance*, Colombia, 2002, p. 116.
- [10] IBUKU, "Luxury bamboo design," [Online]. Available: www.ibuku.com.
- [11] B. Sharma, A. Gatoo, Bock M. and M. Ramage, "Engineered bamboo for structural applications," *Construction and Building Materials*, vol. 81, 2015.
- [12] Y. Xiao, B. Shan, C. G, Z. Q and S. LY, "Development of a new type of GluBam," in *Modern Bamboo Structures*, Londra, Taylor & Francis Group, 2008.
- [13] Y. Xiao, R. Yang and B. Shan, "Production, environmental impact and mechanical properties of glubam.," *Construction and Building Materials*, 2013.
- [14] Y. Xiao, Z. Q and S. B., "Design and construction of modern bamboo bridges.," *Journal of Bridge Engineering*, 2009.
- [15] Y. Xiao, G. Chen and L. Feng, "Experimental studies on roof trusses made of glubam.," *Materials and structures*, 2014.
- [16] Z. Li, Y. Xiao, R. Wang and G. Monti, "Studies of nail connectors used in wood frame shear walls with ply-bamboo sheathing panels.," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 27, 2014.
- [17] Y. Xiao and Y. Wu, "Steel and glubam hybrid space truss," *Engineering Structures*, 2018.
- [18] Z. Li, T. Li, C. Wang, X. He and Y. Xiao, "Experimental study of an unsymmetrical prefabricated hybrid steel-bamboo roof truss," *Engineering Structures*, vol. 201, December 2019.
- [19] G. Quaranta, C. Demartino and Y. Xian, "Experimental dynamic characterization of a new composite glubam-steel truss structure," *Journal of Building Engineering*, 25, 100773., 2019.
- [20] Tetrasteel, "Strutture reticolari spaziali: pensare a tre dimensioni," 2019. [Online]. Available: <https://www.tetrasteel.com/>.
- [21] ASTM_D143-2009, "Standard test methods for small clear specimens of timber". United States: ASTM International 2009.
- [22] GB/T_1928-2009, "General requirements for physical and mechanical tests of wood (in Chinese)". China 2009.
- [23] JG/T_199-2007, "Testing methods for physical and mechanical properties of bamboo used in building (in Chinese)". China 2007.
- [24] GB/T_2975-1998, "Steel and steel products-Location and preparation of test pieces for mechanical testing (in Chinese)". China 1998.
- [25] GB/T_228.1-2010, "Metallic materials-Tensile testing-Part 1: Method of test at room temperature (in chinese)". China 2010.
- [26] NTC18, *Norme tecniche per le costruzioni*, 2018.
- [27] R. Brincker, C. Ventura and P. Andersen, "Damping estimation by frequency domain decomposition," in *Proceedings of IMAC 19*, Orlando, FL (USA), 2001.
- [28] R. Brincker, L. Zhang and P. Andersen, "Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition," *Smart materials and structures*, 2001.
- [29] N. Nisticò, S. Gambarelli, A. Fascetti and G. Quaranta, "Experimental dynamic testing and numerical modeling of historical belfry," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 10, 2015.
- [30] P. Van Overschee and B. de Moor, "Subspace Identification for Linear Systems," in *Theory Implementation Applications*, 1996.
- [31] K. Shin and J. Hammond, *Fundamentals of Signal Processing for Sound and Vibration engineers*, 2008.
- [32] Sétra, "Technical Guide - Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading," *Footbridges*, 2006.
- [33] C. Heinemeyer, C. Butz, A. Keil, M. Schlaich, A. Goldack, M. Luki, B. Chabrolin, A. Lemaire, P. Martin, A. Cunha and E. Caetano, "Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations," *JRC-Scientific and Technical Report*, 2009.
- [34] International Organization for Standardization, *Bases for design of structures- serviceability of buildings and walkways against vibrations*, International Standard, ISO 10137, 2007.
- [35] FIB, "Guidelines for the Design of Footbridges," *Footbridges*, 2005.
- [36] CEN, "Eurocode 1: Actions on Structures". 2003.
- [37] CEN, "Eurocode 3: Design of Steel Structures". 2005.
- [38] CEN, "Eurocode 5: Design of Timber Structures". 2005.
- [39] Y. Xiao, W. Y and Y. QW, "Development of a steel and glubam space truss system," *Construction and Building Materials*, 2016.

PROGETTARE: DUE ESEMPI CHE AIUTANO A RIFLETTERE

DESIGN: TWO EXAMPLES THAT HELP TO REFLECT

Dott. Ing. Sergio Foa*

Ingegnere-Progettista di Impianti Industriali, apparecchiature e strutture in acciaio

Quando si è travolti dalla frenetica routine quotidiana nell'espletamento della propria attività è necessario fermarsi per riflettere sul proprio operato per capire se la strada intrapresa sia stata realmente quella giusta. Ho (quasi) sempre cercato di "lasciare sedimentare" le scelte approntate per lo specifico progetto che stavo affrontando, per qualche ora o qualche giorno; riprenderlo successivamente a mente sgombra per un'analisi comparativa, magari prendendo spunto da soluzioni "non personali" attuate su progetti simili di altri colleghi. Quindi, cercare momenti di riflessione per una autocritica nell'esecuzione del proprio progetto, convinto da sempre che, anche dopo decenni di professione, "non si finisce mai di imparare". Un altro "metodo di lavoro" al quale mi sono sempre affidato è stato quello di analizzare e risolvere il progetto specifico partendo da schemi semplici fatti di "pochi numeri, ma molti concetti pensati"; convinto che sia la strada corretta per verificare e controllare, successivamente e solo se necessario, acquisire e confrontare i risultati di analisi più sofisticate. Con questo articolo intendo proporre su Costruzioni Metalliche, che da sempre ci offre interessanti insegnamenti e lampi di "essenziale vita progettuale", due esempi di progetti incontrati lungo il mio percorso professionale, fra loro antitetici, sicuro che siano utili per un momento di riflessione. Il primo, esempio di "disattenta progettazione", attivato probabilmente fin dal suo inizio senza un'analisi logica ma con "sfrenate modellazioni" cui vengono spesso rischiosamente demandati anche i più elementari concetti strutturali. Il secondo che si contrappone ad esso pone in evidenza concetti di semplicità e coerenza. Si scopre quindi come "apprendimento e conoscenza" passino anche dalla acquisizione e dalla lettura di progetti ed esperienze di altri, "positivi" ma ahimè anche "negativi". Questo contributo prende anche spunto da una serie di articoli che ho proposto sul "Magazine Structural" diretto da Donatella Guzzoni e apparsi fra Febbraio 2018 e Maggio 2019, e che avevano come filo conduttore il tema legato alla "Progettazione pratica e consapevole delle Strutture in acciaio".

When we are overwhelmed by the hectic daily routine in carrying out our business we need to stop and reflect on our job to understand if the path taken has really been the right one. I have (almost) always tried "to let settle" the solutions adopted for the specific project I was facing, for few hours or few days; "resume them" later with a clear mind for a comparative analysis, perhaps taking a cue from "non-personal" solutions implemented on similar projects by other colleagues. So, look for moments of reflection for a self-criticism in the execution of our project, always convinced that, even after decades of profession, "we never stop learning". Another "working method" which I have always entrusted myself to, has been to analyse and solve the specific project starting from simple schemes made of "few numbers, but many conceived concepts"; convinced that it is the correct way to verify and control, later and if necessary only, acquire and compare the results given by more sophisticated analysis. I want to propose in this "Costruzioni metalliche" magazine, which has always offered us interesting lessons and flashes of "essential design life", two examples of projects encountered along my professional path, antithetical to each other, sure they are useful for a moment of reflection. The first, an example of "inattentive design" which was probably activated since its beginning without a logical analysis but with "unbridled models" to which even the most basic structural concepts are often riskily delegated. The second that is opposed to it, highlights concepts of simplicity and coherence. It therefore turns out that "learning and knowledge" also pass through the acquisition and reading of projects and experiences of others, "positive" but alas also "negative". This contribution is also inspired by a series of articles I proposed in the "Structural Magazine" directed by Donatella Guzzoni that appeared between February 2018 and May 2019, and which had as their thread the theme related to the "Practical and conscious design of steel structures".

*Corresponding author. Email: sergio.foa@bluewin.ch

PREMESSA

Il primo progetto qui presentato, esempio evidente di “disattenta progettazione”, rappresenta la dimostrazione di come una struttura industriale sia stata pensata in modo poco curato nei dettagli già nella sua fase di analisi preliminare, con poca o addirittura nessuna attività di coordinamento fra progettista ed esecutore degli elaborati grafici, oltre che mancante del necessario controllo dei disegni di progetto da parte del progettista. Va anche posto un accento sulle diverse responsabilità dei soggetti coinvolti nella esecuzione dei disegni di progetto, qui ricordando che l'unico responsabile, anche della correttezza degli elaborati grafici, va ricercato nel progettista delle strutture, cui spetta l'onere dell'individuazione precisa dei dettagli, del controllo della verifica formale e sostanziale dell'intero progetto e non soltanto della relazione di calcolo.

Il secondo esempio si contrappone al primo per eleganza architettonica da un lato ma soprattutto, se osservato dal punto di vista strutturale, per la purezza degli schemi statici e dei dettagli costruttivi.

In questo caso architettura e ingegneria si fondono in un “unicum” a dimostrazione che la ricerca di semplicità e chiarezza degli schemi strutturali e dei dettagli rappresenta il punto di sintesi di una corretta progettazione.

PRIMO ESEMPIO - UNA STRUTTURA PER IMPIANTO DI VAGLIATURA

Fui convocato da una società di ingegneria che mi sottopose il caso di una struttura industriale di vagliatura per prodotti fertilizzanti che evidenziava alcuni gravi problemi di stabilità, alla fine del montaggio e durante la fase di prova.

Gli operatori addetti alla gestione dell'impianto rilevavano forti vibrazioni durante l'avviamento e il funzionamento delle apparecchiature, vibrazioni estremamente significative soprattutto a livello del piano sostegno vagli e tali da coinvolgere l'intera struttura, al punto da rendere perfino problematico l'accesso ai piani e alle rampe delle scale agli operatori, creando forte senso di disagio e insicurezza agli addetti che in alcuni casi, fu fatto rimarcare in sede di analisi con l'Ente utilizzatore, si sarebbero rifiutati di accedere alla struttura.

Nel caso in oggetto, l'impianto di vagliatura è posto a monte del sistema di insacco e spedizione del prodotto, che deve possedere particolari caratteristiche di granulometria. Il prodotto alimenta il vaglio attraverso un nastro trasportatore; il vaglio seleziona il materiale con granulometria corretta e scarta la porzione fuori specifica; quella più grossolana è avviata a un frantoio per permetterne la disaggregazione e il successivo reinserimento nel sistema di spedizione.

Caratteristiche della Struttura

La struttura si presenta regolare, a base quadrata con lato di 12,00 m. Si compone di 6 impalcati di sostegno apparecchiature, posti a interassi sufficientemente regolari (variabili fra 3,50 e 5,60 m) e di una copertura. Le 8 colonne sono poste sul perimetro della struttura a passo di 6,00 m. La presenza delle apparecchiature site nella porzione centrale degli impalcati non consente l'ubicazione della colonna centrale [sul picchetto B2]. Conseguentemente la luce di calcolo degli impalcati si situa sui 12,00 m. La figura 1 mostra in elevazione la disposizione delle principali apparecchiature e lo schema statico tipo, valido, pur se con piccole differenze, per le 4 facce della struttura.

L'appoggio dei vagli è situato alla quota di elevazione 46,38 m.

La struttura ha un'altezza complessiva di circa 31,00 m; staticamente prevede la presenza di controventature verticali atte a garantirne la stabilità globale e il trasferimento delle azioni orizzontali alla base. Struttura piuttosto semplice e regolare, è sita in ambiente mediamente sismico.

La figura 2 mostra la pianta della struttura alla elevazione 32,30 m corrispondente alla quota di fondazione.

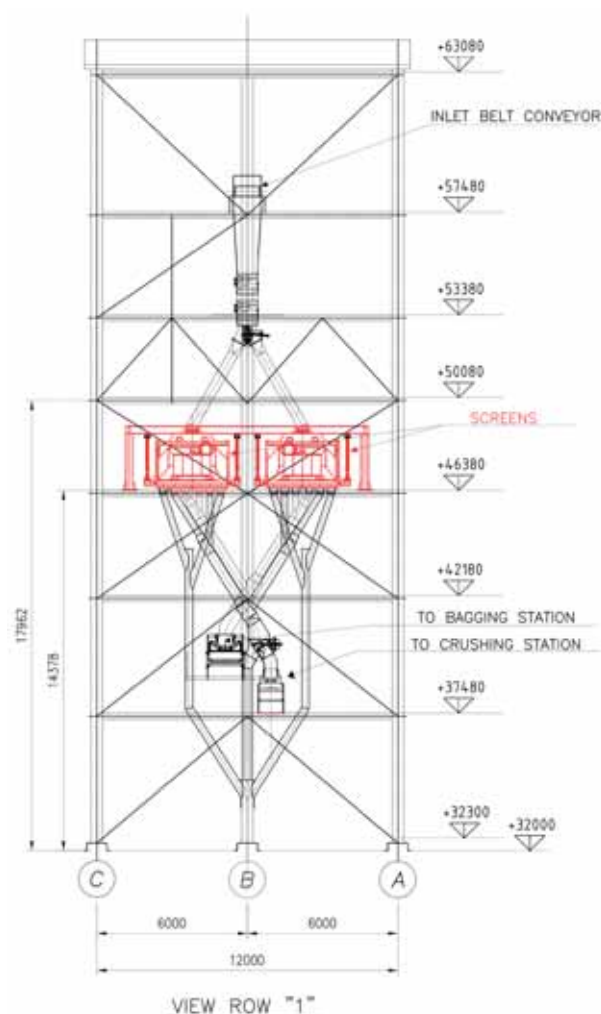


Fig. 1 - Schema statico-impiantistico in elevazione della struttura

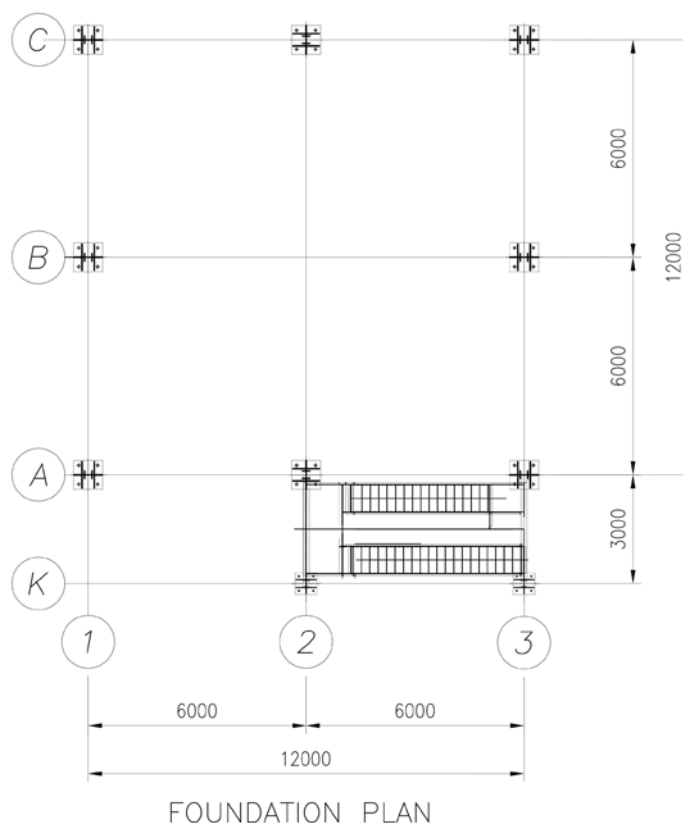


Fig. 2 - Distribuzione planimetrica delle colonne

Carichi agenti

I carichi verticali agenti, comuni a impianti di questo tipo sono sintetizzati qui di seguito:

- Carichi propri delle strutture degli impalcati con valori variabili in funzione dei piani considerati $g_v = 1,00 \div 1,40 \text{ kN/m}^2$
- Carichi minimi semi-permanenti (accidentali ridotti)

Rappresentano i carichi che mediamente insistono a livello permanente sulle strutture degli impalcati

$$q_{V-RED} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi accidentali globali

Rappresentano i carichi accidentali globali impiegati nelle verifiche delle strutture (colonne)

$$q_{V-AV} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi di progetto accidentali

Rappresentano i carichi di progetto per i quali i singoli elementi di piano vanno progettati e verificati.

$$q_{V-DES} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso specifico dell'impalcato di 46,38 m i carichi forniti dal costruttore dei due vagli sono:

- Peso in esercizio di ogni vaglio $Q_v = 8,4 \text{ t}$
- Carico in condizioni anomale di intasamento per ogni vaglio $Q_v = 16,4 \text{ t}$
- Frequenza del singolo vaglio in esercizio $f = 3,43 \text{ Hz}$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali il sito è classificato secondo UBC 1997 [1] come segue:

- Azioni del vento: $p_{ref} \approx 1,25 \text{ kN/m}^2$ a 10 m - Exp. "C"
- Azioni del sisma: Zona 2a - $Z=0,15$ - secondo UBC 1997 (mediamente sismica)
- Fattore di importanza per vento e sisma: $I=1,00$

L'analisi della struttura e dei suoi errori - Il piano di appoggio vagli

Acquisite le specifiche tecniche e gli elaborati di progetto, è risultato subito evidente, dopo un sommario esame dei disegni, l'origine e la

causa dei problemi riscontrati.

L'analisi dello schema strutturale dell'impalcato di el. 46,38 m mostrato in figura 3, così come realizzato, ha evidenziato per alcune travi il mancato rispetto delle verifiche di resistenza deformabilità e frequenza, dovute alla non coerenza progettuale e di scelte costruttive errate in fase di elaborazione delle tavole.

Nella figura 3 vengono riportate in rosso gli elementi responsabili dei problemi di disagio dovuti allo stato vibrazionale dell'impalcato che, come accennato in premessa, hanno coinvolto l'intera struttura, quindi anche gli impalcati superiori e inferiori a quello dei vagli e ad altri elementi connessi con le strutture di parete.

Ogni vaglio ha due coppie di appoggi V1 e due V2

I carichi trasmessi dai vagli sono indicati rispettivamente con:

V1 = 2,20 t in esercizio e 4,20 t in condizioni di intasamento;

V2 = 2,00 t in esercizio e 4,00 t in condizioni di intasamento.

Le travi sottoposte ai carichi concentrati simmetrici (vagli) e al carico uniforme (peso proprio, permanenti a accidentali) competente per aree di influenza, sono di fatto in semplice appoggio con luce $L=12,00 \text{ m}$.

La sensibilità sui "grandi numeri", come richiesta in particolare nell'espletamento della professione per situazioni impreviste, in particolare durante le operazioni di montaggio, spesso di collaudo, ha permesso al termine del primo incontro con l'Ente utilizzatore l'impianto, di redigere un piano temporale delle operazioni da attuarsi.

Il primo approccio preso in considerazione è stato quello di individuare la possibilità di intervenire limitatamente all'impalcato considerato.

Limitando lo stato vibrazionale dell'impalcato vagli interessati, si sarebbero dovuti risolvere anche gli effetti di vibrazioni generalizzati alle altre parti di impianto che erano indotti da quell'effetto considerato come "innesco primario".

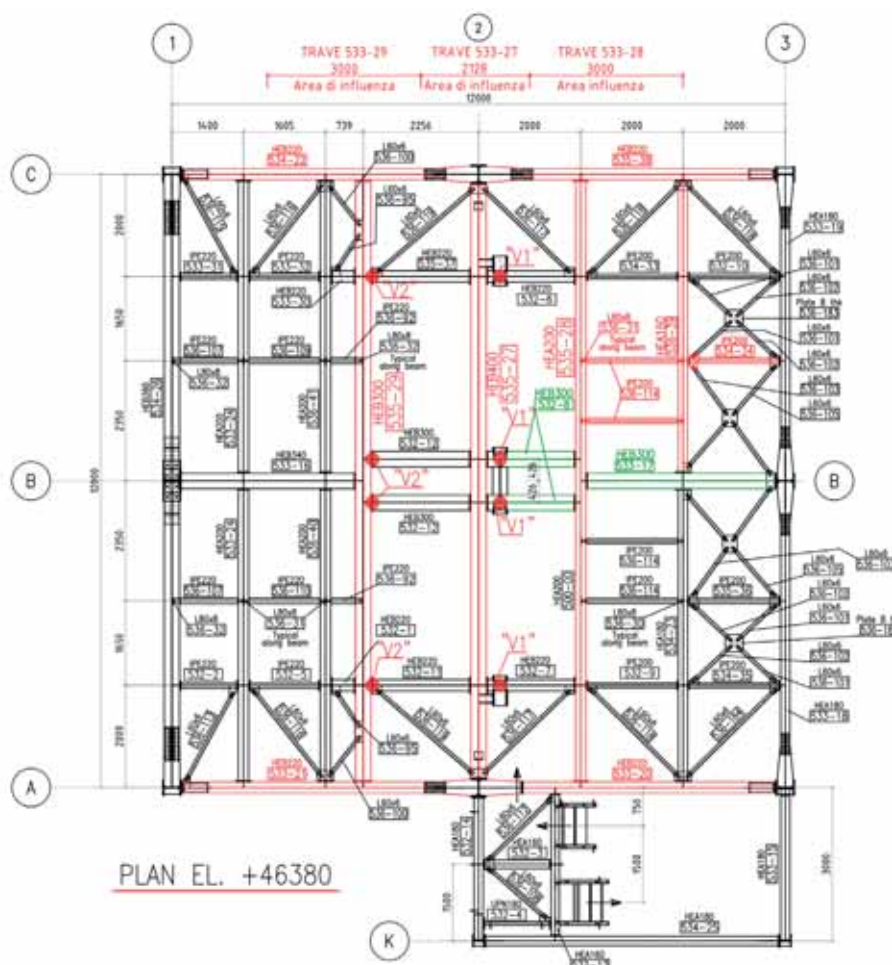


Fig. 3 - Impalcato di el. 46,38 m appoggio vagli Fig. 3. Impalcato di el. 46,38 m appoggio vagli

Sulla base di analoghe esperienze precedenti fu quindi intrapresa questa “strada”, senza tuttavia avere la certezza che il solo intervento locale sarebbe stato risolutivo al 100%.

La richiesta dell'Ente utilizzatore fu perentoria.

Si impegnava a mettere a disposizione un reparto di officina e squadre di operatori che avrebbero lavorato 24 h su tre turni.

Da parte di noi tecnici, in un tempo misurabile in ore più che giorni, si sarebbe sottoposta la soluzione tecnica di dettaglio ritenuta più idonea.

È stata sufficiente una semplice analisi statica manuale, effettuata nel corso della prima giornata di incontro e, viste le condizioni operative, senza l'impiego di alcun mezzo “più sofisticato”, per mettere in evidenza l'entità delle incongruenze strutturali.

Nelle valutazioni che seguono “non” sono stati considerati gli effetti locali o globali dei carichi accidentali di progetto; fatto che aggrava ulteriormente lo stato di salute della struttura nella sua globalità.

Trave 533-29 – HEB 300

I carichi sono riportati nello schema di figura 4 e per semplicità di prima verifica e controllo delle deformazioni sono elementari e non fattorizzati, tenuto conto che l'impianto sito in area asiatica era stato progettato secondo le norme AISC- 9th Edition [2], valide al tempo e prescritte dalle specifiche di commessa, con metodo ASD (Allowable Stress Design, ovvero alle T.A.). Assumendo la combinazione frequente che considera un'area di influenza di 3,00 m, il carico permanente q_p stimato in $1,40 \text{ kN/m}^2$ vale $4,20 \text{ kN/m}$, il carico accidentale ridotto q_a di $1,00 \text{ kN/m}^2$ è pari a $3,00 \text{ kN/m}$ e i carichi trasmessi dai vagli in condizioni di normale esercizio $V2 = 20 \text{ kN}$.



Fig. 4 - Schema trave marca 533-29 appoggio vagli

Le azioni flettenti in mezzaria risultano:

$$M_{q-p} = 75,6 \text{ kNm}$$

$$M_{q-a} = 54,0 \text{ kNm}$$

$$M_{V2} = 151,4 \text{ kNm}$$

Complessivamente: $M = 281,0 \text{ kNm}$

La sollecitazione sotto i carichi non fattorizzati risulta:

$$f_b = 16,7 \text{ kN/cm}^2$$

La freccia statica valutabile pur con metodi semplificati

$$\text{def}_v \approx 8,00 \text{ cm pari a } L/150 > L/500 \text{ (valore minimo accettabile) } [^{\text{Nota 1}}]$$

La frequenza calcolata sempre con metodi semplificati

$$f \approx 2,0 \text{ Hz} < (3 \times 3,43) \approx 10 \text{ Hz}$$

I valori di freccia e frequenza, come evidenziato superano abbondantemente quelli nomativi e di riferimento per questo tipo di impianti.

Per elementi direttamente interessati dagli apparecchi vibranti, è di norma suggerito un valore della frequenza propria della trave pari a circa $2,5 \div 3,0$ volte la frequenza propria dell'apparecchio ($3,43 \text{ Hz}$ in questo caso) in modo da evitare l'instaurarsi dei fenomeni di risonanza.

Trave 533-27 – HEB 400

I carichi sono riportati nello schema di figura 5, elementari e non fattorizzati. Assunta la combinazione frequente che considera un'area di influenza di $2,28 \text{ m}$, il carico permanente q_p stimato in $1,40 \text{ kN/m}^2$ risulta pari a $3,20 \text{ kN/m}$ e l'accidentale ridotto q_a di $1,00 \text{ kN/m}^2$ è pari a $2,30 \text{ kN/m}$; i carichi trasmessi dai vagli in condizioni di normale esercizio $V1 = 22 \text{ kN}$.

kN/m e l'accidentale ridotto q_a di $1,00 \text{ kN/m}^2$ è pari a $2,30 \text{ kN/m}$; i carichi trasmessi dai vagli in condizioni di normale esercizio $V1 = 22 \text{ kN}$.



Fig. 5 - Schema trave marca 533-27 appoggio vagli

Le azioni flettenti in mezzaria risultano quindi:

$$M_{q-p} = 57,6 \text{ kNm}$$

$$M_{q-a} = 41,4 \text{ kNm}$$

$$M_{V1} = 166,5 \text{ kNm}$$

Complessivamente $M = 265,5 \text{ kNm}$

La sollecitazione sotto i carichi non fattorizzati risulta:

$$f_b = 9,2 \text{ kN/cm}^2$$

La freccia statica valutata con metodi semplificati

$$\text{def}_v \approx 3,32 \text{ cm pari a } L/360 > L/500$$

La frequenza calcolata con i metodi semplificati

$$f \approx 3,2 \text{ Hz} < \approx 10 \text{ Hz}$$

(in pratica la stessa della frequenza operativa del vaglio)

Anche in questo caso valgono le considerazioni espone per la trave 533-29

Trave 533-28 – HEA 200

I carichi, con riferimento allo schema planimetrico di figura 3, e assumendo la combinazione frequente che considera un'area di influenza di $3,00 \text{ m}$, sono: il carico permanente q_p stimato in $1,40 \text{ kN/m}^2$ è pari a $4,20 \text{ kN/m}$ e l'accidentale ridotto q_a di $1,00 \text{ kN/m}^2$ pari a $3,00 \text{ kN/m}$.

Lo schema è sempre quello di trave in semplice appoggio; le azioni flettenti stimate sono:

$$M_{q-p} = 75,6 \text{ kNm}$$

$$M_{q-a} = 54,0 \text{ kNm}$$

Complessivamente $M = 129,60 \text{ kNm}$

La sollecitazione sotto i carichi non fattorizzati risulta

$$f_b = 33,2 \text{ kN/cm}^2$$

La freccia statica valutata con metodi semplificati

$$\text{def}_v \approx 25,1 \text{ cm pari a } L/48$$

La frequenza calcolata con i metodi semplificati

$$f \approx 1,15 \text{ Hz}$$

Anche in questo caso tutti i valori di riferimento, sollecitazioni, deformazioni e frequenza mostrano palesi elementi di criticità.

Ulteriori considerazioni

L'analisi dell'impalcato, così come riscontrato anche sugli altri impalcato dell'impianto, ha rilevato altre incongruità derivanti da una progettazione frettolosa e dalla assenza di una revisione attenta dei disegni di progetto e dei dettagli costruttivi.

Con riferimento alla figura 6 (stralcio del piano di el. $46,38 \text{ m}$) risulta evidente la totale assenza di comunicazione fra progettista ed esecutore dei disegni. L'esecutore dei disegni, per permettere l'appoggio $V1$ dei vagli, probabilmente non ben definiti dal progettista nello schema strutturale, ha autonomamente optato per una soluzione a dir poco “staticamente assurda”, senza preoccuparsi della elementare gerarchia che esiste fra travi principali e secondarie nel trasferimento dei carichi. E il progettista non ha controllato gli elaborati dopo il loro completamento.

[^{\text{Nota 1}}] Per impianti industriali il valore delle frecce nel piano verticale di travi interessate dalla presenza di apparecchiature, è inserita in parecchie specifiche tecniche di fornitura e limitata in genere a $L/500$, sempre che siano soddisfatte altre limitazioni specifiche, come presenti in questo caso.

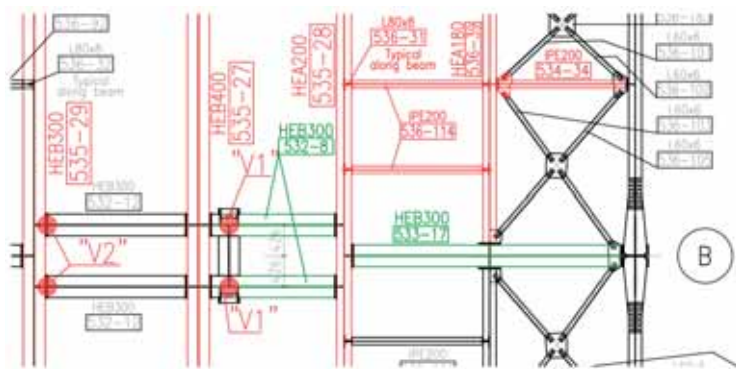


Fig. 6 - Stralcio del piano di appoggio vagli

Infatti le travi (tutte evidenziate in verde) di sezione HEB300, 532-8 (n.2) risultano sdoppiate rispetto alla 533-17: è ipotizzabile che queste fossero previste nel progetto come un'unica trave che connetteva la colonna del picchetto "B3" con la marca 533-27 HEB 400; sotto questa ipotesi probabilmente la marca 533-28 HEA200 (qui di lunghezza 12.00 m) doveva essere interrotta sulla HEB300: lo schema avrebbe dovuto prevederne due di lunghezza 6,00 m.

Sempre con riferimento alla figura 6 si evidenzia, questa volta, solo una ulteriore mancanza di attenzione. La trave marca 536-39 HEA180 riceve le secondarie IPE200 marca 536-114, connesse con squadrette L 80x8. Il progettista, incurante del dettaglio, ha previsto una trave secondaria di altezza 200 mm bullonata a una principale di altezza totale 171 mm che ovviamente può connettersi solo con un'altezza d'anima di 120 mm e 5,6 mm di spessore. Il dettaglio, pur se verificabile o verificato, è sicuramente sconsigliato in ogni caso, indipendentemente dalle azioni agenti; esso si presenta come in figura 7.

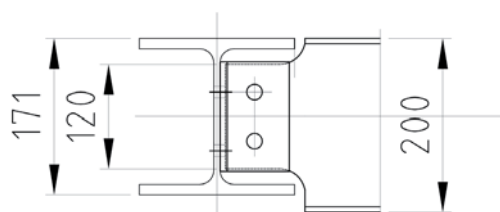


Fig. 7 - Dettaglio connessione IPE200/HEA200

Con riferimento alla pianta di figura 3 si vuole ancora evidenziare la inadeguatezza delle controventature di piano che, soprattutto con questo particolare assetto strutturale, hanno la funzione di trasferire le azioni orizzontali (vento e soprattutto sisma) di competenza delle "colonne pendolari centrali" poste sui fili "B" e "2", ai fili verticali laterali controventati. L'ingrandimento di figura 8 mette in evidenza (in rosso) controventi orizzontali di lunghezza 2,80 m e sezione L 60X6, alcuni dei quali lavorano con comportamento teso e compresso.

Una rapida e approssimativa, ma pur sempre ingegneristicamente valida, analisi eseguita con i valori del vento di progetto richiesti dalla specifica, definisce l'azione agente sulle colonne pendolari dei fili "B" e "2" centrali. Secondo l'approccio alle tensioni ammissibili previsto dalla specifica di progetto, considerati:

- Interpiano: 4,00 m circa
- Interasse di influenza: 6,00 m
- Pressione base del vento q_w secondo UBC 1997: 1,25 kN/m²
- Fattore di importanza $I = 1,00$
- C_e - (Combined Height-Exposure Gust factor coefficient: 1,40)
- $C_f = 0,8 + 0,5 = 1,30$

L'azione del vento W vale:

$$W = A \times q_w \times I \times C_e \times C_f = 6,0 \times 4,0 \times 1,25 \times 1,00 \times 1,4 \times 1,3 = 54,6 \text{ kN}$$

La diagonale di controvento in corrispondenza dei fili laterali è sottoposta

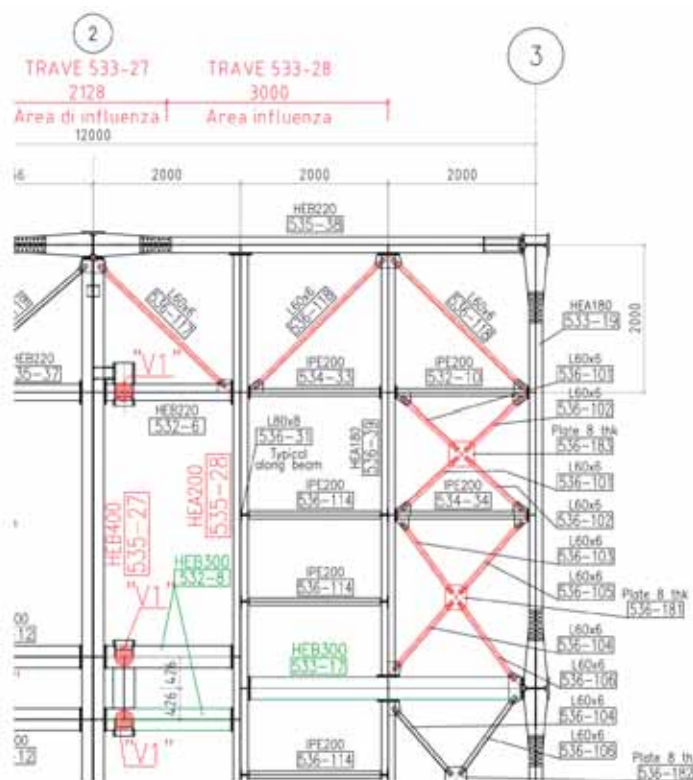


Fig. 8 - Controventi di piano dell'impalcato di el. 46,38 m

all'azione $N_w = (54,6/2) \times \sqrt{2} = 38,5 \text{ kN}$

Si valuta l'elemento di controvento orizzontale in compressione L 60x6 L=2,82 m:

$$kL/r_{\min} = 282/1,17 = 243 \text{ e secondo le AISC: } F_a = 1,83 \text{ kN/cm}^2$$

Nel presente caso: $f_a = 38,5/6,91 = 5,57 \text{ kN/cm}^2 > F_a = 1,83 \text{ kN/cm}^2$

A questi valori si dovrebbero poi aggiungere quelli relativi alle imperfezioni e all'instabilità locale dell'elemento colonna pendolare soggetto a compressione.

Andrebbe anche valutato il contributo sotto l'azione del solo peso proprio della diagonale di controvento; esso determina un'azione flettente che, per una sezione così modesta e considerata la luce dell'elemento, induce sollecitazioni e deformazioni nel piano verticale non trascurabili; queste sommate alle azioni assiali (di compressione) tendono a instaurare pericolosi fenomeni del second'ordine, con rischio di collassi locali incrementali. In ogni modo, pur se le norme potrebbero accettare snellezze sino a un valore di $\lambda=250$, l'impiego di snellezze maggiori di 200 per condizioni di carico importanti e dimensionanti come quelle esposte sono da ritenersi troppo elevati.

Un ultimo "particolare discutibile", sempre analizzando i controventi di questo impalcato, sono le diagonali "a croce" addossate al filo verticale "3" dello stralcio della pianta di figura 8. La buona pratica progettuale prevede, con controventi che lavorano solo in teso e posti sullo stesso piano come è il caso dei controventi a croce 536-101/102/105/106, che uno sia continuo passante e l'altro interrotto sulla piastra di nodo; la scelta corretta in questo specifico caso avrebbe dovuto prevedere le due diagonali continue orientate una con l'ala verticale verso l'alto e l'altra con ala verso il basso e connesse nel punto di incrocio con un bullone. La soluzione adottata con quattro diagonali concorrenti su una piastra di nodo centrale è concettualmente errata in quanto, fuori dal piano di controvento, il sistema risulta staticamente labile con la formazione di 3 cerniere ideali allineate.

Gli interventi di adeguamento - Conclusioni relative al piano vagli

Uno rapido sguardo agli interventi di adeguamento.

Come indicato, la decisione di procedere passo-passo con gli interventi di

Le figure da 9-a a 9-e che seguono rappresentano i principali interventi, realizzati nell'officina di cantiere e posti in opera in tempi veramente "record", segnatamente:

- Lo spazio a disposizione del presente contributo purtroppo non consente un puntuale commento e un raffronto dei valori caratteristici di deformazione e frequenza globale.

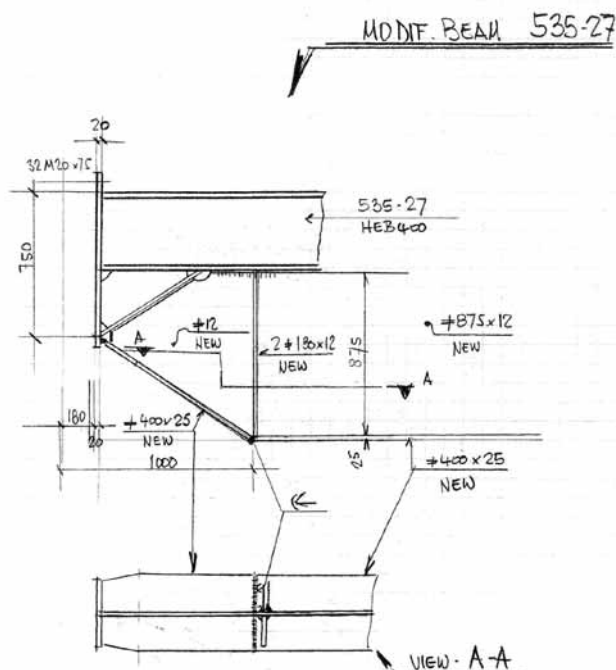


Fig. 9-a - Rinforzi su Marca 535-27-HEB 400

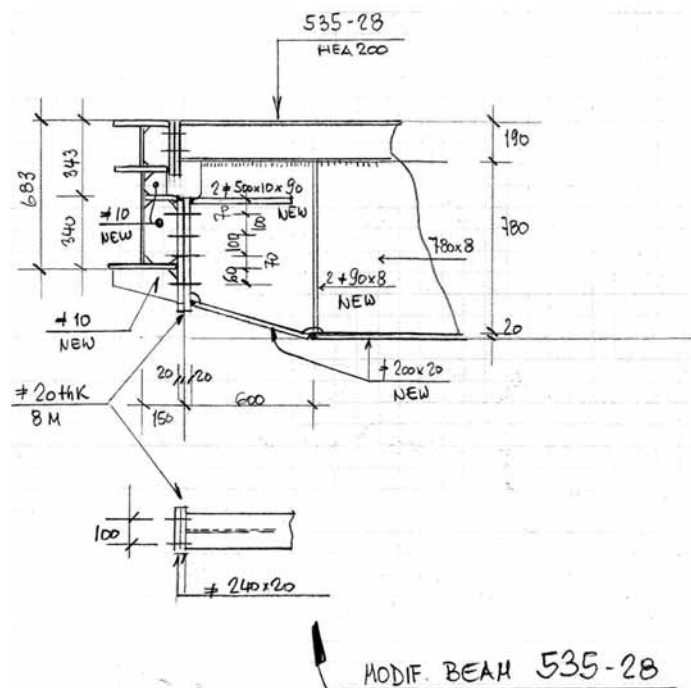


Fig. 9-b - Rinforzi su Marca 535-27-HEB 400

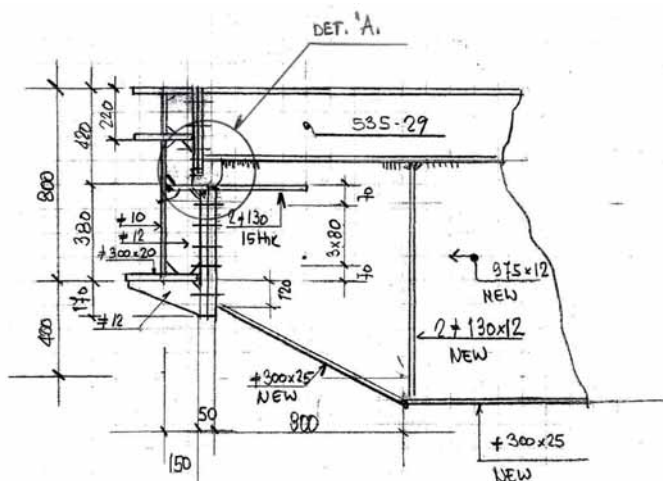
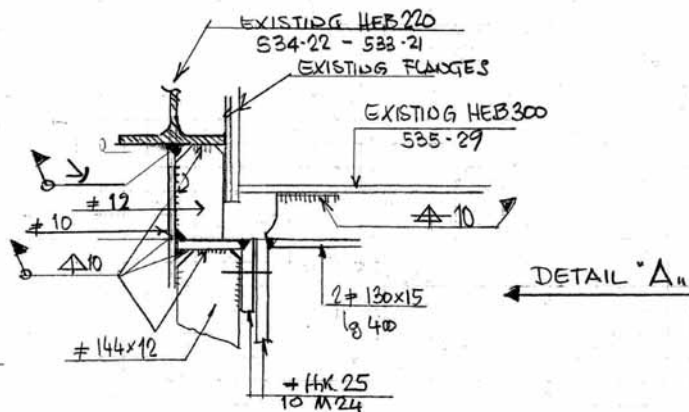


Fig. 9-c - Rinforzi su Marca 535-29-HEB 300



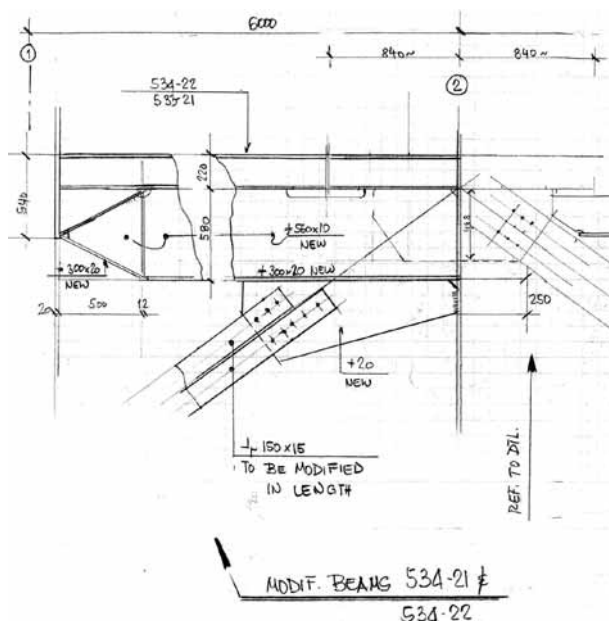


Fig. 9-d - Rinforzi su Marca 534-21 & 534-22 - HEB 220

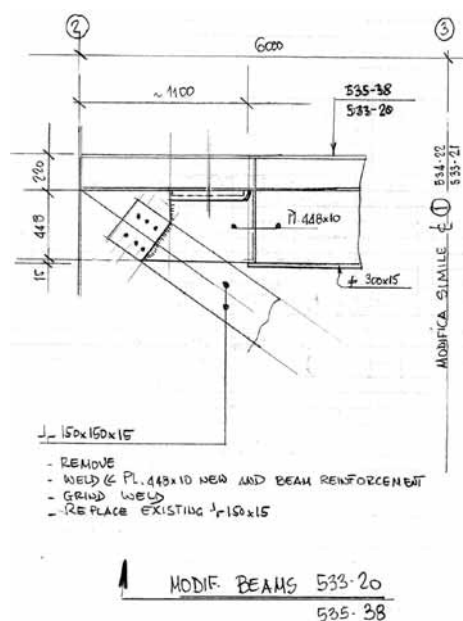


Fig. 9-e - Rinforzi su Marca 533 & 20-535-38 - HEB 220 & 20-535-38 - HEB 220

L'analisi complessiva della struttura - Altre difformità progettuali

Le controventature verticali

Come completamento di analisi, si è ritenuto importante segnalare alla Committenza altre non conformità progettuali e/o di esecuzione degli elaborati di progetto.

Le più significative, purtroppo non le sole, sono legate al dimensionamento dei controventi verticali, fondamentali alla stabilità globale dell'edificio. La figura 10 è relativa alla porzione inferiore della parete filo "C" dell'edificio e valida anche per le restanti 3 pareti.

Dall'analisi dei carichi in fondazione l'azione di taglio, dimensionante per i controventi verticali alla base del filo "C", vale $V_w \approx 400$ kN.

In particolare, dall'esame del progetto si rileva che:

- L'azione per la verifica della diagonale alla base della struttura, ottenuta dall'equilibrio geometrico delle forze è: $N_D \approx 400 \times 1,32 \approx 530$ kN.
- La sezione della diagonale risulta composta da 2 L 150x150x15 probabilmente dimensionati dal progettista come "elementi ravvicinati accoppiati a farfalla".
- La lunghezza della diagonale sia nel piano che fuori dal piano di controvento è $L_d = 7,90$ m.
- Le norme di corretta ingegneria, prevedono che gli angolari ravvicinati a farfalla siano connessi con calastrelli posti in piani alternati e distanza non superiore a $50 \times r_{min}$.

L'analisi dei disegni di progetto con riferimento agli angolari di controvento evidenziati in rosso, mostra le seguenti non congruità normative.

Angolari 2L-150x150x15

I calastrelli non sono posti su piani alternati ma tutti sullo stesso piano, per cui gli angolari non possono essere considerati "elementi ravvicinati accoppiati a farfalla".

- Nel caso il progettista li avesse verificati "a farfalla" l'interesse dei calastrelli avrebbe dovuto essere $l_{r-max} \leq 50 \times i_{min} = 50 \times 2,93 = 145$ cm; in questo caso l'interesse risulta maggiore con valore compreso fra 160 e 185 cm; si rileva in alcuni casi i passi fra i calastrelli non fra loro equidistanti.

La snellezza di calcolo per verifica con comportamento a farfalla con $L = 7,90$ m:

$$kL/r_c = 146 \text{ cui corrisponde secondo AISC-9th ed.: } F_a \approx 5,07 \text{ kN/cm}^2$$

Nel caso in esame risulta invece:

$$f_a = 530/(2 \times 43,0) = 6,16 \text{ kN/cm}^2 > F_a = 5,07 \text{ kN/cm}^2$$

Visto che i requisiti per considerare un comportamento di angolari accoppiati a farfalla non sono soddisfatti, la verifica andrebbe condotta con un comportamento di angolari ravvicinati accoppiati (calastrelli con sola funzione di collegamento geometrico e non statico).

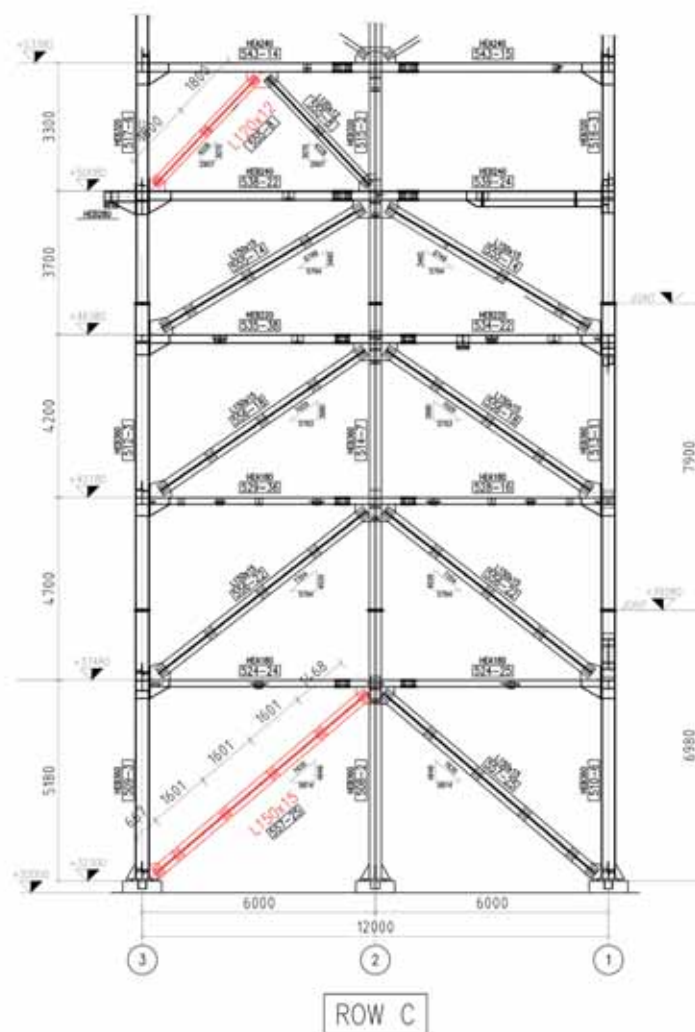


Fig. 10 - Controventi verticali delle pareti principali dell'edificio

In questo caso la snellezza va calcolata sul $r_{x\text{-medio}}$ quindi $kL/r_x = 173$ cui corrisponde secondo AISC-9th ed.: $F_a = 3,62 \text{ kN/cm}^2$

In questa ipotesi la verifica risulta ulteriormente non soddisfatta, essendo

$$f_a = 530/(2 \times 43,0) = 6,16 \text{ kN/cm}^2 > F_a = 3,62 \text{ kN/cm}^2$$

- Una ulteriore considerazione: i bulloni previsti 6M20, di classe 8.8, con una sezione complessiva di $18,80 \text{ cm}^2$ presentano pesanti criticità nella verifica a taglio; per le AISC 9th ed. : $F_{Bv} \approx 22,0 \text{ kN/cm}^2$

$$f_{Bv} = 530/(6 \times 3.14) = 28,1 \text{ kN/cm}^2 > F_{Bv} \approx 22,0 \text{ kN/cm}^2$$

L'impiego di bulloni M20 e di numero così ridotto su angolari da 150 mm è oltremodo inusuale e improprio, anche per l'esiguità del rapporto fra la sezione della bullonatura e quella delle sezioni degli angolari, pari a:

$$18,80/(2 \times 46,0) = 0,22$$

Angolari 2L-120x120x12

Senza entrare nel merito delle verifiche, anche per questi elementi vengono disattese le prescrizioni normative sul numero e interasse dei calastrelli.

In ogni caso, anche per angolari solamente accoppiati e senza comportamento a farfalla, i calastrelli dovrebbero sempre essere posti almeno ai terzi della membratura.

In questo caso l'asta presenta un solo calastrello intermedio

Conclusioni

Durante la fase di verifica commissionata allo scrivente, oltre ai disegni di progetto, risultati in parte incompleti sia per i materiali da impiegare che per altre importanti prescrizioni quali ad esempio la tipologia delle saldature, la relazione di progetto è risultata illeggibile e senza alcun riferimento agli schemi strutturali utilizzati nell'analisi e alla tipologia dei carichi impiegati; solo una sequela di tabulati incomprensibili, inadeguati a consentire una elaborazione indipendente per la interpretazione e verifica dei calcoli eseguiti. Probabile frutto di un approccio al progetto eseguito con modelli matematici fin dalle prime fasi, l'impiego di post-processor "a scatola chiusa" e la cieca convinzione che la progettazione assistita da software basti a dimensionare e verificare le strutture: senza però la possibilità e il grande rischio di non riconoscere eventuali errori macroscopici.

La società di ingegneria Committente, acquisita la relazione sullo stato generale della struttura ha ritenuto di mettere in atto solo le azioni di risanamento sulle membrature principali del piano di appoggio dei vagli, responsabili dello stato di inservibilità della torre di vagliatura.

È riuscita a verbalizzare congiuntamente all'Ente utilizzatore l'esito positivo degli interventi e la raggiunta eliminazione delle vibrazioni con apparecchiature in servizio, quindi la relativa adeguatezza strutturale.

Relativamente alle ulteriori incongruenze segnalate, il Committente ha deciso di non procedere al risanamento di nessuna delle inadeguatezze strutturali segnalate.

I costi di un adeguamento totale, eseguiti in opera a struttura completamente montata, sarebbero stati tali da meritare quasi la ricostruzione della stessa, prodotto ulteriori tempi morti che avrebbero avuto come conseguenza pesanti "fermo impianto e le relative ricadute commerciali".

Non ultima una evidente perdita di immagine che si sarebbe ripercossa non solo su questa struttura, ma che avrebbe coinvolto dubbi sulla fornitura dell'intero impianto.

L'esame dei numeri evidenziati nelle poche e semplici verifiche esposte, rendono superflua qualsiasi altra considerazione o commento, lasciando al lettore le proprie conclusioni.

Come personale considerazione finale a questa esposizione, mi chiesi allora e mi dico adesso: sarebbero bastate poche verifiche manuali e una maggiore consapevolezza in fase di dimensionamento preliminare per evitare i gravi danni strutturali, la mancanza della sicurezza oltre ai pesanti effetti di natura economica.

Ricordo qui le profetiche parole ricordatoci in un'intervista televisiva dal prof. Christian Menn [3], "valido cattedratico" ma "soprattutto ingegnere

progettista" del ETH, Politecnico Federale di Zurigo, un invito che rivolgo ai più giovani a risentire: "Ricordatevi che è meglio essere approssimativamente corretti piuttosto che esattamente sbagliati".

SECONDO ESEMPIO – UNA COPERTURA DI GRANDE LUCE

Il progetto che si vuole proporre, come esempio di gradevole architettura da un lato e di semplicità strutturale dall'altro, è quello relativo ad una copertura di grande luce realizzata in vetro-acciaio su progetto degli architetti svizzeri grigionesi Richard (Röbi) Obrist (1937-2018) - St. Moritz (GR) e Richard Brosi (1931-2009) - Coira (GR) [4], per l'esecuzione della copertura della stazione degli Auto-postali realizzata sopra la nuova stazione ferroviaria di Coira (cantone Grigioni-Svizzera).

Il progetto generale era stato appaltato alla Ove Arup di Londra alla fine degli anni '80 del secolo scorso. Le opere strutturali erano state affidate alla società di ingegneria Edy Toscano AG-Zurigo (oggi AF Toscano-Zurigo), mentre la realizzazione veniva affidata alla società Tuchs Schmid AG Atlant, nota nella confederazione Svizzera per importanti realizzazioni di opere pubbliche e private. L'esecuzione è stata completata nel 1992; alla società Tuchs Schmid è stato assegnato, per questa realizzazione, il premio europeo 1993 per la costruzione in vetro-acciaio.

Semplicità estetica pensata da architetti che hanno chiara l'importanza della concezione di struttura, consapevoli che attraverso la linearità degli schemi strutturali si attua un'opera tecnicamente valida, anche dal punto di vista economico.

Per un approfondimento delle caratteristiche dell'opera si rimanda alla interessante lettura dell'articolo che può essere ricercato nel servizio della biblioteca del ETH- Politecnico Federale di Zurigo [5] pubblicato nella raccolta "Architektur Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 25, 17. Juni 1993".

Caratteristiche della struttura

La copertura relativa agli arrivi e partenze degli auto-postali ha una superficie di circa 5000 m^2 .

È una volta cilindrica di luce pari a 52,0 m per una lunghezza complessiva di circa 80,0 m.

La protezione agli agenti meteorici è realizzata con pannelli multistrato in vetro di spessore globale di 16 mm poggianti su telai di dimensione $1000 \times 2000 \text{ mm}$ circa.

Le strutture in elevazione sono composte da 10 elementi verticali (5 per lato) in doppio tubolare, con capitello superiore a forma di croce e tiranti diagonali, posti ad interasse di circa 15,2 m.

Alle estremità laterali dei capitelli triangolari sono appesi gli archi portanti di sagoma circolare a spinta eliminata con catena e a forma di "spicchio di limone" (espressione utilizzata dagli autori per descrivere la struttura).

La figura 11 mostra la sezione trasversale principale e la figura 12 la vista longitudinale e la relativa pianta.

Ognuno dei 10 archi è costituito da due elementi tubolari calandrati nei piani verticale e orizzontale, collegati trasversalmente da 29 elementi tubolari di lunghezza variabile e crescente dagli appoggi al centro.

Due catene parallele, in asse ad ogni singolo arco all'appoggio, chiudono la spinta.

Sei coppie di stralli convergenti nel punto centrale delle catene assicurano la stabilità laterale e suddividono l'intero sistema in 7 spicchi (evidenti nella vista frontale).

Gli archi principali sono fra loro collegati in senso longitudinale da 29 elementi tubolari posti in continuità con quelli che costituiscono il collegamento tridimensionale trasversale della coppia di archi.

Su questi elementi poggiano, attraverso piedini, i telai poligonali di sostegno dei vetri di copertura.

All'estradosso della copertura, con passo di circa 4,0 m sono previsti longitudinalmente elementi rotaia, con la doppia funzione di ferma-neve, essenziali per limitare le dissimmetrie di carico in un'area particolarmente

sensibile in zona alpina svizzera, e di scorrimento di una passerella meccanica semovente necessaria a garantire, in totale sicurezza, l'annuale pulizia delle superfici vetrate poste all'estradosso.

La struttura è interamente saldata; le parti trasportabili sono state realizzate in conci prefabbricati in stabilimento e successivamente assemblate al montaggio con gli altri elementi strutturali; le fasi di montaggio sono ben descritte nell'interessante citato articolo [5].

Nelle figure 13-17 alcuni scatti particolarmente significativi delle parti principali della copertura e dei dettagli, attraverso le quali si può apprezzare la semplicità del comportamento statico unitamente alla bella forma architettonica.

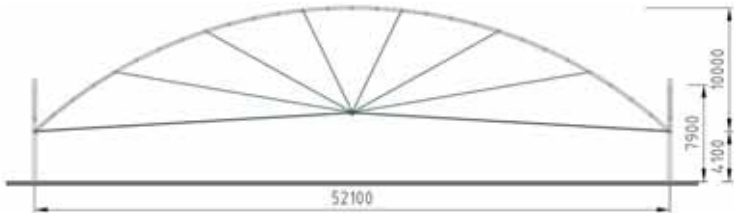


Fig. 11 - Stazione degli Auto-postali di Coira – Sezione trasversale

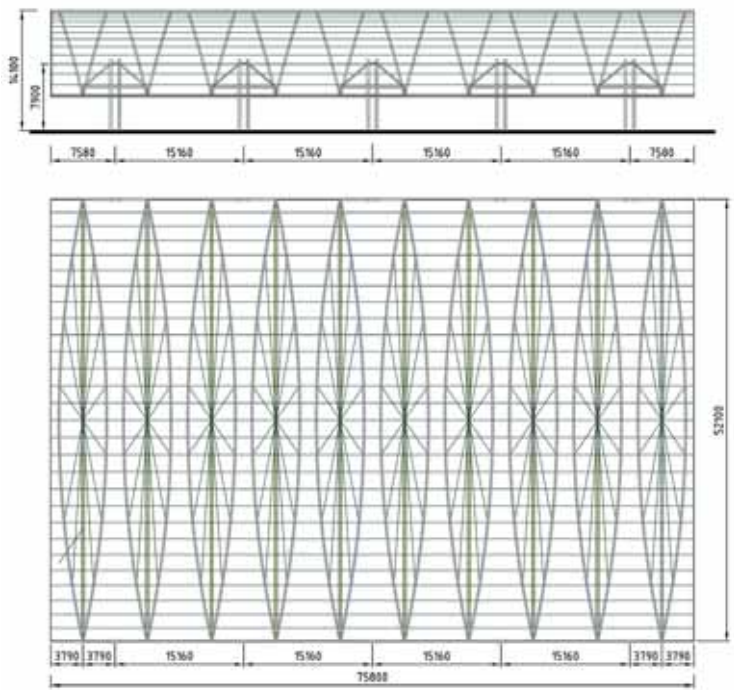


Fig. 12 - Stazione degli Auto-postali di Coira – Vista longitudinale e pianta

Informazioni sulla struttura Alcuni dati tecnici, prelevati da [5]	
- Peso degli elementi principali di sostegno in acciaio	85.0 t
- Peso della copertura in acciaio	280.0 t
- Materiale delle strutture in acciaio	Fe 355 D
- Protezione delle superfici in acciaio	
Sabbatura: Sa 2 ^{1/2}	
Mano di fondo:	Zincante
Mano Intermedia:	2 mani Epossidica min. 200my
Protezione finale:	Vernice polyuretanica RAL 9010 – 60my
- Superficie vetrata	5000 m ²
Pannelli multistrato 2 x 8 mm di dimensioni pari a	2.0 x 1.0 m circa
- Costi dell'opera:	
Strutture in acciaio	3'600'000. CHF
Copertura vetrata	2'650'000. CHF
Apparecchio per la pulizia posto all'estradosso	360'000. CHF

La progettazione è stata eseguita in accordo alle norme SIA 260 [6] e SIA 261 [7] vigenti nella Confederazione Svizzera.

Il carico dimensionante per la struttura è quello della neve pari a 200 kg/m².

L'azione del vento è stata valutata con indagine nella galleria del vento su prototipo in scala 1:100.

Il sito non è classificato sismico.

La progettazione è stata eseguita in accordo alle norme SIA 260 [6] e SIA 261 [7] vigenti nella Confederazione Svizzera.

Il carico dimensionante per la struttura è quello della neve pari a 2,0 kN/m².

L'azione del vento è stata valutata con indagine nella galleria del vento su prototipo in scala 1:100.

Il sito non è classificato sismico.

CONCLUSIONI

Gli schemi strutturali e le fotografie dei dettagli principali evidenziano la citata purezza architettonica, connessa ad una chiarissima semplicità strutturale. Concetti che dovrebbero governare ogni progetto.

La lettura dei numeri citati dimostra anche come una copertura di no-



Fig. 13 - Stazione degli Auto-postali di Coira Vista d'insieme degli spicchi - all'estradosso si noti la passerella per la pulizia



Fig. 14 – Stazione degli Auto-postali di Coira – Colonne principali di sostegno

tevoli dimensioni possa essere realizzata con un peso unitario minore di 75 kg/m^2 .

Se i costi di $1250. \text{ CHF/m}^2$ [$1180. \text{ EUR/m}^2$ - n.d.r.] possono apparire non proprio popolari, ciò è principalmente dovuto alla tipologia costruttiva,

totalmente saldata e assiemata in opera, all'utilizzo di profili tubolari la cui reciproca saldatura comporta tolleranze di lavorazione piuttosto strette e complessità costruttive, e infine al fatto che i montaggi hanno dovuto coesistere con una stazione ferroviaria in esercizio.



Fig. 15 – Stazione degli Auto-postali di Coira – Dettaglio di appensione degli archi ai montanti principali



Fig. 16 – Stazione degli Auto-postali di Coira – Dettaglio centrale per catene e stralli



Fig. 17 – Stazione degli Auto-postali di Coira – Vista di insieme della copertura

BIBLIOGRAFIA

- [1] 1997 – UNIFORM BUILDING CODE – Volume 2 – Chapter 16 STRUCTURAL DESIGN REQUIREMENTS
- [2] AISC- 9th Edition Manual of Steel Construction -Allowable Stress Design – January 1991
- [3] [1] <https://www.rsi.ch/news/ticino-e-grigioni-e-insubria/%C3%88-morto-Giovanni-Lombardi-9150340.html>
L'INTERVISTA A CHRISTIAN MENN IN OCCASIONE DELLA MORTE DELL'ING. LOMBARDI
- [4] Architekt Richard Brosi (1931–2009), Chur <https://www.gr.ch/DE/institutionen/verwaltung/ekud/afk/sag/dienstleistungen/bestaende/plansammlungen/Documents/XXII%20Richard%20Brosi%20Architekt%20Findmittel.pdf>
Staatsarchiv Graubünden XXI L
Nachlass
Zeitraum 1940–2010
bearbeitet von
Katarzyna Mathis, Livia Giezendanner
Schutzfrist: frei zugänglich
Im STAR erfasst
Chur 2014
- [5] www.library.ethz.ch / (biblioteca del politecnico federale di Zurigo) <http://www.e-periodica.ch>
Pubblicazione nella raccolta: “Architektur Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 25, 17. Juni 1993”.
- [6] SN 505 260 Schweizer Norm – Norme Suisse – Noma Svizzera SIA 260 – Basi per la progettazione di strutture portanti
- [7] SN 505 261 Schweizer Norm – Norme Suisse – Noma Svizzera SIA 261 – Azioni sulle strutture portanti.

SISTEMA STRUTTURA/RIVESTIMENTO:

strutture stratificate a secco laminate a freddo

STRUCTURE/CLADDING SYSTEM:

Structure / Cladding System: cold-formed dry layered structures

Ing. Andrea Vannoni*

Libero professionista

Negli ultimi anni sempre maggior attenzione è stata posta sulle prestazioni delle strutture edilizie, in particolare sotto gli aspetti antisismici e di contenimento energetico. Allargando lo sguardo, il tema della sostenibilità è diventato sempre più importante: sostenibilità delle economie, dello sfruttamento delle risorse, dello smaltimento dei rifiuti, etc. La tecnologia stratificata a secco con struttura portante in laminati a freddo di piccolo spessore, spesso denominata Struttura/Rivestimento, è una delle soluzioni alle esigenze attuali, coniugando quelle che sono richieste di “mercato” e di normativa come l’antisismicità, l’estremo contenimento energetico, alti comfort abitativi dati dal rispetto delle condizioni igrometriche e dall’insonorizzazione dei locali, la velocità di realizzazione e la libertà progettuale architettonica (spesso si deve agire su un tessuto urbano esistente vincolato paesaggisticamente e architettonicamente), con quelle che sono a tutti gli effetti necessità della società, cioè razionalizzazione e minimizzazione delle energie connesse al reperimento delle materie prime in natura, alla loro trasformazione, trasporto e messa in opera (concetto sinteticamente espresso dalla equazione di “minima energia”), salubrità e sicurezza degli stessi nel ciclo vitale (emissioni di gas tossici, comportamento al fuoco, etc.), nonché utilizzo di materiali in gran parte riutilizzabili/riciclabili che garantiscano la minore quantità di macerie dopo la demolizione. La tecnica S-R permette, attraverso la stratificazione di elementi con caratteristiche tecniche e fisiche calibrate, il raggiungimento di tali obiettivi con costi e pesi decisamente inferiori alle tecniche “tradizionali”.

In recent years more and more attention has been paid to the performance of building structures, in particular in terms of anti-seismic and energy containment aspects. Looking further, the issue of sustainability has become increasingly important: sustainability of economies, exploitation of resources, waste disposal, etc. The dry layered technology with small thickness cold-formed steel structure, often called Structure / Coating, is one of the solutions to current needs, combining those that are required by the “market” and by regulations such as antisismicity, extreme energy containment, high living comfort given by the respect of the hygrometric conditions and by the soundproofing of the premises, the speed of realization and the architectural design freedom, with those that are at all the necessary effects of society, i.e. rationalization and minimization of the energies connected with the procurement of raw materials in nature, their transformation, transport and installation (concept synthetically expressed by the “minimum energy” equation), health and safety of the same in the life cycle (toxic gas emissions, fire behavior, etc.), as well as the use of largely reusable / recyclable materials that guarantee the least amount of rubble after demolition. The S-R technique allows, through the stratification of elements with calibrated technical and physical characteristics, the achievement of these objectives with costs and weights much lower than the “traditional” techniques.

STORIA

Dopo la prima guerra mondiale, mostratasi la necessità incombente di trovare nuovi spazi all’industria bellica, si ebbero i primi tentativi di introduzione dell’acciaio per la realizzazione di piccole abitazioni. Grazie

all’economicità ed alla velocità di costruzione, permessa dall’assemblaggio di componenti edilizi in acciaio, sia per le strutture che per gli elementi di tamponamento, furono realizzati in Inghilterra e Germania, nei primi anni '20, interi quartieri riproponenti modelli formali caratteristici del

*Corresponding author. Email: andrea@studioingegneriavannoni.it

luogo. La tecnologia si basava essenzialmente su una prefabbricazione “pesante” (struttura metallica intelaiata e lastre metalliche a fungere da pareti di tamponamento), che fu presto abbandonata per lasciar spazio ad una prefabbricazione “leggera” basata su componenti preformati in fabbrica ed assemblati in cantiere.

Da un punto di vista strettamente tecnologico i sistemi costruttivi che vennero adottati tra gli anni '20 e '30 per l'uso dell'acciaio nella prefabbricazione sono riconducibili a tre categorie:

- Edifici a struttura portante composta da uno scheletro ligneo o metallico e chiusura esterna in lastre metalliche.

Un esempio è dato dal sistema Wohr, che prevedeva l'uso di una travatura di legname ricoperta da un rivestimento esterno in lastre di acciaio di spessore 2 mm e dimensioni 1 x 2,50 m; la parte interna era costituita da lastre di gesso, fissate ad incastro, distanziate in modo da costituire un'intercapedine d'aria. Un secondo esempio è dato dal sistema Blecken, che impiegava lastre metalliche (dim. 2,8 x 1,15 m sp. 3 mm) tanto per la parte portante quanto per le pareti di tamponamento, per prevenire possibili fenomeni di marcescenza delle strutture lignee in accoppiamento alle lastre.

- Edifici con sole pareti in lastre metalliche funzionanti da sostegno e chiusura.

Esempi sono il sistema Braithwhite ed il Gutenhoffnungshutte. Il primo prevedeva l'uso di lamiera dello spessore di 3 mm (larghe 1m ed alte un piano di casa) piegate in modo da costituire l'elemento portante e nello stesso tempo il tamponamento dell'edificio. Il secondo prevedeva l'uso di lamiera in acciaio ramizzato sp. 3 mm larghe 1,16 m. I bordi piegati per 92 mm venivano riuniti e stretti da bulloni; dietro i bordi piegati veniva fissato il rivestimento interno di isolamento, in nektion. Lo spessore complessivo di 14 cm garantiva un isolamento pari a 40 cm di una parete in mattoni.

- Edifici a struttura portante composta da uno scheletro metallico ma senza l'impiego dell'acciaio nei tamponamenti.

Quest'ultima categoria ha come peculiarità principale l'estrema libertà di assemblaggio. La prefabbricazione prevedeva l'uso di una struttura metallica intelaiata, non vincolata alle dimensioni prefissate di una specifica tipologia, e pannelli di piccole dimensioni in modo da non vincolare le possibilità espressive del progettista. Un esempio di questa tipologia costruttiva era il sistema Stalbau-Düsseldorf che prevedeva l'impiego di telai metallici con ferri sagomati a C o H, realizzati con elementi in lamiera in spessore di 2 o 3 mm, uniti con bulloni. La pianta dell'edificio era studiata per multipli di 0,74 m e la parete esterna era formata mediante blocchi forati di pomice e cemento cellulare in spessore di 10-14 cm protetti da un intonaco impermeabile di 2 cm. All'interno era applicato uno strato di materiale isolante arrivando ad uno spessore complessivo di 15-20 cm. Altro sistema costruttivo che prevedeva l'uso di telai metallici era il Torkret. Lo scheletro era composto da profilati metallici a doppio T (100 x 100 mm e 100 x 85 mm), mentre le chiusure di tamponamento erano realizzate con lastre di conglomerato cementizio (aerokret-gasbeton), protette esternamente da un intonaco impermeabile applicato con aria compressa.

Osservando attentamente le tre categorie appena illustrate si desume immediatamente che l'ultima permetteva maggiori studi di carattere architettonico e di metodologie di progettazione capaci di coniugarsi con una riorganizzazione dei metodi di produzione del settore edilizio. I procedimenti da essa proposti, come la prefabbricazione in officina degli elementi metallici e degli elementi di tamponamento, il semplice assemblaggio degli stessi in cantiere, nonché l'estrema libertà espressiva unita ad un vantaggio in termini di tempi di realizzazione ed economici, hanno fatto sì che tale metodologia arrivasse ai giorni nostri con la denominazione corrente “Struttura-Rivestimento”.

Questa tecnologia prevede un'ossatura portante in metallo o legno (tipo

Fachwerk) ed una stratificazione appropriata di elementi che realizzano alte prestazioni con pesi e spazi contenuti. Lo sviluppo di tali tecniche costruttive lo ritroviamo in una sempre crescente richiesta di prestazioni e nell'esigenza di comprimere i tempi di esecuzione.

Volendo generalizzare le tecniche costruttive dei giorni nostri si possono identificare tre grandi famiglie: pietra su pietra, cassero e riempimento, struttura e rivestimento.

In Italia la diffusione generalizzata del cemento armato è stata incentivata da un disegno politico che mirava alla realizzazione rapida ed a bassi costi di edifici multipiano nei quali i fattori dominanti erano la statica e le condizioni volumetriche dettate dai regolamenti edilizi vigenti, lasciando ad una buona pratica del progettista gli isolamenti termici ed acustici, le condizioni ambientali (temperatura e umidità) e l'impiantistica.

Ai giorni nostri, ferma restando la necessità di avere una struttura solida che dia sicurezza in termini statici, si è sviluppata l'esigenza di una qualità globale dell'abitazione. La tecnica S-R permette, attraverso la stratificazione di elementi con caratteristiche tecniche e fisiche calibrate, il raggiungimento di tali obiettivi con costi e pesi decisamente inferiori alle tecniche “tradizionali”. Inoltre, da un punto di vista ambientale, di crescente interesse popolare, la realizzazione dell'abitazione dovrebbe garantire il minor impatto ambientale possibile. Nel rispetto di tale interesse comune, per la realizzazione ed il mantenimento dell'edificio deve essere utilizzata la minor quantità di energia e prodotta la minor quantità di macerie possibile. Si propone quindi un concetto di “minima energia” che comprende tutte le fasi evolutive dell'abitazione: dalla sua realizzazione alla sua manutenzione, dalle sue modifiche e regolazioni che possono presentarsi durante la sua vita utile, alla sua demolizione con recupero e riciclaggio di tutti i materiali utilizzati.

La ricerca del miglioramento della qualità abitativa ha messo in risalto la necessità di sviluppare una tecnica edilizia sufficientemente duttile, che permetta la soluzione dei più disparati problemi, legati all'ambiente o alle esigenze della committenza, senza che vengano meno i propri principi fondamentali. Nel recente passato abbiamo assistito ad una notevole crescita di teorizzazioni di pratiche di prefabbricazione e di industrializzazione dell'edilizia che sono sfociate, ai giorni nostri, in un processo di innovazione produttiva legata ad una più accurata riflessione delle prestazioni da soddisfare.

La tecnologia Struttura/Rivestimento è quella, a parer nostro, che soddisfa meglio tali esigenze, poiché è in grado di utilizzare i materiali più appropriati per risolvere in modo ottimale le singole prestazioni richieste, senza variare la tipologia costruttiva, denominata “Costruzione a secco”. Naturalmente la necessaria duttilità tecnologica comporta alcune conseguenze operative: le soluzioni tecnologiche non possono essere semplicemente adottate ma vanno progettate caso per caso; i dispositivi di base devono essere fortemente integrabili tra loro; deve essere possibile una continua messa a punto progettuale mediante interventi di manutenzione, sostituzione ed adeguamento funzionale e prestazionale delle opere. Il primo vantaggio dato dalla costruzione stratificata a secco sta nel fatto che ogni apparato costruttivo, sia l'involucro esterno che quello interno, viene visto essenzialmente come un supporto, opportunamente studiato, rivestito da una gamma estremamente differente di strati, ciascuno portatore di uno specifico contributo prestazionale, ciascuno cioè individuato nella sua funzione di esercizio, isolato nella sua gestibilità operativa (montabilità) e nella sua gestibilità nel tempo (sostituibilità). Un secondo vantaggio delle costruzioni stratificate a secco sta nel fatto che consente l'uso di oltre l'80% di materiali provenienti dall'industria, contro il 50% dell'edilizia tradizionale, il che comporta una riduzione dei tempi di cantiere e quindi un risparmio economico. L'edificio è, infatti, costituito da prodotti che sono frutto di processi industriali controllati che permettono di ottenere le prestazioni di comfort richieste (sono modificabili, smontabili e riciclabili). Tali prodotti vengono in parte

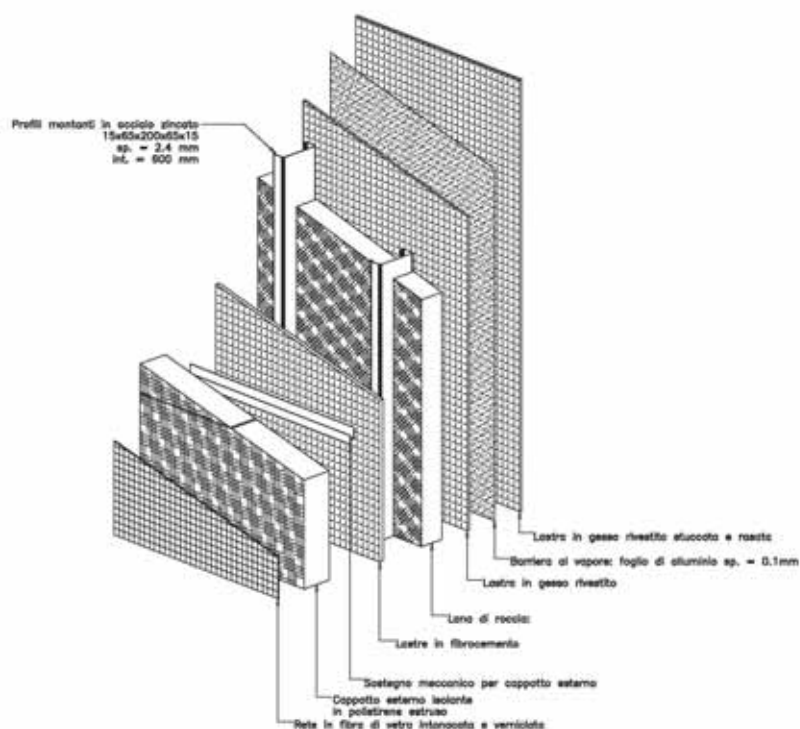


Fig. 1 - Parete esterna "Monostruttura"

pre-assemblati in officina ed in parte montati in cantiere, il che impone al progettista un nuovo modo di pensare l'intero intervento.

LA TECNOLOGIA

Pareti esterne

Il sistema costruttivo stratificato a secco prevede un'intelaiatura metallica in acciaio zincato rivestita all'esterno con lastre di fibrocemento o cemento-legno con spessori di circa 15 mm, o con pannelli a base di legno, con particolari trattamenti idrorepellenti, di spessore 40/50 mm; verso l'interno invece con lastre di gesso rivestito, intonacato e verniciato, dello spessore di 10/18 mm. Tali pareti, che possono essere sia portanti sia di tamponamento, raggiungono uno spessore complessivo che varia dai 25 ai 50 cm, con intercapedini tra i 10 e i 25 cm, atte ad accogliere sia isolamenti aggiuntivi sia impianti tecnologici. Si possono raggiungere, realizzando un isolamento esterno, uno intermedio nelle intercapedini ed uno interno, ottimi livelli di coibentazione ($K = 0,08 \div 0,15 \text{ W/m}^2\text{K}$) che permettono di ridurre drasticamente i consumi di energia e quindi gli inquinanti.

Le pareti esterne verticali possono quindi essere suddivise in tre grandi categorie, secondo la posizione dell'isolamento termico, del grado di coibentazione e della tipologia della struttura portante:

1) Parete portante di chiusura verticale esterna senza cappotto interno (Monostruttura) (figura 1).

Dall'esterno verso l'interno:

- Cappotto esterno in polistirene estruso;
- Lastra resistente di supporto (con tessuto idrorepellente sul lato interno);
- Struttura in acciaio zincato prevista per le caratteristiche statiche;
- Intercapedine della struttura utilizzata per impianti, isolamenti termici ed acustici;
- Prima lastra in gesso rivestito;
- Barriera al vapore (foglio di alluminio);
- Seconda lastra in gesso rivestito, stuccata e rasata;
- Rivestimento/tinteggiatura finale.

Lo spessore totale della parete è circa pari a 250/300 mm, mentre il valore

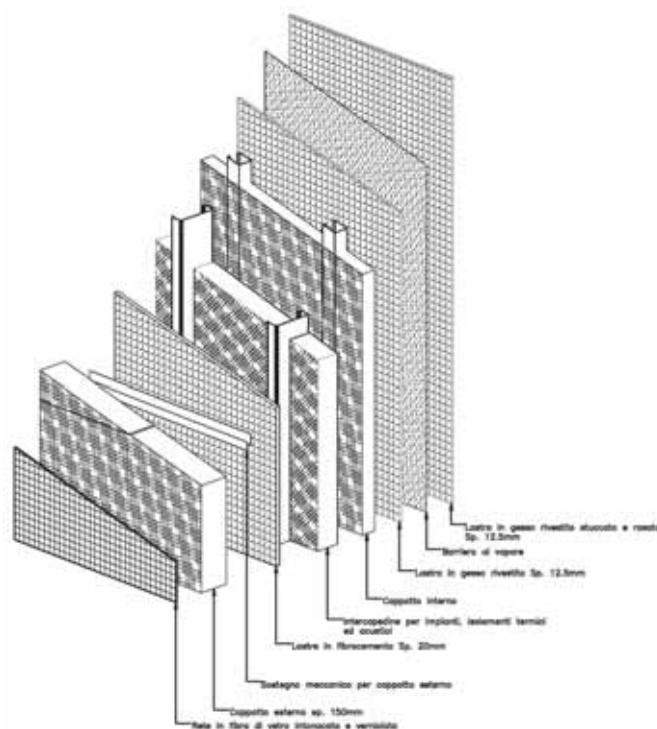


Fig. 2 - Parete esterna "Doppia struttura"

dell'isolamento termico vale circa $K = 0,25 \div 0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$

2) Parete portante di chiusura verticale esterna prevista con cappotto interno (Doppia struttura) (figura 2).

Dall'esterno verso l'interno:

- Cappotto esterno;
- Lastra resistente di supporto (con tessuto idrorepellente sul lato interno);
- Struttura in acciaio zincato prevista per le caratteristiche statiche;
- Intercapedine della struttura utilizzata per impianti, isolamenti ter-

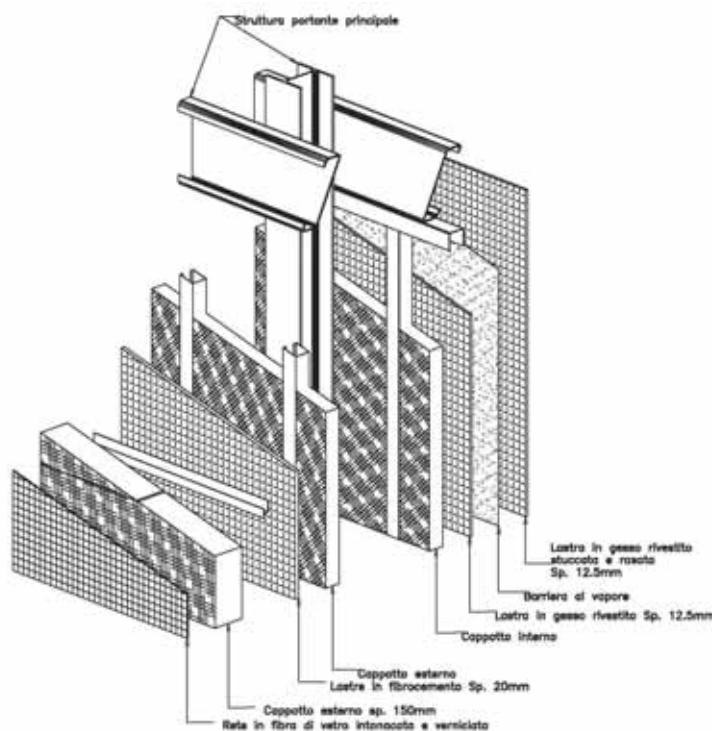


Fig. 3 - Parete esterna "Tripla struttura"

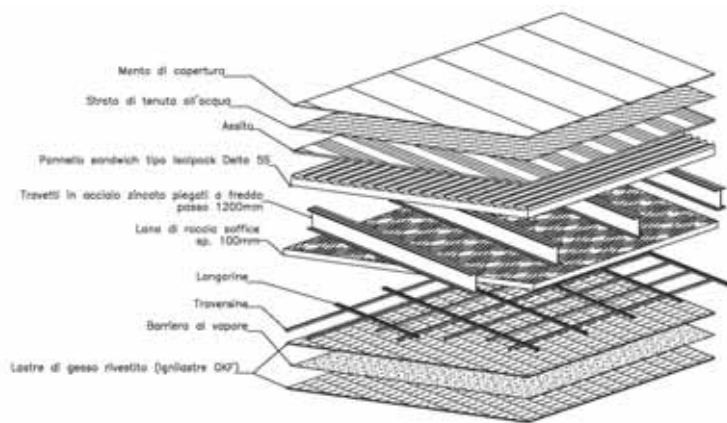


Fig. 4 - Schema della copertura

mici ed acustici;

- Struttura in acciaio zincato per controparte non portante da 50/70/100 mm utilizzata per impianti e isolamenti aggiuntivi (cappotto interno);
- Prima lastra in gesso rivestito;
- Barriera al vapore (foglio di alluminio);
- Seconda lastra in gesso rivestito, stuccata e rasata;
- Rivestimento/tinteggiatura finale.

Lo spessore totale della parete è circa pari a 300/400 mm, mentre il valore dell'isolamento termico vale circa $K = 0,15 \div 0,25 \text{ W/m}^2\text{K}$

3) Parete non portante di chiusura verticale esterna con telaio statico realizzato in acciaio o legno oppure c.a. gettato in opera o prefabbricato, prevista con cappotto esterno ed interno ed eventuali isolamenti aggiuntivi nello spessore del telaio statico (Tripla struttura) (figura 3).

Dall'esterno verso l'interno:

- Cappotto esterno in polistirene estruso;
- Lastra resistente di supporto (con tessuto idrorepellente sul lato

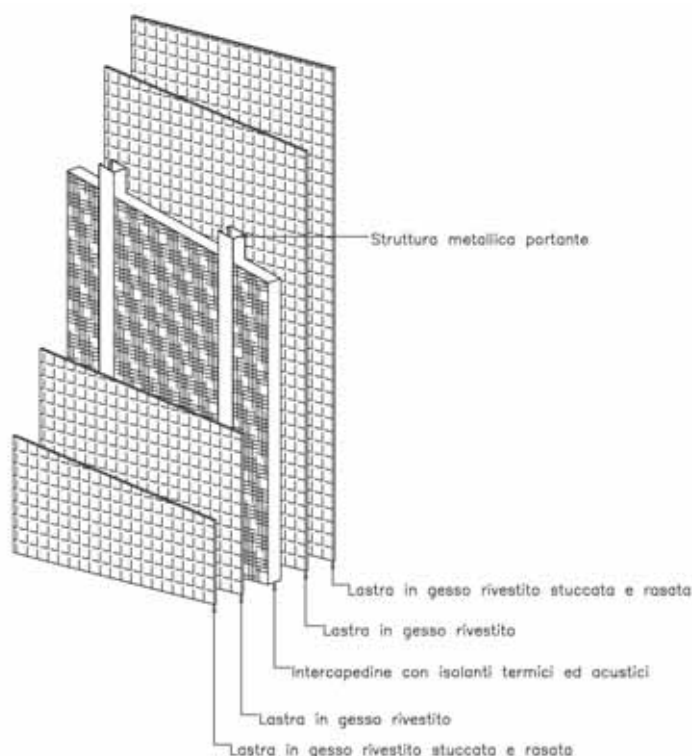


Fig. 5 - Parete interna "Singola struttura"

interno);

- Struttura 75/100 mm in acciaio zincato prevista per controparte esterna non portante utilizzata per isolamenti termici ed acustici;
- Telaio statico nei diversi materiali, generalmente acciaio, con intercapedine prevista per eventuali impianti e isolamenti aggiuntivi;
- Struttura in acciaio zincato per controparte non portante da 50/70/100 mm utilizzata per impianti e isolamenti aggiuntivi (cappotto interno);
- Prima lastra di gesso rivestito;
- Barriera al vapore (foglio di alluminio);
- Seconda lastra di gesso rivestito, stuccata e rasata;
- Rivestimento/tinteggiatura finale.

Lo spessore totale della parete è circa pari a 400/500 mm, mentre il valore dell'isolamento termico vale circa $K = 0,08 \div 0,15 \text{ W/m}^2\text{K}$

Ogni elemento di cui è costituito l'involucro esterno viene studiato in modo che sia svincolato dagli altri per quanto riguarda il suo montaggio e la sua gestione nell'arco della vita del fabbricato.

Coperture

Per quanto riguarda le coperture nella tecnologia S/R, negli ultimi anni, si è assistito allo sviluppo ed il consolidamento della tecnica del "tetto ventilato". Tale tecnica rende possibile la realizzazione di sottotetti abitabili, poiché permette di ottenere un notevole comfort abitativo unitamente con un elevato risparmio energetico. Risparmio che si esplica sia in inverno sia, soprattutto, in estate, riducendo drasticamente la quantità di calore irradiato direttamente verso l'interno, limitando quindi le esigenze di condizionamento. Lo schema di funzionamento estivo è molto semplice: il calore incidente sul manto di copertura viene riflesso in misura variabile in funzione della capacità di assorbimento della superficie; il restante calore, passando attraverso la copertura, riscalda lo strato d'aria nell'intercapedine di ventilazione, innescando un effetto camino dipendente anche dall'inclinazione del tetto; si viene quindi a creare un movimento d'aria ascendente autoalimentato che viene espulso nell'atmosfera grazie alla sopraelevazione del colmo. In questo modo solo una piccola porzione di calore è trasferita all'interno dell'edificio,

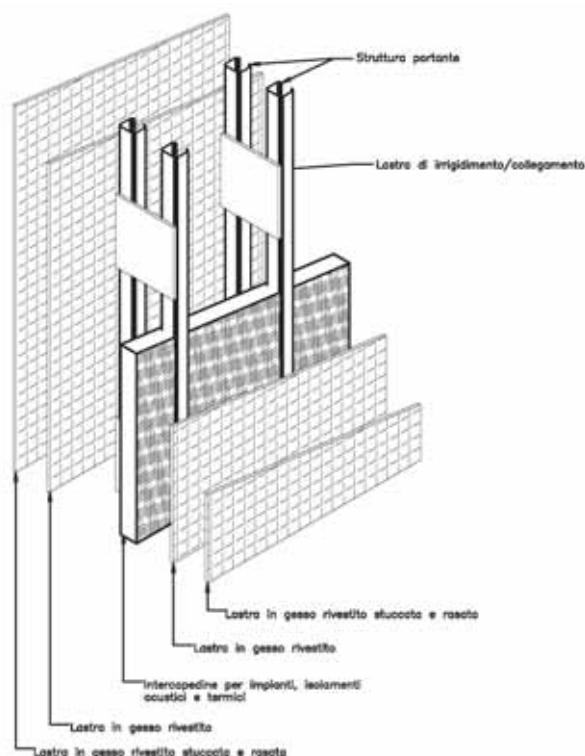


Fig. 6 - Parete interna "Doppia struttura"

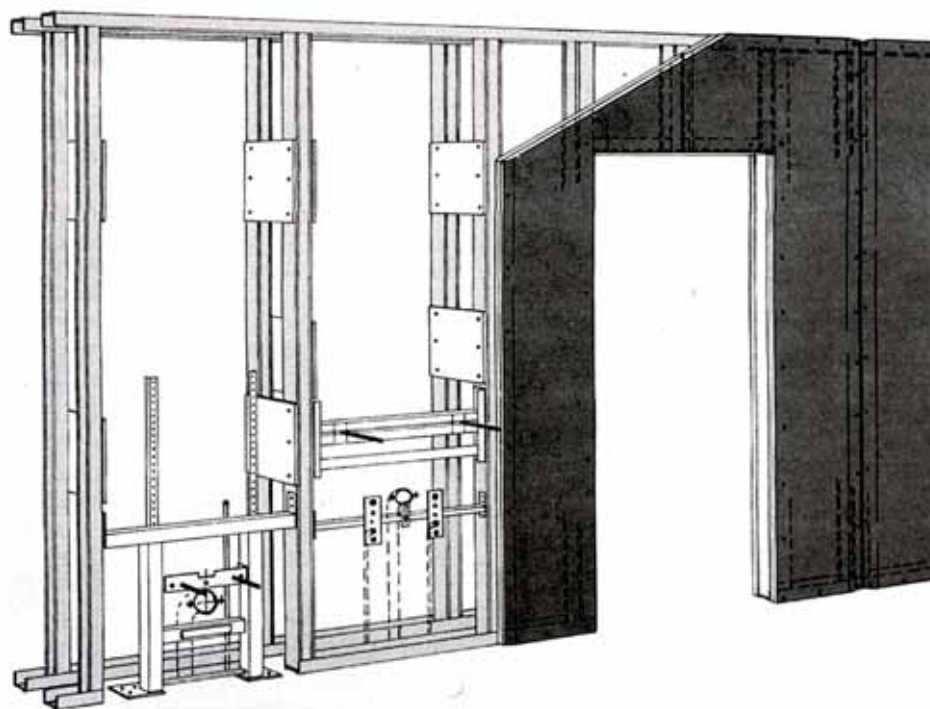


Fig.7 – Parete interna "Doppia struttura" attrezzata

comunque protetto dallo strato isolante che ripara sia le parti strutturali sia quelle abitative. In inverno l'apporto di calore è minimo quindi il movimento dell'aria è notevolmente ridotto. Resta sempre l'effetto di dissoluzione, nell'intercapedine, del vapore acqueo proveniente dall'interno dell'edificio.

La stratificazione funzionale di una copertura di questo tipo, dall'alto verso il basso, è la seguente (figura 4):

- Manto di copertura;
- Strato di tenuta all'acqua;
- Strato di supporto;
- Strato di ventilazione;
- Strato di isolamento;
- Strato di tenuta all'aria;
- Struttura portante;
- Isolamento aggiuntivo;
- Profili portanti il controsoffitto;
- Lastre in gesso rivestito.

Per le coperture inclinate sono state definite soluzioni di diverso genere e contenuti. Il materiale maggiormente utilizzato è il poliuretano espanso o estruso. I pannelli sono costituiti da un'anima isolante in schiuma di poliuretano rigido autoestinguente, ricoperta da un involucro impermeabilizzante in alluminio. Inoltre la schiuma di poliuretano a cellule chiuse ha una densità pari a 35 Kg/m^3 , tale da permettere la realizzazione di pannelli pedonabili. A questa tipologia appartengono il pannello tipo "Isotec", che presentano sulla faccia esterna un profilo metallico utile per il posizionamento delle tegole, o il pannello tipo "Isolpack", che grazie alle nervature presenti sull'estradosso permette la realizzazione di tetti ventilati senza l'aggiunta di elementi separatori tra isolamento e manto di copertura. I bordi di tali pannelli sono sagomati con giunto a battente in modo da assicurarne una perfetta disposizione; vengono poi fissati agli elementi portanti tramite fissaggi meccanici. Le finiture tra pannello e pannello sono realizzate grazie all'utilizzo di siliconi, schiume poliuretatiche o rotoli di alluminio bituminato che consentono una perfetta sigillatura dei giunti.

Una seconda soluzione per tetti inclinati è data dai pannelli sandwich;

questi sono composti da rivestimento esterno di compensato fenolico con l'anima di polistirene espanso estruso monostrato. A questa famiglia appartiene il pannello tipo "Tettostir": di facile posa, assolve contemporaneamente la funzione di assito e di isolante termico. I giunti sono di materiale fibrolegnoso, in modo da evitare ponti termici, o ad incastro maschio femmina, i quali garantiscono una maggiore resistenza alla flessione statica ed al carico distribuito. L'ancoraggio alla struttura statica, anche in questo caso, avviene tramite fissaggi meccanici, come chiodi o viti. Per questa tipologia di pannelli si deve sempre porre molta attenzione ai punti di giunzione, che devono essere trattati mediante silicone o resine epossidiche.

Sull'estradosso dei pannelli deve essere inoltre stesa una membrana di tenuta all'acqua ma permeabile al vapore, quindi in grado di far traspirare gli elementi interni. Tali membrane sono composte da microfibre di polietilene ad alta densità (Membrana tipo "Klöber") o di polipropilene. La particolare disposizione delle fibre scongiura la formazione di fessure per effetto della penetrazione dei fissaggi meccanici, e la leggerezza unita alla buona resistenza a trazione ne consentono la facilità e rapidità di posa. Anche in questo campo la ricerca si sta impegnando molto, rivalutando elementi già largamente utilizzati in altre regioni di mercato, tipo quella dell'abbigliamento, come il "Gorotex".

Pareti interne

Le pareti interne si suddividono in due grandi categorie:

- pareti interne a semplice struttura, nelle quali si ha un unico elemento portante in legno o acciaio zincato rivestito sui due lati con uno o due strati di lastre in gesso rivestito (figura 5);
- pareti interne a doppia struttura, dove sono presenti due elementi portanti tra loro paralleli ed allineati, che vengono rivestiti sul lato esterno con strati di lastre (figura 6).

In entrambi i casi l'intercapedine, che si viene a formare tra le lastre, accoglie isolanti in lana di roccia o in materiali fibrosi e isolanti acustici. Il telaio è pressoché sempre realizzato con profili in lamiera d'acciaio zincato, tra loro connessi con viti autofilettanti, rivetti o punzonatrici. Con l'avvitamento delle lastre si realizza un collegamento valido e definitivo. La struttura minima normata è di 50 mm per i profili guida ad "U", cui

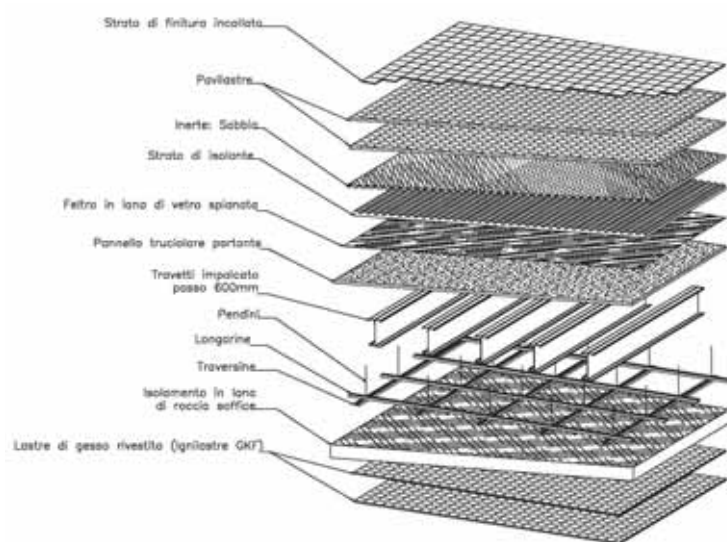


Fig. 8 – Schema solaio

corrispondono montanti verticali a “C” di 48 mm. Il rivestimento, come accennato in precedenza, può essere realizzato con molteplici strati di lastre, variando conseguentemente la capacità di protezione al fuoco e di fonoisolamento. I vincoli tra gli elementi strutturali sono realizzati interponendo appositi giunti elastici (monoadesivi), per migliorare l'isolamento acustico.

Per quanto riguarda le partizioni interne di bagni e locali sanitari, il sistema S/R propone soluzioni d'interessante applicazione, sia per nuovi locali sia per modernizzazione di quelli esistenti. La peculiarità del sistema restano le intercapedini, in grado di accogliere condotte sanitarie e apparecchiature, rendendole ispezionabili nel tempo senza demolizioni e rumori molesti. Le lastre utilizzate, già esposte nel paragrafo precedente, sono lastre speciali, rese idrorepellenti tramite trattamenti impregnanti particolari. L'intercapedine deve essere almeno di 170 mm per consentire il passaggio degli scarichi. Tutte le porzioni a contatto con le installazioni, tutte le tubazioni, di adduzione e scarico, vanno fonoisolate con lana di roccia o per mezzo di materassini e filtri sonori. Nel caso in cui l'intervento sia di notevoli dimensioni, tipo ospedali, scuole uffici, è preferibile realizzare una prefabbricazione completa di tali pareti attrezzate (figura 7).

Oltre ad un elevato controllo della qualità e delle finiture, si ha una razionalizzazione della manodopera, evitando numerose maestranze quali installatori o piastrellisti, si ha un risparmio di materiali e tempo, raggiungendo, per interventi su grande scala, un notevole risparmio economico. Tali cellule bagno, del peso di circa 15-16 Kg/m³, vengono quindi assemblate alla struttura avendo cura di interporre uno strato elastico fonocoibente in neoprene, che le separa dalla soletta esistente.

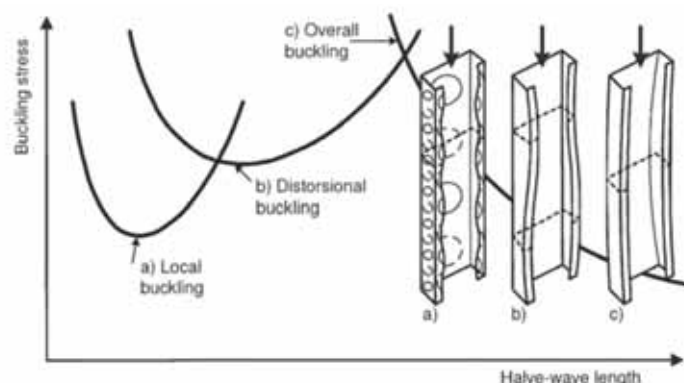


Fig. 9 – Instabilità locale, globale e distorsionale

Solai

Le tecniche di elevazione orizzontale più utilizzate ed interessanti nella tecnologia S/R sono essenzialmente tre: sottofondi a secco, sottofondi a intercapedine e pavimenti sopraelevati.

La tecnica del sottofondo a secco è quella che ha radici più antiche. Già nei secoli passati, utilizzando materiali poveri come la cenere del focolaio, si realizzavano sottofondi per pavimentazioni che permettevano di ottenere valide condizioni ambientali, in particolar modo per rumori di calpestio e strutturali che venivano bloccati sul nascere. Al giorno d'oggi tale tecnica è stata fortemente rivalutata sia per ristrutturazioni che per edifici nuovi. La riduzione dei tempi di cantiere, dovuta all'abolizione dei tempi d'asciugatura, e i risultati ottenuti per prestazioni termiche ed acustiche, hanno permesso un forte sviluppo di tale tecnica, supportata da una ricerca di materiali e metodologie sempre più attiva. Tale sottofondo galleggiante, portabile da ogni tipo di solaio, permette l'incollaggio di tutte le tipologie di finitura fornite dal mercato; inoltre non porta acqua nell'edificio e può essere realizzato in tutte le situazioni meteorologiche e in tutte le stagioni.

La stratigrafia tipica di sottofondi a secco per solai con struttura metallica è (figura 8):

- Travetti portanti in acciaio;
- Pannello portante truciolare spessore 28 mm;
- Feltro in lana di vetro spianata spessore 5 mm;
- Isolamento termico;
- Inerte;
- Doppio strato di pavilastre spessore 12,5 mm peso 27 Kg/m²;
- Manto di finitura.

Gli inerti da utilizzare per il sottofondo, in genere sabbia o gesso anidro, devono avere granulometria minore di 4 mm, e formare uno spessore di 2 cm; nel caso in cui vi siano impianti a pavimento l'inerte deve superare le eventuali tubazioni o canaline di almeno 1 cm. Per la realizzazione di sottofondi così fatti in locali umidi, come bagni e locali docce, si consiglia l'uso di uno strato di posa speciale, in grado di fermare l'acqua ma che permetta sempre la traspirazione del vapore. In totale si raggiungono, con 50 ÷ 55 Kg/m² di peso, una resistenza termica di circa 0,85 m²K/W ed un miglioramento dei rumori di calpestio di 28 dB.

Il sottofondo ad intercapedine rappresenta una valida via di mezzo tra il pavimento con sottofondo a secco ed i pavimenti tecnici sopraelevati. Infatti, unisce i vantaggi del sottofondo tradizionale a secco, come comfort abitativo e ottimo fonoisolamento, a quelli delle pavimentazioni sopraelevate, quale l'estrema libertà impiantistica. La progettazione moderna richiede sempre più la necessità di preparare l'edificio ad un'impiantistica complessa con sempre più veloci manutenzioni e adeguamenti. Il sottofondo ad intercapedine permette ragionevoli vantaggi da questo punto di vista utilizzando una pavimentazione tradizionale semplicemente rialzata, con costi contenuti. Con l'adozione di tali sottofondi si completa la struttura a guscio propria della tecnologia S/R, nella quale l'impiantistica può muoversi liberamente nelle intercapedini ricavate nelle pareti, nei soffitti ed ora anche nei pavimenti con il massimo della funzionalità e della flessibilità.

La pavimentazione sopraelevata è utilizzata quasi esclusivamente nell'edilizia dedicata al terziario. Chiamato più semplicemente pavimento doppio, è costituito da pannelli modulari removibili sostenuti da strutture puntiformi, o a reticolo, che realizza il collegamento tra solaio e piano di calpestio. L'intercapedine che si viene a creare è utilizzata sia per il passaggio degli impianti che per canalizzazioni d'uso generale, rendendoli facilmente accessibili ed ispezionabili. La struttura di sostegno, generalmente in acciaio zincato, è composta da uno stelo filettato fissato al solaio che permette notevoli regolazioni in altezza). Quest'elemento costituisce la colonna di sostegno della struttura; il pannello di finitura vi può poggiare direttamente, ma generalmente si utilizzano

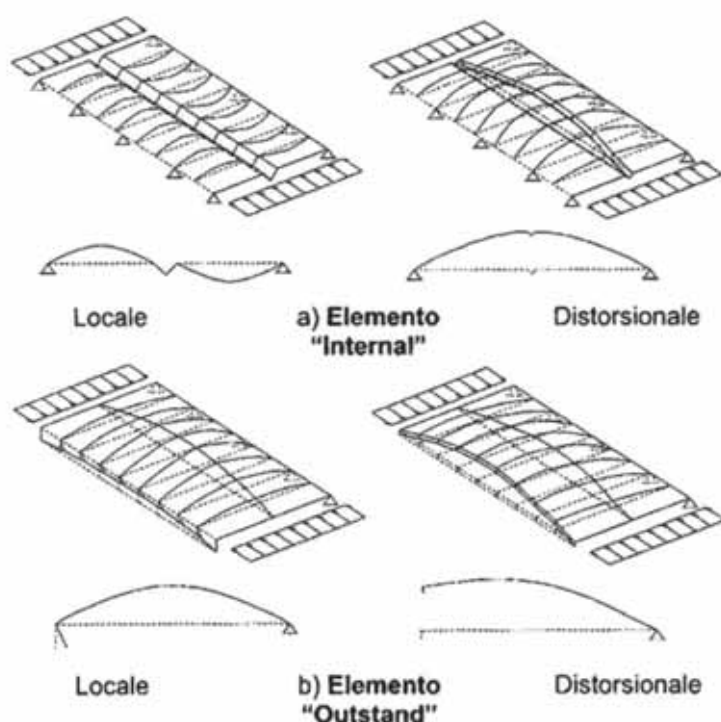


Fig. 10 – Instabilità distorsionale in elementi con irrigidimenti

traversi d'irrigidimento, anche controventati, che collegano i pannelli stessi con le colonne. In tal modo si migliora notevolmente la resistenza meccanica del sistema, la sua rigidità e tenuta. I pannelli e la sottostante struttura portante sono interfacciati con guarnizioni in neoprene per motivi di taglio acustico e tenuta. I materiali generalmente utilizzati per i pannelli, di dimensioni standard di 600 x 600 mm, sono a base di legno o di solfato di calcio in combinazione con materiale lapideo. La loro geometria, a tronco di piramide rovesciata, permette di ottenere facilità di smontaggio e migliore tenuta. Il manto di finitura può variare ampiamente secondo il campo d'impiego dell'edificio.

Verifiche dei profili pressopiegati a freddo

Nell'ambito delle diverse tipologie di elementi strutturali in acciaio, i profili pressopiegati a freddo sono generalmente i più sottili e presentano pertanto un comportamento strutturale influenzato dalle forme d'instabilità semplici (globale, locale e distorsionale) o accoppiate (figura 9). L'instabilità locale è caratterizzata da spostamenti fuori piano degli elementi lastra che compongono la membratura, senza che i raccordi tra questi elementi subiscano alcuna deformazione; essa è detta locale perché presenta delle deformate instabili le cui semilunghezze d'onda sono dello stesso ordine di grandezza delle dimensioni della sezione trasversale. Quando il valore della semilunghezza d'onda è dello stesso ordine della estensione della membratura, si parla invece di instabilità globale, nella quale la sezione trasversale non si deforma e si può presentare in tre distinti modi: instabilità flessionale pura, instabilità torsionale pura e instabilità flesso-torsionale. Infine, quando i valori delle semilunghezze d'onda sono compresi tra le dimensioni trasversali della sezione e la lunghezza dell'asta, si ha un tipo d'instabilità denominato distorsionale; in essa i raccordi tra gli elementi lastra che compongono la membratura subiscono uno spostamento con conseguente distorsione della sezione. Accanto a queste forme d'instabilità semplici, deve contemplarsi la possibilità che più forme instabili possano presentarsi contemporaneamente, dando luogo a modi d'instabilità accoppiati.

Le metodologie di analisi dell'instabilità globale dei profili cold-formed

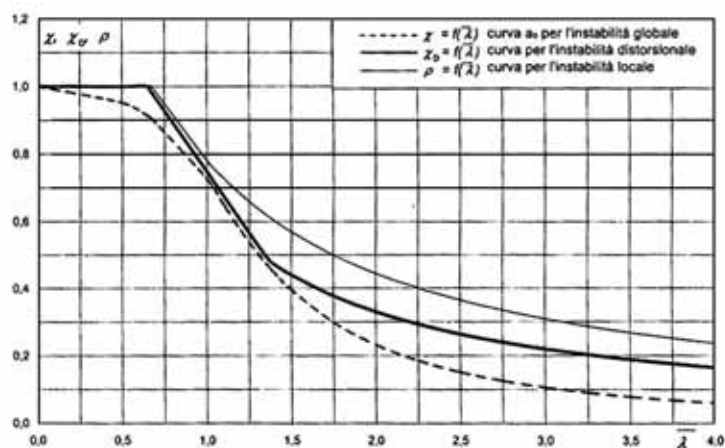


Fig. 11 – Curve di instabilità globale, distorsionale e locale

non si discostano sostanzialmente da quelle utilizzate, di provata validità, per i profili laminati a caldo. L'instabilità locale e distorsionale rappresentano le forme d'instabilità più tipiche dei profili formati a freddo. Con riferimento ai profili d'acciaio, fino ai primi anni 2000 la normativa italiana (CNR-UNI 10022, 1984) era una delle meno aggiornate, mentre quella statunitense (AISI), quella australiana-neozelandese nonché quella europea (UNI EN 1993-1-3, 2006, alla quale fa riferimento la normativa Italiana vigente) sono più recenti e avanzate.

Per lo studio dell'instabilità locale è largamente diffuso il metodo element mode, che applica la teoria della stabilità per le lastre in parete sottile ad ogni elemento lastra costituente la sezione trasversale della membratura. È possibile in tale modo portare in conto la capacità postcritica delle parti compresse della sezione, ossia la possibilità di sopportare carichi superiori a quello critico elastico Euleriano. Gli approcci teorici attuali disponibili sono tutti finalizzati alla schematizzazione, in maniera semplificata, della redistribuzione dello stato tensionale che si verifica in fase postcritica e si differenziano nel considerare:

- La tensione massima, agente in prossimità degli appoggi di bordo, uniformemente distribuita solo su una porzione di lastra denominata larghezza efficace;
- Una tensione ridotta agente uniformemente su tutta la lastra;
- La tensione massima distribuita su una lastra di spessore ridotto.

L'approccio della larghezza efficace conduce alla definizione di una sezione efficace, variabile in funzione della sollecitazione. L'idea di tale studio risale a Von Karman, che propose questa interpretazione per una lastra infinitamente lunga compressa appoggiata ai lati paralleli alla forza. La metodologia della tensione ridotta adotta, invece, una tensione ammissibile minore, senza che la sezione sia alterata nelle sue caratteristiche. Il metodo dello spessore ridotto è del tutto analogo a quello della larghezza efficace e conduce anch'esso alla determinazione di una sezione efficace.

Per la determinazione delle grandezze utili alle verifiche, ci si riferisce comunemente alla formulazione semiempirica, originariamente proposta da Winter, secondo la quale:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\sigma_{rid}}{\sigma_{max}} = \frac{t_{rid}}{t} = \left(1 - 0,22 \sqrt{\frac{1}{\lambda_p}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_p}$$

con:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,L}}}; \quad \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,L}}};$$

$$\sigma_{cr,L} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \left(\frac{t}{b}\right); \quad (\text{tensione critica locale d'imbozzamento}).$$

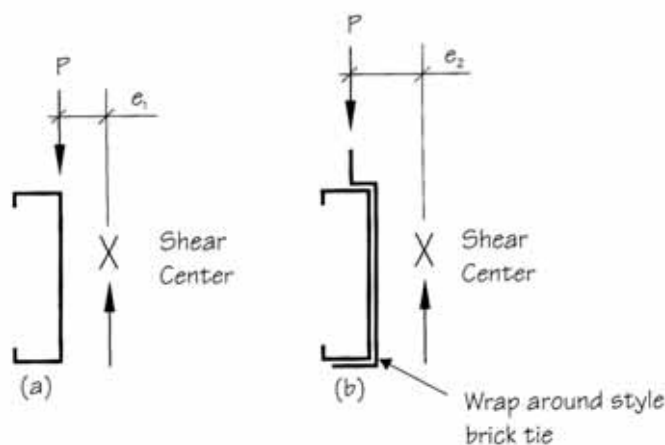


Fig. 12 - Tipiche eccentricità per carichi trasversali

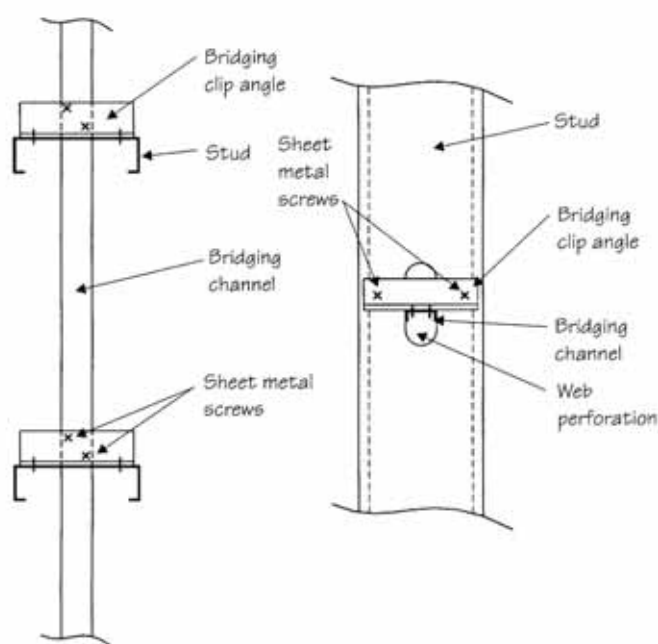


Fig. 13 - Tipico allineamento e rinforzo nordamericano dei montanti

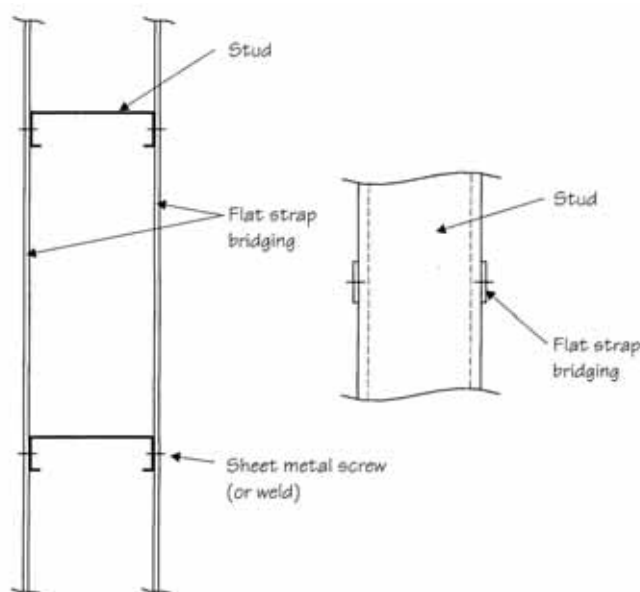


Fig. 14 - Collegamento e allineamento montanti con piatti sulle ali

Il fenomeno instabile distorsionale può assumere un'importanza significativa per profili in parete sottile e può riguardare l'intera sezione o una singola parte di essa. Con riferimento a quest'ultimo caso, l'esempio tipico e ricorrente è costituito da elementi con irrigidimenti intermedi o di estremità (figura 10).

Per essi, infatti, la deformata instabile è di tipo distorsionale, poiché coinvolge con spostamenti fuori dal piano gli irrigidimenti stessi. La normativa statunitense considera l'instabilità distorsionale degli elementi compressi irrigiditi, attraverso la riduzione del coefficiente d'imbozzamento K . Tale riduzione è valutata in funzione del rapporto tra l'inerzia effettiva dell'irrigidimento e quella ottimale, cioè quella per cui l'irrigidimento si considera vincolo ideale. La metodologia adottata dall'euronorma in progetto, è più accurata, anche se più laboriosa. La procedura si sviluppa in tre fasi:

- Si individua l'effetto dell'instabilità locale attraverso la determinazione delle larghezze efficaci di tutti gli elementi lastra costituenti la sezione, ipotizzando che l'effetto dell'irrigidimento di bordo sia tanto efficace da poter considerare fisso il raccordo tra irrigidimento e ala;
- Si schematizza la parte efficace dell'irrigidimento e l'adiacente parte efficace dell'ala come un'asta compressa su suolo elastico di rigidezza K (valutata in funzione della rigidezza degli elementi piani della sezione), della quale si valuta la tensione critica elastica con la formula di Engesser (A_s e I_s sono rispettivamente l'area e il momento d'inerzia dell'asta compressa equivalente):

$$\sigma_{cr,D} = \frac{2 \cdot \sqrt{k \cdot E \cdot I_s}}{A_s}$$

- L'ultimo passo è dedicato alla valutazione del coefficiente riduttivo per l'instabilità distorsionale χ_D , funzione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_D$, attraverso il quale si riducono gli spessori delle parti efficaci dell'asta equivalente:

$$t_{rid} = \chi_D \cdot t \quad \text{con} \quad \chi_D = f(\bar{\lambda}_D) \quad \text{e} \quad \bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,D}}}$$

Il procedimento viene quindi reiterato, almeno due volte, aggiornando le caratteristiche della sezione dell'asta equivalente. Per la valutazione del coefficiente di riduzione χ_D , la CEN ENV 1993-1-3, 1996 faceva riferimento alla curva a_0 , valida per le colonne compresse; l'ultima versione (UNI EN 1993-1-3, 2006) propone invece una curva specifica per l'instabilità distorsionale, di equazione:

$$\begin{aligned} \chi_D &= 1 & \text{se } \bar{\lambda}_D < 0,65; \\ \chi_D &= 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_D & \text{se } 0,65 < \bar{\lambda}_D < 1,38; \\ \chi_D &= 0,66 / \bar{\lambda}_D & \text{se } \bar{\lambda}_D \geq 1,38; \end{aligned}$$

Tale proposta, oltre a fornire un miglior accordo con i risultati sperimentali, consente di superare anche una contraddizione concettuale, ossia l'uso di una curva valida per l'instabilità globale di colonne (curva a_0) per la valutazione di un fenomeno distorsionale. Anche in termini quantitativi le differenze non sono trascurabili, come appare nella figura 11, (tratta da un articolo pubblicato su Costruzioni Metalliche "Attualità e prospettive dei sistemi cold-formed"), dove viene confermato che il comportamento distorsionale è intermedio tra quello globale e locale. Per la corretta progettazione e verifica degli elementi cold-formed di classe 4 è di notevole importanza la determinazione della snellezza del profilo, funzione della geometria dello stesso e dei vincoli a cui è sottoposto. In particolare, i vincoli dovuti alle connessioni tra i profili con le pareti di chiusura in materiale non metallico, e generalmente trascurati nei calcoli, potrebbero non essere di secondaria importanza. Veniamo ora ad alcune considerazioni di carattere generale su schemi d'assemblaggio tipici per le partizioni stratificate a secco. Il progetto

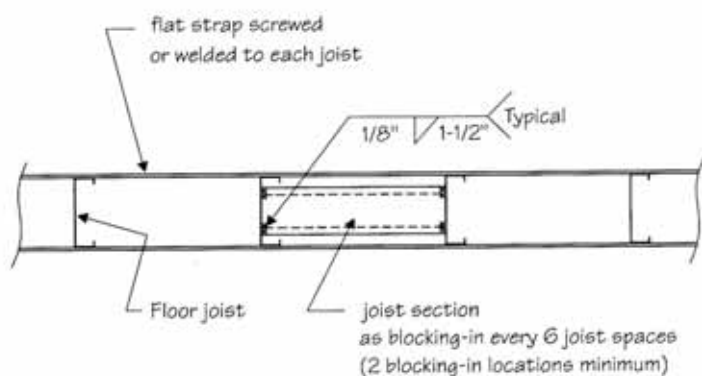


Fig. 15 - Profili di bloccaggio

delle intelaiature d'acciaio in parete sottile laminato a freddo è funzione dei collegamenti di rinforzo, sui quali si fa generalmente affidamento per la resistenza all'instabilità laterale, secondo l'asse debole, e per le componenti di tensione derivanti dall'applicazione dei carichi trasversali fuori del centro di taglio.

I carichi trasversali, come il vento, sono trasmessi dai materiali di rivestimento. Questi carichi sono tipicamente eccentrici rispetto al centro di taglio e per tale ragione risulta una torsione. La figura 12a, tratta da una recente pubblicazione dell'American Iron and Steel Institute "Cold-formed steel framing design guide: 02-1" illustra l'eccentricità torsionale per il caso di carico trasmesso dal rivestimento alla flangia superiore di un travetto. La figura 12b illustra una maggiore eccentricità più tipica per montanti con rivestimento avvitato quando le viti sono in tensione o nel caso di muratura in laterizio vincolata alla struttura d'acciaio.

Tre metodi generalmente vengono utilizzati per resistere alle componenti, derivanti dalle forze trasversali, di torsione e alla tendenza d'instabilità laterale. Questi sono illustrati nelle figure 13, 14 e 16. ("Cold-formed steel framing design guide: 02-1" AISI)

I collegamenti di figura 13, tra i montanti e i profili di collegamento, sono progettati per formare un collegamento rigido (incastro). La torsione, in ogni montante, è contrastata dalla resistenza flessionale, attorno all'asse forte, dei profili di collegamento.

I vantaggi di questa soluzione sono:

- I profili di collegamento sono facilmente installabili lavorando su una sola faccia;
- I profili di collegamento fanno da supporto all'isolamento;

Gli svantaggi:

- Le anime dei montanti devono essere pre-perforate e i profili allineati accuratamente;
- Ogni connessione richiede un angolo e un minimo di 4 viti o saldature;
- Soluzione non rigida quanto la soluzione con piatti sulle due ali dei montanti.

In figura 14 è illustrata la soluzione di profili di rinforzo formati da piatti connessi alle ali dei montanti e quindi reagenti solo a trazione. Poiché i montanti tendono tutti a torcersi nella stessa direzione, i piatti di collegamento devono essere periodicamente ancorati alla struttura primaria di controvento e/o sono richiesti, ogni pochi montanti, profili atti a impedire le rotazioni dei montanti (mostrati in figura 15).

Vantaggi:

- Estrema rigidità del sistema, anche se i piatti vengono installati con poca cura;
- Sono richieste solo due viti o saldature per montante (una ogni ala);
- Possono essere adottati, indipendentemente dai profili di collegamento continui, attraverso le forature delle anime.

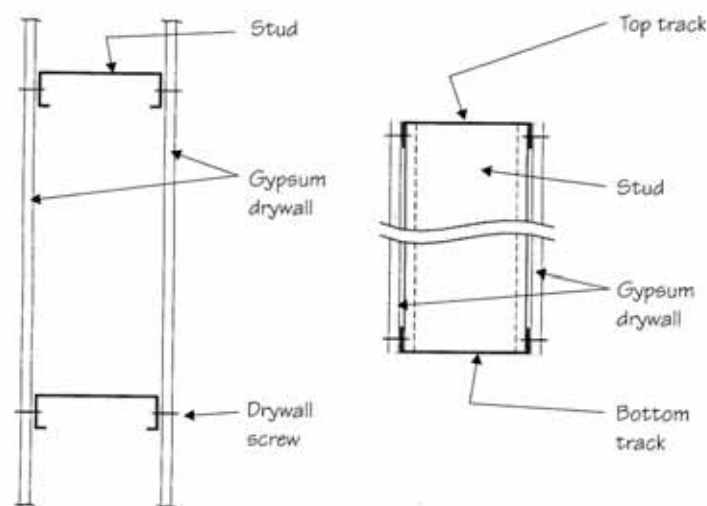


Fig. 16 - Allineamento e rinforzo mediante avvitamento continuo alle lastre di rivestimento

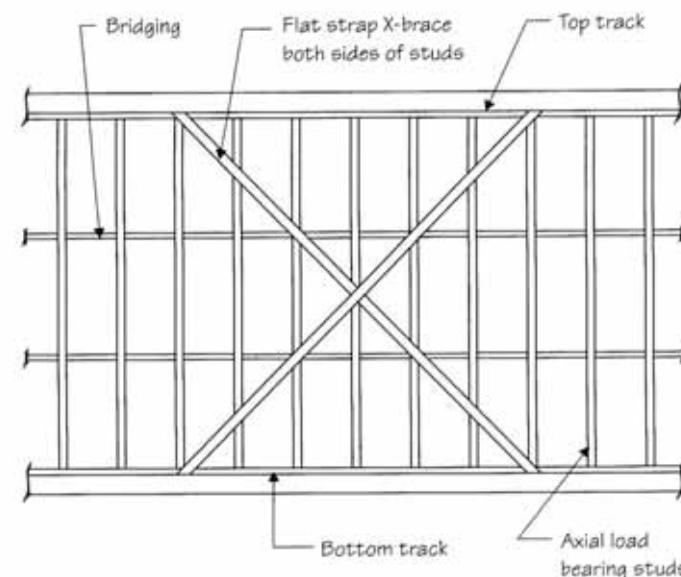


Fig. 17 - Tipico ancoraggio e bloccaggio dei profili di collegamento con croci di S.Andrea

Svantaggi:

- Per l'installazione dei piatti è richiesta l'accesso a entrambe le ali dei montanti;
- Sono richiesti periodici ancoraggi o profili di bloccaggio;

In figura 16 è illustrata la soluzione in cui il rivestimento fa da controventatura; il materiale di rivestimento può essere acciaio, compensato, lastre di cemento, gesso idrato, etc.

Si fa notare che la pratica industriale tende ad adottare una minima quantità di collegamenti d'irrigidimento in acciaio sia per allineare le membrature in fase di montaggio, che per provvedere alla necessaria integrità durante la costruzione e a struttura completata.

Vantaggi:

- Il rivestimento fa da supporto continuo al montante;
- La resistenza a diaframma del rivestimento può costituire una controventatura trasferendo gli sforzi di taglio dalla guida superiore a quella inferiore.

Svantaggi:

- Le lastre di rivestimento vanno montate su entrambe le facce di parete;
- Le lastre garantiscono un vincolo e un controvento per montanti,

e membrature in generale, di piccolo spessore; con membrature più spesse sono richiesti collegamenti d'irrigidimento supplementari d'acciaio;

- Quando soggette ad umidità, le performance delle lastre diminuiscono significativamente;
- Dal momento in cui le lastre trasferiscono sforzi di taglio da una guida all'altra, queste devono essere progettate per resistere agli sforzi assiali che ne derivano.

I montanti sono soggetti sia a forze trasversali che ad azioni assiali. Con la sovrapposizione (combinazione) dei carichi trasversali e assiali, è richiesta una controventatura per provvedere alla stabilità laterale e torsionale. Tipiche controventature sono ancora quelle riportate nelle figure 13, 14 e 16; sia i profili di collegamento che attraversano le anime preforate dei montanti, sia i piatti avvitati alle ali degli stessi, sono progettati per contrastare le componenti torsionali dei carichi e la tendenza all'instabilità laterale dei montanti. Queste componenti si

accumulano, sicché sono importanti periodici ancoraggi alla struttura primaria. La figura 17 illustra il più comune metodo per trasferire le forze di collegamento alla struttura verticale, mediante l'utilizzo di piatti a croce di S.Andrea.

Un metodo di progetto alternativo è quello di affidare alla resistenza a diaframma del rivestimento le componenti derivanti dall'applicazione di carichi trasversali fuori del centro di taglio; ogni montante, invece, è progettato come un subsistema in acciaio senza affidamento dei carichi assiali alle lastre. Questo approccio di progetto è basato sull'assunzione che il rivestimento potrebbe essere danneggiato localmente o inefficiente, dunque incapace a sopportare il carico di un montante, ma tuttavia adeguato strutturalmente, per luci comuni d'interpiano, a servire come diaframma; inoltre durante l'erezione dell'edificio non si possono connettere le lastre di rivestimento su entrambe le ali dei montanti e, comunque, le operazioni di pannellamento delle pareti avvengono generalmente dopo il completamento dei solai e della copertura.

BIBLIOGRAFIA

LIBRI

- [1] Ballio G., Mazzolani F., *Strutture in acciaio*, Ulrico Hoepli editore, Milano, 1987.
- [2] Belluzzi O., *Scienza delle costruzioni*, Zanichelli, Bologna, 1982.
- [3] Timoshenko S.P., *Scienza delle costruzioni Vol. I e II*, A. Villongo e C., Torino, 1955.
- [4] Timoshenko S.P., *Theory of elastic stability*, McGraw-Hill International editions, Singapore, 1963.
- [5] Imperadori M., *Le procedure Struttura/Rivestimento per l'edilizia sostenibile*, Maggioli editore, Milano, 1999.
- [6] Imperadori M., *Costruire sul costruito*, Carocci editore, Roma, 2001.
- [7] Zambelli E., Vanoncini P.A., Imperadori M., *Costruzione stratificata a secco*, Maggioli editore, Milano, 1998.
- [8] I.S.I., *Cold-formed steel framing disegne-guide*, Gennaio 2002
- [9] The steel construction institute, *Building design using cold formed steel section: worked examples to BS 5950: Part. 5*: 1987, 1993.
- [10] The steel construction institute, *Building design using cold formed steel section: an architect's guide*, 1994
- [11] The steel construction institute, *Modular construction using light steel framing*
- [12] The steel construction institute, *Case studies on light steel framing*
- [13] Nervetti G., Soma F., *La verifica termoigrometrica delle pareti*, Ulrico Hoepli editore, Milano, 1982

PUBBLICAZIONI

- [14] Costruzioni Metalliche L (1998) n° 2, *Acciaio e assemblaggio a secco*. Eric Dubosc, Mark Landowski, complesso residenziale "La Venerie"-Montargis Le Franc, Francia, 1994.
- [15] Costruzioni Metalliche LIII (2001) n° 1, *Acciaio, industria e moduli prefabbricati*. Edificio residenziale Murray Grove, Londra, 1999.
- [16] Costruzioni Metalliche LIII (2001) n° 3, *Esperienza di prefabbricazione basata sull'acciaio nei primi anni '30 in Italia*.
- [17] Costruzioni Metalliche LIV (2002) n° 1, *Attualità e prospettive dei sistemi costruttivi cold-formed*.
- [18] Modulo 273 Luglio/Agosto 2001, *La costruzione stratificata a secco*.

RIFERIMENTI NORMATIVI

- Eurocodice 1, *Basi di calcolo ed azioni sulle strutture*
- Eurocodice 3, *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1.1*
- Eurocodice 3, *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1.3*
- Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi», D.M. 16 Gennaio 1996, Circolare 4 Luglio 1996.
- Norme C.N.R. 10022/85, *Profili a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni*
- Norme per la protezione al fuoco: DIN 4102 *Brandverhalten von baustoffen und bauteilen*, Circolare 91 del 14.09.1961, UNI 7677, UNI 7678, UNI 7867.
- Norme per l'isolamento acustico: DIN 52210 *Bauakustische prüfungen*, Circolare n. 1769 del 30 Aprile 1966 D.P.C.M 5/12/97 - "Determinazione dei requisiti acustici passivi degli edifici", "Legge quadro sull'inquinamento acustico", D.P.C.M. 14 Novembre 1997 - "Determinazione dei valori limite delle sorgenti sonore", Decreto 16 Marzo 1998 "Tecniche di rilevamento e di misurazione dell'inquinamento acustico", UNI EN ISO 717-1, UNI 10708-1, UNI EN ISO 717-2, UNI 10708-3.

DALLA PROGETTAZIONE ALLA COSTRUZIONE:

problematiche di carpenteria metallica

FROM DESIGN TO CONSTRUCTION:

problems of metal carpentry

Dott. Ing. Emanuele Maiorana*

Isolcomit Srl, Legnaro (Padova)

Nella costruzione di strutture in acciaio si possono individuare delle fasi ben definite che, se correttamente studiate, possono concorrere all'ottimizzazione del progetto esecutivo. La pianificazione della produzione in officina e del montaggio possono essere decisive per il successo nella realizzazione di un'opera di carpenteria metallica e passano attraverso un'accurata progettazione e un acquisto strategico della materia prima. Oltre agli aspetti tecnico-gestionali, l'articolo prende inoltre in esame alcune casistiche più comuni di difetti superficiali nel materiale base e nelle saldature di prodotti di carpenteria metallica da costruzione. Sono presi in esame i controlli da effettuarsi e gli esiti, discutendo le possibili cause ed i criteri di tolleranza. Particolare attenzione viene posta ad un caso meno noto e ai riferimenti normativi applicabili, confrontando gli standard disponibili per la disamina e la valutazione di accettabilità. Infine sono esemplificati alcuni accorgimenti da porre in atto per un immediato beneficio in termini tecnico-economici, suggerendo per ogni passaggio gli aspetti da tenere sotto controllo. Considerato il caso di un tipico viadotto bitrave a struttura mista, sono elencate le usuali attività di carpenteria metallica illustrando, rispetto alla resa effettiva in kg/h, il peso di ciascuna di esse rispetto il globale di officina e quindi di progetto.

In the construction of steel structures, it is possible to identify well defined phases that, if correctly studied, can contribute to the optimization of the executive project. The planning of the workshop production and the erection in yard can be decisive for the success in the realization of a metallic carpentry work and pass through a careful planning and a strategic purchase of the raw material. In addition to technical and management aspects, the paper examines some of the most common cases of surface defects in the base material and in the welding of metal construction carpentry products. The controls to be carried out and the outcomes are examined, discussing the possible causes and the tolerance criteria. Particular attention is paid to a less known case and to the applicable normative references, comparing the available standards for the examination and the acceptability evaluation. The main measures to be implemented for an immediate benefit in technical-economical terms are exemplified, suggesting for each step the aspects to be monitored. Considering the case of a typical steel-concrete double girders viaduct, the usual steel carpentry activities are listed, giving, respect the effective result in term of kg/h, the weight of each of them compared to the global workshop execution and therefore to the project.

1 INTRODUZIONE

Con l'industrializzazione del processo di fabbricazione e montaggio di strutture in acciaio a travata, ci si è posti il problema, già negli anni '60, di ottimizzare tecnicamente ed economicamente l'esito dell'attività di progettazione.

Ad esempio, alcuni risultati ottenuti in [1] dimostrano che, impostando i termini del problema con la determinazione del costo di una travata tipo d'impalcato metallico, in base alla distanza da superare, e della fondazione, funzione di luce ed altezza, è possibile ricercare la ripartizione complessiva del viadotto in modo da avere con un dato numero di campate, la soluzione più economica.

In termini operativi, i costi sono espressi in €/kg e la produttività in kg/h

così da potersi riferire al costo/orario (€/h) e quindi al numero di ore lavorate quale parametro finale di valutazione economica.

Normalmente, grossa parte del valore finale di un'opera è connessa direttamente al costo della materia prima e, per uniformità, la fabbricazione, il trasporto ed il montaggio sono anch'essi esprimibili in termini di €/kg. Definito quindi un progetto, soffermandosi alla parte relativa all'impalcato metallico, le varie voci che concorrono al valore finale quale somma di costi parziali, sono:

- materiali impiegati, circa il 40%;
- lavorazione, circa il 35%;
- trasporto dall'officina a piè d'opera in cantiere, circa il 5%;
- montaggio, circa il 20%.

*Corresponding author. Email: emaior@libero.it

Lasciando in prima battuta al progettista l'ottimizzazione di utilizzo del materiale, per quanto espresso, gli obiettivi principali da conseguire per il costruttore sono quindi:

- acquistare il materiale a costi e tempi compatibili con il budget di commessa;
- massimizzare la produttività di fabbricazione;
- massimizzare la produttività di montaggio.

Senza pretesa di esaustività si ripercorrono sinteticamente alcuni accorgimenti che dovrebbero essere considerati fin dalle prime fasi della progettazione di una struttura metallica, pensando in particolare al caso della trave per impalcati.

2 ACQUISTO DEL MATERIALE

2.1 Resistenza

Il primo parametro di scelta è il grado di resistenza dell'acciaio. Usualmente per impalcati metallici viene impiegato l'S355, fornito secondo lo standard UNI EN 10025, in quanto gradi superiori, i cosiddetti "alto resistenziali", sono da utilizzarsi localmente dove non vi siano penalizzazioni da sollecitazioni cicliche di fatica dovute ai carichi variabili. Definito il materiale, si determina lo spessore da assegnare ai vari componenti, funzione delle risultanze del calcolo di verifica strutturale. Lo spessore è condizionato dall'istaurarsi di fenomeni di sollecitazione triassiale in dimensioni elevate, motivo per cui lo snervamento viene decurtato con l'incremento di spessore. Il DM 17.01.2018 [2] prevede due valori di riferimento al di sotto e al di sopra di 40 mm mentre lo standard UNI EN 10025-2 [3] prevede una differenziazione più dettagliata.

In caso di spessori elevati, ad esempio ci si riferisca ad una piattabanda da 60 mm, la scelta ricade sull'utilizzo della composizione di 40 + 20 mm oppure direttamente di lamiera da 60 mm. Nel primo caso si risparmia sul materiale ma vanno considerati i costi di saldatura di assiemaggio per il raddoppio di piattabanda, nel secondo non si hanno costi di saldatura per i raddoppi ma la materia prima costa di più, in quanto va recuperata la decurtazione di snervamento prescritta dalla norma, circa un 6%, che con tempi di approvvigionamento ed extra costi di fornitura potrebbe arrivare a un 8%, contro un 6% di costi di saldatura. L'acquisto della materia prima è ulteriormente penalizzato dal fatto che in Italia l'acquisto delle lamiere avviene per spessori nominali e viene corrisposto a massa effettiva, collocandosi usualmente le tolleranze di laminazione, sulle tre dimensioni, al massimo consentito, secondo lo spessore (UNI EN 10162), quindi un ulteriore 5%. Il che comporta una percentuale finale di extra costo del materiale quasi del 15% rispetto alla scelta di ridurre gli spessori e comporre i raddoppi di piattabanda mediante saldatura.

Altra scelta opportuna riguarda, all'opposto, l'approvvigionamento di spessori modesti, ad esempio quelli adottati per irrigidimenti a sezione chiusa per anime o deck/lastre ortotrope ("canalette") e la maniera più conveniente di approvvigionamento è quella di partire da coil spianato. Di contro, esso viene prodotto in larghezze prefissate e pertanto, per limitare lo sfrido di materiale, lo sviluppo trasversale delle canalette deve essere sottomultiplo della larghezza del coil scelto. Inoltre il coil viene fornito in qualità S355J0 oppure S355J0W, non essendo disponibile commercialmente la qualità J2 o superiore. Lo spessore massimo è pari a 6 mm, non oltre. Ne consegue che scegliere a priori di adottare spessori maggiori determina automaticamente il non poter utilizzare il coil.

2.2 Resilienza

Subito dopo il grado di acciaio, la scelta ricade sulla resilienza per la quale è opportuno ricondurre la qualità del materiale a quanto richiesto dalla UNI EN 1993-1-10 [4], ossia le resilienze J0, J2 o K2, secondo gli spessori previsti. Qualità più elevate risultano non sfruttabili in termini di resistenza e durabilità, oltre a richiedere costi e tempi di fornitura notevolmente maggiori. Da tenere presente, inoltre, che spessori sottili

(inferiori a 10 mm) non sono reperibili in qualità superiore a J0.

In caso di acciaio con resistenza migliorata alla corrosione, i cosiddetti "Cor-Ten" (UNI EN 10025-5), il problema del reperimento del materiale con resilienze elevate diventa maggiore: in questo la difficoltà a reperire J2 non si limita agli spessori sottili, ma anche a molti prodotti laminati (HE, IPE, angolari, tubi tondi). Certe sezioni non vengono nemmeno prodotte in Cor-Ten (tantomeno in J2) se non per mezzo di un'apposita laminazione, che richiede un quantitativo minimo, dei tempi di attesa di alcuni mesi e spesso anche lunghi trasporti dai luoghi di produzione, in nord Europa.

3 ACCETTAZIONE IN INGRESSO

L'acciaio è un materiale che offre ottime potenzialità meccaniche in termini di resistenza rispetto al proprio peso, durabilità e possibilità di riutilizzo mediante riciclo. La produzione avviene per impiego di minerali oppure, più frequentemente nel nostro paese, da rottame. Oltre al ferro e carbonio sono presenti altri elementi, quali manganese, silicio etc. che contribuiscono ad incrementare alcune caratteristiche dell'acciaio; la presenza di altri elementi quali zolfo e fosforo è invece negativa ai fini delle caratteristiche della lega e il loro contenuto viene accuratamente controllato durante la produzione. Al pari della chimica, ai fini della qualità resistenziale finale, sono importanti i trattamenti termici, quali la normalizzazione (+N).

Un processo di notevole impatto sul materiale è la saldatura, descritto in seguito, per via dei difetti che possono essere introdotti a scapito del comportamento resistenziale del prodotto finale. I difetti del materiale possono essere superficiali e/o volumetrici. In questo articolo sono presi in considerazione solamente i primi, riferendosi in particolare ai difetti che sono derivanti sia dai processi di produzione, sia dai processi di lavorazione. I principi della Meccanica della Frattura mostrano quanto un singolo difetto possa essere determinante nello sviluppo di una cricca per fatica e conseguentemente arrivare ad un danno irreversibile per l'intera sezione interessata.

Per le motivazioni sopra addotte, a differenza di altri materiali da costruzione, l'acciaio è sottoposto ad un rigido controllo in tutte le fasi di produzione e durante le successive fasi di lavorazione.

3.1 Difetti superficiali

Nel materiale base, così come da fornitura, possono essere talvolta presenti delle imperfezioni che, in base alla norma, oltre un determinato limite ammissibile vengono definite difetti. In questi casi il prodotto risulta non conforme ed è quindi da sostituire. Altre volte la presenza di imperfezioni risulta entro i limiti ammissibili e pertanto il prodotto o si lascia così come è oppure, per motivazioni legate all'estetica, si adottano rimedi per eliminarle o quanto meno renderle meno visibili. Tali imperfezioni possono interessare lo strato superficiale e/o l'interno del materiale. Nel secondo caso sono evidentemente necessarie metodologie che possano scandagliare l'interno del materiale, quali gli ultrasuoni o le tecniche radiografiche. Tra le possibili imperfezioni/difetti superficiali vi sono le vaiolature, le incisioni e le sfogliature (figura 1). Generalmente, per i vari prodotti da costruzione, i valori limiti sono riportati direttamente nelle norme armonizzate di riferimento oppure in norme esplicitamente ivi richiamate [6]. Un caso poco noto agli utilizzatori di lamiere da treno è il problema della cricatura trasversale, derivato dalla riduzione della duttilità a caldo degli acciai che avviene per basso grado di deformabilità nel processo di laminazione continua su rulli.

Tale comportamento del materiale è ben noto ai produttori di lamiera, fino dal 1960 con l'introduzione della colata continua, meno a chi si occupa di carpenteria metallica per la trasformazione di tale materia prima in prodotti da costruzione.

L'oscillazione del pelo di metallo liquido e della lingottiera nel corso del



Fig. 1 - Sfogliatura

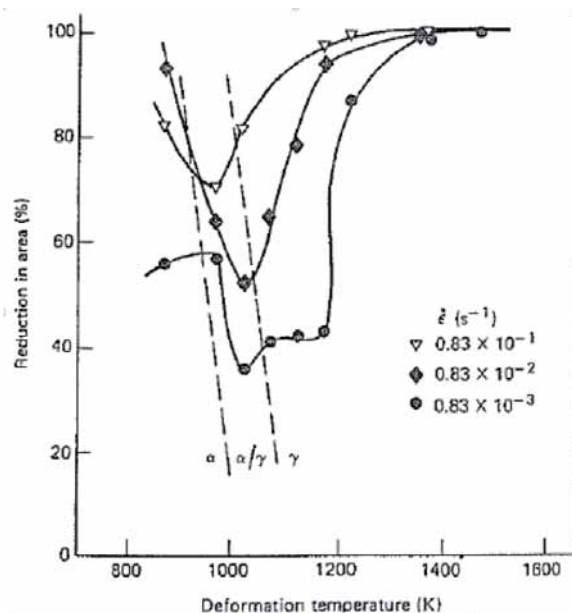


Fig. 2 - Riduzione percentuale area vs deformazione a diverse temperature [5]

processo di colata continua provoca la formazione d'impronte di oscillazione che, se associate alla presenza di schizzi o comunque di superfici solidificate in maniera repentina, produce la genesi di questa tipologia di difetti, inglobando all'interno una scaglia ossidata di difficile rimozione in quanto formatasi ad altissima temperatura. Il fatto che la direzione di questi difetti sia parallela alla direzione di laminazione, è ascrivibile ad una pratica di laminazione a caldo della bramma che durante la fase di sbizzo o comunque durante le prime fasi di laminazione, viene ruotata di 90° in modo da permettere un corretto mantenimento delle tolleranze ed una migliore conformazione microstrutturale. Pertanto questa tipologia di difetti si forma prima del processo di laminazione ed è ascrivibile ad un non corretto controllo del processo di solidificazione. Secondo la norma, la superficie interessata dalla presenza di queste tipologie di difetti non deve essere superiore al 5% della superficie totale del materiale.

Le cricche, quando presenti, sono generalmente sottili e possono penetrare fino ad una profondità tra i 5 e gli 8 mm sotto la superficie. La vista di tali cricche è spesso difficoltosa ad occhio nudo sulle superfici, motivo per cui viene effettuata quella che in gergo è chiamata "scarfatura" che le mette a nudo chiaramente, così da poterne consentire la rimozione.

Con riferimento alla figura 2, tutti gli acciai mostrano precipitazione al bordo grado, es. acciai C-Mn-Al, C-Mn-V-Al e C-Mn-Nb-Al, ed esibiscono una limitata duttilità nel campo di temperatura tra 700 °C e 1000 °C che causa la formazione di cricche al bordo superiore della lamiera, poiché nel processo di laminazione continua il bordo superiore è teso mentre

quello inferiore è compresso.

In particolare la precipitazione a bordo grano avviene nell'intervallo di temperature in cui la microstruttura dell'acciaio è bifasica, costituita cioè da austenite e ferrite. La diminuzione di duttilità è dovuta a concentrazioni di tensioni a bordo grano che a causa dei precipitati ed eventuali inclusioni grossolane permettono la propagazione di cricche intergranulari nella fase ferritica che è meno resistente. Un aumento della temperatura provoca la dissoluzione dei precipitati e la trasformazione totale della fase ferritica permette un nuovo incremento della duttilità.

La formazione di tali cricche superficiali è fortemente influenzata da parametri di processo quali:

- modalità di oscillazione, ossia frequenza di oscillazione;
- velocità di laminazione e modalità di raffreddamento.

Gli elementi chimici che partecipano alla formazione dei precipitati hanno un grande impatto nella formazione delle cricche: C, Al, N, Nb, V hanno un impatto negativo poiché essi influenzano l'ampiezza e la profondità della zona di duttilità a caldo. Al contrario Ti (0,015%) ha un'influenza positiva.

Per evitare il problema generalmente si mettono in campo i seguenti accorgimenti:

- controllo della presenza di discontinuità superficiali mediante un leggero riscaldamento a bande di 500 mm trasversalmente alla direzione di laminazione, sia alla superficie superiore che inferiore della lamiera, per verificare l'assenza di cricche;
- esecuzione di un controllo metallografico (macro e micro) per determinare la profondità di rottura (minima e massima) sulle lamiere;
- misurazione della temperatura della lamiera;
- riduzione del contenuto di Al (0,035% max);
- riduzione del contenuto di N (max 60 ppm);
- verifica del contenuto di C (0,10 - 0,15%);
- un'aggiunta di Ti (0,010 - 0,020%) può essere di beneficio.

3.2 Norme di riferimento

La norma di riferimento per stabilire le condizioni di fornitura, relativamente a difetti superficiali di prodotti laminati a caldo piani è la UNI EN 10163, richiamata esplicitamente nella UNI EN 10025-5 [8] come indispensabile per l'applicazione della stessa norma.

Come descritto nella UNI EN 10163-1 [9], la responsabilità della qualità superficiale richiesta è del produttore del materiale che deve prendere le necessarie precauzioni. Tra le condizioni di riparazione di eventuali discontinuità la norma suggerisce la molatura su tutta la loro profondità e/o la saldatura di ricarica.

La UNI EN 10163-2 [10] stabilisce che le lamiere e i larghi piatti possono presentare delle discontinuità superficiali che possono essere suddivise in classi a seconda della natura, profondità e numero.

In particolare la classe A, la minima di qualità, prevede che le discontinuità, non classificabili come cricche, doppia pelle e solchi, debbano avere una profondità che non superi, ad esempio su prodotti di spessore compreso tra 8 e 25 mm, un valore di 0,3 mm. Se tale limite viene rispettato la discontinuità è ammessa indipendentemente dal numero di imperfezioni ma con estensione inferiore al 15%.

Se la discontinuità ha una profondità superiore al tale limite, ma inferiore ad un valore di 0,5 mm, sempre per spessori compresi tra 8 e 25 mm, l'imperfezione può non essere riparata qualora la somma delle zone interessate non sia maggiore del 5% della superficie sottoposta a controllo.

3.3 Caso studio

Il caso qui proposto riguarda la fornitura di alcune lamiere in acciaio autopatinabile S355J2W+N prodotte secondo la UNI EN 10025-5, con caratteristiche meccaniche da test di laboratorio ampiamente al di sopra dei valori minimi richiesti dalla norma.

Lo spessore nominale è di 16 mm, con valore effettivo mediamente superiore e pertanto in tolleranza secondo la EN 10029 Cl. A.

L'analisi della composizione chimica del materiale è stata effettuata secondo la ASTM E415-14 e risulta conforme a quanto prescritto nella UNI EN 10025-5 [8]. La durezza media riscontrata nel materiale esaminato è di 193 - 194 HV10, comune per questa tipologia di acciai. Tuttavia negli stessi campioni esaminati sono state riscontrate delle fessurazioni mediante analisi al microscopio elettronico assimilabili a paglie di profondità fino a 1 mm.

La presenza di ossidi internamente alle discontinuità e l'orientazione che è sempre nella direzione di laminazione, anche se vi sono casi in cui le direzioni di penetrazione risultano differenti tra difetti contigui, è attribuibile con molta probabilità ad una non corretta conduzione del processo di solidificazione, per via della già descritta diversa duttilità del materiale alle diverse temperature di colata continua (figure 3 - 5).

La quantità d'imperfezioni riscontrate risulta di gran lunga superiore a quanto prescritto dalla norma come limite massimo ammissibile, e pertanto come descritto nella UNI EN 10163-2 [10] sono da considerarsi difetti e devono essere riparati.

In particolare i difetti che superano il limite massimo ammissibile da tabella 2 della suddetta norma, ovvero una profondità superiore ad un valore di 0,5 mm, su spessori compresi tra 8 e 25 mm, devono essere rimossi, indipendentemente dalla numerosità. Al produttore è consentito asportare le difettosità mediante molatura fino al limite prescritto dalla norma purché la massima profondità del difetto dopo molatura sia entro i limiti di estensione citati sopra.

Sebbene dai test effettuati le proprietà meccaniche delle lamiere con difetto risultino a norma e le sezioni di rottura dei provini non siano quelle interessate dalle paglie, non si può escludere che il comportamento a fatica del materiale possa essere inferiore rispetto al previsto, a causa della presenza di questi difetti superficiali che potrebbero agire come innescio di cricca quando sottoposti a carichi ciclici. Per questo motivo, la norma prevede, a prescindere, che difetti superficiali di profondità superiore a quanto tabellato non siano da considerarsi ammissibili e debbano essere riparati senza però inficiare, al termine del trattamento di riparazione, le caratteristiche dimensionali e meccaniche del prodotto.

In conclusione, il materiale oggetto di analisi non risulta conforme alla EN 10025-5 [8], in quanto non rispetta i requisiti della classe A della UNI EN 10163-2 [10].

In alternativa alla sostituzione della fornitura, l'intervento di ripristino, pertanto, potendo contare su un sufficiente sovrasspessore, è quello di procedere con la molatura delle superfici ed asportazione dei difetti (figura 6). Ad operazione effettuata è necessario riverificare la completa eliminazione delle cricche ed il rispetto dello spessore nominale nelle tolleranze previste.

Una successiva campagna sperimentale, consistente in alcuni provini testati con carichi ciclici (Figura 7), ha dimostrato che per quanto riguarda l'estensione e la profondità dei difetti presenti, non vi sono problematiche inerenti la fatica, evidenziando quindi la conservatività dei limiti della norma europea.

4 FABBRICAZIONE

Il processo di fabbricazione è qui inteso nella sua accezione di produttività, ossia di quantità di materiale lavorato nell'unità oraria, di conseguenza non si tratta del mero insieme di impianti e macchinari per la trasformazione della materia prima ma la predisposizione di una determinata logistica che non può prescindere dall'elemento tipologico rappresentativo della produzione.

Ecco quindi che ogni officina ha delle attrezzature specifiche ed una organizzazione interna propria, che la rende peculiare e differente da qualsiasi altro stabilimento.



Fig. 3 - Individuazione delle cricche superficiali



Fig. 4 - Macrografia

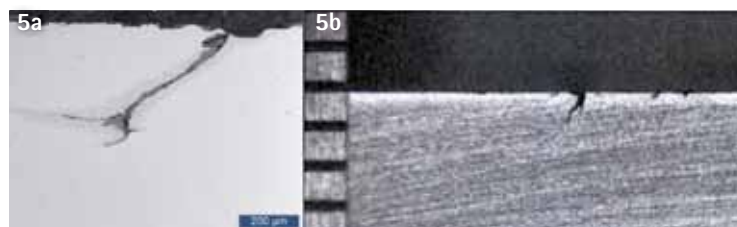
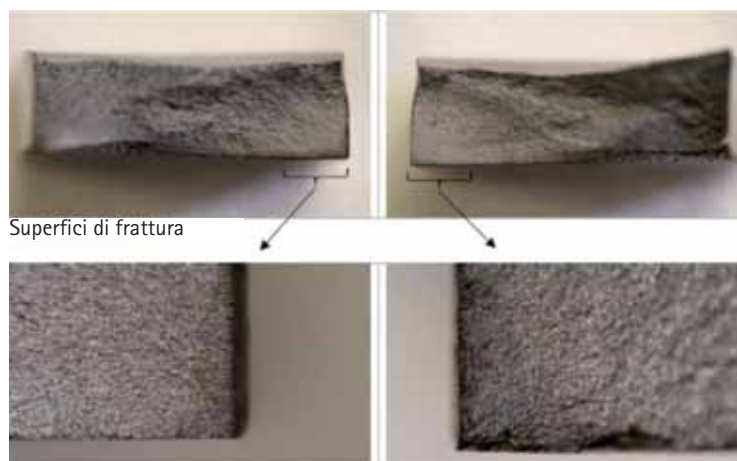


Fig. 5 - Ingrandimento di difetti a) 100X; b) 6,8X



Fig. 6 - Asportazione di difetti lineari mediante molatura



Particolare della zona di innescio e propagazione
Fig. 7 - Esito prove a fatica

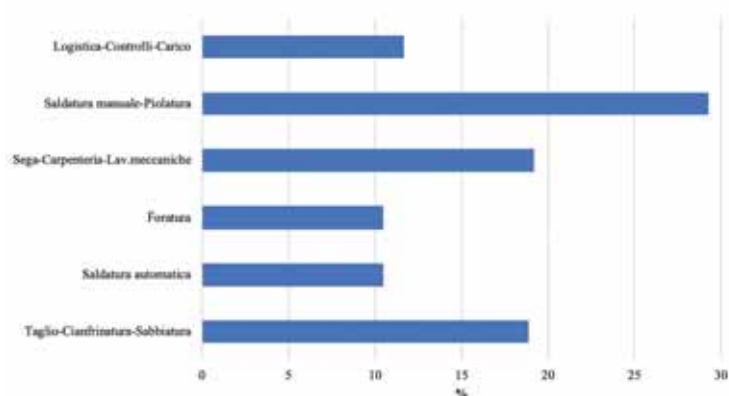


Fig. 8 - Fasi di lavoro rispetto % [kg/h] sul carico d'officina

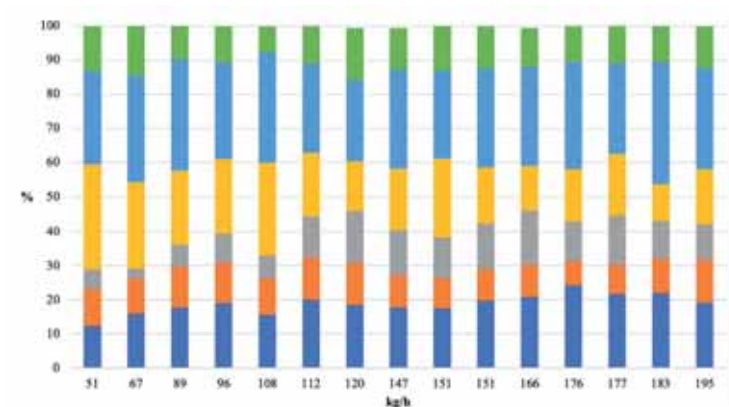


Fig. 9 - % rispetto resa (kg/h). I colori indicano nell'ordine le fasi di Fig. 1

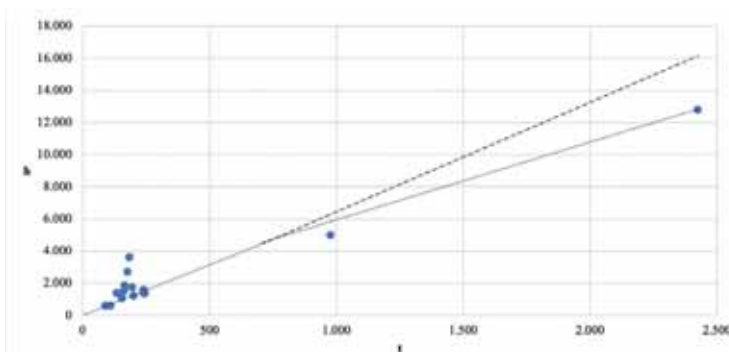


Fig. 10 - Ore (h) rispetto tonnellate lavorate (t). Linea continua = resa effettiva

Dalla precedente affermazione discende che pertanto il progetto dovrebbe essere sviluppato, nei limiti del possibile, anche tenendo conto di tali peculiarità, al fine di garantire una buona qualità del prodotto finale. Da tenere presente infatti che, oltre ai tempi di lavorazione, più il progetto segue ed asseconda le potenzialità dello stabilimento di produzione, e maggiori sono le probabilità che la struttura venga realizzata con attrezzature idonee e adottando percorsi logistici collaudati ed efficaci, a tutto vantaggio della qualità finale del prodotto. Ad esempio, sarebbe poco ragionevole prevedere di costruire un viadotto con travi principali dotate di giunti bullonati, in uno stabilimento non dotato di foratrice a controllo numerico di idonee dimensioni. Altri parametri di scelta progettuale con impatto nella produttività di fabbricazione e che quindi dovrebbero essere valutati sono: le dimensioni e peso dei manufatti, la larghezza e altezza delle travi.

Grande rilevanza per la produttività di fabbricazione sono le gole di saldatura che possono essere realizzate in un'unica passata invece di multi passate. Il progetto di un cordone d'angolo 8x8 mm (processo a filo)

oppure 11x11 (processo in arco sommerso) invece di, rispettivamente 9x9 mm oppure 12x12, comporta il passaggio da una passata nel primo caso, a tre nel secondo, non considerando l'extra gola ottenibile considerando la penetrazione della saldatura nel materiale base, che non tutte le norme ammettono; in particolare il DM 17.01.2018 precisa che *"l'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura"*. La possibilità di computare nel calcolo della gola effettiva la penetrazione ottenuta è invece contemplata nella UNI EN 1993-1-8 [11].

D'altra parte, in caso di giunzione di spessori elevati, per motivi di tempraibilità del materiale, realizzare un cordone con più passate ha la funzione di trattamento termico di distensione riducendo le tensioni residue generatesi nelle precedenti passate.

La scelta progettuale della classe di esecuzione ha certamente rilevanza nel processo produttivo, in particolare tra EXC2 e EXC3 fino a EXC4, con tutte le conseguenze che ne derivano tra le quali ad esempio rintracciabilità di "origine" per la prima ed anche di "destino" per le altre due, con le differenti percentuali prescritte di controlli non distruttivi.

4.1 Difetti di saldatura

La norma ISO 5817 [7] riporta, secondo la qualità attesa del componente, la suddivisione dei componenti nelle classi B (elementi soggetti a fatica), C (altri elementi) e D. Alcune delle indicazioni operative di accettabilità di dettagli saldati sono le seguenti:

- Superficie dei lembi: devono essere esenti da ossidi, grassi, umidità, discontinuità lineari affioranti con una dimensione maggiore di 5 mm, discontinuità tondeggianti maggiori di un terzo dello spessore nominale da saldare.
- Punti di saldatura: non sono accettati punti inferiori a 50 mm di lunghezza o con estremità non molate o che presentano sulla loro superficie discontinuità pari a quelle descritte per la superficie dei lembi.
- Dimensioni del cianfrino: non sono accettati angoli che siano più aperti di 10°; possono essere accettati angoli più chiusi fino ad un max. di 5°.
- Distacco dei lembi: per giunti senza ripresa a rovescio la tolleranza ammessa è +/- 0,5 mm; per giunti con ripresa la tolleranza ammessa è +/- 0,5 volte il valore nominale del distacco.
- Distacco dei lembi nei giunti a T: in questo caso i pezzi vanno tenuti a contatto (aria zero), tuttavia per saldature in arco sommerso (SAW) può essere accettata una distanza di 1 mm max e per saldature con procedimento manuale (SMAW-FCAW-GMAW) è accettabile una distanza massima di 2 mm.
- Slivellamento: per giunti senza ripresa a rovescio lo slivellamento ammesso è 0,1 volte S e comunque non più di 3 mm; per giunti con ripresa lo slivellamento ammesso è +/- 0,1 volte S e comunque non più di 1,5 mm (con S = spessore minimo dei lembi da saldare).

4.2 Dimensioni e peso dei manufatti

In funzione dell'organizzazione logistica di produzione, le dimensioni ed il peso delle lamiere e dei manufatti movimentabili devono stare entro determinati campi.

Ad esempio, prevedere di costruire delle travi del peso di 25 t cadauna in uno stabilimento in cui non vi sono carroponti di adeguata portata ha poco senso. Allo stesso modo, dato che lamiere con massa superiore a 12 t non vengono prodotte dai normali laminatoi, eventuali laminati extra peso richiedono tempi e costi di fornitura maggiori, oltre a maggiori costi di spedizione e di movimentazione. In alternativa si può fare ricorso a lamiere di lunghezza inferiore, ed eseguire giunzioni tecniche successivamente presso lo stabilimento produttivo. Questo comporta però:

- a) extra costi di lavorazione;
- b) presenza di giunzioni tecniche (saldature a piena penetrazione) la cui

posizione deve essere monitorata affinché non finisca in zone strutturali critiche o dove non geometricamente compatibili.

Se invece avviene di produrre una tipologia strutturale per la quale gli impianti aziendali sono logisticamente sovradimensionati, questo comporta inevitabilmente una perdita di produttività di fabbricazione.

4.3 Larghezza e altezza delle travi

Questi parametri geometrici sono direttamente legati alla capacità delle macchine presenti nello stabilimento produttivo. Uscire dai campi ammessi dalle macchine potrebbe costringere a produrre rinunciando all'impiego delle attrezzature per la produzione automatica.

Chiaramente la fase di progettazione è precedente a quella di fabbricazione, e pertanto spesso non è possibile fare a priori tutte le scelte progettuali atte ad ottimizzare gli aspetti produttivi; in questo senso è auspicabile una conoscenza da parte dei progettisti delle tecnologie e dei principali metodi di fabbricazione adottati.

4.4 Calcolo della resa di officina

Il parametro di riferimento per il calcolo dei costi d'officina è la resa, espressa dal rapporto tra massa lavorata e ore di produzione, kg/h. In figura 8 sono riportate le usuali fasi di lavoro, dal taglio iniziale della materia prima al carico per procedere con la spedizione in sito.

L'attività con maggior peso sulla fabbricazione è la saldatura manuale al 30%, taglio e carpenteria (lavorazioni meccaniche) entrambe al 20%, logistica (movimentazioni), foratura e saldatura automatica ognuna al 10%. La successiva figura 9 mostra un campione di quindici viadotti a doppia travata, sia ferroviari che stradali e si nota come tali percentuali rimangano sostanzialmente invariate, con la resa inferiore dove è presente un incremento di carpenteria.

La figura 10 illustra il rapporto tra ore e tonnellate lavorate, potendosi rilevare come nella parte destra del grafico, con elevate masse, si abbia una proporzionale riduzione di ore.

In definitiva, pur con i distinguo del caso, la resa di un ponte lineare bitrave dovrebbe essere almeno $R_{th} = 150$ kg/h (linea tratteggiata), arrivando a 190 kg/h nel caso di ponti particolarmente pesanti. Si arriva quindi, dopo alcuni passaggi, alla seguente relazione che fornisce, data la massa m espressa in ton, le ore effettive presunte in funzione delle tonnellate lavorate:

$$h_{effective} = m / R_{th} (10^3 - 0,0865 m) \quad (1)$$

Come si vede dalla figura 10 per masse inferiori alle 200 t, tuttavia, in alcuni casi la resa è ridotta e l'Eq. (1) sottostima il valore reale di ore lavorate. Oltre le 700 t, si ha un incremento della resa.

5 MONTAGGIO

Ogni viadotto è un'opera unica e ogni cantiere è unico. In sito va fatto uno studio approfondito per definire le caratteristiche minime tali da permettere di conseguire una buona logistica e garantire condizioni di sicurezza idonee. Inoltre, a seconda delle condizioni ambientali (territorio, clima, tempo disponibile), le attività progettualmente previste per essere svolte in cantiere dovrebbero essere compatibili con le reali condizioni presenti. A titolo di esempio:

Caso 1. Se un viadotto scavalca l'autostrada e la chiusura in chiave della struttura deve avvenire in un varco temporale molto ristretto, è meglio prevedere giunzioni in opera di tipo bullonato.

Caso 2. Se le aree di cantiere sono molto ristrette e non consentono la creazione di una area di stoccaggio del materiale di adeguate dimensioni, è opportuno organizzare delle spedizioni di materiale concordate con il responsabile dei montaggi in modo che giungano in cantiere i pezzi necessari nel momento in cui servono.

Caso 3. Se gli spazi sono compatibili con un'organizzazione più articolata del cantiere, è preferibile allestire una sorta di officina che consenta di velocizzare i passi di messa in opera della struttura.

5.1 Varo per spinta orizzontale

Tra le varie metodologie di montaggio in cantiere d'impalcati metallici, una delle più utilizzate per velocità e semplicità è il varo per spinta.

Preliminarmente, è bene ricordare che per una struttura prevista varata di punta vi sono una serie di scelte progettuali che, se adottate, possono rendere più semplice, veloce e sicuro il lavoro da svolgere, al contrario se non perseguite potrebbero addirittura compromettere la "varabilità" dell'opera stessa. Nel migliore dei casi, delle condizioni di varo non ottimali comportano quantomeno delle attrezzature più costose, dei tempi di cantiere più lunghi e dei rischi di sicurezza maggiori.

Accertate le condizioni di varabilità della struttura, il varo di punta di un viadotto richiede, accanto alle normali verifiche statiche, un ulteriore vero e proprio progetto di varo. In esso devono essere svolte le verifiche statiche necessarie, con particolare riguardo a:

- verifiche statiche della struttura e dell'attrezzatura utilizzata in fase di varo;
- calcolo della deformabilità della struttura, dell'attrezzatura e studio delle cinematiche di varo compatibili.

La conoscenza da parte del progettista strutturale delle principali attrezzature utilizzate in fase di varo è utile, se non indispensabile, a fare preliminarmente le scelte tecniche corrette, che non pregiudichino tempi, sicurezza e costi della messa in opera dell'opera.

La struttura da varare dovrebbe preferibilmente essere collocata in un tratto di livelletta stradale planimetricamente e altimetricamente rettilinea o, in alternativa, in un tratto a curvatura costante. Questo consente, in linea di massima, un varo meccanico, ovvero senza l'ausilio di attrezzature oleodinamiche per adeguare la geometria irregolare della struttura rispetto alla collocazione dei punti di supporto (slitte o rulliere) durante le fasi di varo. Per quanto detto, un varo in rettilineo, in salita o discesa, rappresenta sicuramente un lavoro più semplice in termini di attrezzatura utilizzata. Invece, un varo di un ponte con forma planimetrica ad "ESSE" obbliga ad installare slitte e respingenti laterali montati su traverse di scorrimento che assecondino l'andamento geometrico della struttura durante le fasi di varo. Dovendo guidare la struttura lungo un sentiero di varo, verosimilmente con l'utilizzo di respingenti laterali a rullo o a pattino che andranno in battuta sulle piattabande inferiori del viadotto, sarebbe buona cosa che queste avessero una larghezza costante lungo tutto il percorso. In alternativa dovranno essere i respingenti ad avere una struttura capace di adattarsi alle variazioni di larghezza delle piattabande. Per la stessa ragione, l'intradosso dei diaframmi, sia di pila e spalla che intermedi, dovrebbe essere un po' più alto di quello delle travi nel caso in cui i respingenti vadano in battuta sul lato interno delle piattabande invece che su quello esterno; la cosa può capitare nel caso in cui lo spazio sulle pile sia molto ristretto e i respingenti posti lateralmente non abbiano abbastanza spazio.

5.2 Giunti

I giunti principali possono essere progettati sia bullonati che saldati. Nel primo caso sarà necessario prevedere coprigiunti di piattabanda inferiore sufficientemente larghi da permettere un comodo passaggio delle slitte o delle rulliere, quindi sarebbe buona cosa per il progettista conoscere gli ingombri del tipo di attrezzatura utilizzata per il varo. In caso di giunti saldati, gli intradossi delle saldature dovranno essere adeguatamente molati in modo da evitare di danneggiare le attrezzature di slittamento. In generale, sia che debbano essere serrati dei bulloni che effettuate delle saldature, in fase progettuale vanno accuratamente valutate distanze e spazi per consentire un'adeguata messa in opera.

5.3 Alcune attenzioni durante le fasi di progetto di varo

5.3.1 Stabilità dell'anima

Deve esserne verificata la stabilità tenendo conto, oltre che dello stato tensionale globale, anche delle tensioni locali indotte dalle attrezzature di varo (slitte/rulliere e respingenti). Lo schema di verifica, nel caso di varo per spinta, deve tenere in conto l'avanzamento dell'impalcato e nel caso di estradosso della piattabanda inferiore non rettilineo, l'effettivo appoggio della struttura metallica sulle slitte/rulliere. Particolarmente significativo è il caso di perdita di stabilità nel caso di carico localizzato ("patch loading") con concomitante momento flettente negativo dovuto al passaggio delle travate sulle slitte di varo. I rimedi, in caso di verifica non soddisfatta, possono essere l'aggiunta di un profilo HE sottostante la briglia inferiore di travate reticolari ferroviarie oppure il posizionamento di un irrigidimento longitudinale. Da sconsigliare l'incremento di spessore dell'anima.

5.3.2 Deformabilità della struttura e dell'avambecco

Le deformabilità di varo devono essere studiate strutturalmente e geometricamente, al fine di prevedere effettivamente lo stato deformativo ed impostare i punti di arrivo delle attrezzature in pila/spalla alle quote corrette. Per fare questo bisogna tenere conto anche della configurazione delle contromonte di progetto. Per alleggerire il treno di varo in modo da non aggravare in fase di montaggio la struttura con tensioni di segno opposto rispetto a quelle previste in servizio, si utilizza una travatura reticolare spaziale denominata "avambecco". Tipicamente la lunghezza di un avambecco è pari a circa i due terzi della lunghezza dell'interesse pile da superare, con l'impiego all'occorrenza di acciai alto resistenziali nei casi di più grande luce.

6 CONCLUSIONI

Da quanto presentato nei paragrafi precedenti, le conclusioni sono molteplici:

- La progettazione di strutture metalliche ha un'importante ricaduta in termini di fattibilità tecnico-economica in fase di approvvigionamento

della materia prima, fabbricazione d'officina e montaggio. Il progettista strutturale non dovrebbe mai trascurare di verificare prima di tutto le possibilità di reperimento commerciale di un determinato prodotto sia in termini di tempistiche di approvvigionamento che di produzione. Successivamente egli dovrebbe valutare le sequenze di assemblaggio in officina di pre-fabbricazione ed assemblaggio finale in cantiere.

- L'acciaio presenta caratteristiche che ne fanno un materiale molto performante ai fini delle costruzioni. Di contro è necessario, per preservare le proprietà meccaniche, che siano tenuti sotto controllo vari aspetti che possono indebolirne le capacità resistenziali per carico statico e dinamico. I difetti superficiali (e volumetrici) sono le principali cause di indebolimento delle sezioni e possono essere introdotti nel materiale sia in fase di produzione che in fase di lavorazione.

Le norme di prodotto forniscono una disamina d'imperfezioni con limiti quantitativi e qualitativi. La differenziazione di accettabilità passa anche dal livello di qualità atteso del componente in esame.

Il caso studio presentato mostra come i limiti dimensionali riportati per le paglie di laminazione presenti in Eurocodice siano utili per l'immediata valutazione di conformità quanto cautelativi ai fini dell'accettabilità del materiale.

- Le attività di stabilimento produttivo sono parametrizzate al rapporto tra chilogrammi (o ton) ed ore di lavorazione ossia la cosiddetta "resa d'officina". Per ponti metallici bitrave lineare il valore di riferimento, a parte le specificità dei singoli casi, è di 150 kg/h, potendo arrivare in caso di masse consistenti a 190 kg/h. Ponti particolari (per architettura o per capitolati specifici) portano invece a rese inferiori. Ne discende che, per masse inferiori a 200 t, risulta più opportuna una stima economica a corpo, mentre per masse medio-elevate a quantità, con le ore previste calcolate mediante la relazione proposta.

Considerando la sequenza delle attività di carpenteria metallica, la saldatura manuale è la voce più consistente; le fasi di taglio-cianfrinatura e sabbiatura, pur interessando "solo" il 20%, in realtà, essendo propedeutiche alle successive lavorazioni, hanno ancora più "peso" nella misura in cui potrebbero costituire un "tappo" all'avanzamento di produzione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] De Miranda F., Ponti a struttura d'acciaio, Vol. VII, Italsider, 1971.
- [2] D.M. 17.01.2018 Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [3] UNI EN 10025-2:2019 Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali
- [4] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [5] Mintz B., Yue S., Jonas J.J. Hot ductility of steels and its relationship to the problem of transverse cracking during continuous casting, International Materials Reviews, Vol. 36/5, pp. 187-217, 1991.
- [6] UNI EN ISO 6520-1:2008 Saldatura e procedimenti connessi - Classificazione delle imperfezioni geometriche nei materiali metallici - Parte 1: Saldatura per fusione.
- [7] UNI EN ISO 5817:2014 Saldatura - Giunti saldati per fusione di acciaio, nichel, titanio e loro leghe (esclusa la saldatura a fascio di energia) - Livelli di qualità delle imperfezioni.
- [8] UNI EN 10025-5:2019 Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 5: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica.
- [9] UNI EN 10163-1:2005 Condizioni di fornitura relative alla finitura superficiale di lamiera, larghi piatti e profilati di acciaio laminati a caldo - Parte 1: Requisiti generali.
- [10] UNI EN 10163-2:2005 Condizioni di fornitura relative alla finitura superficiale di lamiera, larghi piatti e profilati di acciaio laminati a caldo - Parte 2: Lamiera e larghi piatti.
- [11] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.

OPERE PRIME IN ACCIAIO:

necessità di redundancy, monitoraggio e manutenzione

PRIME STEEL WORKS:

need for redundancy, monitoring and maintenance

Prof. Ing. Alberto Castellani*

Già docente al Politecnico di Milano

Si illustrano i problemi delle “opere prime”, strutture che non hanno precedenti né verranno mai ripetute. Si sottolinea, ai fini di raggiungere una buona affidabilità, di applicare nella progettazione il principio della redundancy, e di porre attenzione al monitoraggio ed alla manutenzione. Nella accezione dell'Eurocodice 8 redundancy è l'insieme di iperstaticità, uniformità e simmetria.

The problems of the “prime works” are discussed, structures that are unprecedented and will never be repeated. In order to achieve suitable reliability, the needs of redundancy, uniformity and symmetry and to pay attention to monitoring and maintenance, are underlined.

1. INTRODUZIONE

Nel workshop “Errori e criticità nella progettazione, esecuzione e controllo di strutture di acciaio”, organizzato dal CTA nel maggio 2020, M. Simoncelli ha illustrato l'insidia, in fase di progettazione, derivante dalla rappresentazione della instabilità flessione-torsionale nei programmi di calcolo di natura commerciale. Taluni programmi la ignorano, ed altri la sottovalutano. L'insidia è anche dovuta alla dispersione dei valori del modulo E di elasticità dell'acciaio, che comunemente è ritenuto una costante fissa.

V. Piluso, nel corso dello stesso workshop, ha illustrato alcuni eventi che hanno portato al collasso coperture di tribune. Il collasso ha potuto avere, come concausa, la instabilità flessione torsionale non prevista per alcune briglie. Le coperture coinvolte coprivano tribune isolate le une dalle altre, mediante schemi a mensola pressoché isostatica. Per tali strutture vi è interesse a minimizzare il peso proprio, e da ciò nasce il ricorso a profili sottili (figure 1 - 2), e conseguentemente il pericolo di instabilità. Il presente articolo prende spunto dalle strutture di copertura di stadi di calcio. Gli stadi maggiori hanno coperture continue, che coprono come corpo tridimensionale l'intero stadio (figura 3). Quando la struttura è completata, il pericolo di instabilità sulle singole aste è sotto controllo. In questi casi si realizza la iperstaticità o redundancy, auspicata dall'Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”. La proprietà caratterizza una struttura che abbia più vincoli che gradi di libertà. Quando si chiede una redundancy, in generale si accompagna la richiesta con quella di due altre proprietà: uniformità e simmetria. Nella accezione richiamata nel presente articolo, la redundancy è invocata per due circostanze:

1. per “opere prime” ovvero strutture prive di precedenti, come sono stati generalmente gli stadi più importanti.
2. Per carichi comunque diretti, e non solo per i carichi sismici (come richiede l'Eurocodice 8).

Tra gli esempi presentati da Piluso, vi è stata una struttura di copertura nella quale le azioni eoliche superavano marginalmente i limiti elastici.

Tuttavia la circostanza ha comportato anche la inversione di segno della azione assiale di alcune aste, innescando una instabilità. La redundancy mira a coprire tali circostanze, in particolare se la struttura è un'opera prima, priva di precedenti esperienze.

Quando la copertura non è isolata, ma copre come corpo tridimensionale l'intero stadio, può sussistere il pericolo di instabilità nella fase temporanea di costruzione, quando la tridimensionalità della struttura non è ancora realizzata, e parti della copertura si comportano ancora come mensole isostatiche (figure 4 - 5). La redundancy è bene sia presente prevedendo anche le fasi temporanee di costruzione.

Oltre alla instabilità flessione torsionale, che interessa precipuamente strutture a mensola, nell'articolo si richiamano altri eventi difficilmente prevedibili, che hanno interessato uno degli stadi italiani, che pure rientrava nella categoria *elite*, ovvero di categoria 4, la massima.

Tra gli eventi difficilmente prevedibili si segnalano gli effetti della corrosione dovuta a correnti vaganti ed a correnti galvaniche. Occorre quindi poter disporre di un monitoraggio continuo e prevedere la possibilità di interventi di manutenzione anche straordinaria.

Per i ponti, in argomento sono le *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* di recente emanazione. Dichiarano la istituzione dell'archivio informatico nazionale delle opere pubbliche, AINOP. È una vasta banca dati, contenente tra l'altro i dati anagrafici e varie classificazioni dei ponti esistenti, basato su strumenti digitali tecnologicamente avanzati, in particolare il BIM.

Ad un seminario del 3 giugno 2020, il provveditore Pietro Baratonno ha presentato lo AINOP. Il seminario è stato l'occasione per evidenziare il gap esistente tra segnali sparsi di latente pericolo di singole opere, e una centrale operativa in grado di raccogliere i segnali e muovere interventi. Secondo l'ing. Baratonno, lo AINOP richiede una decina di anni per raccogliere una mole di dati adeguata, e diventare operativo. Nel frattempo, vale ancora, per ogni opera importante come un ponte, l'attività di una Commissione monitoraggio e manutenzione.

*Corresponding author. Email: castellani.aaa@hotmail.it



Fig. 1 - Il vecchio Stadio Twickenham, (Richmond upon Thames, sobborgo di Londra), capace di ospitare 75.000 spettatori seduti, disposti su quattro tribune separate tra loro.

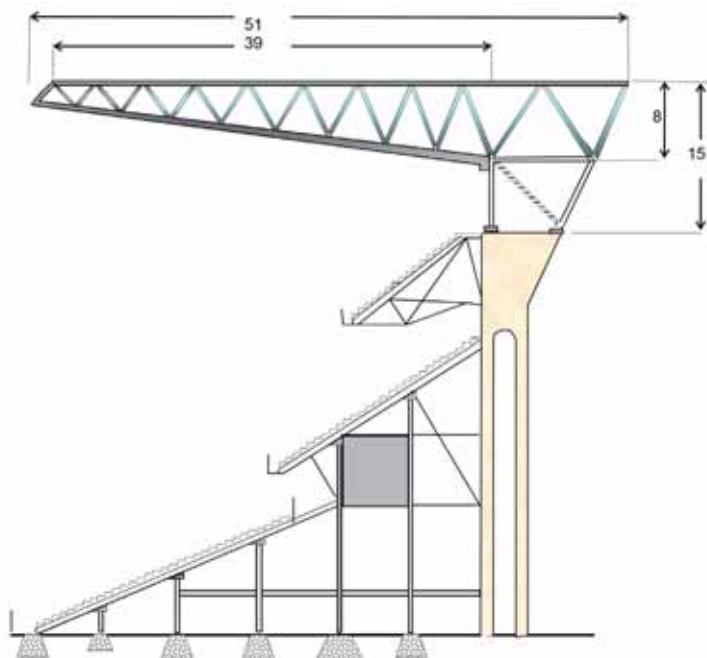


Fig. 2 - Sezione della copertura del vecchio Stadio Twickenham. Tra le coperture indipendenti l'una dall'altra è una delle più estese.



Fig. 3 - Il Feijenoord Stadion, di Rotterdam, soprannominato de Kuip (La tinozza). 65.000 spettatori. Copertura a due falde. Copre solo le tribune alte. È visibile la macchina per la manutenzione. Nel 2014 il Feyenoord ha deciso di rinnovare lo stadio portandolo a 70.000 posti, con una copertura rimovibile. Nel 2020 il progetto è stato abbandonato.

2. MONITORAGGIO E MANUTENZIONE

Prendendo ancora spunto dalle strutture di copertura di stadi di calcio, l'affidamento di monitoraggio e manutenzione ad una Società esterna, con un contratto pluriennale, richiede la presenza di una Commissione interna che funga da cerniera tra la Gestione dello stadio e la Società esterna. Ha il compito di far osservare il rispetto di tutte le Norme competenti. Il collaudo decennale completa questa attività. Si confronta con gli aggiornamenti delle Norme strutturali, che anch'esse tendono ad aggiornarsi con cadenza decennale.

Ogni stadio è un'opera unica, in genere priva di precedenti e repliche. Prevedere possibili difetti o inconvenienti è arduo in un'opera priva di precedenti. Occorre quindi poter disporre di un monitoraggio continuo e prevedere la possibilità di interventi di manutenzione anche straordinaria. La manutenzione dovrebbe riuscire a mantenere quanto possibile la struttura in uno stato di conservazione prossimo a quello iniziale.

Limitando ancora l'attenzione agli stadi, il costo per la manutenzione programmata di un impianto può essere stimato come percentuale dell'investimento necessario per l'intera costruzione, incluse le opere accessorie, ma esclusa l'acquisizione del terreno. Tale costo dipende da più fattori: il tipo di copertura (parziale o completa, apribile, accessibile ovunque), la vetustà dell'impianto, il contesto climatico. Dipende inoltre dagli standard di sicurezza adottati (sistemi di allarme, recinzione ed anti intrusione, video-sorveglianza). È condizionato, infine, dai materiali utilizzati: il legno, ad esempio, essendo un materiale "vivo", necessita di attenzioni particolari e di una corretta manutenzione per preservare al meglio le sue caratteristiche.

Tenendo in debito conto tali variabili, il costo annuo per mantenere l'impianto in uno stato di conservazione prossimo allo stato originario, è stimabile in un ampio intervallo di valori:

$$C = 2 \div 4 \%, \text{ del costo dell'impianto.}$$

Nelle figure 14 e 15 sono riportate alcune immagini dello stadio di Wembley, per il quale il monitoraggio potrebbe usufruire dell'opera di droni, ma la manutenzione della copertura presenta difficoltà. La attività di manutenzione dovrebbe essere prevista in sede di progettazione.

3. COPERTURE CHE REALIZZANO UN ANELLO CHIUSO E COPERTURE A MENSOLA

Nei grandi stadi in genere la copertura interessa le gradonate, o parti di esse, e generalmente si chiude sull'intero stadio. Le dimensioni sono proporzionate al campo di gioco: per i campi da calcio raggiungono le luci massime, maggiori di quelle di stazioni ferroviarie, sale per conferenze, teatri, cinema, o padiglioni espositivi. Rispetto alle coperture di centri commerciali, peculiare è l'assenza di appoggi intermedi, utilizzati in passato, ma pregiudizievoli alla visibilità.

La copertura di tribune isolate, con strutture a mensola, sono reputate oggi di minor interesse. Sono più esposte al vento, e quindi anche alla pioggia "di stravento". La figura 2 mostra lo schema della copertura delle tribune dello Stadio Twickenham (figura 1), destinato al rugby, capace di ospitare 75.000 spettatori seduti. A conferma di quanto affermato prima, il nuovo Stadio che sostituisce quello delle figure 1 e 2, realizza uno schema prossimo alla copertura continua su tutto il perimetro, mentre la struttura originale ha quattro strutture di copertura indipendenti.

Per strutture di copertura indipendenti, a mensola, l'analisi di V. Piluso relativa a 4 collassi rivela difetti di vario genere, sottodimensionamento dei carichi da vento, e difetti di esecuzione delle saldature. In questa sede si sottolinea il fatto che gli eventi hanno due aspetti in comune:

1) appartengono a strutture prossime allo schema strutture isostatiche.

L'Eurocodice 8 sostiene che una qualità fondamentale per un buon comportamento è la *redundancy*. La vulnerabilità di strutture isostatiche è particolarmente marcata in strutture a mensola, dove è imperativo ridurre al minimo il peso proprio. L'azione del vento può comportare



Fig. 4 - "De Grolsch Veste" è lo stadio di casa del Twente, situato a Enschede in Olanda. L'impianto è stato inaugurato nel 1998 per sostituire il Diekman Stadion. e ha già avuto un restauro nel 2008 (quando era chiamato Arke Stadion), aumentando la capacità dello stadio da 13.250 a 24.000 posti a sedere. Successivi lavori avevano lo scopo di estendere la capacità delle tribune da 24.000 a 30.000 posti, aggiungendo un nuovo livello sopra quelli esistenti.



Fig. 5 - Il 7 luglio 2011 è crollata una parte del tetto dello stadio mentre era in fase di ristrutturazione. La struttura, nella configurazione finale, era redundant. Tuttavia nel corso della costruzione, parti della struttura erano in condizioni di mensola pressoché isostatica. La redundancy è bene sia presente prevedendo anche le fasi temporanee di costruzione.

la inversione di segno nella azione assiale di alcune aste. Ne consegue una ridotta resistenza in condizioni di *low cycle fatigue*.

- 2) Come già richiamato, ogni stadio è un'opera unica, in genere priva di precedenti e repliche, con quanto ne consegue. Un'opera priva di precedenti e repliche richiede una ispezione più capillare per sopperire alla mancanza di esperienza e familiarità con l'opera. È buona norma approfondire in genere la ispezione rispetto alla ispezione di routine.

4. REDUNDANCY (NON SOLO IN CONDIZIONI DI CARICO SISMICO)

Redundancy in italiano è iperstaticità. La proprietà caratterizza una struttura che abbia più vincoli che gradi di libertà. Quando si chiede una *redundancy*, in generale si accompagna la richiesta con quella di due altre proprietà: uniformità e simmetria. Nel seguito per semplicità con *redundancy* indicheremo l'insieme delle tre proprietà iperstaticità, uniformità, e simmetria.

In teoria la *redundancy* non è richiesta se tutte le condizioni di carico sono verificate entro i limiti elastici. In talune particolari condizioni di carico, se uno o più elementi strutturali superano i limiti elastici, la *redundancy* comporta di poter trovare una nuova condizione di equilibrio. Per elementi metallici, tale condizione deve essere raggiunta mantenendo gli elementi compressi tutti entro i limiti elastici.

La *redundancy* è particolarmente importante in condizioni sismiche. Sotto le sollecitazioni del sisma di riferimento, si consente che la struttura sia danneggiata e possa subire deformazioni permanenti. Non deve subire collasso e, al limite, deve essere in grado di sopportare nuovamente le sollecitazioni sismiche di riferimento.

Sotto l'azione di carichi sismici la iperstaticità, accompagnata da uniformità e simmetria, consente di ridistribuire i carichi: si parla di una diffusa dissipazione di energia, con un incremento del valore totale della energia



Fig. 6 - Santiago Bernabéu Madrid, utilizzato per le partite casalinghe del Real Madrid. Originariamente chiamato Stadio Chamartin, fu inaugurato nel 1947 e fu ribattezzato con l'attuale nome nel 1955 in onore del presidente Santiago Bernabéu. La copertura non realizza lo schema anello chiuso. Tuttavia la parte mancante dell'anello è a mensola ma non è a mensola isostatica, grazie alla presenza degli stralli.

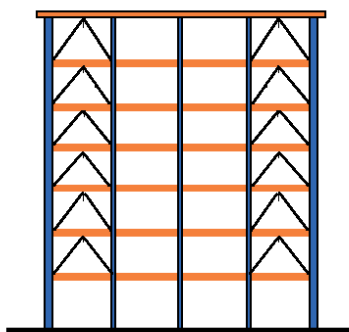


Fig. 7 - Soft storey - non uniformità rispetto a carichi orizzontali



Fig. 8 - Piccione in vista in prossimità alla sede dell'ancoraggio di una fune portante. Nel tempo le sedi sono divenute nidi di piccioni.



Fig. 9 - Tirante del manto di copertura.



Fig. 10 - Tirante privo di corrosione a destra, e pressoché corroso nel tratto a sinistra. Il tirante, fatto di fili di diametro di pochi mm, è particolarmente sensibile alla corrosione. Sono stati sostituiti con tiranti in acciaio inox.

dissipata. Per le condizioni di carico che coinvolgono azioni sismiche, ai sistemi strutturali caratterizzati da un alto grado di iperstaticità sono assegnati valori più elevati del coefficiente di comportamento. Si è quindi incentivati a cercare un elevato grado di iperstaticità.

La capacità di redistribuzione necessaria può essere ottenuta mediante le disposizioni riguardanti la duttilità locale, date da varie prescrizioni segnalate nell'Eurocodice 8, per resistere a carichi orizzontali.

Tra gli esempi presentati da Piluso, vi è una struttura di copertura nella quale le azioni eoliche superano marginalmente i limiti elastici. Tuttavia la circostanza comporta anche la inversione di segno della azione assiale di alcune aste, innescando una instabilità. La *redundancy* mira a coprire tali circostanze, segnatamente quando l'opera è un'opera prima, priva di precedenti esperienze.

Nella accezione richiamata nel presente scritto, la *redundancy* è quindi invocata per carichi comunque diretti. A titolo di esempio, nella figura 6 è mostrato un tratto della copertura delle tribune dello Stadio Bernabeu di Madrid, ove la struttura è a mensola, ma la mensola è sostenuta anche da stralli.

5. BIM MANAGER, COMMON DATA MANAGER, (CDM) ED AINOP

Facciamo riferimento alle *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* di recente emanazione. Dichiarano la istituzione dell'archivio informatico nazionale delle opere pubbliche, AINOP. È una vasta banca dati, contenente tra l'altro, i dati anagrafici e varie classificazioni dei ponti esistenti. Ad un seminario del 3 giugno 2020, il provveditore Pietro Baratonio ha presentato lo AINOP come uno strumento che, per essere efficace, richiede un passaggio generazionale, in quanto basato su strumenti digitali tecnologicamente avanzati, in particolare il BIM. Richiede un BIM Manager ed un CDM, Common Data Manager. Lo strumento ha già cominciato a raccogliere schede e dati.

Concretamente l'ing. Antonella Cosentino della Università di Pisa ha illustrato la catalogazione dell'insieme di 261 ponti esistenti di vario tipo, ponte a volte massicce, ponte a travata ed altri ancora. Ha presentato più elaborazioni e più classificazioni, tra le quali quelle che raccolgono i difetti strutturali. Su alcuni ponti in esercizio si riscontrano degradi strutturali importanti.

In circostanze deprecabili ma realistiche, le segnalazioni dello stato di sicurezza di una singola opera possono finire su un binario morto. Il seminario è stata l'occasione per segnalare il gap esistente tra le segnalazioni di latente pericolo della singola opera, e una centrale operativa in grado di raccogliere i segnali sparsi e muovere interventi.

Secondo l'ing. Baratonio, lo AINOP richiede una decina di anni per raccogliere una mole di dati adeguata e divenire operativo. Nel frattempo, vale ancora, per ogni opera, l'attività di una Commissione monitoraggio e manutenzione.

6. DIFETTI DIFFICILMENTE PREVEDIBILI

Nel seguito analizzeremo lo Stadio Olimpico in Roma, uno degli Stadi italiani nella categoria *elite* ovvero di categoria 4, la massima. Uno stadio in tale categoria può ospitare le finali delle due maggiori competizioni UEFA per club, la UEFA Champions League e la UEFA Europa League. Per le finali di UEFA Champions League verranno molto probabilmente scelti impianti con una capacità di almeno 70.000 spettatori per problemi di sicurezza.

La presente analisi verte su eventi del tutto impreveduti in sede di progettazione, che riguardano elementi secondari della copertura:

- danni prodotti da volatili presenti nell'area dello Stadio (figura 8);
- Danni prodotti da correnti galvaniche o da correnti vaganti (figure 9-12);
- Danni prodotti da vegetazioni spontanee, cresciute per un accumulo insignificante di humus, portato dal vento;

11



12



13



Fig. 11 – Tiranti del telo, ossidati per metà bullone, e indenni da attacchi ossidanti nel restante stelo. Fig. 12 – Dettagli dell'anello di funi centrale con bulloni ossidati. Fig.13 – corda in acciaio, o cavetto, e stelo. La corrosione ha fatto rompere alcuni fili dell'avvolgimento del cavetto. La sezione così ridotta ha ceduto.

- Principi di danni per accumulo di acqua in posizioni dove il naturale smaltimento dell'acqua è stato ostacolato da foglie portate dal vento;
- Potenziali danni, prodotti dalla chiusura delle bocche di lupo nel muro contro-terra limitrofo allo Stadio.

L'articolo si limita ad esaminare i primi due eventi. Peraltro, sottolinea la imprevedibilità di tutti tali eventi. Siamo in circostanze ben lontane da quelle dei 4 crolli esaminati da V. Piluso, e lontane anche da quelle che hanno prodotto il crollo delle tribune dello Stadio Twente in Olanda (figure 4 – 5). Nessuno di questi difetti interessa infatti la stabilità strutturale. Hanno avuto tuttavia una rilevanza economica.

6.1. Correnti galvaniche

Le correnti galvaniche si creano tra due metalli di diverso potenziale elettrico (alluminio – acciaio; bronzo – alluminio, e soprattutto acciaio al carbonio – acciaio inossidabile), immersi in un elettrolita. L'elettrolita più comune è la pioggia acida, ed in genere l'umidità mista a salsedine. Per la formazione di una corrente galvanica tra due metalli non è necessario che i due siano immersi in acqua. Essi possono essere anche all'asciutto, dove però si è depositato del sale che entrando in contatto con l'umidità dell'aria forma l'elettrolita.

In presenza di corrente galvanica, il metallo con minor potenziale elettrico si consuma, si scioglie nell'elettrolita, mentre il metallo con il potenziale maggiore, anodo, rimane intatto.

Le correnti galvaniche possono essere più o meno intense e quindi creare danni diversi. La loro intensità dipende:

- dal potenziale dei due metalli: maggiore è la differenza di potenziale, maggiore sarà la corrente;
- dalla temperatura ambiente: maggiore è la temperatura, maggiore sarà la corrente;
- dalla salinità dell'acqua: più questa è salata più conduce;
- dal rapporto di massa dei due metalli: se il catodo (il metallo a potenziale maggiore), ha massa maggiore dell'anodo, ovvero il metallo a minore potenziale (quello che viene corrosa), questo si consumerà più rapidamente. In genere non è il caso negli impianti in oggetto, che hanno molte opere in acciaio al carbonio, e poche in acciaio inossidabile. Questo comporta che le correnti galvaniche siano un pericolo solitamente remoto.

6.2. Correnti vaganti

Le correnti vaganti sono più pericolose di quelle galvaniche. Si creano quando la corrente di ritorno (alle batterie nel caso di correnti continue) non passa attraverso i canali previsti, (ovvero il cavo che arriva al nega-



Fig. 14 – Wembley, 90 000 spettatori. L'arco, alto 133 m e lungo 315 m, sorregge la copertura dello stadio.



Fig. 15 – l'arco durante la costruzione ha richiesto l'intervento di acrobati. Il monitoraggio dell'arco può usufruire di droni, ma la eventuale manutenzione sarà sempre una difficoltà.

tivo della batteria), ma prende altre strade. Si verifica ogni qualvolta il cavo nel quale dovrebbe correre la corrente elettrica è in qualche modo danneggiato. In questo caso, la corrente di ritorno (verso la batteria nel caso di continua), abbandona il cavo e prende una strada alternativa, quale può essere, ad esempio nel campo della nautica, l'acqua della sentina. Queste correnti sono in genere più intense di una galvanica e non hanno bisogno della presenza di due metalli, possono attaccare qualunque metallo, non importa il suo potenziale. È un pericolo creato da impianti abbandonati e non completamente rimossi.

Per difendersi dalle correnti vaganti bisogna mantenere l'impianto elettrico in perfette condizioni. Un qualunque filo spellato o un interruttore arrugginito possono causare dispersioni elettriche anche importanti. Un esempio elementare: quando si fa una giuntura tra due cavi di rame, si deve evitare di accoppiarli torcendoli su loro stessi e sigillando il tutto con del nastro adesivo. Si devono usare i morsetti e su di questi il nastro adesivo isolante. Si sostituiscano gli interruttori quando questi presentano tracce di ruggine. Una buona messa a massa evita in genere i danni prodotti dalle correnti vaganti. Nelle opere in calcestruzzo, è bene che

tutte le armature siano in contatto elettrico tra loro e il tutto sia collegato efficacemente "a terra".

7. SOLUZIONI STRUTTURALI CHE UFFICIALMENTE NON HANNO RIVELATO DIFETTI, MA PER LE QUALI LA MANUTENZIONE PRESENTA DIFFICOLTÀ.

La soluzione di sorreggere la copertura mediante grandi archi trova la sua massima realizzazione nell'arco di Wembley, alto 133 m. Per simili altezze sorge la difficoltà di accedere ai punti di ancoraggio dei cavi, ai fini del monitoraggio e della manutenzione, un problema presente anche ad Atene, con un arco di altezza 72 m.

La pista di atletica è montata solo quando necessario, coprendo una parte del terreno di gioco, e riducendo i posti a 70.000 spettatori. L'arco ha diametro 315 m, è formato da gabbie di tubi lunghe 7 m, ed è pendente di 22° verso Nord. Sorregge tutta la copertura Nord e parte delle altre.

Chiudibile dai tre lati Est, Sud, Ovest.

La copertura ha un'area di 40.000 m², come lo Stadio Olimpico, dei quali 13.700 sono mobili.

RIFERIMENTI

- [1] Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" DM 560 del 2017.
- [2] D.M. 1996 sulla sicurezza degli impianti sportivi. Per gli stadi con capienza > 7500 spettatori prevede un collaudo ogni 10 anni.
- [3] Norma UNI EN 13241-1: Sui cancelli.
- [4] Norma UNI EN 13200: Installazioni per gli spettatori.
- [5] Legge per lo sviluppo dell'impiantistica sportiva Legge n° 147. Guida all'applicazione Pubblicata su Spazio Sport gennaio febbraio 2014.
- [6] Protocollo Malagò sulla sicurezza negli stadi. 2019: Norme che responsabilizzano figure centrali come lo steward ed il supporter liaison officer (SLO), e dell'adeguamento agli standard europei. Ministero dell'Interno Roma, 18 luglio 2018. Modelli organizzativi e procedurali per garantire alti livelli di sicurezza in occasione di manifestazioni pubbliche – Direttiva.
- [7] A. Castellani, C. Chesi, C. Castiglioni, B. Cordova Strutture in Acciaio: Fatica Oligociclica Steel Structures: Low-Cycle Fatigue Costruzioni Metalliche | GEN-FEB 2019.
- [8] A. Plumier, M. R. Agatino, A. Castellani, C.A. Castiglioni, C. Chesi, Resistance of steel connections to low-cycle fatigue 11th European Conference on Earthquake Engineering © 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 982 3.
- [9] Taucer, F., Negro, P., Colombo, A. 1999. Cyclic testing of the steel frame. Final Report. Special Publication N. I.98.160. Elsa Laboratory. Joint Research Centre. Ispra – Italy.
- [10] Lozza, S., Peano, A., Pellegrini, R., Castellani, A., Castiglioni, C., Chesi, C., Colombo, A., Negro, P., Taucer, F., Plumier, A., Carydis, P. 1998. Improved assessment of steel buildings performance during earthquakes – Steelquake. Report. Contract ENV4-CT96-0278.
- [11] IIS. Integrità strutturale delle costruzioni saldate. Progettazione delle giunzioni. Istituto Italiano per la saldatura, 2016.
- [12] UNI EN 1289:2003 Non-destructive testing of welds - Penetrant testing of welds - Acceptance levels. Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo delle saldature mediante liquidi penetranti - Livelli di accettabilità
- [13] UNI EN 1290:2003 Non-destructive testing of welds - Magnetic particle testing of welds Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature
- [14] UNI EN 1291:2003 Non-destructive testing of welds - Magnetic particle testing of welds - Acceptance levels. Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo magnetoscopico con particelle magnetiche delle saldature - Livelli di accettabilità
- [15] UNI EN 1435:2004 Non-destructive testing of welds - Radiographic testing of welded joints Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo radiografico dei giunti saldati
- [16] UNI EN 12062:2004 Non-destructive examination of welds - agente General rules for metallic materials. Controllo non distruttivo delle saldature
- [17] Regole generali per i materiali metallici
- [18] R. Landolfo, "Progettazione Sismica delle Strutture di Acciaio: nuovi orientamenti della ricerca e sviluppo del quadro normative", Costruzioni Metalliche n. 4/2017.
- [19] V. Piluso, Workshop on line: Errori e Criticità nella Progettazione, Esecuzione e Controllo di Strutture di Acciaio" maggio 2020.
- [20] C. Bernuzzi, Workshop on line: "Errori e Criticità nella Progettazione, Esecuzione e Controllo di Strutture di Acciaio" maggio 2020.
- [21] M. Simoncelli, Workshop on line: "Errori e Criticità nella Progettazione, Esecuzione e Controllo di Strutture di Acciaio", maggio 2020.
- [22] Ohad Idels O. Lavan, Progettazione sismica formale ottimizzata per le prestazioni dei telai di resistenza ai tempi in acciaio Computer & Strutture 235:106269 luglio 2020.

CHECK LIST PER IL CONTROLLO TECNICO DELLE STRUTTURE METALLICHE

CHECK LIST FOR THE TECHNICAL CHECK OF METALLIC STRUCTURES

Ing. Marco Torricelli*

Mi sono occupato per anni di controllo tecnico delle costruzioni e in questo ambito mi sono reso conto che spesso e volentieri si trascura l'evidenza dei controlli effettuati. In pratica ci si "scorda" di verbalizzare i controlli eseguiti con i relativi esiti. Ebbene l'obiezione che mi viene rivolta quando faccio presente questa mancanza è che "il tempo è poco" o che "non c'è tempo per fare tutto" o ancora che "considerando l'onorario pattuito con il cliente qualcosa si deve trascurare". Non voglio convincere nessuno ma sensibilizzare sì. Verbalizzare i controlli fatti deve diventare una abitudine sia per l'Impresa che per la Direzione Lavori. E per "risparmiare tempo" servono strumenti semplici e agili ma completi ed accurati. Con queste premesse ho voluto creare delle check list da utilizzare per il controllo della carpenteria metallica. Sono schemi che danno una base per il controllo quotidiano affrontato dai tecnici operanti nei cantieri. Schemi che possono essere ampliati a seconda delle esigenze. Gli stessi schemi possono poi essere sviluppati a livello software con strumenti di facile impiego (es. Google Moduli). Volentieri sono a disposizione di chi vorrà contribuire alla crescita delle checklist.



Museo dell'Opera del Duomo - Firenze

*Corresponding author. Email: ing.torricelli@gmail.com

CONTROLLO PRELIMINARE OFFICINA DI CARPENTERIA METALLICA

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Classe di esecuzione officina (EXC)	La EXC dell'officina deve essere compatibile con la/e EXC richiesta/e dal progetto	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
2	Certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica	Presenza	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Certificato ISO 3834	Presenza in conformità a tabella 11.3.XII DM 17/1/18	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
4	Fac-simile Dichiarazione di Prestazione (DoP)	• Presenza • Contenuti conformi a Reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
5	Fac-simile Etichettatura CE	• Presenza • Contenuti conformi a Reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE DOCUMENTALE CARPENTERIA METALLICA MARCATA CE

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Documento di trasporto (DDT)	• Presenza • Riferimenti alle DoP per rintracciabilità	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DDT n. _____ del _____
2	Etichettatura CE	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Dichiarazione di Prestazione (DoP)	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DoP n. _____
4	Dossier saldature	Il Dossier deve contenere: • Certificato ISO 3834; • WPS; • WPQR; • Risultati PND; • Qualifiche saldatori (ISO 9606-1/ISO14732); • Marcatura CE materiale apporto saldatura.	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
5	Dossier trattamenti superficiali	Il Dossier deve contenere: • Descrizione del ciclo del trattamento; • Schede tecniche materiali impiegati; • Risultati prove di spessore applicato e adesione.	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE DOCUMENTALE CARPENTERIA METALLICA NON MARCATA CE

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Documento di trasporto (DDT)	Presenza	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DDT n. _____ del _____
2	Attestato denuncia attività	Presenza sul DDT del riferimento all'Attestato	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Attestazione prove di controllo interne	Presenza in allegato al DDT	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
4	Attestazione giorni di lavorazione della fornitura	Presenza in allegato al DDT	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
5	Rintracciabilità dei materiali di base	Collegamento tra elementi e certificati 3.1/marcatura CE	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
6	Dossier saldature	Il Dossier deve contenere: • Certificato ISO 3834; • WPS; • WPQR; • Risultati PND; • Qualifiche saldatori (ISO 9606-1/ISO14732); • Marcatura CE materiale apporto saldatura.	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
7	Dossier trattamenti superficiali	Il Dossier deve contenere: • Descrizione del ciclo del trattamento; • Schede tecniche materiali impiegati; • Risultati prove di spessore applicato e adesione.	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE DOCUMENTALE BULLONERIA MARCATA CE (EN 15048, EN 14399)

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Documento di trasporto (DDT)	• Presenza • Riferimenti alle DoP per rintracciabilità	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DDT n. _____ del _____
2	Etichettatura CE	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Dichiarazione di Prestazione (DoP)	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DoP n. _____
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE DOCUMENTALE BULLONERIA NON MARCATA CE

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Documento di trasporto (DDT)	Presenza	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DDT n. _____ del _____
2	Attestato denuncia attività	Presenza sul DDT del riferimento all'Attestato	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Attestazione prove di controllo interne	Presenza in allegato al DDT	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
4	Attestazione giorni di lavorazione della fornitura	Presenza in allegato al DDT	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
5	Rintracciabilità dei materiali di base	Collegamento tra elementi e certificati 3.1/marcatura CE	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE DOCUMENTALE ANCORANTI

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Documento di trasporto (DDT)	• Presenza • Riferimenti alle DoP per rintracciabilità	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DDT n. _____ del _____
2	Etichettatura CE	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Dichiarazione di Prestazione (DoP)	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EU 305/2011	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	DoP n. _____
4	ETA	Presenza	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE SPERIMENTALE MATERIALI

#	CONTROLLO	FREQUENZA	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Elementi carpenteria metallica	3 prove/90 ton con un minimo di 3	Si veda la "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali"	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
2	Lamiere grecate e profili formati a freddo	3 prove/15 ton con un minimo di 3**	Si veda la "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali"	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Bulloni e chiodi	3 campioni/1500 pezzi con un minimo di 3***	Si veda la "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali"	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
4	Giunzioni meccaniche	3 campioni/100 pezzi con un minimo di 3****	Si veda la "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali"	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	

* Per opere in cui si hanno meno di 2 tonnellate di carpenteria metallica il numero di prove è stabilito dal Direttore dei Lavori.
 ** Per opere in cui si hanno meno di 0,5 tonnellate di lamiere grecate/profilati formati a freddo il numero di prove è stabilito dal Direttore dei Lavori.
 *** Per opere in cui si hanno meno di 100 bulloni il numero di prove è stabilito dal Direttore dei Lavori.
 **** Per opere in cui si hanno meno di 10 giunzioni il numero di prove è stabilito dal Direttore dei Lavori.

Esecutore responsabile del controllo:
☐ Direzione Lavori
☐ Impresa appaltatrice
☐ Subappaltatore

Data: _____

Firma: _____

CONTROLLO IN CAMPO SULLE SALDATURE FATTE IN OPERA

#	CONTROLLO	FREQUENZA	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Dossier saldature	1/inizio lavori	Il Dossier deve contenere: • Certificato ISO 3834; • WPS; • WPQR; • Qualifiche saldatori (ISO 9606-1); • Marcatura CE materiale apporto saldatura.	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
2	Qualifica Operatore prove non distruttive (PND)	1/inizio lavori	Qualifica secondo ISO 9712 (II Livello) per le PND da eseguire	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Prove non distruttive (PND)	• 100% VT • Altre prove a discrezione DL	ISO 5817 (Livello di qualità da progetto)	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	

Esecutore responsabile del controllo:
☐ Direzione Lavori
☐ Impresa appaltatrice
☐ Subappaltatore

Data: _____

Firma: _____

CONTROLLO IN CAMPO SUL MONTAGGIO DELLE STRUTTURE

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Condizioni del cantiere	EN 1090-2 p.to 9.2	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
2	Progetto del metodo di montaggio (a cura del progettista)	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EN 1090-2 p.to 9.3.2	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Metodo di montaggio del costruttore	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EN 1090-2 p.to 9.3.2	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
4	Disegni di montaggio	• Presenza • Contenuti conformi a reg. EN 1090-2 p.to 9.3.2	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
5	Movimentazione dei carichi	Evitare/ridurre al minimo i danneggiamenti (poi da ripristinare)	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
6	Tolleranze geometriche di montaggio	In assenza di valori da capitolato si faccia riferimento alla appendice D della EN 1090-2 (tolleranze essenziali e funzionali)	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	Report topografico
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

CONTROLLO IN ACCETTAZIONE DOCUMENTALE TIPO ETICHETTATURA CE

#	CONTROLLO	CRITERIO DI ACCETTABILITÀ	ESITO	NOTE/ALLEGATI
1	Etichetta secondo metodo 1*	L'etichetta deve contenere: • Simbolo "CE" • N° organismo notificato • Nome e indirizzo produttore • Anno di prima apposizione della Marcatura CE (ultime 2 cifre) • N° certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica • N° norma armonizzata • Descrizione prodotto • Tolleranze geometriche secondo EN 1090-2 • Saldabilità • Resilienza • Reazione al fuoco • Rilascio cadmio • Radioattività • Durabilità • Progettazione (NPD) • Fabbricazione secondo la MPCs n...., EN 1090-2, EXC...	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
2	Etichetta secondo metodo 2**	L'etichetta deve contenere: • L'etichetta deve contenere: • Simbolo "CE" • N° organismo notificato • Nome e indirizzo produttore • Anno di prima apposizione della Marcatura CE (ultime 2 cifre) • N° certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica • N° norma armonizzata • Descrizione prodotto • Tolleranze geometriche secondo EN 1090-2 • Saldabilità • Resilienza • Reazione al fuoco • Rilascio cadmio • Radioattività • Durabilità • Capacità di supporto del carico secondo Eurocodice3 + A nesi Tecnici Nazionali (si veda la relazione di calcolo) • Resistenza a fatica • Resistenza al fuoco • Fabbricazione secondo la MPCs n...., EN 1090-2, EXC...	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
3	Etichetta secondo metodo 3b***	L'etichetta deve contenere: • Simbolo "CE" • N° organismo notificato • Nome e indirizzo produttore • Anno di prima apposizione della Marcatura CE (ultime 2 cifre) • N° certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica • N° norma armonizzata • Descrizione prodotto • Tolleranze geometriche secondo EN 1090-2 • Saldabilità • Resilienza • Reazione al fuoco • Rilascio cadmio • Radioattività • Durabilità • Capacità di supporto del carico secondo DM 17/1/2018 (si veda la relazione di calcolo) • Resistenza a fatica • Resistenza al fuoco • Fabbricazione secondo la MPCs n...., EN 1090-2, EXC...	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	

Continua alla pagina seguente ►

4	Etichetta secondo metodo 3a****	L'etichetta deve contenere: • Simbolo "CE" • N° organismo notificato • Nome e indirizzo produttore • Anno di prima apposizione della Marcatura CE (ultime 2 cifre) • N° certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica • N° norma armonizzata • Descrizione prodotto • Tolleranze geometriche secondo EN 1090-2 • Saldabilità • Resilienza • Reazione al fuoco • Rilascio cadmio • Radioattività • Durabilità • Capacità di supporto del carico • Progettazione fornita dal cliente • Fabbricazione secondo la PPCS n....., EN 1090-2, EXC...	☐ Conforme ☐ Non conforme ☐ Non applicabile	
* La specifica del componente è del fabbricante (MPCS). Il fabbricante deve dichiarare i dati geometrici e le proprietà del materiale (il fabbricante non progetta). ** La specifica del componente è del fabbricante (MPCS). Il fabbricante deve dichiarare i dati geometrici, le proprietà del materiale e le caratteristiche strutturali (progetto svolto con eurocodici + appendici nazionali). *** La specifica del componente è del fabbricante (MPCS). Il fabbricante deve dichiarare i dati geometrici, le proprietà del materiale e le caratteristiche strutturali (progetto svolto con specifiche diverse da eurocodici + appendici nazionali). **** La specifica del componente è del cliente (PPCS). Il fabbricante dichiara di attenersi alla PPCS del cliente.				
Esecutore responsabile del controllo: ☐ Direzione Lavori ☐ Impresa appaltatrice ☐ Subappaltatore Data: _____ Firma: _____				

PROGETTO PER IL CONCORSO “MICROHOME 2019”

PROJECT FOR THE INTERNATIONAL COMPETITION “MICROHOME 2019”

Arch. Pasquale Lovero*

Già ordinario di Composizione architettonica e urbana presso Università Iuav di Venezia

Il concorso internazionale “Microhome 2019”, bandito da una organizzazione statunitense, aveva per oggetto una micro-casa di 25 metri quadrati netti. Il bando lasciava alla discrezione dei partecipanti la eventuale scelta del sito. Il progetto è stato elaborato dall’arch. Pasquale Lovero, con la collaborazione degli ingg. Francesco Mutignani e Piercarlo Romagnoni. Dopo aver preso in esame varie alternative, si è optato per una pianta rettangolare “a blocco aperto”, tripartita in rettangoli - due di m. 4,00x2,00 e uno di m. 4,00x3,00. L’artefatto, con altezza di m. 4,25, è stato previsto per un lotto del Lido di Venezia. Il sistema costruttivo è in acciaio, con solaio in lamiera grecata e soletta collaborante. Il rivestimento è in cotto a vista e in lamiera grecata. Le finestre, in PVC e legno, sono delle stesse misure ad eccezione di una, ma con sistemi di apertura diversi. Il riscaldamento è a pannelli radianti, mentre il raffrescamento è assicurato da unità a parete e unità a soffitto. La pompa di calore e il serbatoio di acqua piovana sono all’esterno, contigui a due delle pareti perimetrali. I pannelli fotovoltaici sono stati ubicati sul tetto piano - accessibile da una botola soltanto per manutenzione.

The project for the international competition “Microhome 2019” has been worked out in collaboration with the engineers Francesco Mutignani and Piercarlo Romagnoni. The competition asked to design a micro home of total floor area of 25 sqm for a young couple of professionals. It did not define the site - that was at the participants’ discretion. The notification listed “functional areas” - “Cooking”, “Living”, “Working”, “Sleeping” - rather than rooms, apart from a WC/Shower and a Storage. The accent of the programme was put on the “environmental sustainability”. Participants were requested to submit four boards of cm. 594x420, defined in their compulsory contents. The approach has contemplated first of all to take into account some examples of Modern and Contemporary architecture. The subject of the competition has suggested to work, in particular, on the distribution of the artifact. After formulating some alternative hypotheses of plans, it has been chosen the “open block rectangular plan” - m. 7,70x4,70; m. 2,30x1,00. The height of the artifact is 4,25 meters. The artifact has been inserted in a lot of m. 20,00x15,00, located in via Marco Polo, at the Lido di Venezia. It is furnished with a small swimming pool, a cabin and a storage. Surrounded by trees, hedges and wire net, it has no garage. The building system is constituted by steel structures and corrugated sheet with collaborating slab. Perimetrical walls are constituted by concrete panels. Facing is mainly with bricks; in the two sides of the smaller depth with corrugated sheet. The heating pump, the water rain tank and the septic tank have been located outside the artifact. The heating system is with radiating panels, while the cooling one works by means of wall units and floor units. The photovoltaic panels have been located on the flat roof.

LA PARTECIPAZIONE AL CONCORSO “MICROHOME 2019”, è stata motivata dall’interesse per la taglia della casa che si chiedeva di progettare, ‘benchè’ il bando di concorso fosse in *palese contrasto* con la “specie di architettura” e il “tipo di procedimento progettuale” personalmente adottati¹.

Al progetto hanno collaborato il prof. ing. Francesco Mutignani per le

strutture, e il prof. ing. Piercarlo Romagnoni per gli impianti.

Il bando di concorso invitava a progettare una micro home di 25,00 m² netti, per una coppia di giovani professionisti.

Esso innanzitutto poneva l’accento sulla “sostenibilità ambientale”.

In materia di destinazioni d’uso, elencava aree funzionali - “Cooking Area” (CA), “Living Area” (LA), “Working Area” (WA), “Sleeping Area” (SA) -

¹ La prima è di codice “neo-razionalista”, mentre il secondo è di caratteri “scientifico” e “processuale” - vedi P. Lovero, *La progettazione critica. Un tipo di procedimento progettuale*, Venezia, Cafoscarina, 2008.

*Corresponding author. E-mail address: ellevierrepi@alice.it

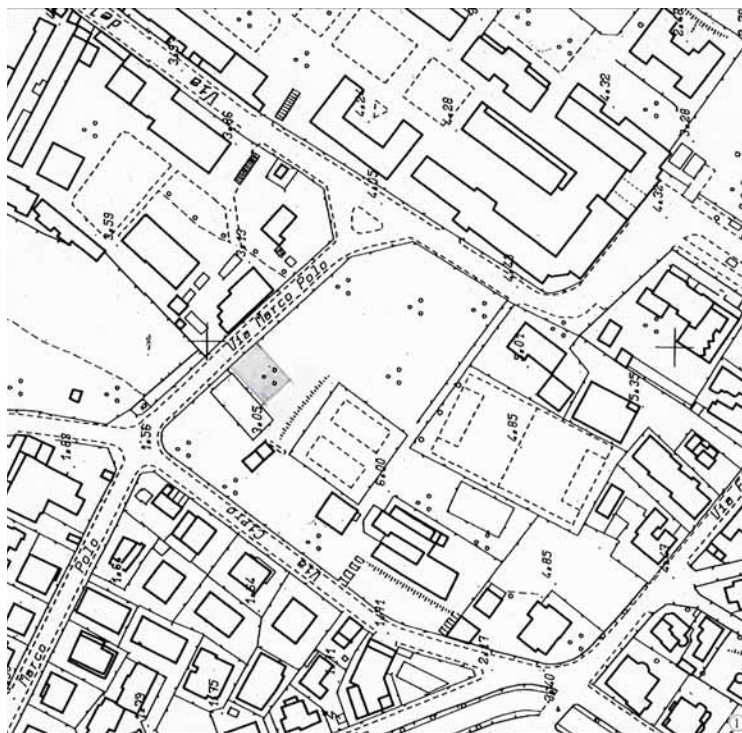


Fig. 1 - Venezia-Lido. Stralcio planimetrico con l'indicazione dell'area-progetto (1:2.500)

invece che delle cellule canoniche, oltre a un WC/Shower e uno Storage. Non dava, però, indicazioni sul sito di progetto, lasciando alla discrezione dei partecipanti la decisione di sceglierne uno o meno.

Venivano richieste quattro tavole di 594x420 cm, e indicati i contenuti obbligatori.

L'approccio ha contemplato innanzitutto una documentazione su precedenti omogenei.

Dagli "alloggi minimi" di epoca modernista alle diverse realizzazioni contemporanee, si è così delineato un quadro di riferimento per il progetto. Il tema del concorso *non poteva non implicare* riflessioni sulle differenze tra "micro-home" e "micro-house". Ciò ha indotto a mettere a fuoco l'articolazione distributiva dell'artefatto di progetto.

Sono state poi fatte delle esplorazioni allo scopo di delineare un repertorio di possibili soluzioni. Si sono prese in considerazione le seguenti ipotesi:

- a) pianta quadrata;
- b) pianta "a C";

- c) pianta rettangolare "a blocco aperto";
- d) pianta "a croce";
- e) pianta "a Z";
- f) pianta mistilinea;
- g) pianta circolare.

Il confronto tra le diverse ipotesi ha consentito di individuare nella pianta rettangolare "a blocco aperto" - 7,70x4,70 m; 2,30x1,00 m - quella più idonea.

La pianta trascelta è stata poi tripartita in due rettangoli di 4,00x2,00 m, e un rettangolo di 4,00x3,00 m.

L'artefatto ha una altezza di 4,25 m.

Tenendo conto delle caratteristiche del tema, si è pensato bene di inserire l'artefatto di progetto in un lotto di 20,00x15,00 m, ubicato in via Marco Polo, al Lido di Venezia - vedi figure 1-2.

Sul retro della casa, stati previsti una piccola piscina, uno spogliatoio e un magazzino.

Non è stato previsto il garage.

Le scelte progettuali in materia di componenti costruttive e impiantistiche hanno rispettato le direttive della UE e gli standard nazionali stabiliti per la residenza, avendo di mira il modello della "casa passiva".

Il sistema costruttivo dell'artefatto è costituito da strutture verticali in acciaio - tubi quadri 140 - e strutture orizzontali in acciaio - travi principali IPE 270; travi secondarie HEA 160 -; lamiera grecata e soletta collaborante - vedi figura 8.

Quanto alle pareti perimetrali, lo strato resistente interno è costituito da pannelli di conglomerato cementizio armato.

Il rivestimento è differenziato:

- in cotto a vista, nei corpi di 4,00x2,00 m;
- in lamiera metallica grecata, sui due lati del rettangolo di 4,00x3,00 m.

Le finestre, poche e di piccola taglia, sono in PVC e legno, a doppio vetro. Le finestre della LA e WA sono a bilico verticale; quella del CA a una partita; le finestre della SA e del L/S a ghigliottina.

Allo scopo di realizzare impianti che consentano la produzione di acqua calda igienica, riscaldamento con pannelli radianti e approvvigionamento di aria dall'esterno, si è combinato il modello dell'unità HVAC (Mitsubishi) con i moduli IDROBOX e IDROTANK.

La pompa di calore è stata ubicata all'esterno, sul fianco ovest dell'artefatto.

Il raffrescamento viene garantito da unità parete (4), e unità a soffitto (1). Il serbatoio dell'acqua piovana è anch'esso all'esterno, sul retro dell'artefatto, come la fossa settica.

I pannelli fotovoltaici (n. 8) sono stati collocati sul tetto piano.

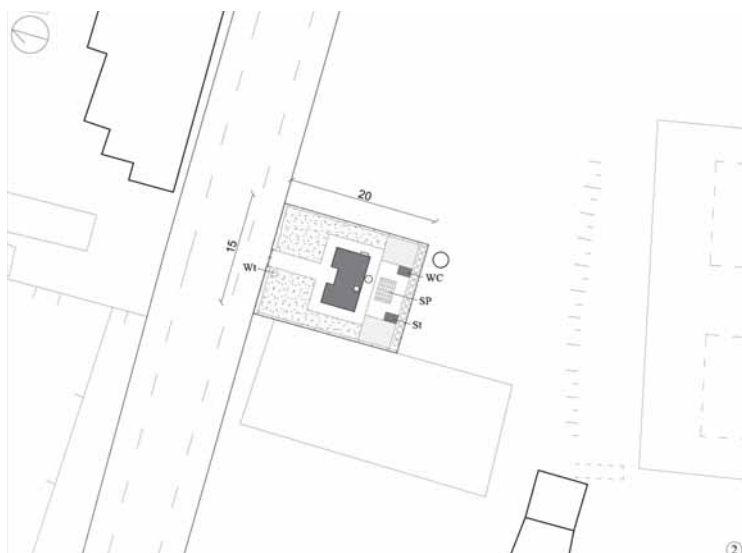


Fig. 2 - Progetto, site plan (1:500)

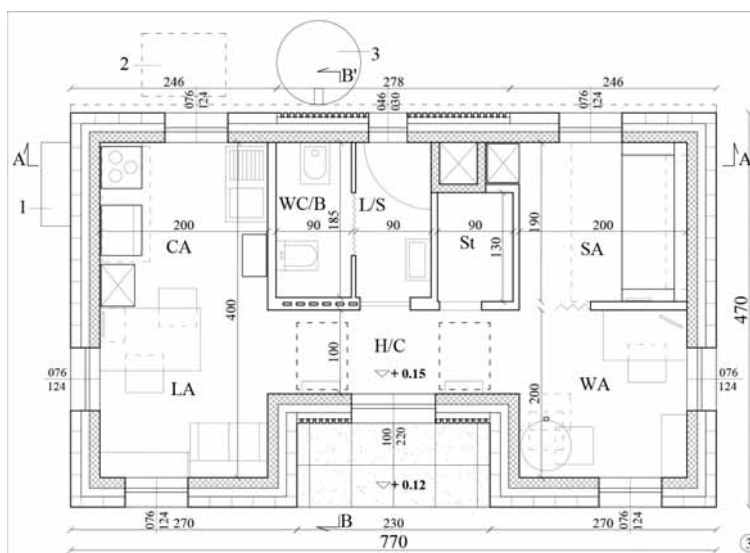


Fig. 3 - Progetto, pianta del piano terra (1:50)

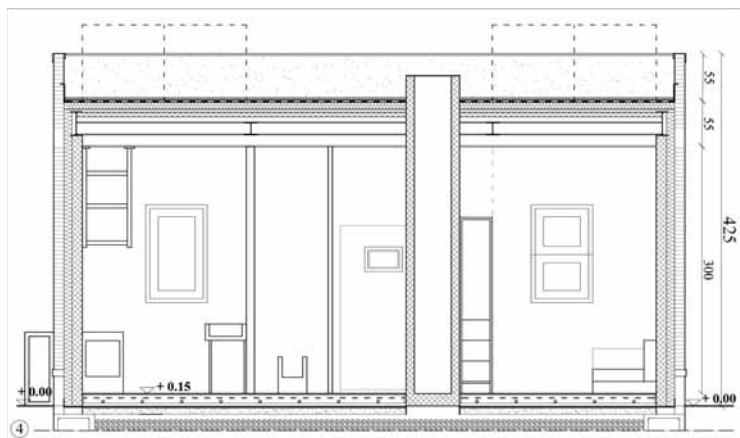


Fig. 4 - Progetto, sezione longitudinale (1:50)

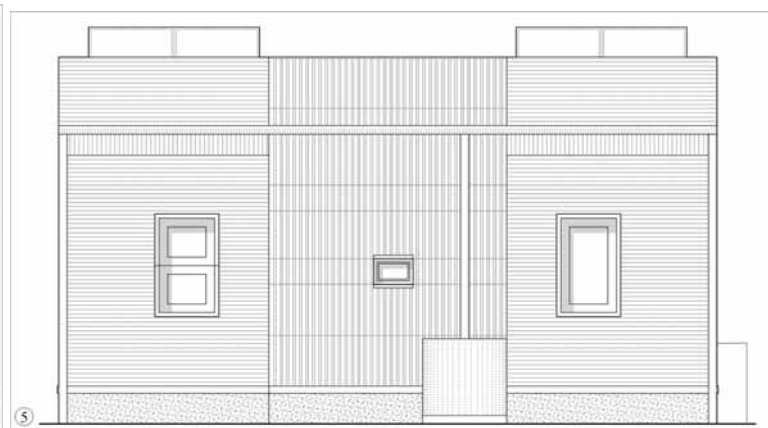


Fig. 5 - Progetto, retro



Fig. 6 - Progetto, fianco est (1:50)

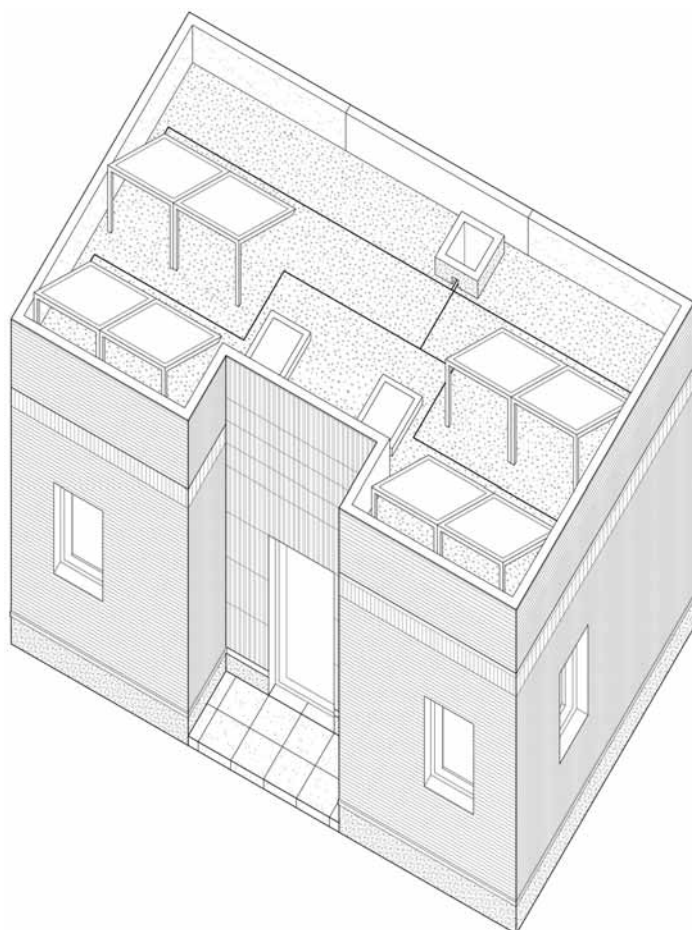


Fig. 7 - Progetto, assonometria (1:50)(1:10)

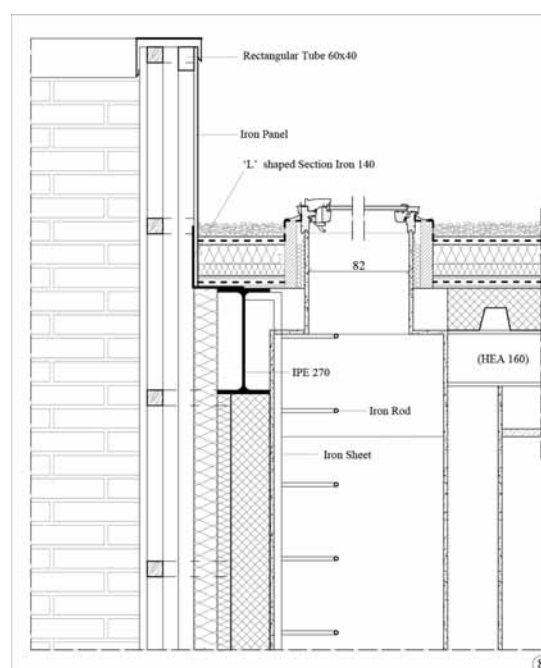


Fig. 8 - Progetto, sezione verticale sulla botola vetrata (1:10)

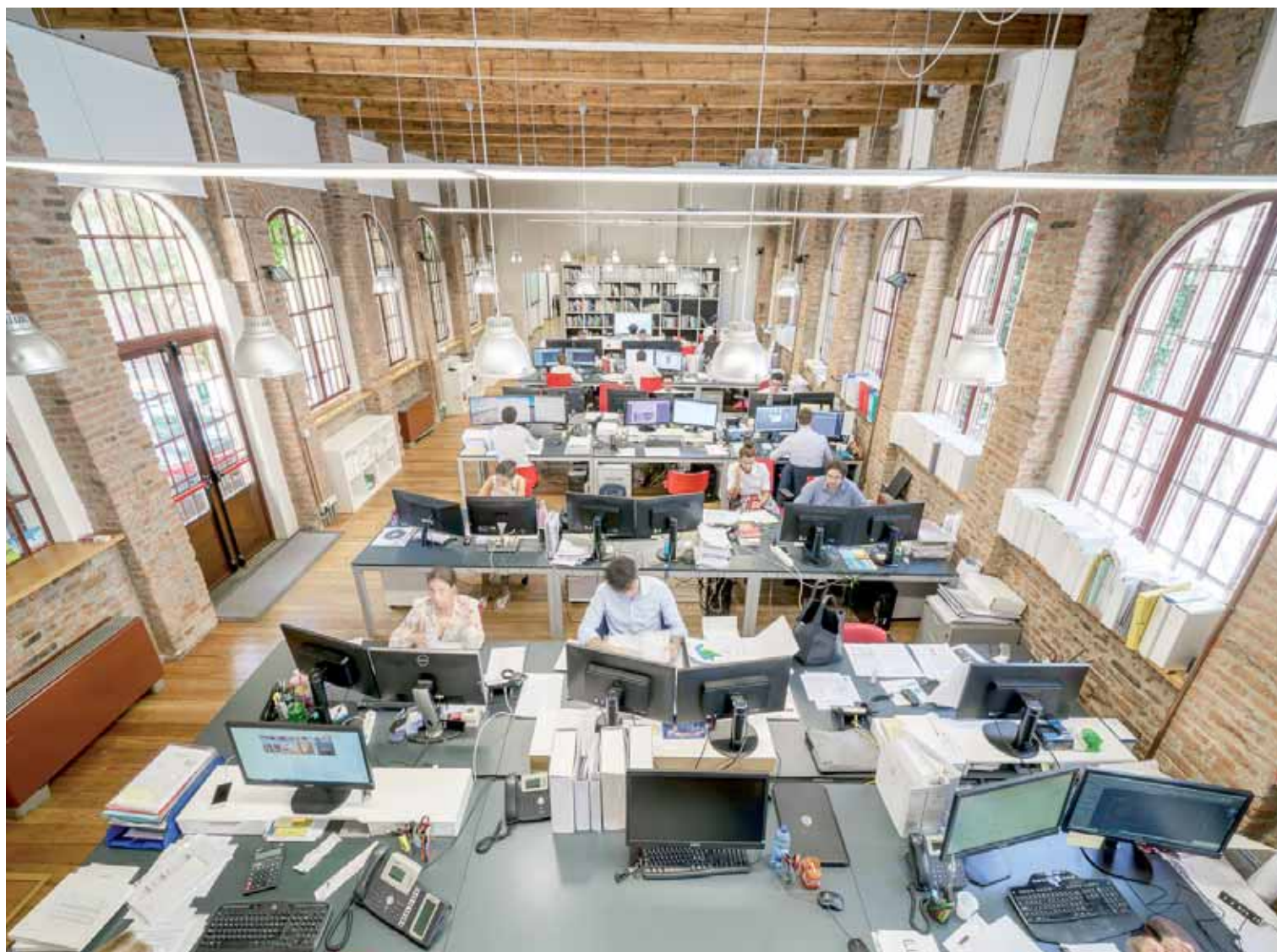


Fig. 9 - Progetto, rendering - scorcio del fronte

MILAN INGEGNERIA: SOLUZIONI SEMPLICI A PROBLEMI COMPLESSI

Milan Ingegneria è una società di ingegneria in grado di affrontare le attività di progetto con metodo multidisciplinare, sviluppando analisi di fattibilità, ideazione e assistenza alla progettazione e all'appalto, valutazione economica, controllo della realizzazione. L'abbinamento di tecniche costruttive innovative con l'uso di materiali appropriati e metodologie di analisi raffinate, permettono di garantire sicurezza, funzionalità, economia realizzativa e di gestione. In Milan Ingegneria sono presenti tutte le esperienze e le conoscenze acquisite in oltre trent'anni di attività nell'ambito della progettazione e della realizzazione di opere civili, commerciali, industriali e infrastrutturali, sia pubbliche che private, in particolare a supporto degli architetti e delle imprese.

La Società si avvale di un gruppo di specialisti con solida esperienza e professionalità in molteplici campi e discipline: progettazione strutturale, energetica, ambientale, infrastrutturale, geotecnica. È garantito un efficace approccio tecnico-scientifico, controllo della qualità e puntuale monitoraggio di tempi e costi.



Milan Ingegneria ha sviluppato, nel corso degli anni, numerosi progetti utilizzando strutture metalliche sia per sostenere le necessità architettoniche che per consentire soluzioni tecniche innovative. Rientra in questa seconda categoria l'esecuzione, in corso d'opera, del nuovo Museo Etrusco di Corso Venezia 52 a Milano dove il palazzo Neoclassico di 5 piani è stato sospeso su strutture metalliche provvisorie collegate a micropali in acciaio per consentire la realizzazione di un museo ipogeo nello spazio al di sotto dell'edificio esistente.

L'utilizzo di questa tecnica è stato inoltre sperimentato nel 2015, per la riqualificazioni e l'ampliamento di alcuni edifici esistenti sull'isola di Sacca Sessola, nella laguna veneta, nell'ambito del progetto del JW Marriot Resort e per la realizzazione di una nuova porzione di interrato sotto alla storica stazione di servizio Agip in viale Certosa a Milano, progettata negli anni '50 dall'architetto Mario Bacciocchi e riconvertita nel 2017, su progetto dell'architetto Michele De Lucchi, in nuova sede di Garage Italia Custom.

Milan Ingegneria ha inoltre utilizzato elementi in carpenteria metallica per le più svariate applicazioni nel campo dell'Ingegneria Civile, realizzando progetti di dettaglio come la terrazza della Triennale di Milano, dove la sala principale del ristorante esistente è stata inserita all'interno di una struttura in acciaio e vetro, costituita da profili me-

tallici secondo disegno architettonico ed il canopy della nuova Stazione di Varese. Tra le grandi strutture metalliche progettate e realizzate spiccano il ponte della pace a Tbilisi (Georgia) (figura 1), progettato dallo studio aMDL, con la copertura della passerella pedonale realizzata come un guscio tridimensionale in acciaio i cui elementi sono stati prefabbricati in cantiere e poi assemblati *in situ*; il Museo delle Scienze di Trento (MUSE), dove la struttura in acciaio delle facciate e delle coperture vetrate ha garantito un elevato grado di trasparenza della lobby e dell'area espositiva; l'Ospedale di Emergency a Kampala (Uganda), progettato dallo studio RPBW, dove le strutture in acciaio delle coperture, che si contrappongono alla massività delle murature in terra pisé, svolgono contemporaneamente il compito di supporto dei solai, di protezione dagli agenti atmosferici e di ombreggiamento, di produzione di energia per il sostentamento dell'edificio; il nuovo Museo di Arte Contemporanea a Mosca (figura 2), dove, l'obiettivo principale di mantenere il più possibile le strutture esistenti, è stato sostenuto attraverso lo smontaggio, il rinforzo e il consolidamento degli elementi metallici deteriorati dal tempo; la Torre Piloti nel porto di Genova, il cui progetto è stato donato dall'architetto Renzo Piano dopo la tragedia del 2013, la cui struttura in elevazione è costituita da 4 tubi in acciaio riempiti di calcestruzzo, connessi da traversi in acciaio.



Fig. 1 - Ponte della pace, Tbilisi, Georgia

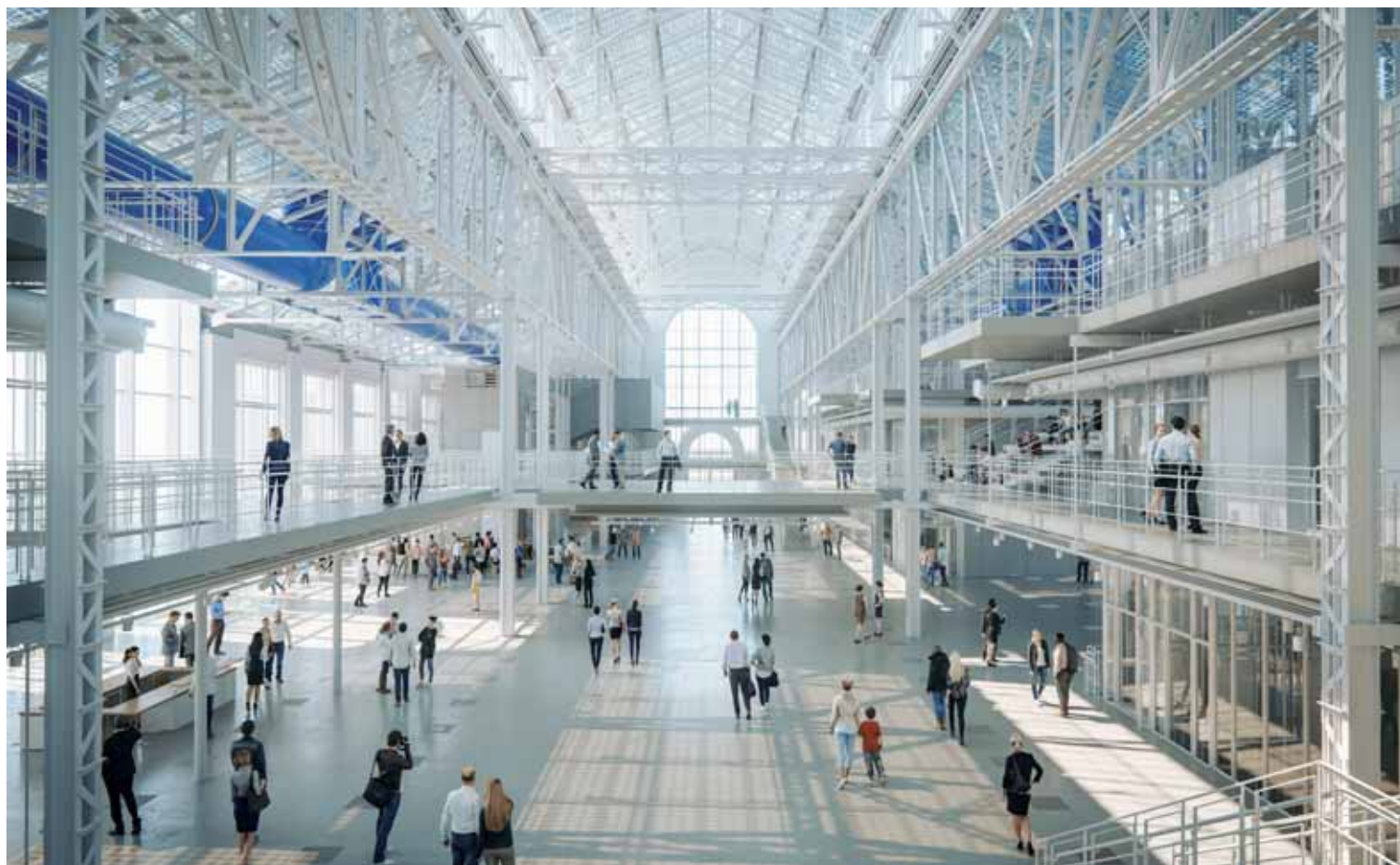


Fig. 2 - Museo di arte contemporanea, Mosca

milan ingegneria



Maurizio Milan, fondatore di Milan Ingegneria, si laurea in Ingegneria civile a Padova nel 1977. Progetta e realizza più di 1000 interventi di natura complessa anche facendo uso di materiali non convenzionali, come pietra precompressa, vetro strutturale, titanio, legno lamellare, bamboo, leghe leggere, terre pisé, materiali compositi. Fino al 2008 è titolare della Cattedra Master di Specializzazione in Ingegneria Strutturale al Politecnico di Milano e dal 2007 è docente di Progettazione Strutturale presso l'Istituto Universitario di Architettura di Venezia. Massimiliano Milan entra a far parte della Milan Ingegneria nel 2016, dopo la laurea in ingegneria civile ottenuta al Politecnico di Milano con il massimo dei voti. Condivide con Maurizio l'attenzione all'eccellenza tecnica, alla sperimentazione e alla ricerca. Per Maurizio e Massimiliano Milan la semplificazione non è una scelta, ma una necessità e si applica attraverso una buona conoscenza della materia e un costante aggiornamento tecnologico che consentano risposte coerenti a tutte le soluzioni per l'architettura e l'ingegneria, anche le più complesse.

MILAN INGEGNERIA SRL
Via Thaon di Revel, 21 - Milano
Santa Croce 458/A - Venezia
www.buromilan.com

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

RESOCONTO SUL 1° CORSO DI FORMAZIONE CTA ONLINE “ERRORI E CRITICITÀ NELLA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E CONTROLLO DI STRUTTURE DI ACCIAIO”

M. Simoncelli

Politecnico di Milano, Dipartimento ABC

Nella giornata del 30 maggio 2020 si è tenuto il primo corso online organizzato dal Collegio dei Tecnici dell'Acciaio (CTA), intitolato:
“Errori e criticità nella progettazione, esecuzione e controllo di strutture di acciaio” (figura 1).

VISTA LA RECENTE EMERGENZA SANITARIA, dovuta dalla diffusione del COVID19, si è scelto di erogare il corso di formazione in modalità totalmente online (attraverso la piattaforma Microsoft Teams), in modo da non interrompere l'offerta formativa che il CTA sta garantendo da anni ai propri soci e non. I relatori coinvolti nell'evento sono stati tre: il prof. ing. Vincenzo Piluso (presidente del CTA e professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni dell'Università degli studi di Salerno), il prof. ing. Claudio Bernuzzi (professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Milano) e l'ing. Marco Simoncelli (assegnista di ricerca del Politecnico di Milano). Il corso ha avuto una durata totale di circa 4 ore (tre interventi da circa 1:20 l'uno). Gli oltre 160 partecipanti alla fine dell'evento hanno compilato un questionario di gradimento evidenziando come questa modalità online sia stata molto gradita

e sottolineando la volontà di voler continuare su questa via anche quando la situazione globale tornerà alla normalità.

Come richiamato dal titolo, i principali argomenti trattati sono stati:

- richiamo ai concetti fondamentali sul materiale acciaio e sui prodotti con riferimento al contesto normativo vigente;
- discussione sulle criticità e ambiguità che si possono incontrare durante la fase di progettazione;
- considerazioni sulla realizzazione e controllo delle strutture di acciaio con un occhio ai dettami della 1090-2;
- infine si sono presentate le principali criticità e limitazioni dei pacchetti software, molto spesso reclamizzati con potenzialità non esistenti.

Dopo il saluto iniziale, il prof. Piluso ha presentato i principali problemi che si



Fig. 1 - Screenshot di un momento dell'intervento introduttivo.



Fig. 2 – Slide iniziale dell'intervento del prof. Piluso



Fig. 3. Una slide dall'intervento del prof. Piluso.

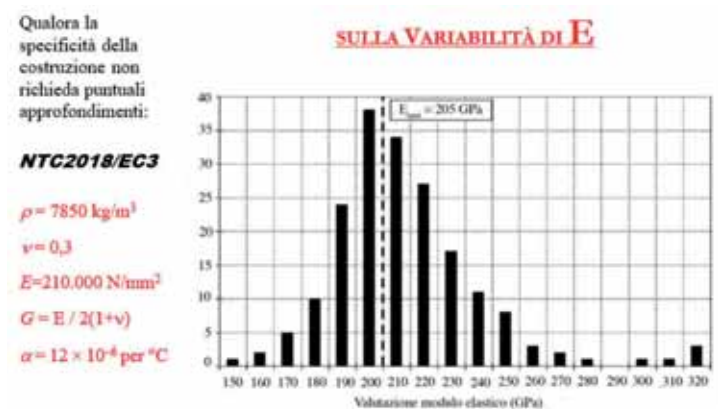


Fig. 4. Una slide dell'intervento del prof. Bernuzzi.

incontrano nella progettazione discutendo e mostrando alcuni casi realmente accaduti (figura 2).

Innanzitutto sono stati presentati due casi pratici in cui si è evidenziato un grave errore nella fase di montaggio: il primo era un edificio destinato ad impianti sportivi crollato principalmente per una non corretta cura nella fase di assemblaggio dell'opera, che ha causato l'instabilità latero-torsionale della capriata sotto il solo peso proprio; mentre il secondo era un capannone industriale dove l'assenza dei controventi di falda ha portato a problemi strutturali.

Si è poi discusso in merito al ben noto caso del crollo avvenuto in Kansas, America, all'Hotel Hyatt Recency dove 111 persone hanno perso la vita e altre 188 sono rimaste ferite. Come è riportato in letteratura l'errore in questo caso stava tutto nella costruzione del dettaglio dei tiranti (figura 3).

È seguito il caso di una scala che risultava non collaudabile per le eccessive vibrazioni esibite in presenza di spinte orizzontali minime. L'indagine presentata ha mostrato come la non corretta assunzione nella modellazione delle connessioni della struttura abbia portato il progettista a sottostimare la lunghezza libera di inflessione dell'opera, che risultava invece molto snella con un moltiplicatore di carico critico ridotto. In seguito all'indagine discussa sono stati predisposti degli interventi di consolidamento dell'opera.

L'intervento si è concluso con la presentazione delle problematiche relative alla copertura di acciaio di uno stadio di calcio di una squadra Europea e con le problematiche riscontrate da alcune tribune modulari di acciaio sotto l'azione del vento.

A compendio del suo intervento, il prof. Piluso ha riportato un pensiero dell'ing. Lev Zetlin, che ben riassume l'atteggiamento che dovrebbe avere l'ingegnere strutturista:

“Gli ingegneri dovrebbero essere leggermente paranoici durante la fase di progettazione. Dovrebbero considerare e immaginare che l'impossibile può verificarsi. Non dovrebbero avere un atteggiamento troppo compiaciuto e sicuro, confidando che sia sufficiente attenersi ai requisiti previsti dai manuali di progettazione per garantire la sicurezza e la solidità di una struttura”.

Alla fine del primo intervento si è effettuata una pausa, utilizzata dai partecipanti per porre quesiti pratici su quanto appena mostrato dal primo relatore. Nel secondo intervento il prof. Bernuzzi ha iniziato sottolineando l'importanza di utilizzare, nella progettazione, un materiale acciaio certificato avente una specifica composizione chimica che ne garantisca, tra gli altri parametri, la saldabilità. Successivamente ha esposto la questione della variabilità del modulo elastico (figura 4), ad oggi preso come un numero certo nelle principali normative, consigliando di effettuare sempre la misura di tale parametro ogni qualvolta venga eseguita una prova di trazione.

Il passaggio successivo è stato focalizzato sul “design assisted by testing” ovvero su quei casi in cui è indispensabile affidarsi alla sperimentazione per studiare il comportamento di una componente specifica o di un dettaglio strutturale (figura 5).

Si è poi discusso sull'importanza della realizzazione e del controllo in fase di esecuzione di una struttura, mostrando i principali punti riportati sulla 1090-2, in particolar modo quelli riguardanti le tolleranze accettabili. Un primo esempio di studio reale ha trattato il caso di un albergo costruito in montagna in cui i disallineamenti dei pilastri, riscontrati solo a fine opera, hanno portato a rendere inutilizzabile la struttura che è rimasta un'opera incompiuta.

Si sono successivamente mostrati altri casi pratici di errori progettuali: una struttura reticolare di acciaio, in cui in progettista aveva commesso errori di

calcolo; un'altra struttura in cui dopo un modesto vento, si è avuto il distaccamento dei pannelli verticali esterni poiché risultavano mal fissati. L'ultima parte è stata su quanto non detto dalle normative attualmente in vigore esplicitando il limite di alcune formule di verifica proposte, come quelle utilizzate per la verifica degli elementi presso-inflessi.

L'intervento conclusivo, presentato dall'ing. Marco Simoncelli, è stato incentrato sulle principali limitazioni dei pacchetti software commerciali (figura 6), discutendo nel dettaglio i seguenti problemi: i) la corretta modellazione degli elementi di controvento; ii) il calcolo e la verifica dei profili senza assi di simmetria e in parete sottile; iii) le formule di verifica delle aste in generale e i "verificatori automatici"; iv) l'importanza della calibrazione delle analisi non-lineari.

L'intervento è dunque iniziato con un esempio pratico di calcolo corretto delle azioni agenti su un controvento capace di resistere a trazione ma non a compressione, mostrando soprattutto di che entità è l'errore qualora questo calcolo venga effettuato con metodi (e software) non adeguati.

Si è poi presentata la teoria delle aree settoriali di Vlasov per introdurre il problema del Bimomento (figura 7) e del calcolo della costante di ingobbamento dei profili in parete sottile (bi- e mono-simmetrici), mostrando passo a passo come può essere calcolata questa quantità anche in profili dove normalmente viene posta uguale a zero (profili a croce o ad L).

L'introduzione della teoria di Vlasov ha permesso poi di spostare l'attenzione sul comportamento torsionale delle membrature con occhio ai profili non simmetrici, mostrando come l'unico modo per cogliere il comportamento di questi elementi con un software sia quello di ricorrere alla modellazione shell/brick oppure ad un elemento beam avente 7 gdl per ogni nodo.

Una volta introdotto il 7° gdl è stato presentato il calcolo passo a passo del carico critico per compressione e del momento-critico (carico critico per flessione) su una membratura di sezione bi- o mono-simmetrica sottoposta a differenti vincoli.

In questo ambito si sono introdotte le critiche ai verificatori automatici che non considerano parametri essenziali quali:

- i) la corretta lunghezza libera di inflessione dell'elemento sotto verifica;
- ii) il corretto calcolo delle proprietà efficaci di profili in classe 4;
- iii) l'influenza del comportamento non simmetrico del profilo.

L'intervento si è concluso con alcuni consigli su come controllare le analisi non-lineari per strutture non standard, mostrando anche il comportamento di una scaffalatura metallica in zona sismica.

La mattinata si è conclusa con una tavola rotonda finale generale, nella quale sono emerse tantissime domande e si sono discussi i principali argomenti trattati nelle 4 ore di corso.

Si segnala che con questa modalità online si è permesso a Ingegneri provenienti da differenti parti di Italia di partecipare, e che anche a detta di tutti i partecipanti, non si sono avuti problemi di linea o connessione.

Le valutazioni positive ed i consigli ricevuti a fine corso hanno convinto il CTA ad organizzare nuovi corsi online di modalità simile che si sono tenuti:

- 10.06.2020 dal titolo "Opere in acciaio- Linea guida alla determinazione dei requisiti di esecuzione in accordo alla norma UNI EN 1090-2"
- 26.06.2020 dal titolo "Progettazione di collegamenti prequalificati per strutture sismo-resistenti"
- 11.07.2020 dal titolo "Approcci semplificati per il controllo della progettazione di strutture di acciaio e per la risoluzione di casi insolubili".

Inoltre sono già in programmazione ulteriori corsi online che si terranno nel periodo Settembre-Dicembre 2020.



Fig. 5 - Slide dall'intervento del prof. Bernuzzi

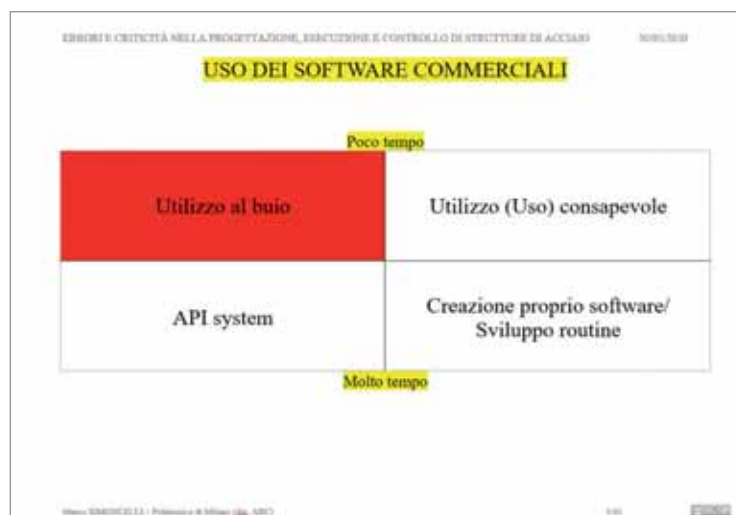


Fig. 6 - Slide di apertura dell'ing. Simoncelli.



Fig. 7 - Slide dall'intervento dell'ing. Simoncelli



Sergio Foa

GUIDA PRATICA
DELLE COSTRUZIONI
IN ACCIAIO.
Dal predimensionamento
ai dettagli costruttivi

Editore: Hoepli
Anno edizione: 2020
Pagine: XIV-258 p., ill.

Euro 28,90

Con Sergio Foa ci siamo conosciuti da studenti, quando frequentavamo le aule del Politecnico di Milano all'inizio degli anni Settanta. Abbiamo frequentato assieme i corsi universitari e abbiamo sostenuto la laurea finale nella medesima sessione.

Un anno dopo, quando Sergio terminò il servizio militare, ci siamo ritrovati un'altra volta a lavorare assieme alla BCV Progetti, lo studio di Giulio Ballio, Giovanni Colombo e Alberto Vintani dove io avevo iniziato a lavorare fin dalla settimana successiva alla laurea.

Passarono diversi anni, io aprii il mio studio professionale a Bergamo, e Sergio iniziò a girare il mondo per progettare e dirigere il montaggio di strutture metalliche, macchine, apparecchiature, impianti e di chissà quante altre opere.

Quel suo pellegrinare tra i diversi continenti come progettista, direttore dei lavori e collaudatore lo obbligava a confrontarsi con le necessità e le urgenze delle più varie commesse, utilizzando via via codici di calcolo diversi, dalle British Standard (BS) ai codici americani (UBC e AISC) da quelli latino-americani (messicani, argentini, cileni) a quelli australiani, giapponesi, russi e turchi.

È stato così che Sergio Foa in quegli anni prese dimestichezza con le più disparate normative del mondo e lo fece con la facilità e la consapevolezza che poteva venirgli solamente proprio da quella "scuola" in cui ci eravamo formati.

Io dico sempre che per la nostra generazione di ingegneri è stata una grande fortuna quella di poter frequentare, circa 50 anni fa, il corso di "Costruzioni Metalliche" tenuto da Giulio Ballio. Le sue lezioni partivano dalle norme CNR-UNI 10011, con le quali venivano introdotti alla progettazione di queste strutture. Attraverso l'utilizzo di criteri semplificati e strumenti elementari, senza perdere di vista la validità delle scelte progettuali e la sicurezza delle strutture, sapeva con chiarezza descrivere per ogni formula risolutiva del problema strutturale, i parametri che dovevano essere messi in gioco, il significato che ognuno di essi veniva ad assumere ed in che modo dovessero venire rappresentati nella formulazione analitica.

La padronanza di schemi strutturali semplici costituiva la base per acquisire una giusta sensibilità costruttiva, fino a riconoscere con immediatezza la correttezza dei risultati. Ogni attento ingegnere sa infatti molto bene quanto sia determinante la semplicità del metodo di approccio ai problemi per minimizzare gli errori umani, errori che nessuna teoria sulla affidabilità strutturale potrà mai tenere in conto. Ecco, è sulla base di questi principi, accresciuti delle conoscenze acquisite nella lunga esperienza professionale che Sergio Foa ha voluto

raccogliere in un libro le sue esperienze, perché, come dice nella prefazione: *"la pratica di apprendere ed imparare, soprattutto in campo tecnico, non finisce mai"*.

E poi ancor meglio precisa:

"Il volume nasce dall'esigenza di fornire, attraverso una raccolta di esperienze maturate in poco meno di mezzo secolo di attività di progettazione, direzione lavori e collaudo, una raccolta di 'indicazioni pratiche' volte all'acquisizione, per i tecnici neo laureati di una sensibilità verso i tanti numeri che dovranno 'incolonnare' nella loro vita di progettisti, e ai non più giovani, ad intravedere qualche spunto, magari interessante, per risolvere alcuni problemi specifici."

Senza la pretesa di fornire la soluzione ai tanti aspetti che quotidianamente investono chi opera nel mondo della progettazione strutturale in acciaio, ma con la consapevolezza che possa essere una guida a riconoscere, attraverso gli esempi riportati, un utile 'modo di progettare l'acciaio'."

È un dato di fatto che gli attuali codici di calcolo e verifica, sia quelli di matrice europea come gli EC sia gli americani AISC, hanno assunto nel tempo un ruolo e una centralità eccessiva e persino prevaricante rispetto alla consapevolezza progettuale "con la negativa conseguenza di attenuare nell'utilizzatore di essi la consapevolezza di trovarsi a trattare questioni che ammettono risposte per la gran parte non rigorose ma fortemente convenzionali; con la difficoltà di discernere ciò che veramente conta (...) Ma - come afferma sempre Piero Pozzati in 'Proliferazione delle normative e tecnicismo' del 1992 - tra le varie conseguenze una delle più temibili è l'attenuazione del senso di responsabilità, mentre questa costituisce uno dei diritti fondamentali dell'uomo, violando il quale la vita si appiattisce e si rafforza il sistema tecnocratico in grado di diventare 'il tiranno della società umana'".

C'è una sorta di visione profetica in questa frase di trent'anni fa, pensando a quanto appaia scontato nella pratica progettuale odierna affidarsi ad esempio a programmi di calcolo sofisticati senza la mediazione di alcuna ipotesi strutturale pensata e meditata. Con il risultato che assistiamo sempre di più a strumenti che sembrano fornire quasi in automatico le verifiche dei vari elementi strutturali, mentre il processo progettuale pare perdersi o comunque indebolirsi dentro una processo di reiterata ottimizzazione dei risultati, offrendoci così la presunzione che sia il programma a modellare la struttura, non la nostra concezione strutturale.

Sarà forse un imperativo tecnologico imposto dai nostri tempi, ma anche nel campo della ricerca ci troviamo spesso a ripercorrere le parole di Pozzati che, in quella sua ultima lezione ufficiale del 1992, diceva: "La ricerca va intesa come rincorsa continua dell'intuizione con l'esperienza, tutto il contrario di quello che con grande dispendio di mezzi si fa oggi, battendo a tappeto, con esperienze numeriche o strumentali, un certo campo che interessa, non proponendosi una precisa ipotesi di ricerca, ma confidando che il fatto anomalo o l'idea possono uscire allo scoperto, alla guisa di una selvaggina, non si sa quale, da stanare in una operazione venatoria."

Il libro di Foa si colloca nella coerente continuità di questi pensieri, risalendo le tracce dei nostri maestri lungo quel percorso progettuale che passa attraverso l'inevitabile necessità di un pre-dimensionamento manuale, rivalutando il primato di quella analisi logica della struttura fatta di pochi numeri e di molti concetti, concepibile e descrivibile attraverso semplici dispositivi di formule riconoscibili.

La lettura del libro è agevolata e arricchita, nel settimo capitolo, da interessanti ed utilissimi abachi e dai grafici delle curve caratteristiche per la determinazione semplificata di spostamenti e deformazioni. Non si tratta di materiale ripreso da manuali o citato da testi tecnici, ma il preziosissimo frutto del suo lavoro "sul campo".

Sono strumenti di progetto e di controllo basati su analisi dimensionali,

*Il "Capitolo 1
Evoluzione normativa"*

analizza i vari codici nazionali, europei e americani che hanno governato la progettazione in sostanza per tutto il XX Secolo. Nella convinzione che conoscere il passato serve a comprendere il presente, un riassunto del loro contenuto e soprattutto l'evoluzione che hanno avuto nel tempo quei codici, sicuramente più snelli e concisi degli attuali, è fondamentale per la comprensione spesso complessa dei presenti corpi normativi.

*Il "Capitolo 2
Progettare una struttura in acciaio"*

pone l'accento e analizza le varie fasi di una progettazione in acciaio, dalle scelte strutturali connesse alle attività di prefabbricazione trasporto e montaggio, alle analisi dei carichi, all'individuazione dei criteri di dimensionamento preliminare e finale, alla necessità di eseguire elaborati di progetto completi atti a definire in modo univoco i dettagli costruttivi, elementi fondamentali per una corretta progettazione di un'opera in acciaio; per finire segnalando le molte responsabilità che al progettista, proprio in quanto tale sono accolte.

*Il "Capitolo 3
Il materiale acciaio"*

riassume brevemente i principali acciai attualmente utilizzati per le costruzioni, e fornisce alcune indicazioni sull'utilizzo di prodotti particolari da impiegare nella progettazione di strutture in campo industriale.

*Il "Capitolo 4
Tipologie strutturali frequenti"*

elenca le tipologie delle più frequenti strutture in acciaio, indicando peculiarità approcci e soluzioni tecniche dettate dalla pratica progettuale. Un capitolo è anche dedicato alle strutture

in ambito industriale connesse con apparecchi in temperatura, e con l'indicazione di criteri da attuare nel calcolo.

*Il "Capitolo 5
Valutazione dei carichi"*

analizza i carichi agenti sulle principali tipologie strutturali utili nella fase di dimensionamento preliminare, in particolare per quelle industriali, e relativi a pesi propri, permanenti, accidentali, nonché alla valutazione iniziale dei carichi di vento e sisma

*Il "Capitolo 6
Dimensionamento preliminare"*

fornisce criteri per la selezione e verifica dei principali elementi strutturali nella fase di dimensionamento preliminare, con l'uso di formulazioni semplificate e approcci legati sia ai codici europei che americani

*Il "Capitolo 7
Controllo delle deformazioni"*

oltre a richiamare i limiti imposti dai codici attuali fornisce, sempre nell'ottica della fase di pre-dimensionamento, criteri semplificati per una immediata e preliminare valutazione di azioni e deformazioni nei telai mono e multi piano a nodi spostabili, mediante abachi e curve caratteristiche; fornisce inoltre criteri semplificati e limiti per la determinazione degli spostamenti verticali di travi di piano e facenti parte di telai.

Il "Capitolo 8- Dettagli costruttivi"
individua e analizza le principali tipologie di giunti fra elementi strutturali, funzione degli schemi introdotti nel calcolo. Anche in questo caso un capitolo è legato ai dettagli fra strutture a temperatura ambiente e apparecchi in temperatura.

verifiche e riscontri pratici di strutture in acciaio, effettuati durante le sue attività di progettista, di direttore lavori e di collaudatore. I progettisti, in particolare i più giovani, troveranno suggestivo riscontrare come in moltissimi casi di strutture in acciaio, a differenza di quelle in calcestruzzo o legno, il controllo degli spostamenti e delle deformazioni spesso modifica la scelta eseguita sulla base delle verifiche di resistenza e di stabilità.

"Affrontare un progetto significa analizzare e recepire i dati fondamentali che devono governare la progettazione strutturale. Partendo da questo, compito del progettista delle strutture sarà quello di dar forma controllare e gestire ogni parte del progetto avendo cura di non farsi travolgere dai software tutto fare, ma saperli utilizzare criticamente solo per ottenere il meglio dalla propria creativa progettazione."

Questi sono i principi progettuali che Sergio Foa insegna da anni nelle esercitazioni che tiene agli studenti di ingegneria del Politecnico di

Milano. Sono lezioni che qualche anno fa ho voluto in parte pubblicare in una successione di articoli sulla rivista che dirigo, Structural Magazine. Ora, rielaborate e coordinate, hanno trovato la loro forma e unità in questo bel libro.

È un libro che riflette il racconto di una vita, una vita da ingegnere, di chi crede profondamente in ciò che fa, di chi nel suo lavoro usa rigore e intelligenza, di chi ama il proprio lavoro e di chi sa che il lavorare bene – il lavoro fatto bene – ha un valore assoluto, etico e carico di significati trasmissibili ed educativi. Perché, come scrive Primo Levi in 'La chiave a stella', "questa sconfinata regione del rusco, del boulot, del job, insomma del lavoro quotidiano, è meno nota dell'Antartide, e per un triste e misterioso fenomeno avviene che ne parlano di più e con più clamore, proprio coloro che l'hanno meno percorsa."

Donatella Guzzoni

TEKLA BIM AWARD ITALIA 2020: I PROGETTI VINCITORI

Il Tekla BIM Award Italia è un *contest* nazionale organizzato da Harpaceas e giunto ormai alla sua 12^a edizione. Ogni anno, tutti i professionisti italiani che utilizzano il software Tekla Structures per la modellazione BIM di strutture multi-materiale sono chiamati a inviare la propria candidatura, presentando uno dei loro più recenti progetti dove l'utilizzo del software ha mostrato vantaggi evidenti e significativi.

I vincitori del *contest* sono stati premiati in occasione dell'evento Tekla Structures User Meeting, svoltosi online il 23 giugno 2020, al quale hanno partecipato oltre 200 professionisti che operano nel mondo della progettazione strutturale e costruzione, dal settore AEC al mondo industriale EPC. La giuria, composta dal personale tecnico e commerciale di Harpaceas, ha valutato secondo criteri di dettaglio nella modellazione e di complessità progettuale i modelli pervenuti, al fine di individuare i primi e secondi classificati nelle diverse categorie del *contest*.

Per la prima volta dalla sua prima edizione, la proclamazione dei vincitori è avvenuta a distanza. L'organizzazione dell'evento è stata comunque possibile grazie alla formula online che ha permesso di raccogliere un elevato numero di adesioni, nonostante il particolare momento di allerta che tutti stiamo ancora vivendo.

Le tecnologie digitali hanno agevolato anche la fase di presentazione dei progetti alla giuria. La condivisione di tutto il materiale utile al *contest* è avvenuta tramite la piattaforma di *project collaboration* Trimble Connect, strumento cloud flessibile ed efficace per la condivisione e l'ottimizzazione delle comunicazioni sui progetti di costruzione e nativamente integrato nel software Tekla Structures.

La partecipazione al *contest* è incentivata dall'oggetto della premiazione, ossia la visibilità gratuita, nazionale ed internazionale, dell'azienda e del progetto, nel settore di riferimento.

La visibilità a livello nazionale è garantita dalla condivisione dell'esito del *contest* tramite i canali di comunicazione di Harpaceas (aziendali e

affiliati): sito web, canali social, Newsletter BIM indirizzata a circa 26 mila professionisti iscritti, portali di settore. Per i progetti dei primi classificati del *contest* viene realizzata una *case history* in forma cartacea, distribuita in occasione di convegni e fiere di settore. In aggiunta, viene realizzata una video intervista in cui il referente del progetto racconta in prima persona la propria esperienza.

Partecipare e vincere all'edizione italiana del *contest* dà l'opportunità di essere inseriti nella vetrina internazionale offerta dal Tekla Global BIM Awards. Si tratta di una competizione biennale nata nel 1999, a cui possono accedere esclusivamente i vincitori dei concorsi locali. Il Tekla Global BIM Awards mira a premiare i progetti strutturali più innovativi, in linea con il concetto di costruibilità in ambiente BIM a livello mondiale. Per l'edizione 2020, l'autorevole giuria internazionale composta da esperti del settore valuterà, a settembre, i progetti vincitori dei concorsi locali del 2019 e 2020 per le categorie **Commerciale, Pubblico, Industriale, Infrastrutturale, Sportivo, Piccoli progetti, Studenti**.

Il nome dei vincitori sarà comunicato ad ottobre 2020.

I progetti vincitori dell'edizione italiana del Tekla BIM Award 2020 appartengono a diverse categorie e diverse tipologie progettuali dove spesso l'acciaio è affiancato in maniera sinergica con il cemento armato.

Di seguito sono elencati i nomi dei vincitori con un breve abstract sul progetto presentato e la categoria per cui questo è stato nominato vincitore.

Ponte sulla SP17 di Fabbrica SCRL – Beverino, la Spezia (categoria Infrastrutture) (figura 1)

L'opera di impalcato che si estende su 5 campate di luce comprese tra i 24,6 e 30,75 m per una lunghezza complessiva di 166 m. È stato realizzato un modello di calcolo degli elementi finiti mediante il software Midas GEN. Il progetto è stato realizzato sia per la modellazione sia per l'output mediante il software Tekla Structures e prevede la realizzazione di un nuovo

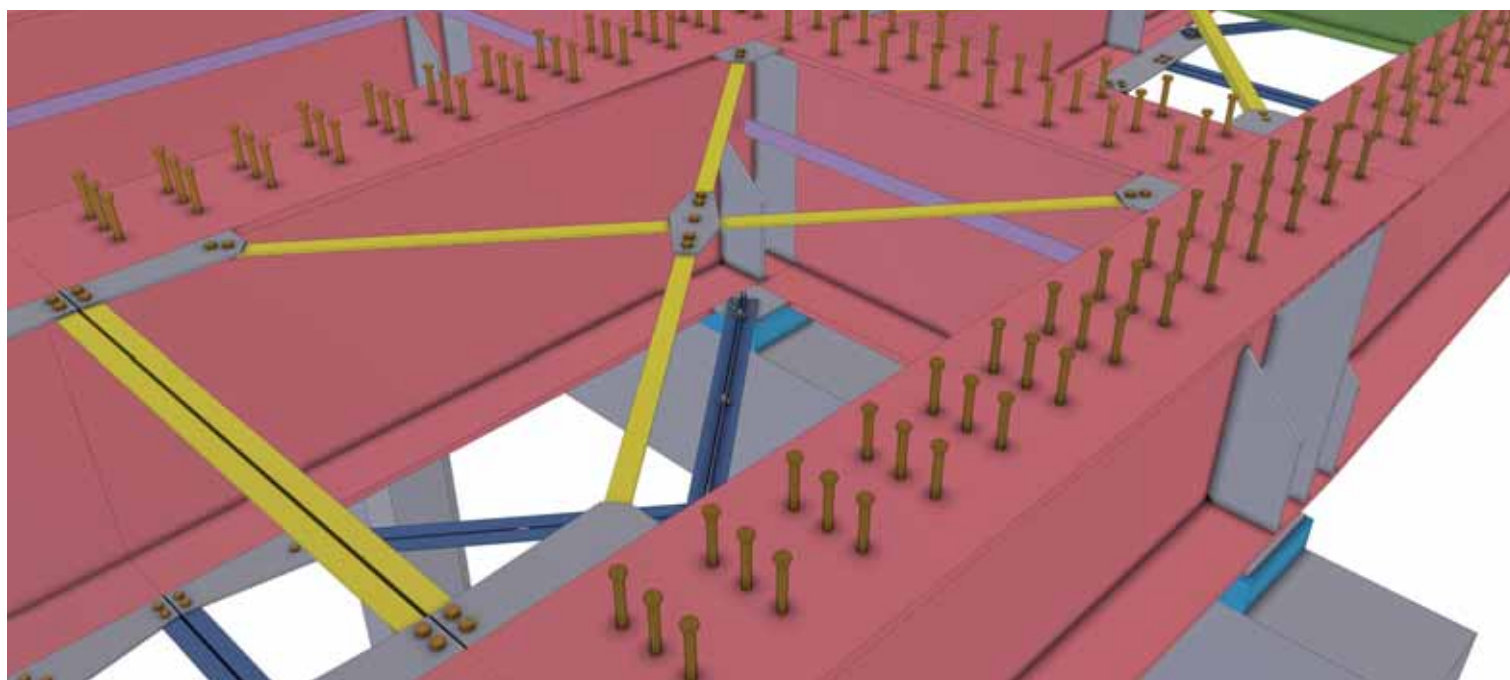


Fig. 1 - Ponte sulla SP17 di Fabbrica SCRL – Beverino, la Spezia

impalcato a travata continua con sezione mista acciaio e calcestruzzo, composta da quattro travi a sezione composta, appoggiate su pile e spalle per un totale di 40 apparecchi di appoggio.

Il nuovo impalcato metallico sarà composto da 4 tipologie di travi piate in acciaio di lunghezze e sezione variabili denominate "CONCIO A - B - C - D". Ogni concio sarà formato da una coppia di travi di analoghe sezioni e lunghezze controventata superiormente ed inferiormente con profili angolari L60x40x6 e da traversi HEA300 ogni 3,075 m in corrispondenza degli appoggi di spalle e pile i traversi saranno realizzati con travi a sezione composta di altezza rispettivamente pari a 950 e 1200 mm.

Forno di processo e relativo sistema di preriscaldamento dell'aria nella raffineria Midor di Vergaengineering Spa - Milano (categoria Opere Industriali) (figura 2)

Il progetto ha previsto la fornitura di un forno di processo e relativo sistema di preriscaldamento dell'aria in combustione per la raffineria Midor, situata ad Alessandria d'Egitto. Lo sviluppo completo dell'ingegneria di base e di dettaglio del forno include il sistema di condotti fumi e aria di preriscaldamento, relative passerelle e le strutture di supporto. La fornitura comprende inoltre nove bruciatori, tre ventilatori, il preriscaldatore e tutta la relativa strumentazione per garantire l'esercizio dell'impianto nel rispetto dei requisiti di sicurezza.

Padiglione "Enzo Ferrari" dell'UniMore di Politecnica Soc. Coop. - Modena (categoria Opere Civili) (figura 3)

Il progetto si inserisce all'interno del campus di Ingegneria Enzo Ferrari dell'Università di Modena e Reggio Emilia per aumentare il proprio patrimonio funzionale con maggiori spazi per la didattica e dare un forte carattere al nuovo ingresso principale e all'interno del complesso. Il programma architettonico prevede la realizzazione di un'importante porzione sospesa del fabbricato; questo aspetto è stato essenziale nella definizione strutturale. Si è dunque lavorato in sintesi progettuale con l'architettura prevedendo una configurazione strutturale che nelle sue varie parti si identifica con l'involucro architettonico. A completamento dei collegamenti verticali l'integrazione nel progetto di una scala interna in carpenteria metallica a doppie rampe contrapposte, posta in appensione al solaio di copertura, ed una scala in acciaio esterna, anch'essa collegata all'edificio.

Polo trasformazione cereali Cremona di Studio Calvi - Cremona (categoria Strutture piccole) (figura 4)

L'intervento riguarda il nuovo polo di trasformazione cereali composto da tre strutture in elevazione staticamente indipendenti: il mulino, la cella grano e la cella farina. I 16 sili previsti si appoggiano su un graticcio di travi in cemento armato, poste a circa 9 metri da terra. I tre edifici sono tra loro staticamente indipendenti a causa sia degli elevati carichi trasmessi dalle strutture in elevazione sia dalle scarse caratteristiche meccaniche del terreno di base. Le fondazioni sono di tipo profondo mediante i pali battuti, travi in calcestruzzo armato e centrifugato.

Nuova sede Google New York di Bolina Ingegneria - Mestre (Menzione Speciale) (figura 5)

Il progetto della nuova sede degli uffici Google nasce dal recupero ed espansione di un edificio esistente al 550 di Washington Street a New York. L'attività svolta è relativa alla modellazione BIM costruttiva in ambiente Tekla Structures finalizzata all'estrazione dei disegni di officina dei conci prefabbricati che costituiscono i 2 nuclei prefabbricati dell'edificio che ospiterà i nuovi uffici Google di New York. L'approccio multidisciplinare ha permesso a Bolina Ingegneria l'aggiornamento in tempo reale del modello BIM in funzione dei risultati, a vantaggio della qualità e dei tempi di produzione dei disegni costruttivi di officina.



Fig. 2 - Forno di processo raffineria Midor



Fig. 3 - Scala padiglione "Enzo Ferrari", UniMore - Modena

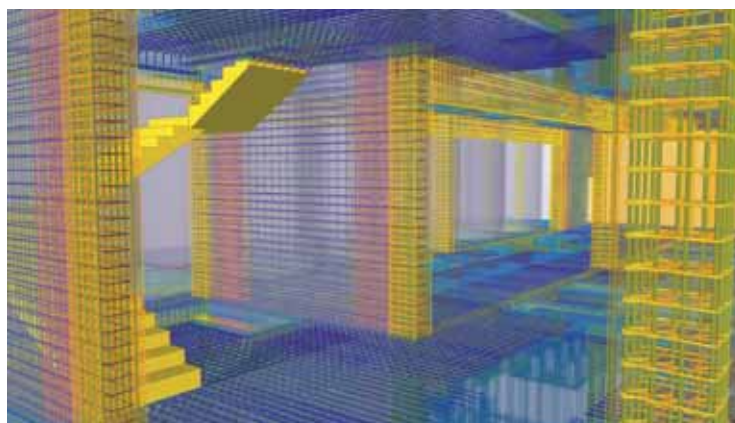


Fig. 4 - Polo trasformazione cereali, Bologna

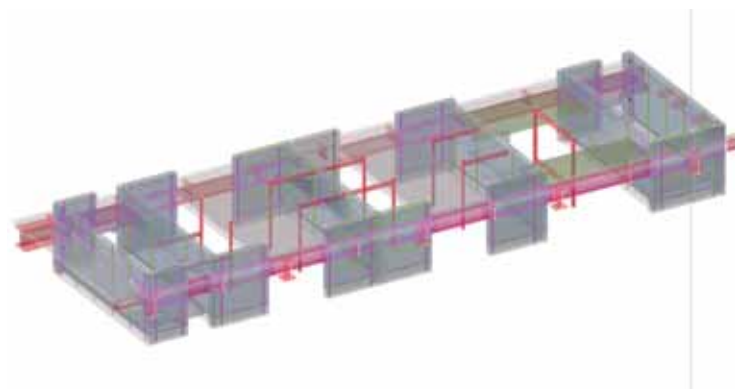


Fig. 5 - Nuova sede Google di New York

STESSA²⁰²¹

THE 10TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE BEHAVIOUR OF STEEL STRUCTURES IN SEISMIC AREAS

TIMISOARA, ROMANIA, 26-28 MAY 2021



ORGANIZED BY:

Politehnica University of Timisoara, Romania
Romanian Academy, Timisoara Branch, Romania
University of Naples "Federico II", Italy



CHAIRMAN

Federico M. Mazzolani
Professor Emeritus
University of Naples "Federico II"
Italy

CO-CHAIRMAN

Dan Dubina
Academician
Politehnica University of Timisoara
Romanian Academy, Timisoara Branch
Romania

KEYNOTE SPEAKERS

Abolhassam Astaneh-Asl, University of California, USA
Dan M. Frangopol, Lehigh University, USA
Guo Qiang Li, Tongji University, China
Federico M. Mazzolani, University of Naples "Federico II", Italy
Masayoshi Nakashima, Kyoto University, Japan
James M. Ricles, Lehigh University, USA
Akira Wada, Tokyo Institute of Technology, Japan

INTERNATIONAL SCIENTIFIC COMMITTEE

Giuseppe Brando, University of Chieti-Pescara, Italy
Michel Bruneau, University at Buffalo, USA
Luis Calado, Instituto Superior Tecnico, Portugal
Jose Miguel Castro, University of Porto, Portugal
Su-Wen Chen, Tongji University, China
Mario D'Aniello, University of Naples "Federico II", Italy
Gianfranco De Matteis, "Vanvitelli" University of Campania, Italy
Hervee Degee, University of Hasselt, Belgium
Gaetano Della Corte, University of Naples "Federico II", Italy
Florea Dinu, Politehnica University of Timisoara, Romania
Evangelos Efthymiou, Aristotle University of Thessaloniki, Greece
Amr Elnashai, University of Houston, USA
Beatrice Faggiano, University of Naples "Federico II", Italy
Larry Fahnestock, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA
Luigi Fiorino, University of Naples "Federico II", Italy
Antonio Formisano, University of Naples "Federico II", Italy
Daniel Grecea, Politehnica University of Timisoara, Romania
Ricardo Herrera, University of Chile, Chile
Benno Hoffmeister, RWTH Aachen, Germany
Theodore L. Karavasilis, University of Patras, Greece
Raffaele Landolfo, University of Naples "Federico II", Italy
Massimo Latour, University of Salerno, Italy
Dimitrios Lignos, École polytechnique fédérale de Lausanne, Switzerland
Gregory MacRae, University of Canterbury, New Zealand
Edoardo Marino, University of Catania, Italy
Elena Mele, University of Naples "Federico II", Italy
Rosario Montuori, University of Salerno, Italy
Marius Mosoarca, Politehnica University of Timisoara, Romania
Masayoshi Nakashima, Kyoto University, Japan
Elide Nastri, University of Salerno, Italy
Vincenzo Piluso, University of Salerno, Italy
Andre Plumier, University of Liege, Belgium
Gian A. Rassati, University of Cincinnati, USA
Alireza Rezaeian, The Iranian Society of Steel Structures, Iran
James M. Ricles, Lehigh University, USA

THE CONFERENCE

STESSA is the specialty conference on seismic design and performance of steel structures. Its main mission is to provide an international forum for researchers and engineers to share with their peers the latest developments in the field of seismic behaviour of steel structures. Previous editions of STESSA were held in Timisoara (Romania, 1994), Kyoto (Japan, 1997), Montreal (Canada, 2000), Naples (Italy, 2003), Yokohama (Japan, 2006), Philadelphia (United States, 2009), Santiago (Chile, 2012), Shanghai (China, 2015) and Christchurch (New Zealand, 2018). The 10th anniversary edition of the STESSA conference returns to Timisoara, the city where it started, as a tribute to Victor Gioncu, who came with the idea of initiating the series of conferences dedicated to the behaviour of steel structures in seismic areas.



VENUE

The conference will be held in the Central Library of the Politehnica University of Timisoara, Romania. The charm of Timisoara lies in its distinct architectural character and vibrant cultural life. The city is home to year-round musical and theatrical performances, art galleries, museums and a buzzing nightlife. Take the opportunity to visit Timisoara in 2021 when it will host the European Capital of Culture.

CALL FOR ABSTRACTS

You are cordially invited to submit an abstract through the conference website www.ct.upt.ro/stessa2021/. It should state clearly the objectives and the content of the paper. Papers will be peer-reviewed by the scientific committee and considered for oral presentations and poster sessions. Abstracts, full papers and presentations at the conference should be in English, which is the official language of the conference.

PROCEEDINGS

Extended abstracts will be published in a hardcopy volume, while full papers will be indexed in an open-access online repository.

CONTACT AND INFORMATION

For general information please contact the following email address: stessa2021@upt.ro. Additional information is available on the conference website: www.ct.upt.ro/stessa2021/.



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

Il CTA ha al suo interno tre componenti paritetiche:

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

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

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



COSTRUZIONI METALLICHE
La più autorevole rivista del settore, si occupa da oltre settant'anni, della cultura del costruire con l'acciaio. In formato digitale e cartaceo.



I Quaderni del CTA
Monografie su temi specifici,
sviluppate da esperti del
settore.
In formato cartaceo.



Vantaggi per i soci CTA

- Abbonamento rivista Costruzioni Metalliche (cartaceo e digitale)
- Ricezione pubblicazioni tecniche CTA
- Sconti per la partecipazione agli eventi CTA
- Accesso all'area riservata del sito CTA e download gratuito del materiale disponibile
- Possibilità di far parte di commissioni/gruppi di lavoro CTA

collegiotecniciacciaio.it



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



CollegioTecniciAcciaio



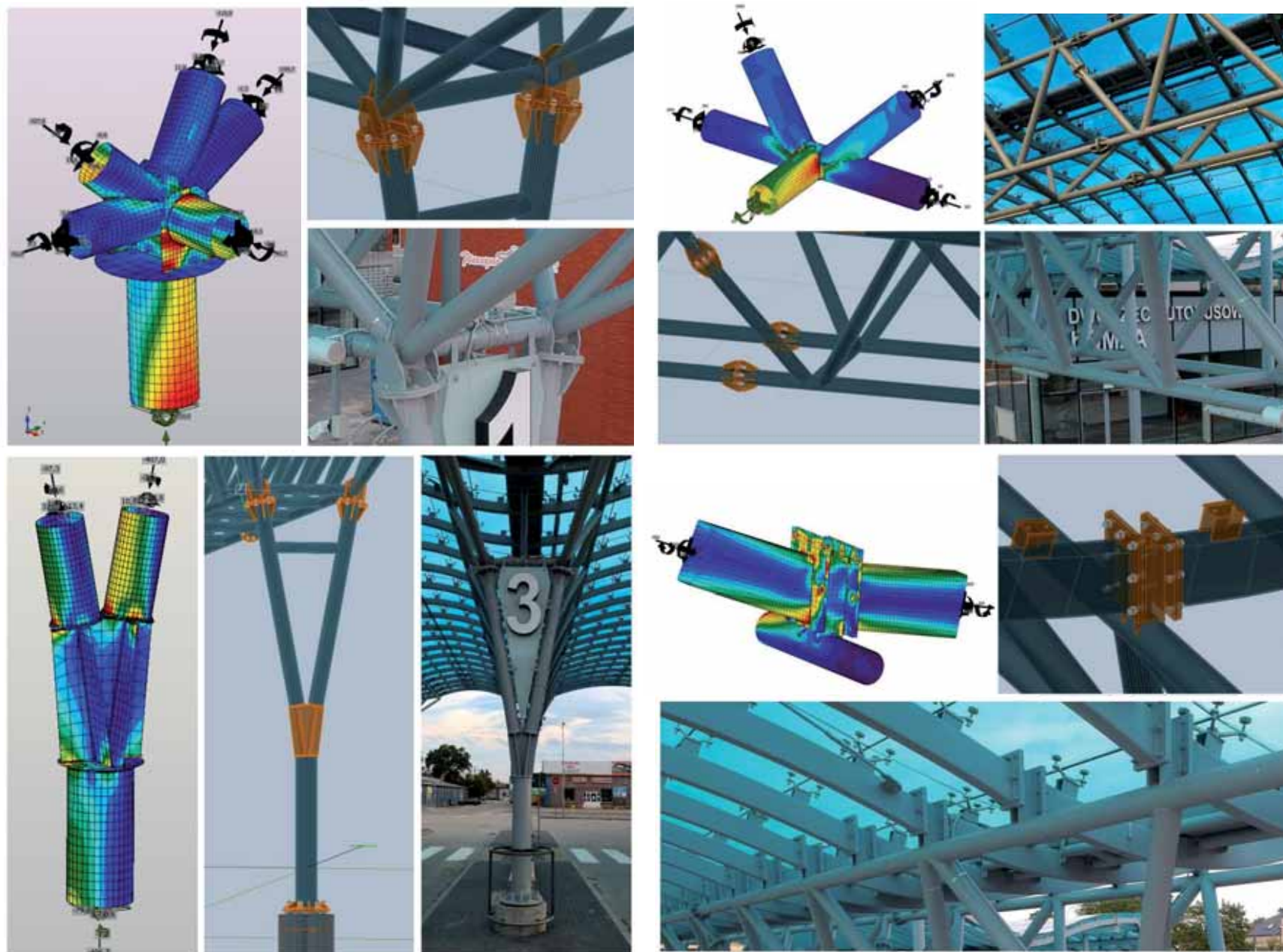
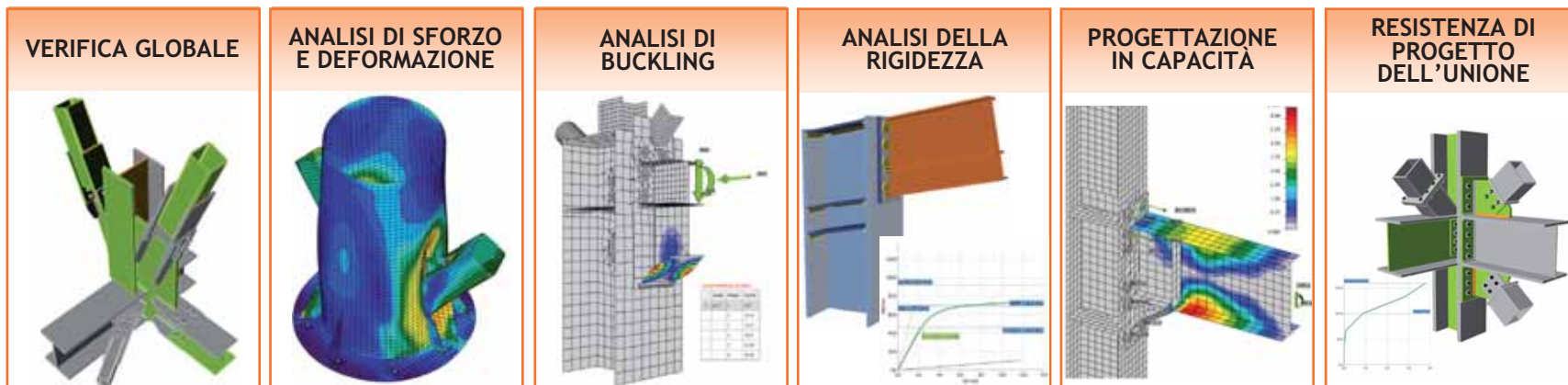
collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche



CMrivista

IDEA StatiCa® CONNECTION

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



PROVA LA VERSIONE COMPLETA PER 14 GIORNI

EISEKO COMPUTER S.R.L. Viale del Lavoro 17 - 37036 San Martino B. A. (VR)
 posta@eiseko.com +39 045 80 31 894 www.eiseko.com

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

CDJ *Win*

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

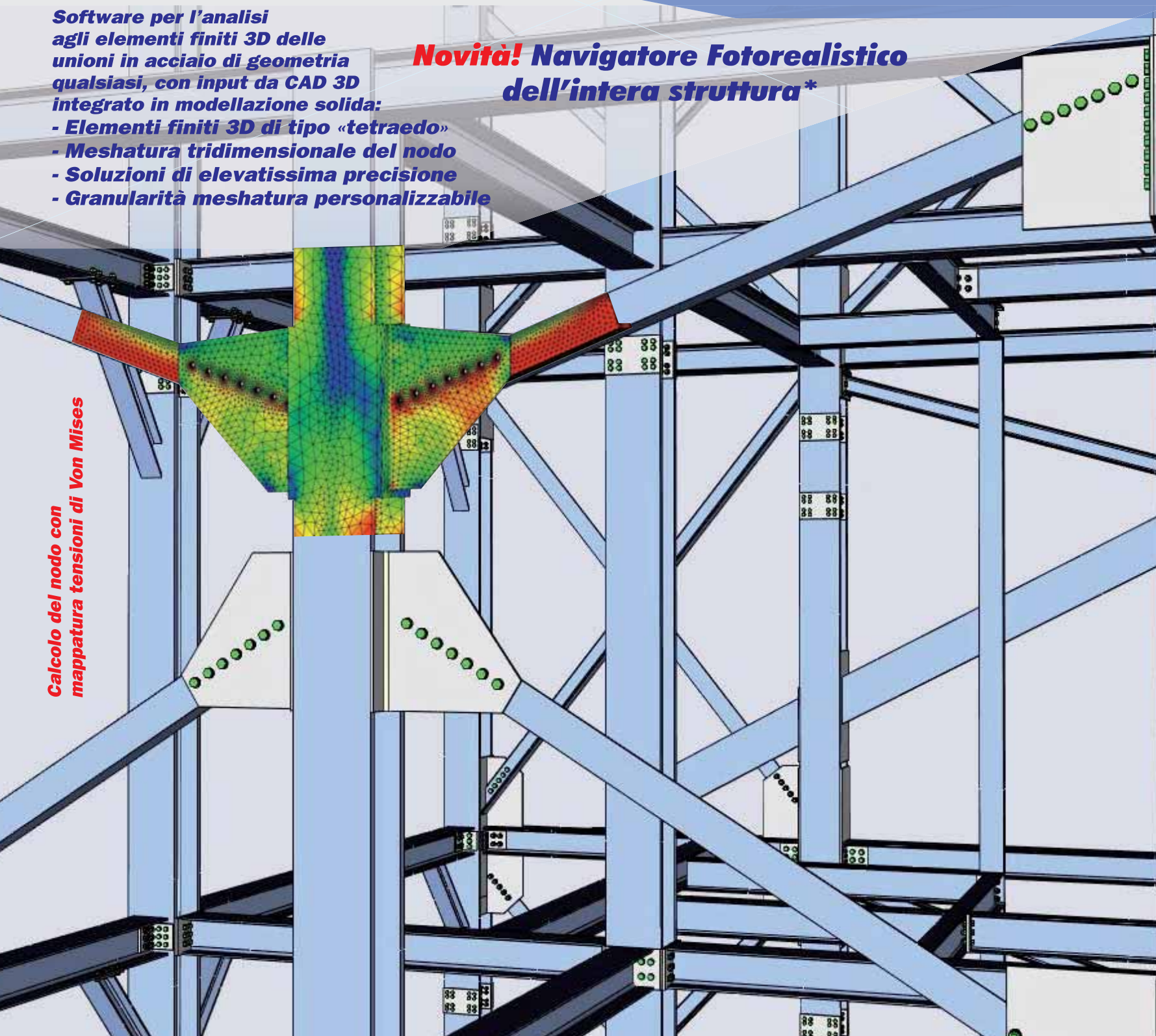
**Niente più problemi con
le giunzioni metalliche...**

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

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

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

Calcolo del nodo con
mappatura tensioni di Von Mises



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

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

Software Tecnico Scientifico®



Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata 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



*in distribuzione con il PowerPack 2020 - La ColorMap delle tensioni è qui rappresentata nel Navigatore Fotorealistico per finalità dimostrative