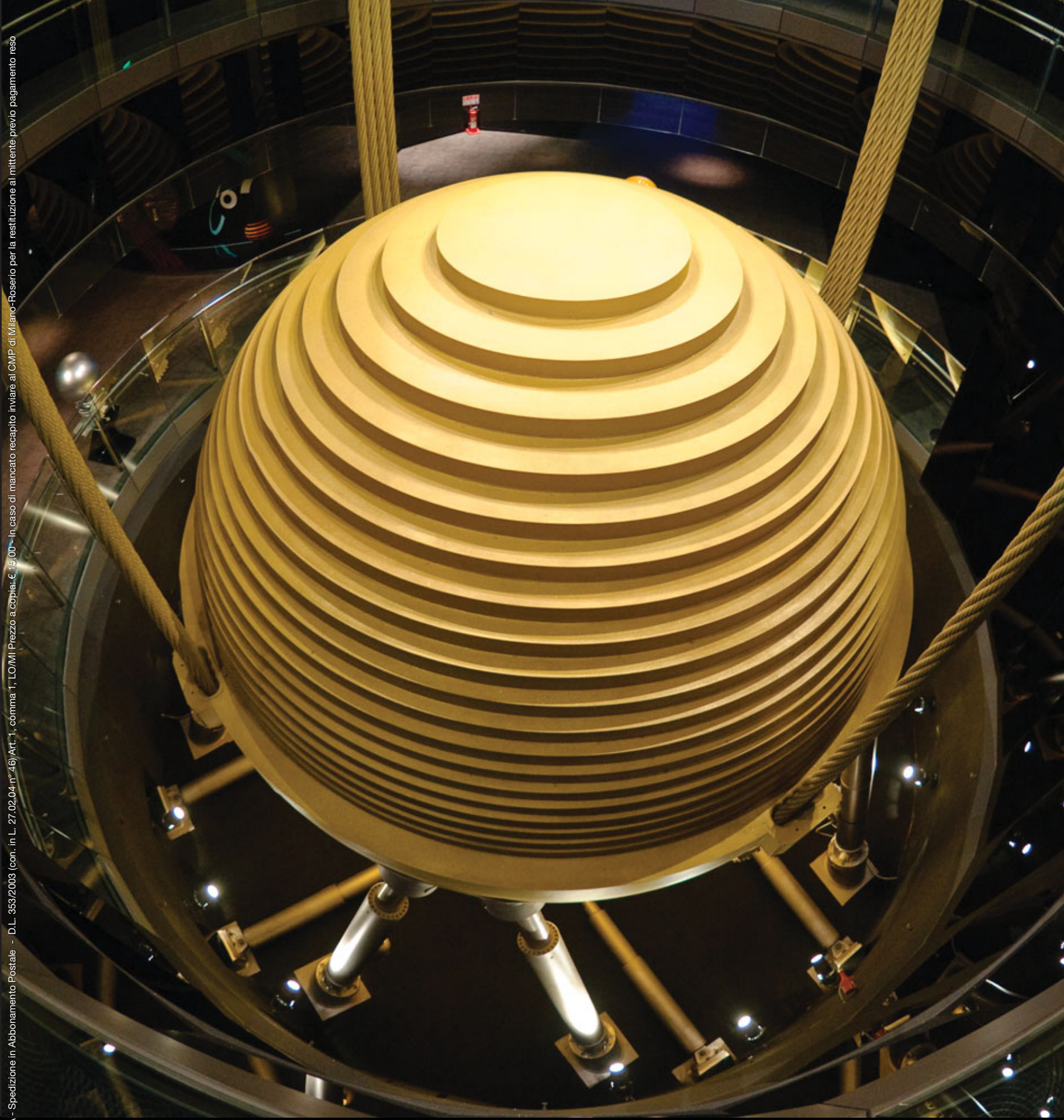


ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SpA - Spedizione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2003 (con. in L. 27.02.04, n° 46) Art. 1, comma 1, L.OMI Prezzo a copia: € 15,00 - In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano-Rosario per la restituzione al mittente previo pagamento reso



MAR/APR 2024

CTA
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE

2021 16 APRILE 2021
Infinite Area (TV)

2022 20 MAGGIO 2022
H-FARM (TV)

2023 28 SETTEMBRE 2023
Auditorium della Tecnica (Roma)

fING quattro
punto
zero

Forum Ingegneria 4.0

QUARTA EDIZIONE

**SAVE
THE DATE**

2024

20-21 GIUGNO 2024

Tecnopolo e Parco Innovazione
ex Officine Reggiane – Reggio Emilia



Forum ingegneria 4.0 è il ricettacolo di idee e ispirazioni che dà luogo ad un evento annuale in cui amministratori delegati, imprenditori ed opinion leader dei settori **Ingegneria**, **Costruzioni** e **Manifatturiero** si danno appuntamento per presentare buone pratiche ed esperienze di successo aziendale nell'era 4.0 della digitalizzazione di prodotti, processi e servizi e per misurarsi su temi di particolare interesse.

**Il nuovo modo di
costruire il futuro è qui**

forumingegneria.it



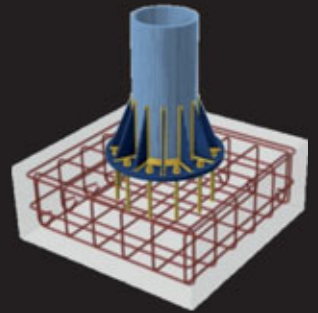
IDEA StatiCa® Connection

SOFTWARE LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM IN CAMPO NON LINEARE DI CONNESSIONI IN ACCIAIO ATIPICHE E COMPLESSE



Verifiche complete del blocco di fondazione grazie all'esportazione in IDEA Detail

Ora è possibile eseguire la verifica degli ancoraggi in IDEA Connection ed esportare il blocco di calcestruzzo in IDEA Detail per completare la verifica dell'armatura e del calcestruzzo.



New!

The screenshot illustrates the software workflow. On the left, a 3D model of a column base is shown with a 'Production cost - 179 €' label. The main interface features a menu bar with options like 'Carichi in equilibrio percentuale', 'Importa XLS connessione', and 'Esporta XLS'. A 'Detail' button is highlighted. Below the menu, a tree view shows 'CON1' with sub-items: 'Members' (M1), 'Load effects' (LE1), and 'Operations' (BP1, RUB1, GRD1). The central 3D view shows the column base with reinforcement bars and a red box highlighting a specific area. To the right, a detailed view of the reinforcement bars is shown with labels like '14,1', '13,2', and '14,7'. At the bottom, the 'IDEA StatiCa DETAIL' interface is shown, featuring a 'Group of Forces' table and a circular reinforcement layout diagram.

	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	14.8	0.2	1.8	13	118	
2	15.3	0.2	1.8	7	107	
3	16.1	0.2	1.7	27	116	
4	16.1	0.2	1.8	75	128	
5	16.8	0.1	0.8	41	113	
6	16.8	0.1	1.3	28	118	
7	15.3	0.2	0.7	34	118	
8	15.3	0.2	1.2	45	114	
9	16.2	0.2	0.8	37	124	
10	16.2	0.2	1.1	25	118	
11	16.2	0.4	0.5	75	121	
12	15.3	0.4	0.9	38	125	
13	15.1	0.3	0.3	38	128	
14	15.1	0.4	0.9	32	122	
15	15.2	0.2	0.9	38	144	
16	15.2	0.3	0.3	31	142	
17	15.2	0.4	0.1	118	118	

PROVA GRATIS LA VERSIONE COMPLETA DEL SOFTWARE

EISEKO
Software for building
www.eiseko.it

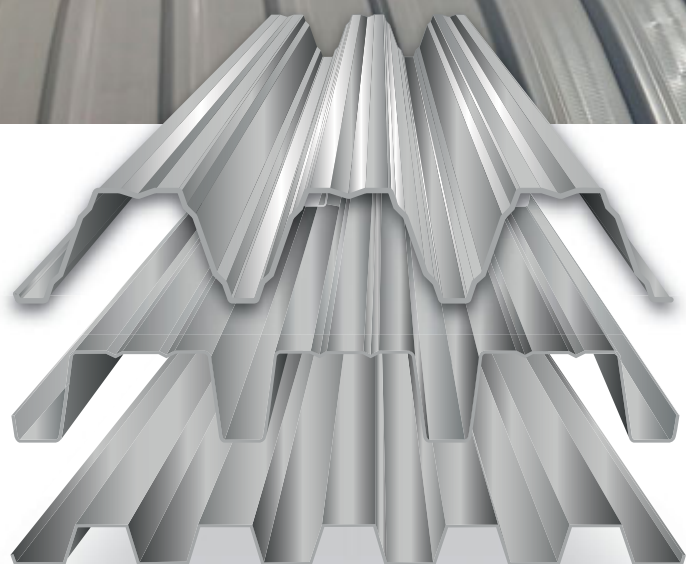


SCANSIONA IL QR CODE E SCOPRI L'OFFERTA RISERVATA AI LETTORI
EISEKO COMPUTERS S.r.l.
Viale del Lavoro 17, 37036 San Martino B. A. (VR)
+39 045 80 31 894
idea@eiseko.it



unimetal.net

LASTRE SOLAI COPERTURE RIVESTIMENTI



LA PIÙ AMPIA E COMPLETA GAMMA

Produzione e vendita di coperture metalliche, lamiera greccata per coperture, lastre solaio, pannelli coibentati per rivestimenti e coperture, pannelli curvi coibentati e pannelli in lana di roccia.

Per informazioni visita www.unimetal.net

www.unimetal.net



Tekla[®] Structures

Il software BIM per la
**PROGETTAZIONE
COSTRUTTIVA**

I piani subscription



Tekla Structures Carbon

Per la visualizzazione e la collaborazione.

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



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Tekla Structures Graphite

Per la modellazione e la documentazione progettuale.

Consigliato a chi gestisce progetti fino al dettaglio esecutivo.

Include tutti i benefici della configurazione **Carbon**.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Tekla Structures Diamond

Per la modellazione e la documentazione costruttiva.

Consigliato a chi gestisce progetti fino al costruttivo.

Include tutti i benefici della configurazione **Graphite**.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing

Rivenditore unico per l'Italia

since 1990

HARPACEAS
Your digital partner

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



STRUTTURE METALLICHE PER GLI IMPIANTI SPORTIVI REALIZZATE NEL MONDO DALLA CIMOLAI SPA



MODELLI DI CALCOLO IN 

Foto, testo e modelli di calcolo, per gentile concessione della Cimolai SpA

Distributore esclusivo
per l'Italia del codice
di calcolo Straus7



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

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949

REDAZIONE

DIRETTORE RESPONSABILE: BRUNO FINZI

EDITOR IN CAPO: ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia

COMITATO DI REDAZIONE:

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

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

COMITATO SCIENTIFICO:

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

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

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

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

CONCESSIONARIA PUBBLICITÀ:

Agicom srl, Viale Caduti in Guerra, 28,
 00060 Castelnuovo di Porto (RM)
 Tel. +39 069078285
 www.agicom.it
 Domenica Cipriani | 380 7544576 | domeniacipriani@agicom.it

IMPAGINAZIONE E GRAFICA:

Hutter Edgardo | SINAPSI |
 www.sinapsiweb.info

STAMPA:

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

ABBONAMENTI PER L'ANNO 2021 (6 NUMERI):

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

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

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

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

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

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

ISSN n. 0010-9673

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

Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione e stampato nel mese di MAGGIO 2024

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 LXXVI MAR APR 24

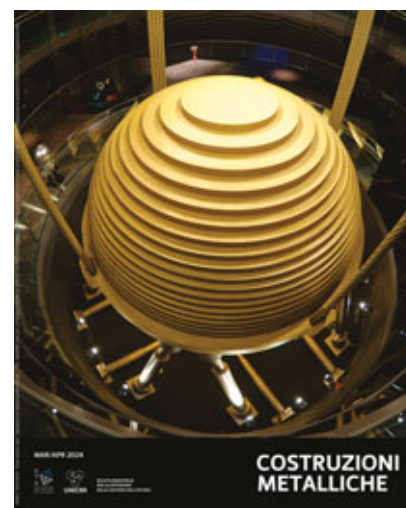


www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina:

Lo smorzatore a massa accordata del grattacielo Taipei 101
 (© Armand du Plessis)



9 EDITORIALE

MARIA GABRIELLA CASTELLANO,
 SAMUELE INFANTI, MARK MATTHEWS,
 JAMIESON K. ROBINSON

Lo smorzatore a massa accordata del grattacielo Taipei 101

10 EUROCODICI E NORMATIVE

ALESSANDRO DESIMONI, RICCARDO ZANON

LA SECONDA GENERAZIONE DELL'EUROCODICE 4: I NUOVI ORIZZONTI PER LE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

23 EUROCODICI E NORMATIVE

LEONARDO BANDINI

L'APPROCCIO FEM PER LA VERIFICA DI MEMBRATURE IN ACCIAIO: prEN1993-1-14, UN DOCUMENTO DEDICATO NEGLI EUROCODICI DI NUOVA GENERAZIONE

30 INVOLUCRO EDILIZIO

PAOLO GIUSSANI, VALENTINA GUERRA,
 PAOLO RIGONE

La sicurezza antincendio dei sistemi di involucro edilizio a facciate continue

47 INVOLUCRO EDILIZIO

ALBERTO PIAIA, ALBERTO D'OCCHIO,
 MARCO BOMBONATO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E TERMICA DELL'INVOLUCRO EDILIZIO. CASO STUDIO: TORRE RESIDENZIALE A NEW YORK.

66 ARCHITETTURA

ERPINO LABROZZI

Maison M30 - Un'esperienza tra autocostruzione e utilizzo di manodopera locale nella campagna di Tolosa

78 GIORNATE NAZIONALI DI SALDATURA - GNS12

MICHELE LANZA

Danno per fatica meccanica ad alto numero di cicli. Verifica o progetto di giunti saldati su manufatti di grandi dimensioni con il metodo globale della EN 1993-1-9 e approccio sperimentale

89 NOTIZIARIO CTA

FRANCESCO PISCIOTTANO

ACCIAIO E INNOVAZIONE NELLE INFRASTRUTTURE Un'esperienza formativa per un giovane ingegnere al Seminario del CTA

91 LIBRI

ALESSANDRO DESIMONI

"DESIGN OF STEEL PLATED STRUCTURES WITH FINITE ELEMENTS" ECCS Eurocode Design Manual.

92 La Redazione

RICORDO DI ISA ZANGRANDO

93 LIBRI

RICCARDO DE COL

"Strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo Sviluppi recenti e nuove sfide" EUT Editrice Università di Trieste

94 PARLIAMONE INSIEME

La Redazione

Bulloneria strutturale: serraggio e rondelle antisvitamento

LA QUALITÀ AL VOSTRO SERVIZIO



TUBI

tondi dal 6X1 A 508x10 e superiori - **quadri** dal 10x10x1 a 500X500X20 - **rettangolari** dal 15x10x1 a 600x400x20
SERRAMENTI | OVALI | SEMIOVALI | TRIANGOLI | MANCORRENTI | NERI | DECAPATI | LUCIDI | ZINCATI
S235JR | S275JR | CORTEN | S355J2

TRAVI

U | IPE INP | HEA | HEB | HEM
S275JR | CORTEN | S355J2

LAMINATI

S275JR | S355J2

PROFILI APERTI - TONDO RETE CEMENTO ARMATO - RETI E GRIGLIATI

LAMIERE DA 0,5 A 40

NERE | DECAPATE | LUCIDE | ZINCATE | DA TRENO etc...
S235JR | S275JR | CORTEN | S355J2 etc...
FORATE | STRIATE | BUGNATE | STIRATE



via della Cupola, 239 - 50145 Firenze
tel. 055 3430 511 / fax. 055 374 776
uff.comm.le tel. 055 3430 517/521
commerciale@vicinitubi.com
www.vicinitubi.com
www.tubilamiere.it





Lo smorzatore a massa accordata del grattacielo Taipei 101

Maria Gabriella Castellano¹, Samuele Infanti¹, Mark Matthews², e Jamieson K. Robinson²

¹ FIP MEC srl, Selvazzano Dentro (PD)

² Motioneering, Canada

A seguito del terremoto avvenuto a Taiwan il 3 aprile, sui media ha avuto molta visibilità lo smorzatore a massa accordata (Tuned Mass Damper - TMD in inglese) installato alla sommità del grattacielo Taipei 101 di Taipei, che con i suoi 101 piani e 508 m era il più alto al mondo all'epoca della costruzione (2004), ed oggi è invece all'undicesimo posto.

Uno smorzatore a massa accordata è un dispositivo progettato per avere la stessa frequenza propria della struttura ma con una massa più piccola, e per muoversi in controfase rispetto alla struttura, riducendone così gli spostamenti.

Il TMD del Taipei 101, progettato e costruito dall'azienda canadese Motioneering, è il principale sistema smorzante della torre, ne controlla i movimenti indesiderati ed assicura sicurezza e comfort ai suoi occupanti. È installato tra l'87° ed il 92° piano, ed oltre ad essere una grande opera di ingegneria è diventato una delle principali attrazioni turistiche di Taipei. L'enorme massa sferica di 660 t è appesa ai cavi connessi al 92° piano, mentre 8 speciali dissipatori viscosi, progettati e prodotti in Italia da FIP Industriale (oggi FIP MEC) la collegano all'87° piano e ne controllano gli spostamenti.

Lo scopo principale del TMD è la riduzione - fino al 40% - degli spostamenti orizzontali del grattacielo causati dal vento, che può essere molto intenso in quell'area soggetta a tifoni. Nei suoi 20 anni di vita l'efficacia del TMD è stata dimostrata in occasione di diversi eventi estremi, il più forte dei quali è stato il tifone Soudelor, che nel 2015 raggiunse raffiche fino a 233 km/h.

Per quanto riguarda il comportamento al sisma, il grattacielo è stato progettato e costruito per resistere a sismi ben più alti di quelli previsti dalle normative locali all'epoca della costruzione,

e la sua resistenza al sisma non è affidata solo al TMD. Tuttavia, il comportamento dello smorzatore a massa accordata per effetto del sisma e non solo del vento è stata una delle sfide di questo progetto.

I dissipatori viscosi svolgono un ruolo chiave nella riduzione degli spostamenti dovuti sia al vento che al sisma. Essendo queste azioni dinamiche caratterizzate da velocità e durate molto diverse, non è facile scegliere i parametri progettuali dei dissipatori che risultino ottimali per entrambe le azioni. Durante i tifoni, che possono durare molte ore, è importante garantire che la capacità dissipativa rimanga costante nel tempo; invece durante l'azione sismica, che dura poche decine di secondi, è importante dissipare il più possibile per controllare lo spostamento massimo.

La soluzione richiesta dai progettisti del TMD, e sviluppata dai progettisti dei dissipatori, è stata quella di dissipatori che cambino il loro comportamento a seconda dell'intervallo di velocità a cui sono soggetti, in modo completamente passivo.

In pratica, l'esponente a della velocità v nella legge costitutiva $F=cv^a$ non è costante per tutte le velocità ma varia. I dissipatori viscosi sviluppano una forza massima di 1000 kN in corrispondenza di una velocità massima di 1 m/s, con esponente $a=2$; per velocità maggiori di 1 m/s e fino alla velocità massima di 2,3 m/s l'esponente della velocità è invece $a=0,1$. La capacità di spostamento dei dissipatori è di ± 750 mm. Prima dell'installazione, i dissipatori viscosi furono soggetti ad una campagna sperimentale molto severa, eseguita nel laboratorio FIP, che riproduceva tutte le possibili sollecitazioni sia da vento che da sisma.

I temi degli smorzatori a massa accordata e di altri sistemi di smorzamento per le strutture saranno approfonditi in articoli dedicati, nei prossimi numeri di Costruzioni Metalliche.

LA SECONDA GENERAZIONE DELL'EUROCODICE 4: I NUOVI ORIZZONTI PER LE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

EUROCODE 4 SECOND GENERATION: THE NEW FRONTIERS FOR THE STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES

Alessandro Desimoni^{1*}, Riccardo Zanon²

¹Libero professionista, cultore della materia | ²ArcelorMittal Steligenca, 66 rue du Luxembourg, Luxembourg

L'impiego delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è ben consolidato nella pratica progettuale per edifici e ponti da oltre un secolo. L'Eurocodice 4 è stato parte integrante della diffusione e utilizzo di questo tipo di strutture negli ultimi decenni, proponendo un approccio progettuale omogeneo e avanzato. Questo articolo riporta i principali sviluppi della seconda generazione della normativa europea, che si avvicina ormai alla pubblicazione ufficiale.

Steel-concrete composite structures are well-established in the current practice for buildings and bridges since over a century. The European standard Eurocode 4 has been integral into the widespread of their use in the past decades by proposing an homogenized and advanced design approach. This article reports on the mainstream developments of the second generation of the code which is now approaching the official publication.

1. Cenni sullo sviluppo storico delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

Le prime realizzazioni in struttura composta acciaio-calcestruzzo risalgono alla seconda metà del XIX secolo e riguardano solette di edifici e impalcati da ponte di luce contenuta (figura 1).

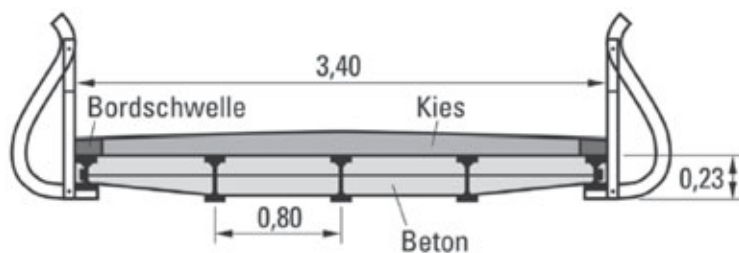


Fig. 1 | Sezione trasversale di uno dei primi ponti composti acciaio-calcestruzzo in Europa a Ravensburg, Germania, 1876 [1]

Tra le strutture di maggior rilievo che per prime adottano l'abbinamento dei due materiali, si segnalano il ponte Rock Rapids nello stato dell'Iowa, con travi a "I" curve incorporate nel calcestruzzo (progetto dell'Ing. Josef Melan, figura 2) e dell'edificio Methodist Building a Pittsburgh (Pennsylvania), anch'esso dotato della stessa tipologia per gli orizzontamenti. L'impalcato di Melan è noto per essere tra i primi in cui nella relazione di calcolo si faccia riferimento alla collaborazione dei due materiali.

In queste prime applicazioni la collaborazione è affidata

all'aderenza all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo, in analogia a quanto avviene nelle strutture in calcestruzzo armato con le barre di armatura a sezione circolare. In questo periodo la progettazione delle due tecnologie (calcestruzzo armato e strutture composte) viene condotta seguendo le stesse regole di calcolo (Emperger, 1912 [1]).

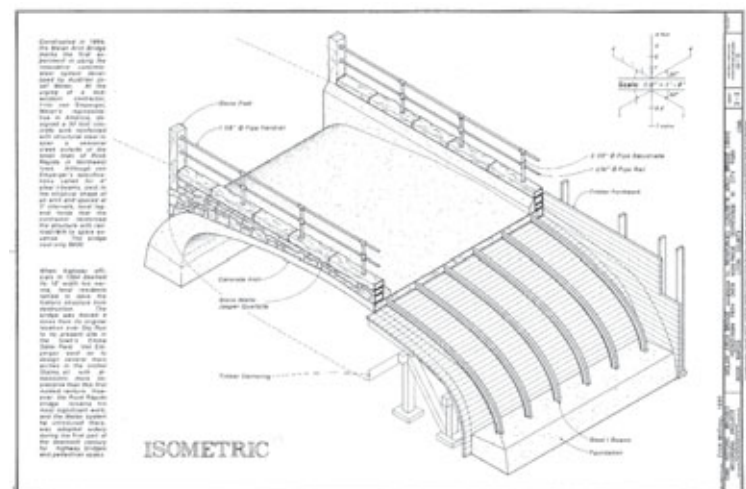


Fig. 2 | Primo esempio di ponte ad arco con travi in acciaio incorporate nel calcestruzzo (Rock Rapids, Iowa, 1894)

Negli stessi anni, grazie anche ai primi test sperimentali condotti in Germania, si inizia a constatare che la spontanea

*Corresponding author. Email: desi.ale@tor.it

collaborazione tra i due materiali è, tuttavia, riscontrabile solo quando le sollecitazioni sono di modesta entità e inferiori alla naturale aderenza acciaio-calcestruzzo. Al crescere dell'impegno statico richiesto all'interfaccia (dovuto principalmente a una distanza significativa dell'asse neutro delle componenti da quello della sezione composta) si manifestano importanti fenomeni di scorrimento tra i profili in acciaio e il calcestruzzo.

Queste nuove evidenze conducono, nelle prime due decadi del XX secolo, a utilizzare per alcune strutture di ponti l'abbinamento di profili in acciaio e calcestruzzo in modo differente. In tali opere, i due materiali vengono impiegati per elementi strutturali distinti, destinati ad assolvere funzioni diverse: l'acciaio viene adottato per le strutture portanti principali, il calcestruzzo armato per la soletta di impalcato, che ha solo il compito di trasferire alla struttura di acciaio i carichi veicolari (figura 3).

Ben presto appare più logico e conveniente sfruttare integralmente le risorse di resistenza e rigidezza del calcestruzzo, collegandolo

agli elementi in acciaio per costituire un'unica sezione resistente. I successivi sviluppi tecnologici portano, quindi, a realizzare la connessione tra acciaio e calcestruzzo attraverso elementi specifici che garantiscono un'interazione meccanica in grado di assicurare solidarietà tra acciaio e calcestruzzo anche in presenza di elevate sollecitazioni.

Casi in Europa nel quale sono previsti connettori con lo scopo specifico di garantire la collaborazione è il Sistema brevettato da Pohlmann nel 1901 ("Pohlmanndecke"). In questo sistema per solai composti, le travi metalliche a doppio T sono ancora annegate nel calcestruzzo ma si prevedono ampi fori in anima attraverso i quali passano anelli metallici che collegano la trave al calcestruzzo. Tali anelli sono inclinati secondo la direzione della biella in trazione nello schema di una trave semplicemente appoggiata con carichi distribuiti (figura 4).

Dopo ulteriori tentativi a inizio XX secolo (si ricorda il brevetto di Julius Kahn del 1926), i primi importanti studi vengono condotti

da Caughey e Scott che nel 1929 formulano la teoria flessionale per le travi composte in regime di completa interazione. La prima significativa realizzazione in struttura composta acciaio-calcestruzzo è il ponte sullo Steinbach (1935-36). Ai successivi sviluppi del sistema costruttivo contribuiscono numerosi studi teorici e indagini sperimentali, condotte sia in Europa che in America, che confermano la bontà del sistema e introducono numerose tipologie di dispositivi di collegamento (nel 1956 vengono introdotti i connettori a piolo). L'impiego del sistema si estende dalla realizzazione di strutture da ponte a quella di edifici multipiano: già negli anni '60 si diffondono le lamiere collaboranti per le solette, ma è dagli anni '80 che le strutture miste diventano particolarmente diffuse nella costruzione di edifici.

Un passo importante per la diffusione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è dato dalle prime normative tecniche sull'argomento negli Stati Uniti: per gli edifici, nel 1930 compare il *New York City Building Code*, per i ponti si hanno le AASHTO del 1944.

In Europa il sistema composto acciaio-calcestruzzo si sviluppa dopo la II^a Guerra Mondiale, in particolar modo in Germania, nel tentativo di ottimizzare l'impiego dell'acciaio, di non facile approvvigionamento in quel periodo. Nascono così, nel 1955, le DIN 1078 - *Composite road bridges* e nel 1956 le DIN 4239 - *Composite beams in building construction*, che rappresentano i primi dettagliati codici europei sulle strutture composte, utilizzati anche in altri paesi nei decenni successivi.

In seguito alla pubblicazione delle DIN 1078, un grande sforzo di ricerca sulle strutture composte viene compiuto dai Proff. Roik e Bode e dai loro staff tecnici negli anni '70 e '80 del Novecento, portando alla pubblicazione nel 1974 delle *Guideline for the design and implementation of steel composite beams*, successivamente aggiornate nel 1981. Quest'ultimo

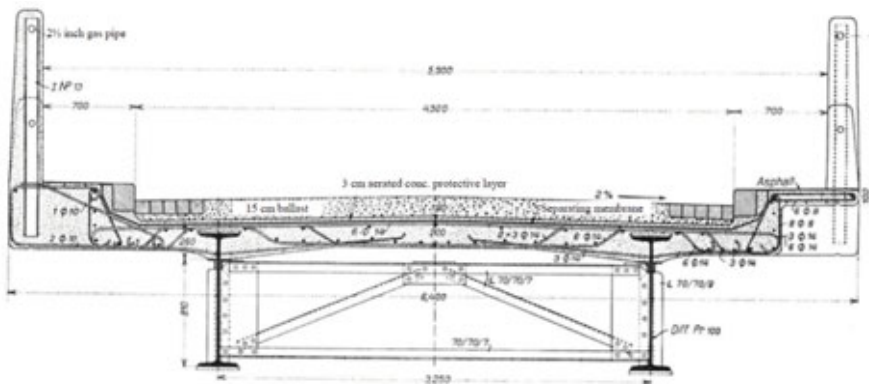


Fig. 3 | Sezione trasversale dell'Acheregg Bridge sul Lago di Lucerna, 1914 [1]

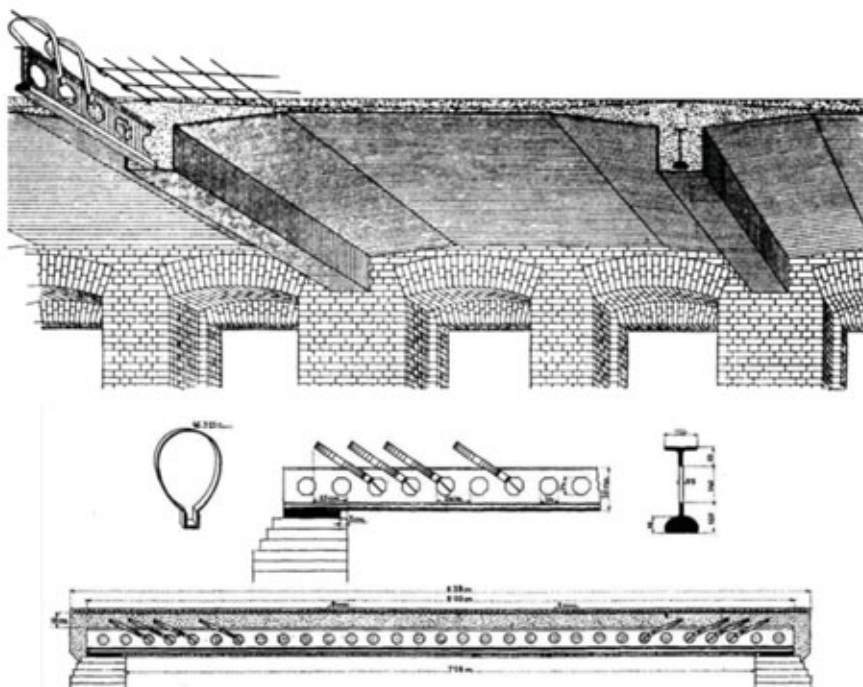


Fig. 4 | Sistema Pohlmann per solai misti acciaio-calcestruzzo [2]

documento riveste un ruolo fondamentale in quanto, per la prima volta, viene introdotto il calcolo della resistenza plastica per le travi composte, fino a quel momento studiate con i criteri delle tensioni ammissibili. Il concetto di resistenza plastica delle sezioni composte verrà ripreso e sviluppato sia nelle successive DIN 18800-5 del 2004 (redatte sotto la guida del Prof. Hanswille) che, soprattutto, nell'Eurocodice 4 [3].

2. Evoluzione della normativa europea sulle strutture composte acciaio-calcestruzzo

All'inizio degli anni '70 i tempi sono ormai maturi affinché prenda corpo l'idea di sviluppare codici di progettazione uniformi a livello europeo, non solo per le strutture composte ma, in generale, per l'intero settore delle costruzioni, con lo scopo di avvicinare i vari paesi a livello economico e sociale. I lavori degli Eurocodici prendono ufficialmente il via nel 1975 quando la Commissione Europea delibera un programma attuativo nel campo delle costruzioni, basato sull'articolo 95 del Trattato di Roma [4].

Il primo tentativo di armonizzazione delle norme nel settore delle strutture composte risale al 1971, quando viene formato il Joint Committee on Composite Structures, con la partecipazione di Euro-International Committee for Concrete (CEB), European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), International Federation for Prestressing (FIP) e International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). Dopo 10 anni di lavoro, nel 1981 viene rilasciato il *Model code for composite structures* [6] (il cosiddetto *yellow book*), documento che si propone di essere la base per le future normative nazionali e internazionali. In esso vengono definiti i principi di calcolo per travi, solette e colonne composte, molti dei quali si ritrovano nell'attuale dell'Eurocodice 4 (di 1ª generazione) e saranno presenti anche nella futura versione (di 2ª generazione).

Tra il 1984 e il 1985 un rinnovato gruppo di esperti sottopone alla comunità degli allora 12 stati membri il primo draft dell'Eurocodice 4 [5], che negli anni successivi verrà rivisto e armonizzato alla luce della pubblicazione delle versioni sperimentali ENV dell'Eurocodice 2 (strutture di calcestruzzo) e dell'Eurocodice 3 (strutture di acciaio) [3]. La pubblicazione della versione sperimentale ENV dell'Eurocodice 4 avviene a livello europeo sotto l'egida del CEN (European Committee for Standardization), a cui nel 1989 è stato trasferito l'incarico per lo sviluppo e l'armonizzazione delle norme, nell'ottobre del 1992 [7] e a livello italiano, con traduzione a cura della UNI, nel febbraio del 1995 (UNI ENV 1994-1-1:1995 [8]).

Come desumibile dalla sigla, l'Eurocodice 4 in versione ENV è suddiviso in parti: alla Parte 1-1 relativa alle regole generali e alle regole sugli edifici, vengono affiancate la Parte 1-2 dedicata alla progettazione della resistenza all'incendio (pubblicata a livello europeo nell'ottobre 1994 e con traduzione italiana nel febbraio 2001 [9]) e la Parte 2 concernente i ponti (pubblicata a livello europeo nel dicembre 1997 e con traduzione italiana nel dicembre 2002 [10]).

La versione ENV della Parte 1-1, seppur sperimentale, riveste ancor oggi un certo interesse, in quanto dettaglia maggiormente il background teorico e tratta tematiche che non sono più state incluse nella versione EN dell'Eurocodice 4 di prima generazione (ma che verranno riprese nel documento di seconda generazione).

A causa delle difficoltà di armonizzazione di tutti gli aspetti, gli Eurocodici ENV contengono i cosiddetti *boxed values* (valori incasellati), che possono essere scelti da ogni Stato Membro attraverso la pubblicazione dei National Application Documents (NAD).

Dopo l'emissione dei documenti sperimentali ENV, il lavoro del comitato tecnico CEN/TC250 e delle varie sottocommissioni (la SC4 per le strutture composte) procede nell'evoluzione dei codici per giungere, nella prima decade degli anni Duemila, all'emissione della 1ª generazione degli Eurocodici strutturali. Per l'Eurocodice 4 - *Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo*, viene mantenuta la stessa suddivisione in parti della versione ENV:

- EN 1994-1-1 - *Regole generali e regole per edifici*, pubblicata a livello europeo nel dicembre 2004 e con traduzione italiana nel marzo 2005 (con errata corrige del marzo 2009) [11];
- EN 1994-1-2 - *Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio*, pubblicata a livello europeo nell'agosto 2005 e a livello italiano, sempre in lingua inglese, nell'ottobre 2005 (con errata corrige del luglio 2008 e aggiornamento del febbraio 2014) [12];
- EN 1994-2 - *Regole generali e regole per i ponti*, pubblicata a livello europeo nell'ottobre 2005 e con traduzione italiana nel gennaio 2006 (con errata corrige del luglio 2008) [13].

È doveroso rilevare che la Parte 2 contiene non solo regole specifiche sui ponti ma anche regole generali che vanno a integrare quelle contenute nella Parte 1-1, per ottemperare la richiesta di alcune nazioni di avere un documento unico a beneficio dei progettisti di ponti [14]. Occorre, tuttavia, sottolineare che alcuni argomenti di interesse per i progettisti di edifici non sono contenuti nella Parte 1-1 ma solo nella Parte 2, creando qualche inevitabile difficoltà di consultazione.

Di tutte le tre parti esistono i pertinenti National Annex (NA) conformi alle NTC 2008, approvati dal C.S.LL.PP. in data 24.09.2010, che contengono rispettivamente 19, 8 e 15 Nationally Determined Parameters (NDP). I NA conformi alle NTC 2018 sono stati approvati dal C.S.LL.PP. nel luglio 2019 e notificati alla Commissione Europea a dicembre 2023, ma non ancora pubblicati in Gazzetta Ufficiale.

Il limitato numero di NDP è indice di una buona armonizzazione delle norme, che richiedono poche specifiche nazionali; tuttavia, la natura fortemente interdisciplinare delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, rende necessaria una stretta interazione con gli Eurocodici 2 e 3, caratterizzati da un più consistente numero di NDP. Per una disamina completa dei documenti richiamati direttamente dall'EN 1994, si rimanda allo schema di figura 5.

L'Eurocodice 4 di 1ª generazione si presenta come un documento più sintetico rispetto alla versione ENV. Il mancato riferimento di alcune regole ad alcuni tipi di membrature o strutture, tuttavia, non ne preclude l'utilizzo, qualora appropriato. Infatti, alcune omissioni sono volute per incoraggiare un approccio innovativo alla progettazione, basato sulla letteratura specializzata e rispettoso delle caratteristiche dei materiali e dei principi di equilibrio e congruenza. Tali metodologie possono essere applicate, ad esempio, per analizzare: elementi con sezione non uniforme o asse curvilineo, travi che presentano ampie forature nelle anime, instabilità flessor-torsionale di travi con sezioni di acciaio a semplice simmetria, colonne composte con sezioni trasversali dotate di un solo asse di

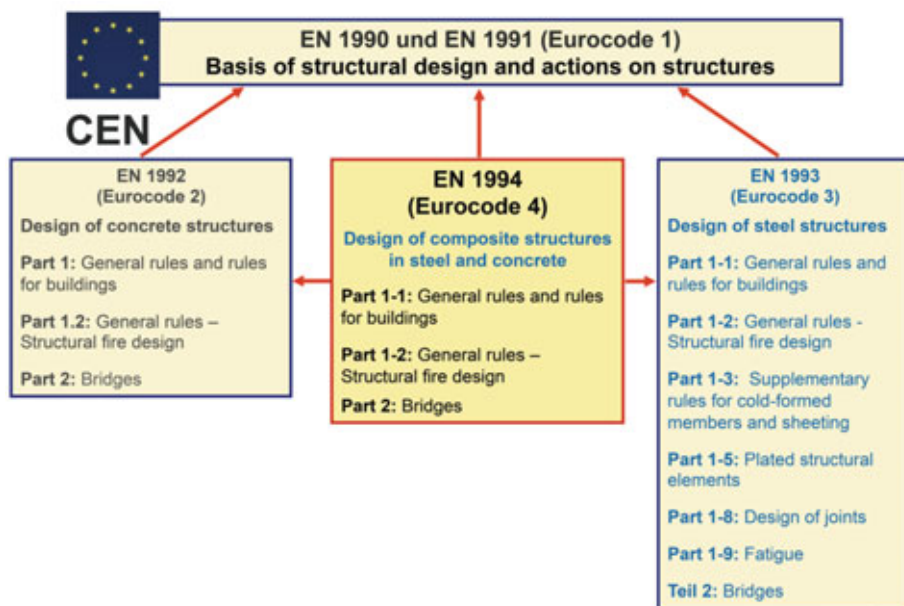


Fig. 5 | Interazione tra Eurocodice 4 di 1ª generazione ed Eurocodici correlati [3]

simmetria, tipi di connettori a taglio diversi dai pioli saldati, solai di edifici realizzati con solette prefabbricate di calcestruzzo, nodi di base delle colonne composte [15].

Al fine di fornire un supporto più completo ai progettisti, molte delle tematiche sopra descritte verranno implementate nell'Eurocodice 4 di 2ª generazione.

3. La seconda generazione dell'Eurocodice 4

Nel maggio 2010 la Commissione Europea pubblica il mandato M/466 EN CEN [16], con l'obiettivo di avviare i futuri sviluppi degli Eurocodici. Con riferimento ai codici esistenti, i principali obiettivi sono:

- semplificazione e armonizzazione delle regole esistenti
- riduzione dei parametri nazionali (NDP)
- allineamento allo stato dell'arte tecnologico, recependo i risultati delle nuove ricerche e delle richieste dei mercati.

In seguito a un costruttivo dialogo con il CEN, nel dicembre 2012 la Commissione Europea pubblica un nuovo mandato (M/515 EN CEN [17]) con il quale incarica il CEN di revisionare le norme e sviluppare la seconda generazione degli Eurocodici, i cui lavori iniziano formalmente il 7 aprile 2015 e la cui struttura è illustrata in figura 6.

Per molti Eurocodici viene individuato un singolo compito per documento. Per l'Eurocodice 4 sono individuati un compito generale, valido per tutte le tre parti, e tre compiti specifici relativi a singoli aspetti tecnici [18]:

- rispondere alle esigenze dell'industria, comprese le richieste di armonizzazione con l'EN 1992 e l'EN 1993
- sviluppare il tema delle travi composte con ampie forature nelle anime
- revisionare le regole per la connessione a taglio includendo i profili di lamiere grecate disponibili sul mercato
- aggiornare le regole per le colonne composte (tubolari riempiti di calcestruzzo armato) in condizioni di incendio.

Una delle parole chiave dei nuovi Eurocodici è il miglioramento della facilità d'uso (*ease of use*), che il comitato CEN/TC250 intende perseguire attraverso i seguenti principi primari [19]:

- migliorare la chiarezza e la comprensibilità delle disposizioni tecniche degli Eurocodici
- migliorare l'accessibilità alle disposizioni tecniche e la facilità di navigazione tra di esse
- migliorare la coerenza all'interno del singolo Eurocodice e tra i vari Eurocodici
- includere materiali all'avanguardia il cui utilizzo si basa su risultati di ricerca comunemente accettati e validati attraverso sufficiente esperienza pratica
- considerare la 2ª generazione degli Eurocodici come una evoluzione, evitando cambiamenti radicali all'approccio alla progettazione e alla struttura degli Eurocodici, se non adeguatamente giustificati.

Per l'Eurocodice 4, nella stesura dei nuovi documenti la commissione CEN/TC250/SC4 ha inteso migliorarne la facilità d'uso attraverso un miglior allineamento tra le Parti e con gli altri Eurocodici (in particolare l'EN 1992 e l'EN 1993), conseguita tramite revisione delle disposizioni tecniche, della struttura del documento e di alcune formulazioni.

Per le disposizioni tecniche, la gerarchia dell'armonizzazione prevede di fornire, quando possibile, regole in accordo con gli altri Eurocodici; ove questo non risulti fattibile, viene spiegata la motivazione per cui alcune regole differiscono da quello che l'utente si sarebbe aspettato, evidenziando che si tratta di differenze volute e non di errori. Inoltre, si cerca di evitare di modificare le regole attuali e familiari, eccetto in casi di chiara necessità [19].

Per quanto concerne lo stato di avanzamento del testo, essendo strettamente connesso all'Eurocodice 3 (la cui Parte 1-1 è stata pubblicata a dicembre 2022 e altre sono prossime alla pubblicazione) e all'Eurocodice 2 (anch'esso di imminente pubblicazione), l'Eurocodice 4 sarà tra gli ultimi codici a vedere la luce. Secondo il

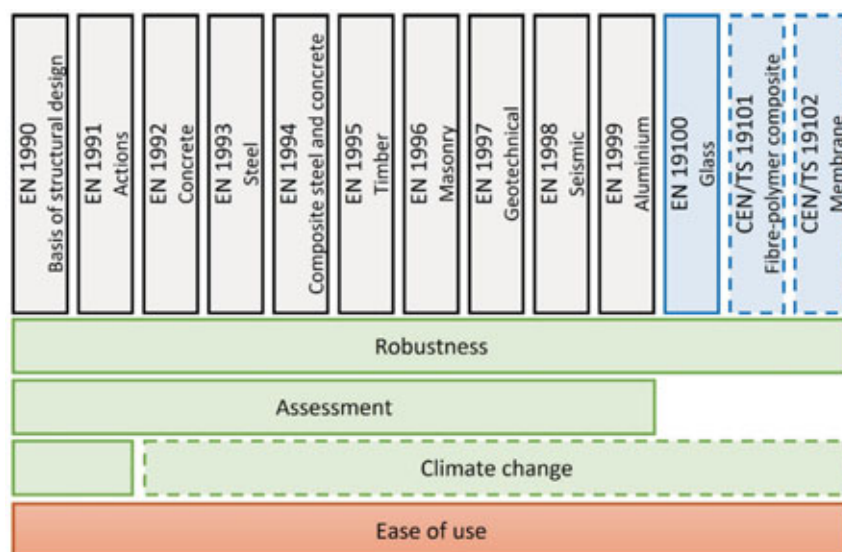


Fig. 6 | Struttura della seconda generazione degli Eurocodici [4]

più recente cronoprogramma, i documenti verranno inviati al CEN per l'inchiesta pubblica nella primavera del 2024, il voto formale è previsto per la fine del 2025 e la pubblicazione a inizio 2026 [19]. Il nuovo EN 1994 mantiene la suddivisione in tre parti di quello di 1ª generazione; tuttavia, in ossequio alle direttive valide per tutti gli Eurocodici, le regole generali compaiono solo nella Parte 1-1 (edifici) e non vengono replicate nella Parte 2 (ponti), che vede quindi dimezzato il numero delle pagine. Al contrario, la Parte 1-1 cresce dalle attuali 130 a circa 220 pagine, includendo diversi nuovi argomenti.

Alle tre consuete parti si affiancano altrettante Technical Specifications (TS) che trattano tematiche e tecnologie innovative (tabella 1):

- prCEN/TS 1994-1-101 relativo al progetto di elementi strutturali composti acciaio-calcestruzzo realizzati con una singola o doppia "pelle" in acciaio
- prCEN/TS 1994-1-102 contenente le regole di progetto per connettori di tipo "Composite Dowels"
- prCEN/TS 1994-1-103 relativo alle regole di progettazione per colonne composte comprendenti materiali ad alte prestazioni.

3.1 EN 1994-1-1: Regole generali e regole per edifici

Mettendo a confronto gli indici della Parte 1-1 della 1ª e 2ª generazione dell'Eurocodice 4 (tabella 2) si può rilevare come i contenuti del corpo principale siano rimasti sostanzialmente inalterati, seppur leggermente riorganizzati. Appare altresì evidente il grande sforzo compiuto nell'incrementare da quattro a dieci le appendici (di cui cinque normative), che coprono una serie di tematiche di sempre maggiore interesse nella pratica professionale. Di seguito si riassumono le principali novità introdotte dal nuovo documento.

3.1.1 Materiali

Una delle prime sfide affrontate sulla strada dell'armonizzazione con gli altri Eurocodici riguarda le caratteristiche dei materiali calcestruzzo armato e acciaio [4]. Nel prEN 1992-1-1, le classi di resistenza utilizzabili vanno dalla C12/15 alla C100/115 per calcestruzzo normale e dalla LC12/13 alla LC80/88 per calcestruzzo alleggerito. Per le barre di armatura, le classi consentite vanno dalla B400 alla B700. Nell'EN 1993-1-1:2022, gli acciai strutturali utilizzabili vanno dal grado S235 al grado S700.

In considerazione della mancanza di esperienza nell'utilizzo di materiali ad alte prestazioni nelle strutture composte in Europa, le regole dell'Eurocodice 4 indicano le seguenti limitazioni:

- calcestruzzo di classe compresa tra C20/25 e C70/85, calcestruzzo alleggerito compreso tra LC20/22 e LC60/66 con densità non inferiore a 1750 [kg/m³]; grazie ai test condotti, che hanno escluso effetti negativi sulla duttilità dei connettori a piolo, vengono quindi ammessi materiali più prestazionali rispetto all'attuale EN 1994-1-1:2005, che limita le classi massime a C60/75 e LC55/60 e per i calcestruzzi alleggeriti richiede una densità minima di 1800 [kg/m³];
- quando si utilizza la resistenza plastica delle sezioni (o l'analisi globale plastica per le travi), l'acciaio da calcestruzzo armato non deve superare la classe B500 e l'acciaio da carpenteria deve avere uno snervamento non superiore a 460 [MPa];

- quando si utilizzano i principi di progettazione elastica o dello strain-limited design (vedere §3.1.6), è possibile utilizzare tutte le classi di acciaio per barre di armatura e carpenteria previste nel prEN 1992-1-1 e nell'EN 1993-1-1:2022.

Materiali più performanti, con f_y fino 690 [MPa] e f_{ck} fino a 100 [MPa] saranno trattati, limitatamente alle colonne composte, nel documento prCEN/TS 1994-1-103.

3.1.2 Travi composte con aperture nell'anima

Le travi composte realizzate con profili alveolari (*castellated beams*) sono particolarmente indicate per edifici multipiano caratterizzati da grandi luci e che necessitano del passaggio di numerose tipologie di impianti, come le strutture sanitarie, gli uffici, i parcheggi. I profili alveolari presentano un vantaggioso rapporto tra il momento d'inerzia e il peso della trave: sono quindi adatti a sostenere elevati carichi di esercizio. La connessione con la soletta previene fenomeni di instabilità.

I profili alveolari vengono fabbricati partendo da laminati a caldo standard a I o ad H, sui quali viene eseguito un doppio taglio nell'anima mediante ossitaglio. Le due sezioni a T risultanti sono risaldate in corrispondenza dei "denti", incrementando quindi l'altezza totale del profilo a parità di peso.



Fig. 7 | Esempi di travi alveolari con fori circolari e sinusoidali per elementi composti con soletta collaborante (fonte ArcelorMittal)

prEN Eurocode 4 (2 nd generation)	EN Eurocode 4 (1 st generation)
prEN 1994-1-1 Part 1-1 General rules and rules for buildings	EN 1994-1-1 Part 1-1 General rules and rules for buildings
prEN 1994-1-2 Part 1-2 Structural fire design	EN 1994-1-2 Part 1-2 General rules - Structural fire design
prEN 1994-2 Part 2 Bridges	EN 1994-2 Part 2 General rules and rules for bridges
prCEN/TS 1994-1-101 Design of double and single skin steel concrete composite structures	
prCEN/TS 1994-1-102 Design rules for the use of Composite Dowels	
prCEN/TS 1994-1-103 Design rules for composite columns comprising high performance materials	

Tab. 1 | Suddivisione in parti dell'Eurocodice 4 di 1^a e 2^a generazione [19]

prEN 1994-1-1:2024	EN 1994-1-1:2004
0 - Introduction	
1 - Scope	1.1 - Scope
2 - Normative references	1.2 - Normative references
3 - Terms, definitions and symbols	1.5 - Definitions
4 - Basis of design	2 - Basis of design
5 - Materials	3 - Materials
6 - Durability	4 - Durability
7 - Structural analysis	5 - Structural analysis
8 - Ultimate limit states	6 - Ultimate limit states
9 - Serviceability limit states	7 - Serviceability limit states
10 - Composite slabs with profiled steel sheeting for buildings	9 - Composite slabs with profiled steel sheeting for buildings
11 - Composite joints in frames for buildings	8 - Composite joints in frames for buildings
Annex A (Informative) - Stiffness of joint components in buildings	Annex A (Informative) - Stiffness of joint components in buildings
Annex B (Normative) - Standard tests	Annex B (Normative) - Standard tests
Annex C (Informative) - Shrinkage of concrete for composite structures for buildings	Annex C (Informative) - Shrinkage of concrete for composite structures for buildings
Annex D (Normative) - Composite beams with web-openings	
Annex E (Informative) - Composite beams with web-openings and stiff slabs	
Annex F (Normative) - Headed studs that cause splitting forces in the direction of the slab thickness	Annex C EN 1994-2 (Informative) - Headed studs that cause splitting forces in the direction of the slab thickness
Annex G (Informative) - Design resistance of headed studs used with open trough profiled steel sheeting in buildings with ribs transverse to the supporting beams	
Annex H (Normative) - Design tension resistance of headed studs	
Annex I (Normative) - Additional rules for shallow floor beams	
Annex J (Informative) - Other flooring types using precast concrete slabs in buildings	

Tab. 2 | Indice della Parte 1-1 dell'Eurocodice 4 di 1^a [11] e 2^a generazione [21] e relative corrispondenze

Negli ultimi 20 anni sono stati sviluppati svariati sistemi di travi composte di elevata luce che consentono di integrare gli impianti nello spessore strutturale del solaio, grazie alla presenza di forature di forma circolare o sinusoidale.

Oltre alle travi alveolari, il passaggio degli impianti può essere effettuato praticando grandi aperture isolate in posizioni nell'anima delle travi a parete piena, nelle quali l'interazione tra le aperture è ridotta al minimo.

Nel 1998 venne preparato un progetto di emendamento alla versione ENV dell'Eurocodice 3 (Annex N) che copriva le travi non composte con aperture; tuttavia, tale progetto non è mai stato pubblicato. I miglioramenti alle linee guida esistenti per la progettazione industriale sulle travi composte con aperture sono stati sviluppati attraverso importanti programmi di ricerca europei, che nel Regno Unito hanno portato alla stesura della guida di progettazione SCI P355 [22], che può essere utilizzata insieme agli Eurocodici 3 e 4.

L'EN 1994-1-1 di 2ª generazione includerà il nuovo Annex D, che integra la nuova Parte 1-13 dell'Eurocodice 3 e supporta la progettazione di travi composte con aperture nell'anima soggette a momento positivo. Per i casi in cui la rigidità flessionale della soletta in calcestruzzo al di sopra del foro è significativa, si applicano regole di progettazione supplementari riportate nel nuovo Annex E [4].

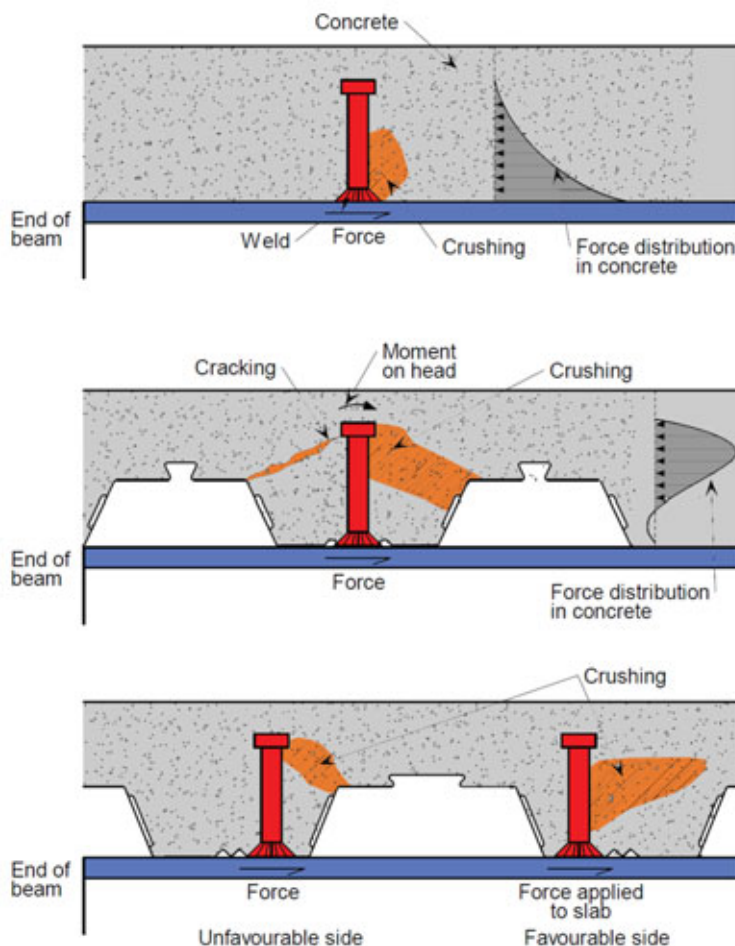


Fig. 8 | Esempi di meccanismi di rottura di sistemi di connessione a piolo in soletta piena e in soletta su lamiera grecata con nervature ortogonali alla trave principale [23]

3.1.3 Connettori a piolo utilizzati in presenza di lamiera grecata negli edifici

Per i connettori a piolo saldati all'interno di lamiera grecata trapezoidale con nervature trasversali alla trave portante, l'attuale Eurocodice 4 introduce un fattore di riduzione k_t , che viene applicato alla resistenza di progetto di un connettore inglobato in una soletta piena. Le espressioni di k_t si basano su prove sperimentali eseguite negli anni '80, quindi su profili di lamiera grecata di comune utilizzo in quel periodo.

Ricerche più recenti hanno dimostrato che tali espressioni non sono del tutto rappresentative per le moderne lamiere grecate a profilo trapezoidale. Per ovviare a questa situazione, sono state proposte due trattazioni da inserire nella 2ª generazione dell'Eurocodice 4; considerando i vantaggi e gli svantaggi dei modelli proposti, si è ritenuto che nessuno dei due modelli fosse in grado di sostituire completamente le regole di progettazione esistenti nell'Eurocodice 4 attuale e, pertanto, si è deciso di mantenere le correnti espressioni dei fattori di riduzione, seppur limitandone il campo di applicazione a lamiere grecate con nervature rientranti o con nervature aperte che rispettano determinati criteri geometrici. Per le lamiere che non rispettano tali requisiti, con l'Eurocodice 4 di 2ª generazione sarà possibile utilizzare una nuova formulazione per la resistenza dei connettori a piolo riportata nel nuovo Annex G [4].

3.1.4 Categorie di duttilità per connettori a taglio

L'EN 1994-1-1 di 2ª generazione introduce la classificazione per i connettori a taglio in funzione del livello di duttilità che sono in grado di esprimere, con riferimento alle prove codificate nell'Annex B della norma (tabella 3).

I connettori di categoria D1 mostrano un comportamento fragile mentre quelli appartenenti alle categorie D2 e D3 evidenziano un comportamento duttile.

Ductility category	Characteristic elastic slip when P_{Rk} is reached δ_{ek} [mm]	Characteristic slip capacity in ULS δ_{uk} [mm]
D1	-	-
D2	$\delta_{ek} \leq 2.5$	$6.0 \leq \delta_{uk} < 10$
D3		$\delta_{uk} > 10$

Tab. 3 | Categorie di duttilità per connettori a taglio [20]

I connettori a piolo muniti di testa possono essere classificati secondo indicazioni contenute nella norma, mentre per classificare altre tipologie di connettori è necessario eseguire test conformi all'Annex B o desumere il dato Specifiche Tecniche Europee (TS). Nelle procedure di calcolo della connessione a taglio tra trave in acciaio e soletta in calcestruzzo vengono indicate le casistiche nelle quali è possibile impiegare le diverse categorie di connettori e le relative metodologie di calcolo utilizzabili.

3.1.5 Minimo grado di connessione per le travi degli edifici

Le regole presenti nell'attuale Eurocodice 4 per le connessioni parziali a taglio si basano su studi che assumevano la capacità di

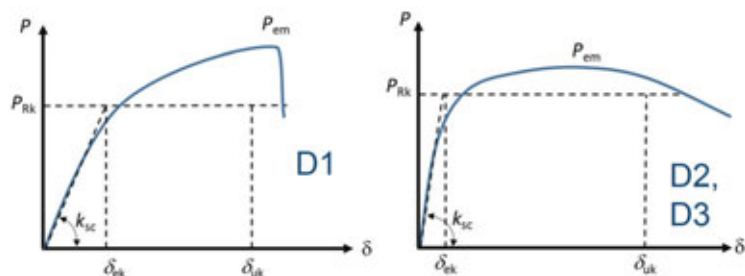


Fig. 9 | Curva P-δ per le differenti classi di duttilità dei connettori [20]

deformazione plastica δ_{uk} dei pioli di diametro 19 [mm] pari a circa 6 [mm] e quindi sono limitate a situazioni in cui lo scorrimento richiesto non supera tale valore.

Da test più recenti condotti su travi composte con lamiera trapezoidale e nervature orientate trasversalmente, è stato riscontrato che è possibile ottenere una capacità di scorrimento caratteristica δ_{uk} di 10 [mm] (per esempio per connettori di classe D3). Inoltre, nella pratica progettuale, la resistenza plastica a flessione può risultare poco sfruttata in quanto il progetto è spesso dominato da considerazioni di deformabilità. Infine, le analisi numeriche condotte per l'Eurocodice 4 di 1^a generazione presupponevano conservativamente la costruzione puntella in fase di getto, fatto inusuale nella pratica attuale.

Grazie un importante programma di ricerca europeo [24], sono state condotte analisi numeriche per indagare l'influenza di queste variabili sullo scorrimento della connessione. Nel Regno Unito, lo Steel Construction Institute ha realizzato la guida SCI P405 che può essere utilizzata insieme all'Eurocodice 4 [25].

Nella 2^a generazione dell'Eurocodice 4 vengono apportate alcune modifiche per ridurre l'attuale conservatività delle norme:

- considerare se la trave è puntellata o non puntellata in fase di costruzione
- introduzione di due categorie di duttilità per i connettori duttili a taglio (D2 e D3)
- utilizzo della resistenza plastica a flessione compressa tra $0.8 \leq \rho_m \leq 1.0$.

Le regole sul grado minimo di connessione a taglio per travi composte inflesse sono presentate graficamente in figura 10.

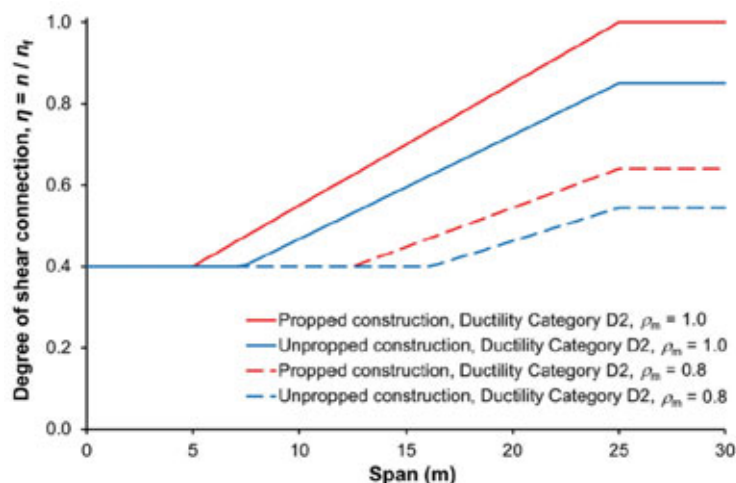


Fig. 10 | Minimo grado di connessione in funzione della luce [20]

3.1.6 Strain limited design per travi composte inflesse

L'attuale Eurocodice 4 prevede che, in via semplificata, l'area efficace della soletta compressa resista a una tensione pari a $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$, costante lungo l'intera altezza tra l'asse neutro plastico e la fibra di calcestruzzo maggiormente compressa. L'utilizzo dei legami costitutivi tensione-deformazione per calcestruzzo (e.g. parabola-rettangolo) e acciaio da armatura (e.g. bilineare incrudente) riportati nell'Eurocodice 2 è prevista se viene calcolata la resistenza flessionale secondo metodi non lineari.

Il coefficiente 0.85 dell'EN 1994-1-1:2005 tiene conto in modo combinato di due diversi fenomeni: gli effetti di lungo termine nel calcestruzzo e l'assunzione di uno stress-block rettangolare esteso per tutta l'altezza della sezione di calcestruzzo compressa.

Nell'Eurocodice 4 di 2^a generazione è prevista una chiara separazione dei due effetti: per tenere conto del comportamento a lungo termine, si utilizza la definizione di f_{cd} dell'EN 1992-1-1 (che include un coefficiente per gli effetti a lungo termine), mentre per limitare la resistenza plastica per via dell'approssimazione sullo stress-block si introduce un fattore di riduzione β .

Per le sezioni tipiche di travi composte l'impatto della forma della curva sforzo-deformazione per il calcestruzzo è trascurabile; pertanto, in generale, non è necessaria una riduzione dello stress-block per la zona compressa del calcestruzzo.

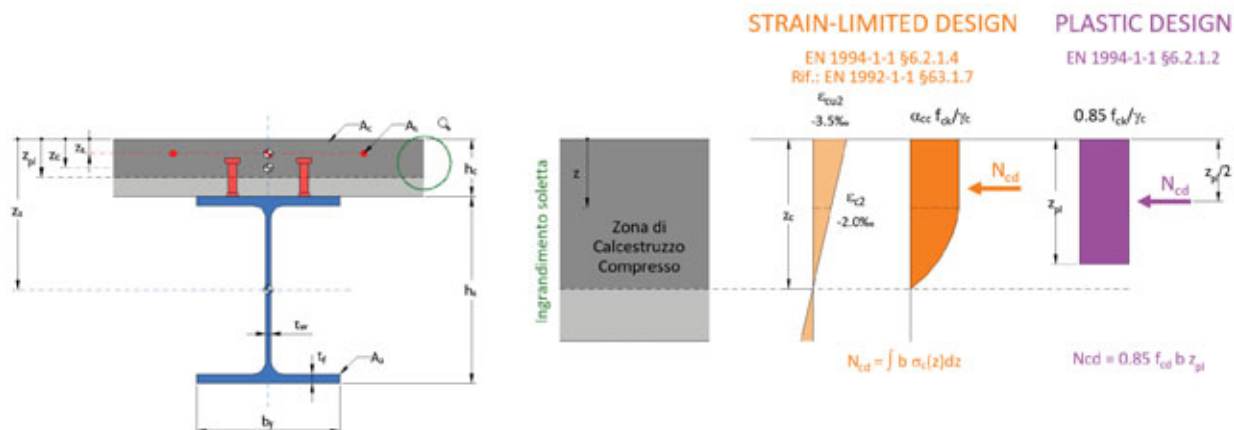


Fig. 11 | Differenze nella zona di calcestruzzo compressa tra l'applicazione del metodo strain limited e della resistenza plastica [26]

Viceversa, per travi composte in cui l'asse neutro plastico taglia l'anima del profilo in posizione profonda (come può verificarsi in travi *shallow floor* - descritte nel successivo paragrafo - o per travi in cui vengono utilizzati acciai S420 o S460), la resistenza a flessione plastica può risultare sovrastimata (fino a circa il 10%). In queste circostanze, la resistenza a flessione dovrebbe essere determinata utilizzando la teoria non lineare, adottando le relazioni tensioni-deformazioni del calcestruzzo, dell'acciaio strutturale e delle barre di armatura. Dato che tale calcolo è spesso troppo oneroso per la normale pratica progettuale, Schäfer et al. [26] hanno sviluppato un metodo semplificato per valutare la resistenza a flessione non lineare che sarà incluso nella prEN 1994-1-1. Il metodo prevede che, sotto determinate condizioni al contorno, il momento resistente sia pari al momento plastico resistente della sezione ridotto di un coefficiente β , funzione del grado dell'acciaio e della profondità dell'asse neutro plastico.

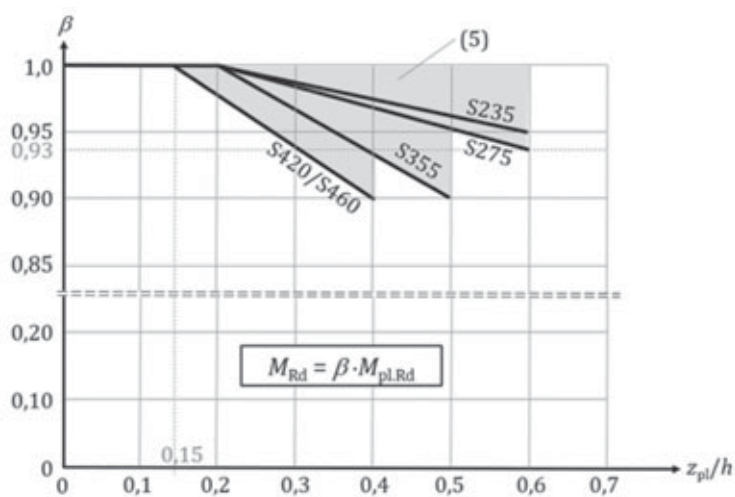


Fig. 12 | Fattore riduttivo β per la limitazione della resistenza plastica [20]

3.1.7 Travi shallow floor

Gli impalcati di tipo *shallow floor* sono una tipologia costruttiva di sempre maggior diffusione, in quanto consente di contenere lo spessore del pacchetto strutturale degli orizzontamenti, abbinando rapidità di esecuzione, buona resistenza al fuoco e integrazione con gli impianti.

I sistemi proposti dai vari produttori prevedono l'utilizzo di travi in acciaio di forma asimmetrica, con la flangia inferiore di larghezza adeguata a consentire l'appoggio della soletta. Le solette possono essere realizzate con lamiere grecate (in genere di tipo *deep deck*) oppure con lastre in calcestruzzo armato prefabbricato (in genere di tipo alveolare) appoggiate sull'ala inferiore della trave. Il rivestimento parziale delle travi in acciaio, inoltre, porta a una resistenza al fuoco intrinseca, senza la necessità di applicare ulteriori protezioni (figura 13).

Nonostante le soluzioni *shallow floor* siano ampiamente diffuse, in assenza di regole di progettazione specifiche nell'attuale Eurocodice 4 (si segnalano solo documenti della Commissione Europea [28] e dello SCI [29]), sono state sviluppate prevalentemente come brevetti dai vari produttori.

Nell'Eurocodice 4 di 2ª generazione sarà inserita un'apposita appendice (Annex I) dedicata alla verifica delle travi *shallow floor*, con indicazioni relative alla classificazione delle sezioni, agli effetti torcenti sulle travi di bordo, alla resistenza a taglio verticale, al calcolo della connessione a taglio, alla verifica delle barre trasversali e a quelle agli stati limite di esercizio [30].

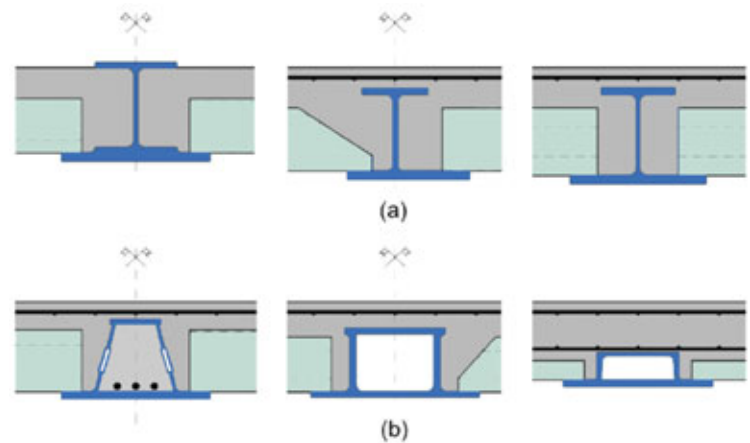


Fig. 13 | Panoramica di alcune delle principali soluzioni per travi *shallow floor* (tipo a) con sezioni aperte, tipo b) con sezioni chiuse) [30]

3.1.8 Travi composte con soletta prefabbricata

Un'elevata percentuale di strutture in acciaio multipiano utilizza solai prefabbricati in calcestruzzo, che risultano particolarmente adatti a settori come alberghi, edifici residenziali e parcheggi. La sinergia tra l'uso di lastre prefabbricate in calcestruzzo e strutture in acciaio è elevata, in quanto entrambe le tecnologie sfruttano il controllo di qualità, l'accuratezza e l'affidabilità della produzione in stabilimento, limitando le operazioni in cantiere (figura 14).

Alcune indicazioni sull'utilizzo delle solette prefabbricate nelle strutture composte erano presenti nella versione ENV dell'Eurocodice 4 [8], ma non sono state riprese nell'attuale EN

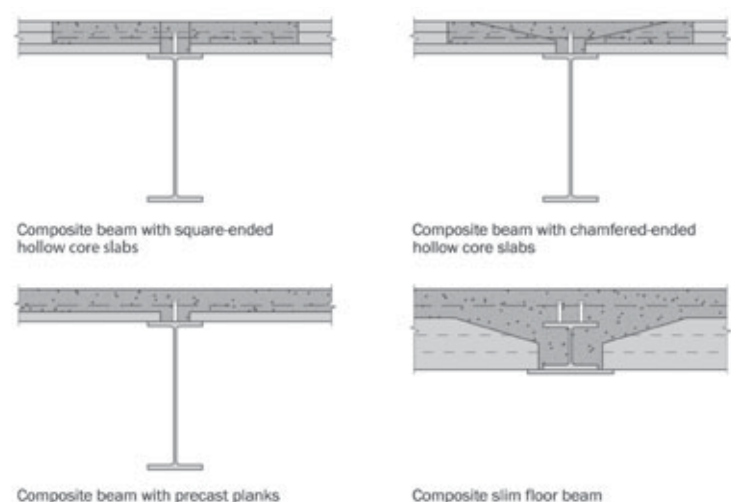


Fig. 14 | Tipiche sezioni trasversali di travi composte con soletta prefabbricata [33]

1994-1-1. In assenza di vigenti regole di progettazione, nel Regno Unito sono state pubblicate due guide specifiche sulla tematica, la SCI P287 [32] e la SCI P401 [33], che forniscono regole in accordo con l'Eurocodice 4.

Nell'Eurocodice 4 di 2^a generazione sarà inserita un'apposita appendice (Annex J) dedicata alla verifica di travi con solette prefabbricate, con indicazioni relative alla effettiva larghezza collaborante, al calcolo dei connettori a taglio per varie tipologie di solette prefabbricate (lastre piene, alveolari), alla verifica del taglio longitudinale nelle solette e a disposizioni sui dettagli costruttivi [26].

3.1.9 Solette composte

Le principali novità per le solette composte riguardano le verifiche a scorrimento longitudinale e a taglio verticale [4].

Sebbene sia stato ampiamente utilizzato nella verifica allo scorrimento longitudinale delle solette composte, è noto da tempo che il metodo m-k presenta diversi limiti, a causa dei quali l'industria europea ha generalmente adottato il metodo dell'interazione parziale, che è più generale e applicabile a una più ampia casistica. In considerazione di ciò, è probabile che la prEN 1994-1-1 non supporterà più il metodo m-k.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio verticale delle solette composte, l'Eurocodice 4 di 1^a generazione fa riferimento alle regole dell'Eurocodice 2 relative alle solette senza armatura a taglio. Dai risultati di un programma di test svolto su un'ampia varietà di sezioni trasversali di lamiera grecata, si è rilevato che l'attuale approccio risulta molto conservativo. Pertanto, è stato proposto di inserire nel prEN 1994-1-1 una nuova formulazione che tiene conto di quattro distinti contributi di resistenza a taglio.

3.2 EN 1994-1-2: Progettazione in caso di incendio

Uno dei vantaggi principali di alcune tipologie di strutture composte è quello di possedere una resistenza strutturale in caso di incendio, anche per tempi di esposizione importanti, senza bisogno di applicare sistemi di protezione. La Parte 1-2 dell'Eurocodice 4 contiene vari metodi analitici di interesse progettuale pratico; nella sua 2^a generazione, la norma va incontro a revisione ed evoluzione considerevoli.

Il capitolo riguardante la caratterizzazione delle proprietà dei materiali è riorganizzato e armonizzato con le corrispondenti parti dell'Eurocodice 2 e 3. Vari paragrafi del documento sono rivisti per garantire aspetti costruttivi e teorici in linea con le altre parti dell'EN 1994.

Il metodo di calcolo semplificato delle sezioni tubolari quadrate e circolari viene revisionato per garantire una migliore corrispondenza con i riscontri numerici dei metodi avanzati. Il metodo analitico cambia in maniera significativa ma, in sostanza, le possibilità progettuali restano simili.

Vengono introdotte tre novità importanti, riportate in altrettanti annessi normativi, aprendo nuove possibilità per il progettista.

La prima è l'inclusione di un metodo analitico che permetta di prendere in conto il comportamento membranale della soletta. Questo metodo è di interesse per resistenze al fuoco di classe R60/R90/R120 con curve di incendio nominale (ma è applicabile anche con curve di incendio naturale, con risultati analoghi o migliorativi).



Fig. 15 | Prova di resistenza al fuoco in scala reale di solaio composto acciaio-calcestruzzo con travi perimetrali protette e travi interne alveolari non protette

In presenza di un graticcio di travi con soletta in c.a. su lamiera grecata collaborante, con questo metodo si possono utilizzare travi perimetrali protette insieme ad alcune travi interne non-protette, riducendo la superficie di carpenteria da proteggere del 30-50%. La soletta riesce a sopperire alla mancanza degli appoggi forniti dalle travi interne (che perdono la loro capacità statica superata una certa temperatura) entrando in grandi deformazioni e sviluppando una resistenza importante per effetto membranale. Chiaramente la verifica si basa sulle caratteristiche meccaniche e geometriche delle componenti dell'impalcato, essendo l'armatura della soletta uno dei parametri principali.

Una seconda novità proposta è un metodo analitico per la verifica delle travi shallow floor con sezione a doppio T con piattabande asimmetriche integrate nello spessore del solaio (note come *Slim Floor Beam - SFB* - o *Integrated Floor Beam - IFB* -). Questa tipologia è riconosciuta da vari decenni per la sua capacità di garantire la resistenza al fuoco fino a R120 senza bisogno di protezione termica addizionale; tuttavia la norma non conteneva metodi di calcolo

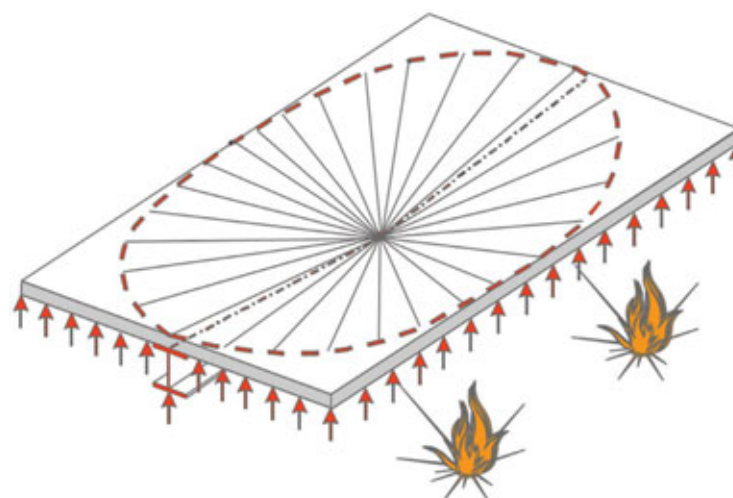


Fig. 16 | Principio meccanico secondo la yield-line theory per la soletta composta

per condurre la verifica, obbligando il progettista ad adattare in maniera impropria altri metodi semplificati o a utilizzare metodi avanzati. Il metodo proposto colma questa lacuna, pur limitandosi alla verifica a momento positivo ed esclusivamente per alcune tipologie di sezioni.

La terza e ultima novità riguarda le travi con aperture in anima, per le quali è previsto un annesso per procedere alla verifica considerando le specificità della tipologia.

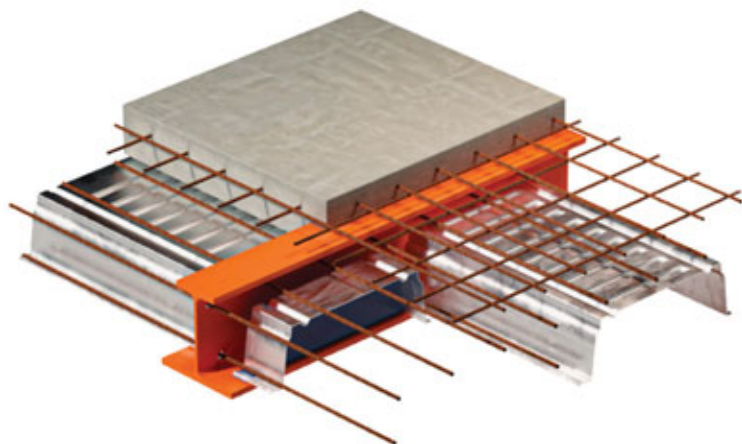


Fig. 17 | Esempio di Shallow Floor Beam - Sistema di solaio con lamiera grecata e trave composta integrata nello spessore

3.3 EN 1994-2: Ponti

L'utilizzo di strutture composte per impalcati da ponte è una tecnologia ormai matura e diffusa nei vari stati europei. Questa parte dell'Eurocodice non ha subito cambiamenti sostanziali.

Dal punto di vista formale, il nuovo EN 1994-2 si presenta come un documento più snello, di circa la metà delle pagine rispetto alla versione del 2005. Ciò è dovuto al rispetto delle direttive valide per tutti gli Eurocodici, che richiedono di indicare le regole generali solo nella Parte 1-1 e di non replicarle nelle parti successive; ne consegue che alcuni argomenti precedentemente trattati in dettaglio nell'EN 1994-2:2005, quali le colonne composte e i connettori posti orizzontalmente nella soletta, siano stati spostati nella parte generale.

3.4 Le nuove Technical Specifications

Questi nuovi testi normativi danno la possibilità, molto interessante, di contemplare tipologie strutturali e soluzioni innovative che difficilmente rientrerebbero nel corpo normativo principale. Attualmente sono in fase di redazione tre specifiche tecniche.

La TS 101 *Design of double and single skin steel concrete composite structures* è dedicata a elementi piani (pareti o solai) composti da una camicia esterna (doppia per le pareti, singola per le solette) in lamiera di acciaio e un riempimento interno di calcestruzzo. La sezione è resa composta da connettori a taglio. La soluzione è stata oggetto di svariati progetti di ricerca che ne hanno caratterizzato il comportamento meccanico a freddo e in caso di incendio. Questa tipologia è stata finora utilizzata in ambito europeo principalmente per strutture dell'industria energetica pesante, ma la diffusione ad altri ambiti è prevista. La norma è finalizzata dal punto di vista

tecnico e in fase di revisione formale.

La TS 102 *Design rules for the use of Composite Dowels* è dedicata a connettori a taglio alternativi ai connettori a piolo previsti nella parte generale.

Una grande famiglia, coperta dall'annesso A, è costituita dalle forme create per taglio termico a partire da un profilo commerciale o da una lamiera. Sono contemplate quattro forme specifiche con sagoma e dimensioni diverse, con indicazioni riguardo alle verifiche ai vari stati limite. L'annesso B tratta invece del caso particolare di una trave integrata in spessore di solaio (shallow floor beam) ove la connessione è garantita da una barra di armatura passante attraverso l'anima. La norma è finalizzata dal punto di vista tecnico e in fase di revisione formale.

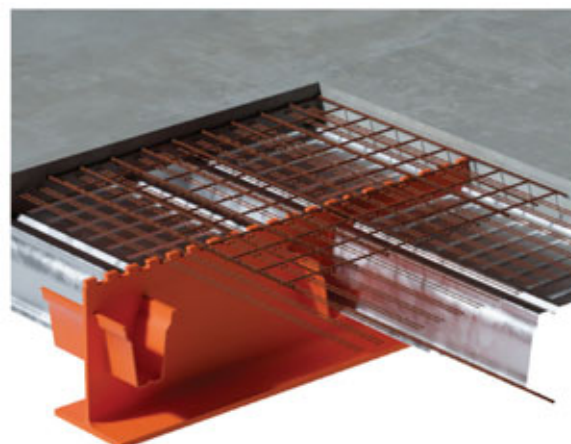
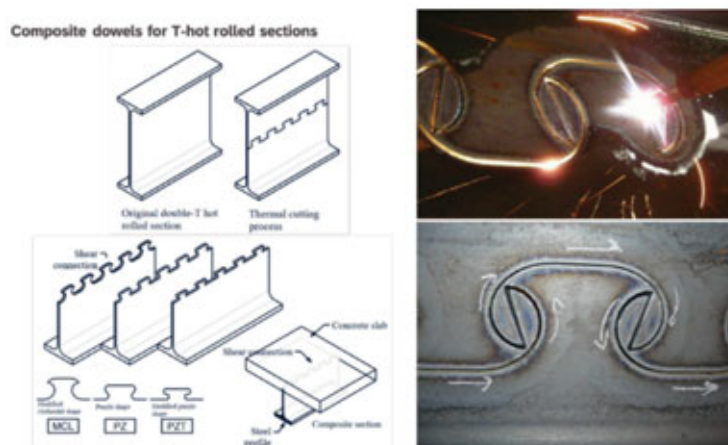


Fig. 18 | Esempio di Composite dowels - forme ottenute dal taglio termico di un profilo commerciale utilizzato come anima e piattabanda inferiore

La TS 103 *Design rules for composite columns comprising high performance materials* è dedicata a colonne con uso di materiali o forme non coperte dalla parte generale EN1994-1-1, ma per le quali esistono delle evidenze sperimentali sufficienti. In particolare, per le forme classiche di profilo metallico a doppio T completamente rivestito di calcestruzzo si apre all'utilizzo dell'acciaio fino a S700 e del calcestruzzo C100/115. Il documento è ancora in stato di elaborazione.

4. Conclusioni

Gli elementi in struttura composta acciaio-calcestruzzo costituiscono un'estensione importante al campo di applicazione delle strutture metalliche, in quanto l'associazione con il materiale calcestruzzo consente di ottenere tipologie strutturali spesso ottimali. Il caso delle travi di orizzontamento (solaio o impalcato da ponte) resta probabilmente il più diffuso, in quanto la soletta collaborante conferisce maggiore rigidità e resistenza con un sovraccosto ridotto, legato all'aggiunta dei connettori a taglio. Nel caso delle colonne, l'aggiunta del calcestruzzo alla sezione metallica permette di garantire la resistenza al fuoco. A questi due esempi classici si sono aggiunte nel tempo varie altre tipologie, che hanno dimostrato il loro interesse pratico. L'evoluzione della seconda generazione dell'Eurocodice 4 è quindi un tema importante, al quale molti ricercatori ed esperti di settore hanno contribuito negli ultimi anni.

L'articolo ha messo in evidenza le direzioni di sviluppo principali del nuovo Eurocodice 4, corrispondenti all'evoluzione dello stato dell'arte registrato in tempi recenti per le strutture composte acciaio-calcestruzzo. In particolare, nella Parte 1-1 dedicata agli edifici sono contenuti vari complementi che permettono di affinare le procedure di calcolo e allargare lo spettro delle applicazioni. Nella situazione di incendio (Parte 1-2) si propongono nuovi metodi di verifica che forniscono possibilità aggiuntive al progettista. La Parte 2 relativa ai ponti viene snellita eliminando la ripetizione delle tematiche trattate nella Parte 1-1, non subendo per il resto sostanziali modifiche. Infine, l'introduzione delle Technical Specifications costituisce un'innovazione importante, in quanto esse trattano tipologie e soluzioni strutturali avanzate e moderne, che possono accompagnarsi alle strutture composte classiche contemplate nel corpo normativo principale.

Bibliografia

- [1] Pelke E., Kurrer K.E., Zur Entwicklungsgeschichte des Stahlverbundbaus, Stahlbau 85 (2016), Heft 11, DOI: 10.1002/stab.201610429
- [2] Bindseil P., Schmidt M.: Betonstähle - vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart, 2002
- [3] M. Schäfer, European design code for composite structures in steel and concrete - Historical development and investigation in the second generation of Eurocode 4, Steel Construction 12 (2019), No. 2
- [4] S. J. Hicks, M. Schäfer, G. Couchman, European code developments, ce/papers 6 (2023), No. 1, Ernst & Sohn GmbH, 2023
- [5] Eurocode No. 4: Common unified rules for composite steel and concrete structures, CEC, Report EUR 9886 EN, 1985, <https://op.europa.eu/s/oSuM>
- [6] European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) - Joint Committee for Composite Structures, Composite Structures, Construction Press, London, 1981
- [7] Eurocode No. 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. Revised draft, Mar 1992
- [8] UNI ENV 1994-1-1:1995 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI ENV 1994-1-2:2001 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio
- [10] UNI ENV 1994-2:2002 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta
- [11] UNI EN 1994-1-1:2005 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici + Errata corrige 1 dell'agosto 2010
- [12] UNI EN 1994-1-2:2005 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio + Errata corrige 1 del luglio 2008 + aggiornamento A1 del febbraio 2014
- [13] UNI EN 1994-2:2006 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti + Errata Corrige 1 del settembre 2008
- [14] Johnson R.P., Eurocodes, 1970-2010: why 40 years?, Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, 162(6), 371-379, 2009
- [15] Johnson R.P., Anderson D., Guida all'Eurocodice 4, traduzione P. Rugarli, EPC Editore, Roma, 2011
- [16] European Commission, Enterprise & Industry Directorate-General: Mandate M/466 EN - Programming mandate addressed to CEN in the field of the Structural Eurocodes, European Commission, Brussels, May 2010
- [17] European Commission: Mandate M/515 DE: Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of Structural Eurocodes, Brussel, Dec 2012
- [18] M. Banfi, The next generation of Eurocode 4, ce/papers 1 (2017), No. 2 & 3, Ernst & Sohn GmbH, 2017
- [19] CEN/TC250 N1233, CAP on ease of use. Final report on enhancing ease of use of the Structural Eurocodes, CEN/TC250, 2015
- [20] S. J. Hicks, Design of composite steel and concrete structures, Eurocode Conference, Berlin, 24 May 2023
- [21] prEN 1994-1-1:2024 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN/TC250/SC4 N 2497

- [22] R. M. Lawson, S. J. Hicks, Design of Composite Beams with Large Web Openings: In Accordance with Eurocodes and the UK National Annexes, SCI P355, Steel Construction Institute, Ascot, 2011
 - [23] J. W. Rackman, G. H. Couchman, S. J. Hicks, Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction, SCI P300, Steel Construction Institute, Ascot, 2009
 - [24] Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams (DISCCo), Final report for RFCS Project RFSR-CT-2012-00030, European Commission, 2017, <https://op.europa.eu/s/o2Ca>
 - [25] G.H. Couchman, Minimum degree of shear connection rules for UK construction to Eurocode 4, SCI P405, Steel Construction Institute, Ascot, 2015
 - [26] M. Schäfer, Q. Zhang, M. Braun, M. Banfi, Limitations of plastic bending resistance for composite beams deviated from strain-limitation, Journal of Constructional Steel Research, 180, 2021
 - [27] M. Schäfer, M. Braun, Entwicklung der Slim-Floor-Bauweise in Europa, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin - Stahlbau 88 (2019), Heft 7
 - [28] R. M. Lawson, J. W. P. M. Brekelmans, Design recommendations for shallow floor construction to Eurocodes 3 and 4, Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg, 1999
 - [29] J. W. Rackham, S. J. Hicks, G. M. Newman, Design of asymmetric slimflor beams with precast concrete slabs, SCI P342, The Steel Construct Institute, Silwood Park, Ascot, 2006
 - [30] S. J. Hicks, M. Braun, Z. Markovic, J. Way, New Eurocode 4 design rules for shallow floor construction, ce/papers 5 (2022), No. 4, Ernst & Sohn GmbH, 2022
 - [31] S. J. Hicks, M. Braun, Z. Markovic, J. Way, New Eurocode 4 design rules for composite beams with precast concrete slabs, ce/papers 6 (2023), No. 1, Ernst & Sohn GmbH, 2023
 - [32] S. J. Hicks, R. M. Lawson, Design of composite Beams using precast concrete slabs, SCI P287, Steel Construction Institute, Ascot, 2003
 - [33] G. H. Couchman, Design of composite beams using precast concrete slabs in accordance with Eurocode 4, SCI P401, Steel Construction Institute, Ascot, 2014
-



Alessandro Desimoni

Laureato in Ingegneria Civile indirizzo Strutture presso l'Università di Genova, esercita dal 2003 la libera professione, occupandosi di progettazione di opere civili e infrastrutturali in acciaio, calcestruzzo armato e composte acciaio-calcestruzzo, con particolare riguardo alla modellazione FEM e alle analisi dinamiche e non lineari. Si occupa, inoltre, di studi di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in calcestruzzo armato e in acciaio. È docente in corsi di aggiornamento professionale nel campo delle strutture in acciaio, composte acciaio-calcestruzzo e del metodo agli elementi finiti. È stato collaboratore del corso di Costruzioni Speciali presso l'Università di Genova relativamente al tema delle Strutture Composte Acciaio-Calcestruzzo. È attualmente membro del Consiglio direttivo del CTA.



Riccardo Zanon

Laureato in Ingegneria Civile indirizzo Strutture presso l'Università di Trento e l'Università di Dresda, dopo una breve esperienza in studio tecnico in Italia ha integrato ArcelorMittal Lussemburgo dal 2008 ad oggi. Ha lavorato in vari dipartimenti occupandosi di ricerca applicata, calcolo strutturale, esecuzione in officina, vendita e messa in opera di prodotti siderurgici speciali o di carpenteria metallica pre-assemblata. Le applicazioni sono state principalmente per impalcati da ponte o per ossatura di edifici multi-piano, spesso nella forma di strutture composte acciaio-calcestruzzo. Dal 2020 è collaboratore scientifico del Prof. Markus Schäfer presso l'Università del Lussemburgo. È membro del comitato redattore dell'Eurocodice 4 e del Consiglio direttivo del CTA.

L'APPROCCIO FEM PER LA VERIFICA DI MEMBRATURE IN ACCIAIO: prEN1993-1-14, UN DOCUMENTO DEDICATO NEGLI EUROCODICI DI NUOVA GENERAZIONE

THE FEM APPROACH TO DESIGN OF STEEL MEMBERS: prEN1993-1-14, A DEDICATED DOCUMENT IN THE NEW GENERATION EUROCODES

Ing. Leonardo Bandini* | CSi Italia S.r.l.

In questo articolo si illustra il nuovo Eurocodice, in versione preliminare, prEN 1993-1-14 “Design assisted by finite element analysis”.

This article illustrates the new Eurocode, in preliminary version, prEN 1993-1-14 “Design assisted by finite element analysis”.

Negli anni, complice il continuo sviluppo del settore FEM, è stato reso semplice ed alla portata di tutti i tecnici progettisti di strutture in acciaio l'utilizzo di metodologie di modellazione ed analisi per la verifica “diretta” di membrature in acciaio.

Questa crescente diffusione è stata accompagnata da un'adeguata crescita della conoscenza dei principi di base su cui queste tecniche si basano?

Ma soprattutto, da un punto di vista legislativo gli impianti normativi sono compatibili con questi metodi?

Per dare risposte a questi due quesiti, il CEN ha deciso di dedicare un intero documento, ancora in versione preliminare, noto come prEN 1993-1-14 “Design assisted by finite element analysis” [1].

Già nel titolo si capisce l'importante specificità di questo documento, il primo dedicato al FEM nell'ambito degli Eurocodici.

Introduzione

Descrivere la nascita e lo sviluppo dell'approccio FEM nel calcolo computazionale implica partire dal lavoro dei quattro precursori: John H. Argyris (Ιωάννης Χατζι Αργύρης), Ray W. Clough, M. J. Turner, O. C. Zienkeiwicz. In particolare, nel 1952 il professor Ray W. Clough (per quasi quarant'anni insegnante nella prestigiosa Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Berkeley) teorizza il “Direct Stiffness Method” per la risoluzione dello stato tensionale di strutture complesse [2]. Venne coniato il termine “Elementi Finiti”. L'obiettivo dei suoi studi nasceva dalla necessità di risolvere il

problema della determinazione delle tensioni di strutture tralicciate ed a gusci. Le prime applicazioni importanti degli elementi finiti furono proprio rivolte alle strutture a guscio sia in calcestruzzo armato [3] che a pareti sottili in acciaio [4].

Si comprese sin da subito che le strutture in acciaio e soprattutto le membrature di strutture in acciaio sono caratterizzate da comportamenti facilmente predicibili mediante modelli FEM ed analisi non lineari (per effetti geometrici e di materiale), sia da un punto di vista di resistenza sia da un punto di vista d'instabilità.

Negli anni è diventato usuale riprodurre il comportamento di strutture in acciaio, oggetto di test sperimentali, mediante approcci numerici sempre più raffinati che hanno condotto ad una continua evoluzione delle tecniche di modellazione.

Per citare esempi pratici, molti sono gli articoli che sovrappongono i risultati sperimentali di strutture metalliche a parete sottile con gli analoghi risultati ottenuti mediante metodologie FEM [5].

Anche il processo di taratura delle formulazioni di verifica presenti nelle diverse normative, come per esempio il modello delle bande diagonali di trazione inerente al comportamento instabile delle c.d. “travi alte” o alcuni metodi per la verifica di stabilità di membrature presso-inflesse, è spesso oggetto di raffronto con i risultati sperimentali coadiuvati da approcci FEM.

Presto si comprese la necessità di riprodurre nei modelli FEM, oltre al comportamento intrinseco dei materiali e la geometria esatta delle costituenti della membratura generica, anche le imperfezioni: imperfezioni di forma dovute ai processi di laminazione,

*Corresponding author. Email: leonardo.bandini@gmail.com

imperfezioni dei materiali (del materiale di base, delle autotensioni prodotte dai processi di laminazione o di composizione saldata di una sezione). L'inserimento delle suddette imperfezioni all'interno dei modelli numerici si rende necessario al fine di cogliere i meccanismi d'instabilità degli elementi metallici soggetti a forze membranali di compressione direttamente nelle analisi. Gli effetti delle imperfezioni possono essere introdotti nel modello di calcolo come uno scostamento iniziale dalla geometria indeformata, corrispondente al più basso modo proprio dell'instabilità elastica a taglio come suggerito da Klaus-Jürgen Bathe (1996).

Come spesso accade, le tecniche di analisi ed in generale numeriche vengono ideate, ed a volte utilizzate, prima che ci sia un corrispondente "appiglio" normativo. Nell'attuale versione di EN 1993, il CEN ha racchiuso indicazioni per l'utilizzo di approcci FEM nella verifica di strutture in acciaio all'interno di un annesso, più precisamente ci riferiamo all'Annex C del documento EN 1993-1-5. Al suo interno si trovano strumenti normativi ed indicazioni utilizzabili per la verifica di strutture in acciaio seguendo approcci FEM.

Del resto, l'utilizzo di procedure FEM per il calcolo delle strutture è ormai diventato lo standard. Da diversi decenni si utilizzano strumenti analitici per la determinazione delle sollecitazioni delle strutture. Negli usuali casi, la procedura di verifica consiste per lo più nell'applicazione di formulazioni normative, dedotte da trattazioni empiriche o semi empiriche, che le diverse normative mettono a disposizione dei professionisti per tale scopo. Questa è la prassi. Ma il tema oggi non è l'utilizzo di strumenti FEM per l'analisi, bensì, tale utilizzo per le verifiche strutturali, un approccio analitico c.d. "diretto" per la verifica ed il dimensionamento. Questa rappresenta ovviamente una differenza sostanziale.

Tra tutti gli ambiti di verifica di elementi in acciaio, un esempio certamente importante è rappresentato dalle connessioni metalliche. Un tradizionale approccio, ancora oggi diffuso, è quello del Metodo per Componenti (CM): la resistenza complessiva di un nodo è dettata dalla resistenza delle singole parti che lo costituiscono (bulloni, saldature, flange, nervature, T-stub). Un'idealizzazione che porta a rappresentare il nodo come un insieme di "catene" poste in serie e in parallelo, i cui "anelli" rappresentano le rigidità e le resistenze delle singole componenti. Sarà pertanto "l'anello debole" a determinare il tipo di rottura del collegamento ed a condizionarne la resistenza. Come è noto, tuttavia, il comportamento fisico di un nodo sotto carico è un ben diverso dal concetto dei singoli anelli che costituiscono questa catena ideale: le parti interagiscono tra di loro con la loro rigidità, che varia in funzione del carico applicato. Questi meccanismi di equilibrio interni, che evolvono al variare delle deformazioni relative tra le parti di un nodo, sono facilmente computabili procedendo con una trattazione FEM [6]. Nel corso di questi anni si è avvertita sempre di più la necessità di uno strumento normativo dedicato, questo ha spinto il CEN

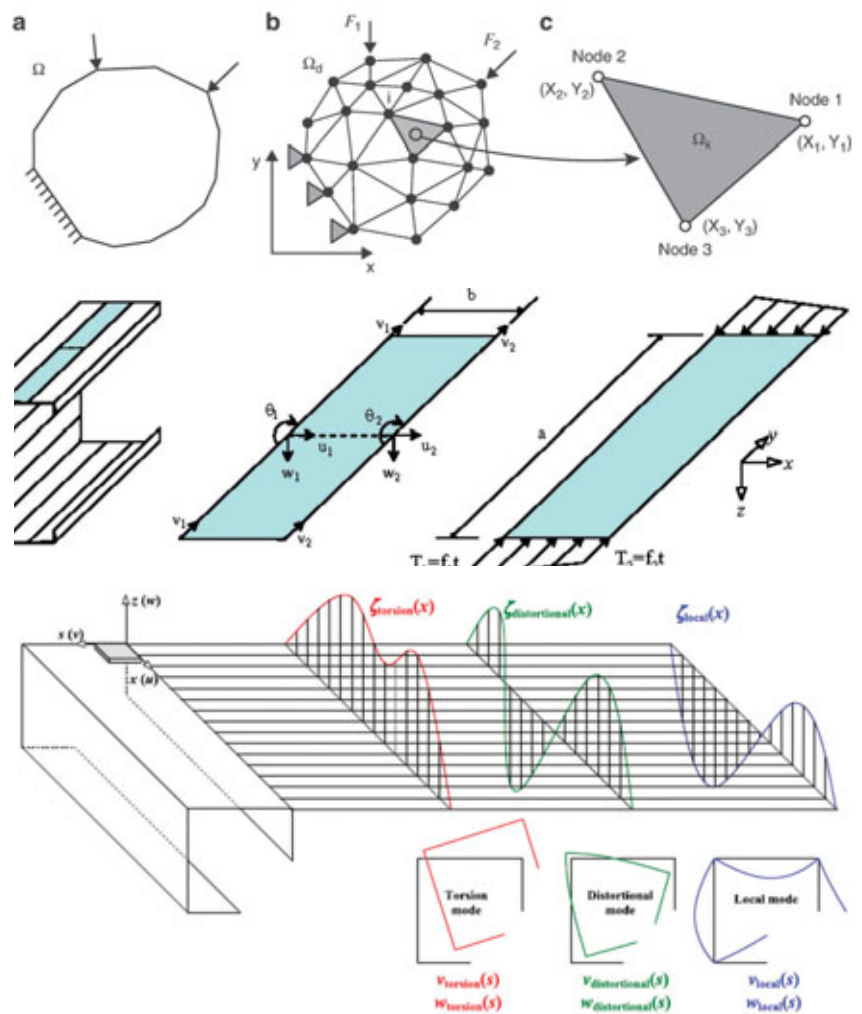


Fig. 2. Local (wall) coordinate system and displacement field components, and illustrative modal amplitude functions.

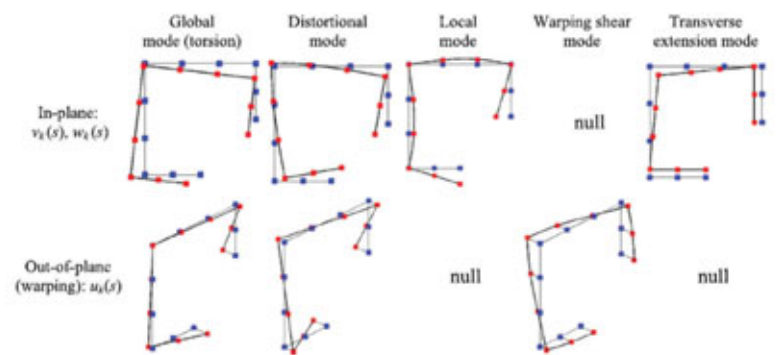


Fig. 1 | a) FEM - Introduction of finite element method by Tekkaya and Soyarslan (2019), b) FSM - Buckling Analysis of Cold-formed Steel Members Using CUFSM, S. Ádány (2006). c) GBT - Schardt et al.

a produrre un nuovo e specifico documento negli eurocodici di seconda generazione: il prEN 1993-1-14.

prEN 1993-1-14

Il documento (attualmente in bozza e quindi suscettibile di modifiche e integrazioni) ha il principale scopo di fornire regole per l'utilizzo della modellazione numerica ai fini della progettazione e verifica di strutture in acciaio o parti di esse. Esso inizia introducendo diverse metodologie: il *Finite Element Method* (FEM), il *Finite Strip Method* (FSM) e il *Generalized Beam Theory* (GBT), riportate in modo qualitativo in figura 1.

	LBA	Linear Bifurcation Analysis (Eigenvalue Buckling)
Approccio classico di verifica	LA	Linear Analysis
	GNA	Geometrically Nonlinear elastic Analysis
	GNIA	Geometrically Nonlinear elastic Analysis with imperfection
Verifica intrinseca all'analisi	MNA	Materially nonlinear analysis
	GMNA	Geometrically and Materially Nonlinear Analysis
	GMNIA	Geometrically and Materially Nonlinear Analysis with imperfection

Fig. 2 | classificazione delle analisi secondo prEN 1993-1-14

Prosegue mostrando in dettaglio le regole di modellazione FEM. Le parti che lo compongono possono essere riassunte nel modo seguente:

- tipologie di analisi;
- modellazione delle strutture e delle componenti;
- proprietà dei materiali;
- l'uso di imperfezioni (geometriche, tensioni residue, condizioni al contorno non uniformi, etc.);
- modellazione dei carichi;
- modelli di validazione;
- criteri di stati limite;
- fattori parziali;
- scelta di software e documentazione.

Uno dei primi aspetti, trattati nel documento, è la suddivisione delle tipologie di analisi che è possibile adottare. Questa suddivisione è volta a differenziare le analisi che richiedono un processo di verifica separato dalle analisi dirette, in cui la verifica è, di fatto, intrinseca nell'analisi stessa.

L'ormai consueta classificazione delle analisi possibili, presente nella nuova generazione dell'Eurocodice 3, è quella riportata in

figura 2.

Secondo questa nomenclatura, le analisi che richiedono un processo separato di verifica strutturale sono: LA, LBA, GNA, GNIA. Com'è noto, infatti se si adottano, per esempio, analisi lineari al prim'ordine (LA), occorre affiancare un processo di verifica che parta dalle sollecitazioni calcolate e che, adottando le formulazioni normative, porta all'esecuzione di verifiche di resistenza e stabilità. Lo stesso

discorso vale adottando analisi al second'ordine, come l'analisi GNIA che altro non è che un'analisi statica non lineare P-Delta che include gli effetti delle imperfezioni [7].

Per contro, le analisi MNA, GMNA, GMNIA, che introducono quindi la non linearità esplicita dei materiali, sono invece definite come dirette: la verifica è direttamente insita nel processo di analisi stesso.

In sostanza, la modellazione diretta delle non linearità meccaniche e l'utilizzo di procedure analitiche non lineari che consentono di cogliere gli effetti geometrici insiti nel second'ordine (GMNA, GMNIA), permettono di mettere in luce il meccanismo resistente delle membrature in acciaio, tenendo in conto delle plasticizzazioni locali e delle instabilità (sia globali che locali). In altre parole, il concetto di verifica "diretta" è semplicemente dovuto al fatto che, includendo un limite di resistenza direttamente nelle leggi costitutive dei materiali utilizzati nel modello analitico, e potendo considerare gli effetti del second'ordine nelle analisi, ogni passo dell'analisi restituisce una condizione "rispettosa" dello snervamento in trazione e dell'instabilità in compressione.

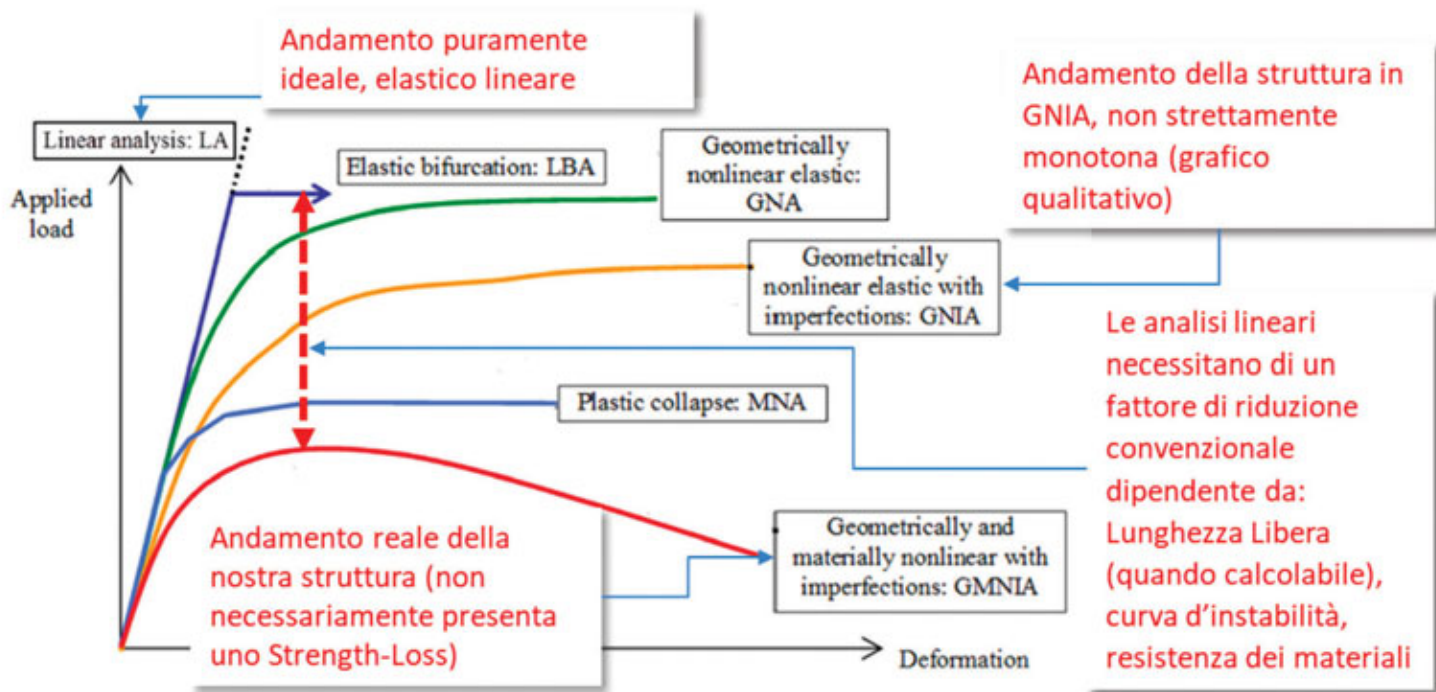


Fig. 3 | Sovrapposizione degli andamenti qualitativi delle diverse analisi possibili

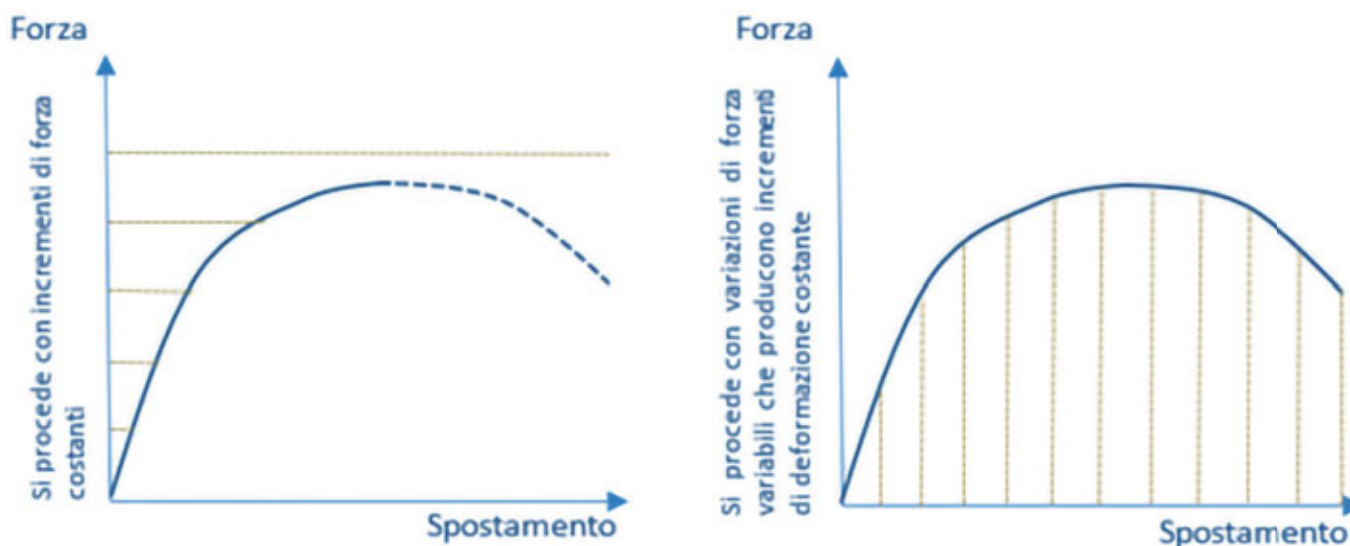


Fig. 4 | Controllo di forza vs controllo di spostamento

La verifica consiste pertanto nel monitorare le deformazioni entro i limiti di accettazione.

Pur trattando analisi di ogni genere, il documento in questione è dedicato in modo esplicito a queste ultime due tipologie di analisi. Per una lettura attenta del grafico riportato in figura 3 si rimanda a [7].

Parlando di processi di analisi non lineari non è possibile evitare di descrivere le due tipologie di analisi utilizzabili: analisi in controllo di forza ed analisi in controllo di spostamento. Si faccia riferimento alla figura 4, [7].

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

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

Il vantaggio di un'analisi a controllo di spostamento è quello di riuscire a seguire la risposta della struttura anche a seguito di una perdita di resistenza complessiva, sia prodotta da rotture locali sia da instabilità. L'analisi a controllo di forza, d'altra parte, ha il vantaggio della semplicità. Si applicano forze note e si controlla come risponde la struttura al variare delle suddette forze applicate. Nei grafici l'ascissa è rappresentata dallo spostamento o la rotazione (genericamente una deformazione assoluta o relativa) di un punto di controllo, mentre in ordinata vi è la forza applicata.

Nel caso di analisi GNIA e GMNIA, gli elementi perdono di rigidità ad ogni *step* dell'analisi. Il materiale ricordiamo che ha un comportamento privo di limiti di duttilità ma, per effetto d'instabilità locale (effetto geometrico in presenza di imperfezioni), la risposta della struttura può essere caratterizzata da uno *strength loss*, una perdita di resistenza al raggiungimento di una certa deformazione.

Nei casi GNIA e GMNIA le analisi saranno in grado di cogliere decadimenti di resistenza della membratura analizzata a seguito di instabilità locali: le perdite di resistenza dovute a rotture locali non sono attese in un modello del genere, dal momento che per scelta i materiali non hanno limiti di resistenza imposti (non presentano *strength loss*, come sarà definito più avanti). In questo caso, per effetto di tali decadimenti, la risposta attesa sarà caratterizzata da un andamento non monotono crescente, pertanto potrà risultare necessario procedere in controllo di spostamento.

La parte di modellazione delle strutture inizia descrivendo i possibili elementi finiti ed il loro contesto di utilizzo:

- elementi monodimensionali di tipo *beam (frame)*, dove si descrive la differenza tra le due trattazioni possibili in ragione della deformabilità a taglio (Timoshenko vs Eulero-Bernulli);
- elementi bidimensionali (*shell, plate, membrane, layered-shell*). Vengono date indicazioni generali di meshatura, di problematiche sulla concentrazione di tensione, di congruenza;
- elementi solidi, per i casi di variabilità di spessore e deformazione interna.

Trovano spazio anche descrizioni come le tecniche di *multi-level* e combinazioni di più modelli diversi, con la ricostruzione delle condizioni al contorno.

Vincoli e carichi vengono trattati in merito alle dimensioni di applicazione ed alle condizioni al contorno.

Una delle parti più importanti del documento è senza dubbio la scelta dei modelli di materiale da utilizzare. Vengono definite diverse tipologie di materiale base, con leggi costitutive che correlano tensione e deformazione; a titolo di esempio, si riportano le prime due leggi in figura 5.

Di norma le leggi costitutive dell'acciaio, utilizzate nelle analisi

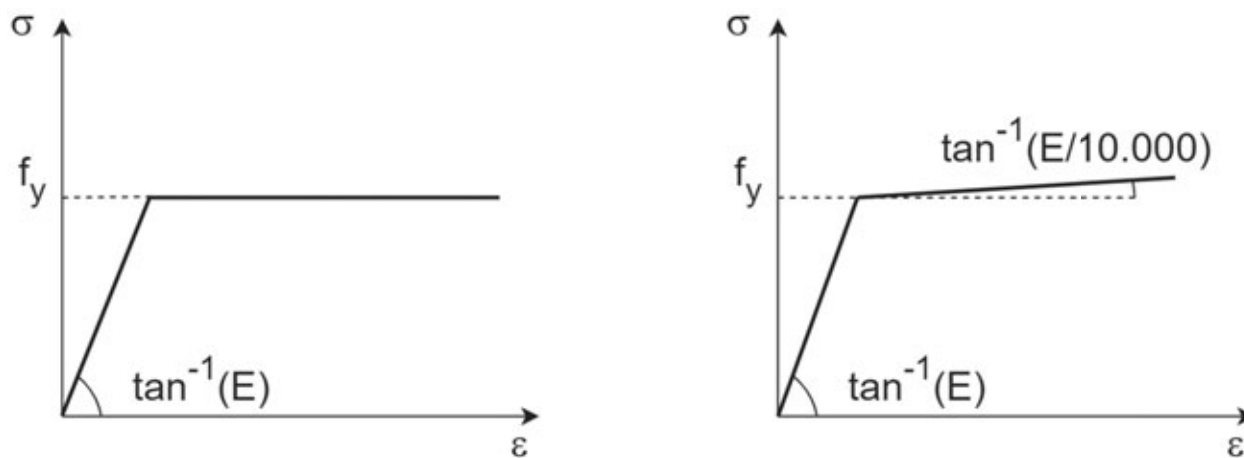


Fig. 5 | Leggi costitutive di materiali utilizzabili

non lineari meccaniche, sono definite a meno di *strength loss*. In sostanza il materiale base ha una duttilità infinita nella fase di definizione del modello numerico. Immaginando di eseguire analisi al passo (entreremo nel dettaglio successivamente parlando dei c.d. criteri di accettazione, in altre parole le verifiche), per ogni passo dell'analisi sarà possibile controllare in uscita le deformazioni di ogni singolo elemento finito; in particolare è possibile monitorare la ε di ogni elemento finito per ogni *step* di analisi. Queste due prime leggi costitutive sono caratterizzate da un comportamento sostanzialmente Elastico-Perfettamente-Plastico (EPP), difatti, la seconda presenta un "leggero" incrudimento, introdotto esclusivamente per questioni numeriche: il leggero incrudimento "aiuta" il raggiungimento dell'equilibrio (convergenza numerica) in processi di analisi non lineare. Oltre a queste due leggi sono presenti anche altre leggi costitutive capaci di riprodurre il reale incrudimento dell'acciaio, come per esempio la c.d. legge quadrilineare.

Un ruolo chiave è dedicato alle imperfezioni geometriche. Com'è noto, il comportamento delle membrature in acciaio, nelle porzioni compresse o presso-inflesse, è spesso governato da fenomeni d'instabilità. Laddove il processo di analisi voglia comprendere efficacemente sia questioni di resistenza che d'instabilità, è necessario includere gli effetti delle imperfezioni geometriche e svolgere quindi la c.d. GMNIA. Non poteva quindi mancare nel documento in oggetto una parte dedicata alle imperfezioni. Secondo quanto descritto in EN 1993-1-4, le imperfezioni dovrebbero tenere in conto degli effetti delle deviazioni geometriche dalla forma perfetta, delle tensioni residue (indotte dai processi di laminazione o composizione saldata della sezione) e dei difetti delle condizioni al contorno (irregolarità di forma dei supporti). Nascono così le imperfezioni geometriche equivalenti, adottate per includere i diversi effetti. L'ampiezza di tali imperfezioni viene quindi fissata per diversi casi tipici; per la forma si utilizzano gli andamenti degli autovettori (spostamenti noti a meno di una costante) derivanti dall'analisi di *buckling* (LBA).

La parte 1-14 dell'Eurocodice 3 di seconda generazione intende anche essere un riferimento per i processi che necessitano di calibrazione e validazione mediante prove sperimentali, quindi non è destinata solo al Progettista, ma anche alle attività di ricerca. Naturalmente, un'importanza notevole riveste la parte descrittiva

delle metodologie di verifica. Lo stato limite ultimo, eccezion fatta per le condizioni di fatica, viene determinato mediante diversi approcci:

- *stress check*, per alcune analisi (LA, GNA) e per zone in cui non governi l'instabilità;
- *plastic resistance check*, per analisi con non linearità di materiale (MNA, GMNA) e laddove l'instabilità non governa;
- *buckling resistance check*, utilizzabile mediante approcci GNIA combinati ad analisi LBA.

Si faccia riferimento ad una GMNIA.

Vengono definiti due criteri denominati come: Criterio C1 e Criterio C2. Il Criterio C1 è definibile come il criterio associato al raggiungimento di un limite di resistenza, mentre il criterio C2 lo si definisce come il punto in cui si raggiunge un limite di duttilità (limite di deformazione plastica).

Qual è il tipo di informazione che si può ottenere da una trattazione FEM di una membratura?

Un modello FEM, sul quale viene eseguita una o più analisi GMNIA ci offre informazioni analoghe per ogni passo dell'analisi. Ad ogni passo, si conoscono lo stato deformativo e tensionale di ogni sua parte. La risposta sarà nota al variare dei carichi applicati. Un modo possibile di rappresentare questa continuità di risposta è attraverso una forma grafica. In sostanza, ogni analisi GMNIA ci restituisce una risposta che può essere rappresentata graficamente mediante una curva di capacità. Immaginiamo di sottoporre a verifica mediante analisi FEM una connessione. Tra tutte le possibili curve di capacità tracciabili per un collegamento, per esempio a momento, quella più rappresentativa è la curva di capacità $M-\theta$. Dove, M è l'azione flessionale entrante nel nodo e θ la rotazione relativa tra trave e colonna, che in altri termini rappresenta la deformazione della connessione.

A livello qualitativo sono riportate due possibili curve di capacità nei grafici di figura 6, ottenibili da analisi in controllo di spostamento.

La prima curva, quella a sinistra, denota il raggiungimento di un valore massimo, seguito da un decadimento di resistenza. In essa si potrà definire il criterio C1: massima forza raggiunta e deformazione associata; sempre nella stessa curva si potrà anche

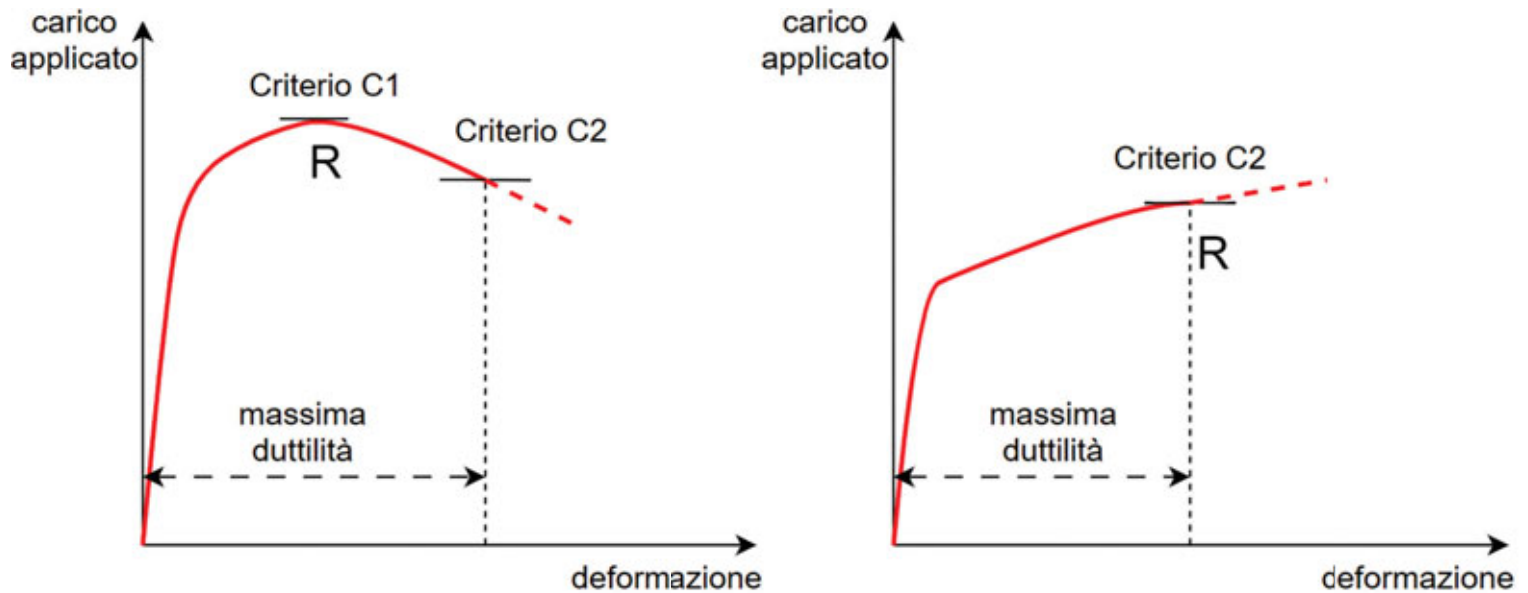


Fig. 6 | Criteri di accettazione

definire il criterio C2 come quel punto associato al raggiungimento del limite di duttilità. In generale si potranno avere due possibili condizioni: C1 sta a sinistra di C2, come nel grafico rappresentato, in questo caso la capacità della membratura sarà dettata da C1 ed il meccanismo sarà governato da un concetto di resistenza; oppure, un secondo caso (non rappresentato in figura) in cui è C2 il punto associato ad un'ascissa minore e quindi sarebbe C2 a governare.

La seconda condizione, rappresentata a destra, denota un comportamento privo del raggiungimento della massima resistenza: in sostanza l'analisi potrebbe ancora continuare. Dato che il materiale di base non ha limiti deformativi nella sua legge costitutiva, la membratura potrebbe continuare a prendere carico. Il Criterio C2 in questo caso governa e rappresenta il punto nel quale si raggiunge la massima duttilità, per esempio la massima deformazione plastica della fibra più sollecitata. Tutto il tratto di curva successivo, ottenibile in via numerica, perde quindi di significato fisico.

Per un esempio pratico di applicazione di questi criteri si rimanda a [6].

Nel documento, non poteva poi mancare una sezione dedicata ai problemi di fatica. In questo caso il rimando è direttamente al documento EN 1993-1-9, con l'aggiunta di suggerimenti inerenti a mesh e tipologie di elementi finiti.

Un'ultima importante riflessione è volta alla definizione di un fattore di sicurezza parziale denominato γ_{FE} , il c.d. fattore di modello, il cui compito è quello di coprire le incertezze del modello numerico e il tipo di analisi svolte. Il valore da utilizzare potrebbe essere dipendente dagli annessi nazionali. Le indicazioni su questo fattore di sicurezza sono riportate nell'Annesso A, dove si prescrive che esso debba essere applicato ai metodi analitici diretti. Si specifica che il fattore di sicurezza dovrà essere scelto sulla base di una calibrazione ottenuta confrontando i risultati dei modelli analitici con i risultati noti da prove sperimentali od ottenuti da modelli di verifica già consolidati.

Numerosi sono i richiami dei concetti di verifica e validazione

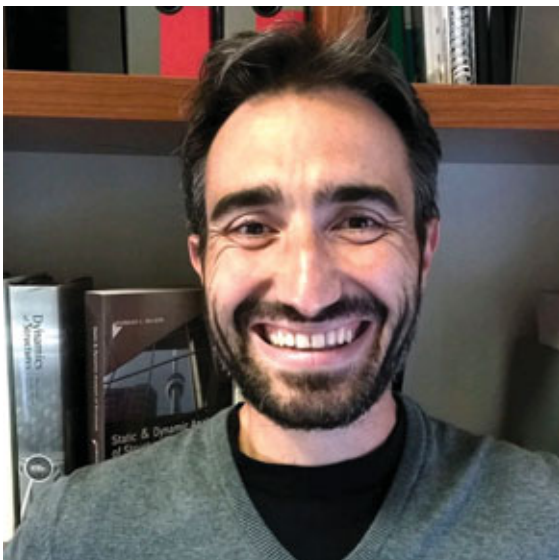
del modello numerico, tra cui sono descritti i requisiti base per quella che viene definita la validazione semplificata del modello numerico:

- controllo di errori di discretizzazione (studio sulla sensibilità dei risultati dipendenti dalla mesh);
- controllo di sensibilità di parametri di input;
- analisi di sensibilità delle imperfezioni;
- giudizio ingegneristico sui risultati del calcolo (analisi ragionata dei risultati).

Si precisa che, laddove si utilizzino procedure di verifica dirette di casi di progettazione standard e si adotti, allo stesso tempo, un processo di validazione semplificata, si avrà un $\gamma_{FE} = 1$.

Bibliografia

- [1] CEN, prEN 1993-1-14 Eurocode 3 - Design of steel structures - Design assisted by finite element analysis.
 - [2] M. J. Turner, R. W. Clough, H. C. Martin, L. J. Topp, Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures. Journal of the Aeronautical Sciences. Vol. 23, 1956.
 - [3] E. L. Wilson, A study of the application of finite elements to the problem of plane stress. University of California, Berkeley, California. 1958.
 - [4] H. S. Lew, P. B. Cooper, B. T. Yen, F. E. Laboratory, and L. U. I. o. Research, Tests on welded high strength steel plate girders subjected to shear: Fritz Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Lehigh University, 1962.
 - [5] A. Mamazizi, R. Crocetti, H. Mehri, Numerical and experimental investigation on the post-buckling behavior of steel plate girders subjected to shear. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council St. Louis, Missouri, April 16-20, 2013.
 - [6] L. Bandini, B. Cordova, F. Mutignani, E. Tommasi, Il calcolo delle connessioni trave-colonna a momento flangiate e bullonate. Parte 2: i metodi ad elementi finiti. Costruzioni Metalliche, n. 4, 2023.
 - [7] L. Bandini, GMNIA - Analisi non lineare geometrica e per materiale con imperfezioni per strutture in acciaio Costruzioni Metalliche, n. 5 e 6, 2022.
 - [8] CEN, EN 1993-1-1 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2022.
-



Leonardo Bandini

È laureato in Ingegneria Civile, indirizzo strutture, all'Università di Firenze. Appassionato di metodologie avanzate di protezione sismica delle strutture e di controllo della risposta dinamica delle stesse, ha collaborato con diverse Università. È socio di CSi Italia srl dove svolge attività di diffusione, assistenza e potenziamento dei programmi di calcolo strutturale prodotti dalla CSi America. È altresì socio dello studio associato Brunetta Bandini dove svolge attività progettuale. Tra le tante attività svolte legate al mondo dell'ingegneria e del calcolo delle strutture è attualmente Consigliere del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio e Responsabile Scientifico della rivista Lo Strutturista.

La sicurezza antincendio dei sistemi di involucro edilizio a facciate continue

Fire safety of curtain wall façade systems

Ing. Paolo Giussani*, Ing. Valentina Guerra, Prof. Ing. Paolo Rigone | Studio di Ingegneria Rigone, Milano

In ambito prevenzione incendi, le facciate continue sono regolamentate dalla lettera circolare n. 5043 del 15 aprile 2013 emanata dalla Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica “Guida per la determinazione dei requisiti di sicurezza antincendio delle facciate negli edifici civili” e dalla più recente Regola Tecnica Verticale n.13 (RTV.13) per le facciate degli edifici civili, emanata con D.M. 30 marzo 2022 a corredo del Codice di Prevenzione Incendi. L’articolo entra nel merito degli aspetti che caratterizzano l’interazione tra incendio e facciate continue. L’approfondimento è condotto sia sotto il punto di vista della corretta progettazione e realizzazione del giunto che si crea tra la testa del solaio e il piano della facciata, sia in riferimento alla fascia, detta “parafiamma”, che realizza la separazione tra due compartimentazioni adiacenti messe in comunicazione dalla facciata continua stessa. Le norme tecniche di riferimento per la verifica dei requisiti di resistenza al fuoco delle facciate continue si differenziano a seconda che la facciata debba essere integralmente (incluso vetrazioni) o parzialmente (solo nelle fasce di separazione del compartimento) resistente al fuoco.

In accordo ai dettami legislativi, le facciate continue (curtain wall) devono soddisfare gli obiettivi di sicurezza antincendio, noti come la propagazione interna, la propagazione esterna e la caduta. Il soddisfacimento dei tre obiettivi di salvaguardia è perseguibile tramite il raggiungimento di determinate prestazioni di resistenza e reazione al fuoco della facciata e dei suoi componenti, prescritte dalla Lett. Circ. n.5043 e dalla RTV.13. L’articolo presenta inoltre alcuni approfondimenti in merito ai sistemi curtain wall detti a doppia pelle, in particolare laddove la presenza di uno strato di ventilazione naturale, o meccanica, introduce ulteriori requisiti restrittivi di resistenza al fuoco e di reazione al fuoco (facciate a doppia pelle ventilata).

In the field of fire prevention, with reference to curtain wall kit, it is necessary to refer to the Italian lettera circolare n. 5043 del 15 aprile 2013, as well as the recent Regola Tecnica Verticale n.13” (RTV.13) of the Italian Fire Prevention Code, for facades of civil buildings. The interaction between fire and curtain walls has historically been analyzed from the point of view of the correct design of the joint that is created between the head of the floor slab and the curtain wall, as well as the correct design of the spandrel area that realizes the separation between two adjacent or overlying compartments, put in communication by the curtain wall itself. Both legislative standards require for curtain walls to meet the fire safety objectives in regards to internal/external propagation of flames and hot smoke and limiting the falling of parts of the façade. In accordance with the Lett. Circ. No. 5043 and RTV.13, the fulfillment of these three safeguarding goals is achievable through the attainment of certain fire resistance and reaction-to-fire requirements of the façade and its components. The relevant technical standards are present in consideration of curtain walls fully fire resistant (with fire-resistant glazing), or whether it is sufficient for the façade to be partially fire resistant (only in the horizontal or vertical spandrel areas). An overview of the additional and more restrictive fire-resistance and fire-reaction requirements for natural and mechanical ventilated interlayer of curtain wall, ventilated double-skin facades, is presented.

1. Introduzione

Il Regolamento Prodotti da Costruzioni (Regolamento UE n. 305/2011) indica la sicurezza in caso d’incendio come uno dei sette requisiti base delle opere da costruzioni. In particolare, il Regolamento UE n. 305/2011 definisce tale requisito nei seguenti termini:

“Le opere di costruzione devono essere concepite e realizzate in modo che, in caso di incendio:

- la capacità portante dell’edificio possa essere garantita per un periodo di tempo determinato;
- la generazione e la propagazione del fuoco e del fumo al loro interno siano limitate;
- la propagazione del fuoco a opere di costruzione vicine sia limitata;
- gli occupanti possano abbandonare le opere di costruzione o

*Corresponding author. Email: p.giussani@studiorigone.it

essere soccorsi in altro modo;
e. si tenga conto della sicurezza delle squadre di soccorso.”

In sostanza, gli obiettivi di progettazione della sicurezza al fuoco si basano su due criteri generali di fondo:

- impedire o ritardare la propagazione del fuoco;
- garantire il salvataggio delle persone e limitare i danni materiali.

Questi obiettivi generali si attuano attraverso la predisposizione di una serie di misure che fanno parte del termine generale di prevenzione incendi. Tali provvedimenti si distinguono principalmente in:

- misure di protezione attiva: insieme delle misure antincendio atte a ridurre le conseguenze di un incendio, che richiedono l'azione dell'uomo o l'attivazione di un impianto. Esse coinvolgono l'impiego, esternamente all'edificio, di idranti e riserve idriche, di sistemi interni all'edificio per il rilevamento fumi, di allarme, di spegnimento delle fiamme, di illuminazione d'emergenza e di ventilazione (meccanica o naturale) per l'evacuazione dei fumi e del calore; tra le misure attive rientra anche l'intervento delle squadre e dei mezzi di soccorso;
- misure di protezione passiva: che consistono nell'adottare compartimentazioni, uscite di sicurezza e vie di fuga protette, distanze di sicurezza, impianti elettrici e termici a norma, utilizzo di materiali aventi un adeguato comportamento al fuoco in relazione al loro uso e destinazione.

Da un punto di vista esigenziale e prestazionale, le funzioni della facciata continua in relazione alla propagazione dell'incendio sono molto articolate ed in particolare il ruolo del curtain wall può essere riconducibile alle seguenti caratteristiche funzionali:

- essere luogo di attacco esterno;
- essere luogo di attacco interno;
- essere tramite di propagazione dell'incendio;
- costituire elemento di alimentazione della combustione;
- essere via di accesso per i soccorsi e per gli strumenti necessari allo spegnimento dell'incendio;
- costituire una eventuale via di evacuazione;
- essere una barriera protettiva per gli utenti e gli ambienti dell'edificio nel caso di attacco esterno.

In relazione al quadro legislativo che regola gli aspetti di sicurezza antincendio previsti per le facciate continue (curtain wall), è necessario il soddisfacimento dei seguenti tre obiettivi di sicurezza:

- a. Propagazione interna: limitare la probabilità di propagazione di un incendio originato all'interno dell'edificio, a causa di fiamme o fumi caldi che fuoriescono da vani, aperture, cavità verticali della facciata, interstizi eventualmente presenti tra la testa del solaio e la facciata o tra la testa di una parete di separazione antincendio e la facciata, con conseguente coinvolgimento di altri compartimenti sia che essi si sviluppino in senso orizzontale che verticale, all'interno della costruzione e inizialmente non interessati dall'incendio;
- b. Propagazione esterna: limitare la probabilità di incendio di una facciata e la sua successiva propagazione, a causa di un fuoco avente origine esterna (incendio in edificio adiacente oppure incendio a livello stradale o alla base dell'edificio);
- c. Caduta: evitare o limitare, in caso d'incendio, la caduta di parti di facciata (frammenti di vetri o di altre parti comunque disgregate o incendiate) che possono compromettere l'esodo in sicurezza

degli occupanti l'edificio e l'intervento in sicurezza delle squadre di soccorso.

Il contenimento di un incendio all'interno di un edificio di notevole altezza si può ottenere attraverso diverse misure di sicurezza antincendio come, ad esempio, il sistema di rilevazione incendi e allarme, impianti sprinkler, controllo del fumo, materiali da costruzione non combustibili, setti di compartimentazione resistenti al fuoco, etc. Tuttavia, questi sistemi "interni" di protezione dal fuoco non sono in grado di controllare la propagazione del fuoco attraverso l'esterno dell'edificio, come invece principalmente accade per l'involucro del tipo a curtain wall. Infatti, il fattore ventilazione in questi sistemi può assumere valori elevati e quindi lo sviluppo dell'incendio può essere particolarmente rapido soprattutto dopo la rottura dei vetri, propagandosi non solo internamente all'edificio, ma anche esternamente. Qualora poi nella facciata continua siano previsti più "pelli" separate da uno strato di ventilazione, l'effetto camino che si instaura nell'intercapedine spinge fumi e fiamme a risalire l'intercapedine, rischiando di propagare l'incendio ai diversi compartimenti, spesso in modo più rapido e "nascosto" e quindi ancor più pericolosamente rispetto alle facciate prive di strati di ventilazione. E' per questo motivo che il controllo della propagazione esterna dell'incendio tra un compartimento e l'altro è storicamente basato sulla scelta dei materiali da costruzioni dell'involucro e sui relativi dettagli costruttivi progettuali.

Questo articolo approfondisce le modalità di propagazione dell'incendio nelle facciate continue, e dettaglia i requisiti antincendio in termini di resistenza al fuoco e reazione al fuoco richiesti per i sistemi costruttivi dell'involucro edilizio. I requisiti antincendio di seguito esposti, fanno riferimento alla normativa tecnica attualmente vigente in ambito italiano, ossia:

- Lettera Circolare n. 5043 del 15 aprile 2013 – di seguito anche "Lett. Circ. n. 5043" - Guida per la determinazione dei "requisiti di sicurezza antincendio delle facciate negli edifici civili" - emanata dalla Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica e adottata dai Vigili del Fuoco;
- D.M. del 30 marzo 2022, contenente la nuova Regola Tecnica Verticale delle facciate di edifici civili (RTV.13 - chiusure d'ambito degli edifici civili) - di seguito anche "RTV.13" - a corredo del Codice di Prevenzione Incendi (Decreto del Ministro dell'Interno del 3 agosto 2015 – di seguito anche "CPI").

L'articolo è organizzato secondo la seguente struttura narrativa: al capitolo due vengono descritte le possibili modalità di propagazione dell'incendio attraverso le facciate continue. Al capitolo tre sono riportati i metodi di determinazione e di classificazione della resistenza al fuoco per le facciate continue, e al capitolo quattro i metodi di determinazione e di classificazione della reazione al fuoco. Il capitolo cinque sintetizza le principali differenze in termini di ambito di applicazione e classificazione delle facciate continue, ai sensi dei due dettami legislativi di riferimento (RTV.13 e Lett. Circ. n. 5043). Il capitolo sei introduce i requisiti di resistenza al fuoco e reazione al fuoco richiesti dai due dettami normativi per le facciate continue. Gli approfondimenti del capitolo sette sono relativi ai requisiti richiesti ai sistemi curtain wall in materia di esodo degli occupanti e sicurezza delle squadre di soccorso. Al capitolo otto si riportano le conclusioni.

2. La propagazione dell'incendio nelle facciate continue

L'utilizzo del curtain wall in alluminio e vetro suscitò, fin dalle prime applicazioni in edifici di altezza elevata, dubbi sulle sue caratteristiche di resistenza al fuoco. Le perplessità maggiori erano legate all'impiego di materiali, essenzialmente vetro, alluminio o acciaio, particolarmente sensibili in termini di stabilità all'azione dell'incendio. Già a partire dagli anni '60 e '70 alcuni incendi catastrofici (ad esempio quelli divampati nel Crestful Building di San Paolo del Brasile - 200 vittime - e nel One New York Plaza - 5 vittime - di New York) richiamarono significativamente l'attenzione degli esperti sui principali punti deboli dell'interazione tra curtain wall e fuoco:

- possibile propagazione verticale del fuoco, esternamente al piano della facciata, dovuta al fatto che le fiamme, una volta avvenuta la rottura dei vetri per l'aumento della temperatura, si propagano dal piano dove è situato il focolaio iniziale a quelli successivi risalendo lungo l'esterno del curtain wall per poi rientrare all'interno dell'edificio a distanza di uno o più interpiani (rif. figura 1 a sinistra);
- possibile propagazione verticale dell'incendio (conduzione e convezione) nell'intercapedine esistente tra piano della facciata e bordo dei solai, imputabile ad un'insufficiente resistenza al fuoco ed a una scarsa tenuta al fumo in corrispondenza dell'attacco della struttura del curtain wall alle partizioni orizzontali dell'edificio (rif. figura 1 al centro);
- possibile propagazione verticale dell'incendio per conduzione all'interno del pannello sottofinestra della facciata (rif. figura 1 al centro);
- possibile propagazione orizzontale e verticale del fuoco tramite i materiali combustibili che si trovano sui balconi esterni;
- possibile propagazione del fuoco causata dalla degradazione o separazione della pelle esterna non combustibile di facciata con conseguente propagazione della fiamma sul nucleo interno della pelle;
- incendi esterni secondari avviati ai piani inferiori derivanti dalla caduta di detriti in fiamme;
- incendi esterni secondari avviati su proprietà adiacenti derivanti dalla caduta di detriti in fiamme.

Intuitivamente si può affermare che finestre molto larghe danno

luogo a fiamme estese in grado di interessare una maggior porzione di facciata, come illustrato schematicamente in figura 2 e in figura 3.

Nonostante la temperatura possa in prossimità della facciata raggiungere e superare i 300 °C, l'analisi dei danni riportati ha mostrato che, anche negli incendi più severi, difficilmente l'orditura principale del curtain wall, sebbene fortemente deformata, venga compromessa fino al punto di collassare. Un comportamento al fuoco di questo tipo può essere spiegato nei seguenti modi:

- il curtain wall è un elemento di chiusura leggero, non portante, dove anche notevoli deformazioni delle membrature verticali non causano il distacco dei pannelli spandrel;
- la maggior parte dei vetri va incontro a rottura dopo indicativamente 10-15 minuti dalla propagazione dell'incendio, per via del calore sviluppatosi all'interno degli ambienti e per la sovrappressione dovuta all'effetto camino. La rottura delle lastre di vetro permette il passaggio continuo di aria relativamente fredda in grado di abbassare anche di un centinaio di gradi la temperatura in prossimità della facciata.

Indipendentemente da questi aspetti, in alcuni paesi europei le normative antincendio prevedono che i pannelli sottofinestra debbano essere vincolati alla struttura orizzontale dell'edificio oltre che all'orditura del curtain wall in quanto un loro distacco non garantirebbe più gli occupanti dal rischio di eventuali cadute e limiterebbe fortemente la possibilità di accosto delle scale mobili da parte delle squadre di vigili del fuoco. Inoltre, i pannelli spandrel svolgono una funzione "parafiamma" limitando la propagazione delle fiamme e dei fumi da un piano a quello successivo e pertanto devono avere un'altezza minima di protezione (generalmente variabile tra 60 e 120 cm a seconda dei paesi).

Uno dei punti più deboli del curtain wall ai fini della compartimentazione degli ambienti rimane comunque la propagazione dell'incendio attraverso lo spazio esistente tra testa del solaio e piano della facciata, dove il tiraggio indotto dall'effetto camino spinge i fumi e le fiamme a salire lungo il lato interno della chiusura, come schematizzato in figura 1 al centro. La dimensione dell'intercapedine varia in funzione delle modalità secondo le quali viene ancorato nella soletta l'organo di attacco del curtain wall. Se

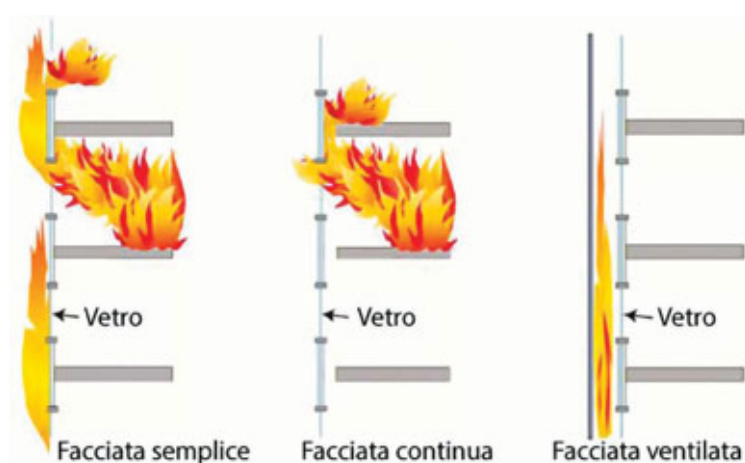


Fig. 1 | Modalità di propagazione di un incendio nelle diverse tipologie di facciata (fonte: UX119, Sicurezza antincendio: facciate continue e facciate ventilate, UNICMI)

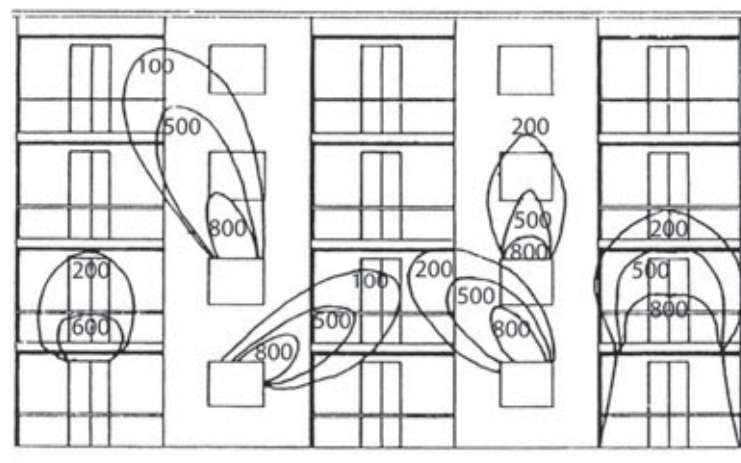


Fig. 2 | Andamento delle linee isoterme sulla facciata di un edificio in caso di incendio (fonte: UNICMI)

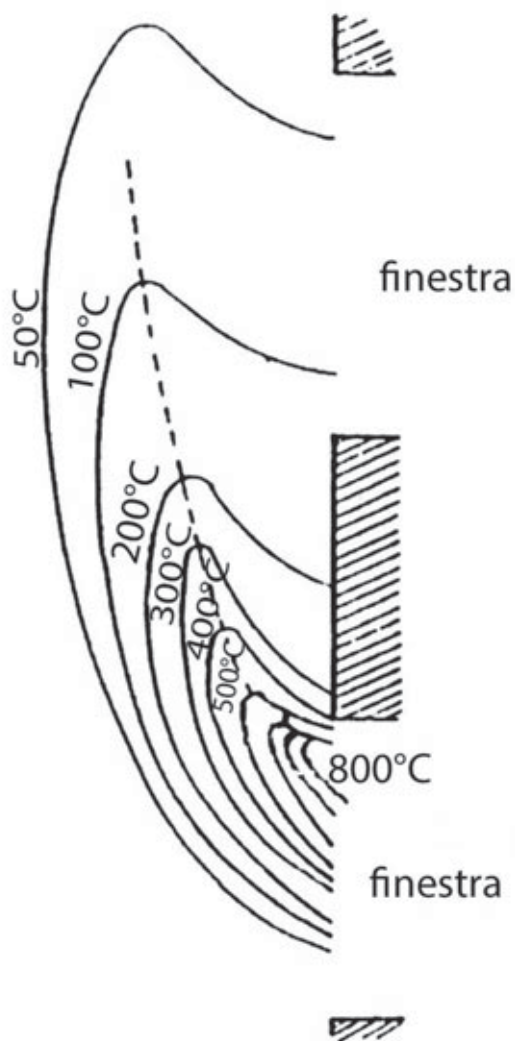


Fig. 3 | Linee isoterme in corrispondenza delle aperture in caso di incendio (fonte: UNICMI)

l'ancoraggio è frontale la faccia interna del curtain wall dista in media 10 cm dalla testa del solaio, lo spazio può essere ridotto a 5 cm nel caso di ancoraggio sopra il solaio, oppure su nicchia o sotto il solaio.

3. La resistenza al fuoco: classificazione e metodi di determinazione

Il Codice di Prevenzione Incendi del 2015 (CPI) definisce la resistenza al fuoco come: “una delle misure antincendio di protezione da perseguire per garantire un adeguato livello di sicurezza di un’opera da costruzione in condizioni di incendio. Essa riguarda la capacità portante in caso di incendio, per una struttura, per una parte della struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione in caso di incendio per gli elementi di separazione strutturali (es. muri, solai, ...) e non strutturali (es. porte, divisori, ...)”. La finalità della resistenza al fuoco è quella di garantire la capacità portante delle strutture in condizioni di incendio nonché la capacità di compartimentazione, per un tempo minimo necessario al raggiungimento degli obiettivi di sicurezza di prevenzione incendi.

Per le facciate continue sono di riferimento le seguenti prestazioni di resistenza al fuoco:

E – Tenuta: capacità di un elemento costruttivo o strutturale di impedire il passaggio di fumi e gas caldi per un certo periodo di tempo, in condizioni di incendio normalizzate.

I – Isolamento: capacità di un elemento costruttivo o strutturale di impedire il passaggio calore di un incendio normalizzato per un certo periodo di tempo.

W – Irraggiamento: capacità di un elemento costruttivo o strutturale di limitare, per un certo periodo di tempo, l’irraggiamento termico da parte della superficie non esposta in condizioni di incendio normalizzate.

Dalla prestazione di resistenza al fuoco, deriva la classe di resistenza al fuoco definito come “intervallo di tempo espresso in minuti, definito in base al carico di incendio specifico di progetto, durante il quale il compartimento antincendio garantisce la resistenza al fuoco. È riferita ad una curva di incendio nominale”. Il simbolo della prestazione considerata viene seguito da una classe numerica, che ne esprime i minuti di resistenza al fuoco.

La norma di riferimento per la classificazione della resistenza al fuoco è la UNI EN 13501-2 “Classificazione al fuoco dei prodotti e degli elementi da costruzione - Parte 2: Classificazione in base ai risultati delle prove di resistenza al fuoco, esclusi i sistemi di ventilazione”.

Per le facciate continue e muri esterni che includono parti vetrate, sono individuate le combinazioni di prestazioni E, EI ed EW come previsto nel Decreto 16 Febbraio 2007, Appendice A, Tabella A.4.3 e dal CPI alla Tabella S.2-20 (figura 4).

Come riportato in figura 4, i suffissi “i” (inside, interno) e “o” (outside, esterno), legati da una freccia, servono per indicare il verso di esposizione al fuoco. Il suffisso “ef”, qui non presente, serve nel caso in cui la classificazione sia resa nei confronti dell’esposizione al fuoco esterno, così come definito nel D.M. 9 marzo 2007.

In accordo alla RTV.13 e Lett. Circ. n.5043, le norme di riferimento per la verifica dei requisiti di resistenza al fuoco delle facciate continue sono:

- UNI EN 1364-3: applicabile quando è necessario valutare la prestazione di integrità ed isolamento della facciata continua nel suo complesso (facciata integralmente resistente al fuoco o ‘full configuration’). Va infatti precisato che, nel caso della UNI EN 1364-3, possono essere provate solamente facciate continue nelle quali siano inserite vetrazioni resistenti al fuoco: in tal caso, il requisito di resistenza al fuoco deve essere garantito per tutto lo sviluppo della facciata.
- UNI EN 1364-4: applicabile quando è necessario determinare le prestazioni dei singoli componenti di facciata (facciata parzialmente resistente al fuoco); trattasi di casi in cui la facciata di tipo curtain wall abbia una fascia di separazione che non includa anche le vetrate. In tal caso, il requisito di resistenza al fuoco può essere garantito per lo sviluppo della facciata facente parte della fascia di separazione.
- EN 1366-4 applicabile per le sigillature dei giunti lineari eventualmente presenti in facciata.
- Gli elementi di giunzione o sigillature tra la facciata continua e la costruzione, possono essere verificate in relazione alle prestazioni di resistenza al fuoco secondo la norma EN 1364-4.

A.4.3 Si applica a	Facciate (curtain walls) e muri esterni (che includono parti vetrate)									
Norme	EN 13501-2; EN 1364-3,4,5,6; EN 1992-1.2; EN 1993-1.3; EN 1994-1.2; EN 1995-1.2; EN 1996-1.2; EN 1999-1.2.									
Classificazione										
E	15		30		60	90	120			
EI	15		30		60	90	120			
EW		20	30		60					
Annotazioni	<p>La classificazione è completata da “(i → o)”, “(o → i)”, o “(i ↔ o)”, per indicare se l’elemento è stato sottoposto a prova e se rispetta i requisiti sull’incendio proveniente dall’alto o dal basso o da ambedue le direzioni.⁶</p> <p>Laddove previsto, la “stabilità meccanica” indica che l’eventuale caduta di parti non è suscettibile di provocare danni alle persone nel periodo indicato per la classificazione E o EI.</p>									

Fig. 4 | Classificazione di resistenza al fuoco delle facciate continue e dei muri esterni con parti vetrate (fonte: Tabella A.4.3 del Decreto 16 Febbraio 2007)

Nel caso in cui la facciata sia interamente o parzialmente compresa tra due solai (configurazione abbastanza comune per la parete interna delle facciate continue a doppia pelle) non si può parlare di facciata continua ma di facciata “semplice” per la quale la metodologia di prova è quella della UNI EN 1364-1.

Le due norme UNI EN 1364-3 e UNI EN 1364-4 definiscono le prove di resistenza al fuoco in laboratorio delle facciate continue, e hanno l’obiettivo di valutare il comportamento al fuoco dei prodotti e degli elementi costruttivi, sotto specifiche condizioni di esposizione e attraverso il rispetto di misurabili criteri prestazionali. Le condizioni di esposizione, i criteri prestazionali e le procedure di classificazione da utilizzare nell’ambito delle prove, sono indicate nelle parti 2, 3 e 4 della norma EN 13501. Il rapporto di prova deve essere rilasciato per prodotti o elementi costruttivi completamente definiti e referenziati nel complesso e nelle parti componenti. Queste definizioni e referenze, riportate sul rapporto di prova da parte del laboratorio, devono essere fornite dal committente della prova e verificate dal laboratorio.

La norma di classificazione per la resistenza al fuoco delle facciate continue (UNI EN 13501-2) fornisce le indicazioni circa le norme per le applicazioni estese dei risultati di prova (“EXAP”) che dovessero rendersi disponibili. In caso di variazioni del prodotto o dell’elemento costruttivo classificato, non previste dal campo di diretta applicazione del risultato di prova, il produttore è tenuto a predisporre un fascicolo tecnico contenente almeno la seguente documentazione:

- elaborati grafici di dettaglio del prodotto modificato;
- relazione tecnica, tesa a dimostrare il mantenimento della classe di resistenza al fuoco, basata su prove, calcoli e altre valutazioni sperimentali o tecniche, anche in conseguenza di migliorie apportate sui componenti e sul prodotto, tutto nel rispetto delle indicazioni e dei limiti contenuti nelle apposite norme EN o prEN sulle applicazioni estese dei risultati di prova laddove esistenti;
- eventuali altre approvazioni maturate presso uno degli Stati dell’UE oppure uno degli altri Stati contraenti l’accordo SEE e la Turchia;
- parere tecnico positivo sulla completezza e correttezza delle ipotesi a supporto e delle valutazioni effettuate per l’estensione

del risultato di prova rilasciato da un laboratorio di prova; ai fini del completamento del fascicolo tecnico, il rapporto di classificazione emesso in base ad una norma “EXAP” è da intendersi quale parere tecnico del laboratorio di prova.

Il produttore è tenuto a conservare suddetto fascicolo tecnico e a renderlo disponibile per il professionista che se ne avvale per la certificazione, citando gli estremi del fascicolo tecnico. Per la determinazione della resistenza al fuoco delle facciate continue e/o delle loro principali parti (setto tagliafuoco a pavimento e fascia verticale resistente al fuoco) sono ad oggi disponibili soluzioni basate su componenti già testati e certificati. Per determinare la classificazione della prestazione di resistenza al fuoco di facciate continue è necessario ricorrere alle prove in laboratorio, eseguite in accordo alle norme citate in precedenza.

4. La reazione al fuoco: classificazione e metodi di determinazione

Il CPI definisce la reazione al fuoco come: “una delle misure antincendio di protezione da perseguire per garantire un adeguato livello di sicurezza in condizione di incendio ed in particolare nella fase di prima propagazione dell’incendio (pre-flashover). Essa esprime il comportamento di un materiale che, con la sua decomposizione, partecipa al fuoco al quale è stato sottoposto in specifiche condizioni”.

In sostanza, la reazione al fuoco è la misura antincendio di protezione passiva che esplica i suoi principali effetti nella fase iniziale dell’incendio, con l’obiettivo di limitare l’innesco dei materiali e la propagazione dell’incendio. Essa si riferisce al comportamento al fuoco dei materiali nelle effettive condizioni d’uso finali, con particolare riguardo al grado di partecipazione all’incendio che essi manifestano in condizioni standardizzate di prova.

Dalla prestazione di reazione al fuoco, deriva la classe di reazione al fuoco definita come “grado di partecipazione di un materiale (o di un prodotto) al fuoco al quale è stato sottoposto; viene attribuita a seguito di prove normalizzate tramite cui valutare specifici parametri o caratteristiche, che concorrono a determinarne il grado di partecipazione all’incendio”.

Fino all’entrata in vigore del D.M. 10/03/2005, sussisteva una classificazione italiana della reazione al fuoco (definita dal D.M.

26/06/1984), ma ormai superata dalla classificazione europea attualmente in vigore ai sensi del D.M. 10/03/2005 e del più recente D.M. 14/10/2022.

Con riferimento all'attuale classificazione europea e in conformità alla UNI EN 13501-1, i materiali da costruzione vengono suddivisi in 7 classi prestazionali principali A1, A2, B, C, D, E, F (dove in particolare la classe europea A1 corrisponde alla "vecchia" classe italiana 0 dei materiali incombustibili). Inoltre, in conformità alla UNI EN 13501-1, sono state individuate le seguenti classi aggiuntive di reazione al fuoco, che si affiancano a quelle principali (A1, A2, ecc.) per la definizione della classe di reazione al fuoco completa:

1. s1, s2, s3: trattasi di una classificazione per la produzione di fumo, dove, dalla prestazione migliore alla peggiore:

s1 = l'elemento può emettere una quantità estremamente limitata di gas di combustione;

s2 = l'elemento può emettere una quantità limitata di gas di combustione;

s3 = non è prevista alcuna limitazione della produzione di gas di combustione.

2. d0, d1, d2: trattasi di una classificazione per la caduta di gocce/particelle infiammate, dove, dalla prestazione migliore alla peggiore:

d0 = l'elemento non deve emettere gocce o particelle ardenti;

d1 = è possibile che vengano rilasciate limitate quantità di gocce o particelle ardenti;

d2 = non è prevista alcuna limitazione della produzione di gocce e particelle ardenti.

Il CPI raggruppa poi i materiali in base alla classe di reazione al fuoco sopra-descritta e in base al loro uso previsto (ad es. materiali per rivestimento e completamento, materiali per l'isolamento, ecc.) prevedendo i seguenti gruppi di materiali: GM0, GM1, GM2, GM3, GM4. Il gruppo di materiali GM0 è costituito da tutti i materiali aventi

classe A1 di reazione al fuoco europea (materiali incombustibili). Il gruppo di materiali GM4 è costituito da tutti i materiali non compresi nei gruppi di materiali GM0, GM1, GM2, GM3. Si riportano nelle figure 5 e 6 i gruppi di materiali (GM) principalmente impiegati nell'involucro edilizio.

È importante sottolineare che i materiali da costruzione possono essere dichiarati incombustibili, cioè appartenenti alla classe europea A1, senza essere sottoposti a prove, soltanto se sono composti esclusivamente da uno o più dei materiali riportati nel Decreto 10 marzo 2005 integrato dal DM 25 ottobre 2007, nella tabella del relativo Allegato 2. Per tutti gli altri materiali da costruzione, è necessario eseguire le prove in conformità al D.M. 10/03/2005. I principali materiali che normalmente fanno parte di un elemento di facciata sono l'alluminio, l'acciaio, il vetro, i sigillanti, le guarnizioni, gli isolanti e i vari materiali di rivestimento. Di seguito, per ciascuno di essi, vengono riassunte le principali caratteristiche di comportamento al fuoco:

- alluminio: non costituisce di per sé carico d'incendio, non produce né fumi né gas, le caratteristiche meccaniche si azzerano dopo i 300°C ed inoltre può fondere a temperature raggiungibili negli incendi edilizi. Rientra tra i materiali che possono essere dichiarati incombustibili (cioè appartenenti alla classe A1), senza essere sottoposto a prove, ai sensi del D.M. del 10 marzo 2005 e succ. mod., nella relativa tabella dell'Allegato 2.
- Acciaio: non costituisce di per sé carico d'incendio, non produce fumi né gas tossici, la capacità portante si azzerava a temperature superiori ai 400 °C, normalmente non fonde alle temperature massime raggiungibili negli edifici. Rientra tra i materiali che possono essere dichiarati incombustibili senza essere sottoposto a prove, ai sensi del D.M. del 10 marzo 2005 e succ. mod., nella relativa tabella dell'Allegato 2.

Descrizione materiali	GM1	GM2	GM3
	EU	EU	EU
Rivestimenti a soffitto [1]	A2-s1,d0	B-s2,d0	C-s2,d0
Controsoffitti, materiali di copertura [2], pannelli di copertura [2], lastre di copertura [2]			
Pavimentazioni sopraelevate (superficie nascosta)			
Rivestimenti a parete [1]	B-s1,d0		
Partizioni interne, pareti, pareti sospese			
Rivestimenti a pavimento [1]	B _{fl} -s1	C _{fl} -s1	C _{fl} -s2
Pavimentazioni sopraelevate (superficie calpestabile)			
<p>[1] Qualora trattati con prodotti vernicianti ignifughi omologati ai sensi del DM 6/3/1992, questi ultimi devono essere idonei all'impiego previsto e avere la classificazione indicata di seguito (per classi differenti da A2): GM1 e GM2 in classe 1; GM3 in classe 2; per i prodotti vernicianti marcati CE, questi ultimi devono avere indicata la corrispondente classificazione.</p> <p>[2] Si intendono tutti i materiali utilizzati nell'intero pacchetto costituente la copertura, non soltanto i materiali esposti che costituiscono l'ultimo strato esterno.</p>			

Fig. 5 | Classi GM per materiali per rivestimento e completamento (fonte: Codice di Prevenzione Incendi D.M. del 03/08/2015, aggiornamento al D.M. del 14/10/2022)

- Vetro: anche il vetro non rappresenta un carico d'incendio, non è infiammabile né produce fumi o gas; alla temperatura di 700 °C rammollisce e collassa. Esistono vetri resistenti al fuoco che devono essere montati nel proprio telaio con guarnizioni resistenti alla fiamma. Tali guarnizioni si dilatano con l'aumentare della temperatura in modo tale da garantire anche la tenuta al fumo. Il materiale vetro rientra tra quelli che possono essere dichiarati incombustibili senza essere sottoposto a prove, ai sensi del D.M. del 10 marzo 2005 e succ. mod., nella relativa tabella dell'Allegato 2.
- Sigillanti e guarnizioni: possono costituire carico d'incendio, producono fumi intensi e gas tossici, possono essere strumento di propagazione delle fiamme lungo la facciata e danno luogo a gocciolamento di materiale fuso quando la temperatura supera i 300 °C.
- Materiali isolanti: il loro comportamento dipende molto da prodotto a prodotto; nel caso di schiume di poliuretano, di policloruro di vinile ed in generale di materiale plastico possono costituire carico d'incendio, emettere fumi e gas tossici e produrre gocciolamento di materiale fuso; gli isolanti minerali (ad es. lana di roccia) non sono generalmente infiammabili.

5. Lettera Circolare n. 5043 e Regola Tecnica Verticale n.13: ambiti di applicazione e differenze di classificazione delle facciate continue

La nuova RTV.13 è entrata in vigore il 7 luglio 2022 e si affianca alla precedente Lett. Circ. n.5043 del 2013 che rimane tutt'ora in vigore. Le due norme non sono complementari tra loro, ma vengono applicate in alternativa a seconda del tipo di intervento, come meglio descritto nei capitoli seguenti.

La lett. circ. n. 5043 si applica volontariamente alle facciate di edifici civili (ad es. strutture sanitarie, scolastiche, alberghiere, commerciali, uffici, residenziali, ecc.) aventi altezza antincendio superiore a 12 metri.

La lett. circ. n. 5043 nasce in regime volontario di applicazione, sebbene all'atto pratico venga sempre applicata dai Comandi Provinciali dei VVFF nell'ambito dei procedimenti di prevenzione incendi, anche a causa del vuoto normativo in materia di prevenzione incendi delle facciate. Negli anni successivi alla sua pubblicazione, la lett. circ. n. 5043 è stata resa cogente, per specifici

ambiti, in quanto citata dai testi legislativi italiani. In primis dal Codice di Prevenzione Incendi, dove tale circolare compariva (ad oggi eliminata in quanto sostituita dalla nuova RTV.13 specifica), come "utile riferimento" per la verifica dei requisiti antiincendio di "chiusure esterne di compartimento". Altro caso in cui essa è stata resa cogente, è quello degli edifici di civile abitazione con altezza antincendio superiore ai 24 m, in accordo al D.M. 25 gennaio 2019. A differenza della Lett. Circ. n. 5043 che aveva inizialmente carattere di volontarietà, la RTV.13 deve essere necessariamente osservata nel caso di edifici civili progettati applicando il CPI. Tale nuova disposizione sulle facciate non è una normativa autonoma ma corrisponde alla Regola Tecnica Verticale n°13 del Codice di Prevenzione Incendi e quindi ne mantiene lo stesso campo di applicazione. Pertanto, si applica in modo obbligatorio a tutte le facciate di quelle attività civili alle quali è applicabile il CPI. Le attività alle quali si applica obbligatoriamente il CPI, e quindi anche la nuova RTV.13 per le facciate, sono quelle espressamente richiamate all'art. 2 del CPI. Tra esse vi sono a titolo esemplificativo e non esaustivo:

- Attività 66: Alberghi, pensioni, motel, villaggi albergo, residenze turistico - alberghiere, studentati, villaggi turistici, alloggi agrituristici, ostelli per la gioventù, rifugi alpini, bed & breakfast, dormitori, case per ferie, con oltre 25 posti-letto; [...omissis...];
- Attività 67: Scuole di ogni ordine, grado e tipo, collegi, accademie con oltre 100 persone presenti; asili nido con oltre 30 persone presenti;
- Attività 68: Strutture sanitarie che erogano prestazioni in regime di ricovero ospedaliero e/o residenziale a ciclo continuativo e/o diurno, case di riposo per anziani con oltre 25 posti letto; Strutture sanitarie che erogano prestazioni di assistenza specialistica in regime ambulatoriale, ivi comprese quelle riabilitative, di diagnostica strumentale e di laboratorio, di superficie complessiva superiore a 500 m²;
- Attività 69: Locali adibiti ad esposizione e/o vendita all'ingrosso o al dettaglio, fiere e quartieri fieristici, con superficie lorda superiore a 400 m² comprensiva dei servizi e depositi. Sono escluse le manifestazioni temporanee, di qualsiasi genere, che si effettuano in locali o luoghi aperti al pubblico.
- Attività 71: Aziende ed uffici con oltre 300 persone presenti.

Descrizione materiali	GM1	GM2	GM3
	EU	EU	EU
Isolanti protetti [1]	C-s2,d0	D-s2,d2	E
Isolanti lineari protetti [1], [3]	C _L -s2,d0	D _L -s2,d2	E _L
Isolanti in vista [2]	A2-s1,d0	B-s2,d0	B-s3,d0
Isolanti lineari in vista [2], [3]	A2 _L -s1,d0	B _L -s3,d0	B _L -s3,d0
[1] Protetti con materiali non metallici del gruppo GM0 oppure prodotti di classe di resistenza al fuoco K 10 e classe minima di reazione al fuoco B-s1,d0.			
[2] Non protetti come indicato nella nota [1] della presente tabella.			
[3] Classificazione riferita a prodotti di forma lineare destinati all'isolamento termico di condutture di diametro massimo comprensivo dell'isolamento di 300 mm.			

Fig. 6 | Classi GM per materiali per l'isolamento (fonte: Codice di Prevenzione Incendi D.M. del 03/08/2015, aggiornamento al D.M. del 14/10/2022)

In merito agli obiettivi di sicurezza antincendio che le facciate devono perseguire, non vi sono differenze tra RTV.13 e Lett. Circ. n. 5043. Essi sono 3:

1. Propagazione interna: limitare la probabilità di propagazione di un incendio originato all'interno dell'edificio, a causa di fiamme o fumi caldi che fuoriescono da vani, aperture, cavità verticali della facciata, interstizi eventualmente presenti tra la testa del solaio e la facciata o tra la testa di una parete di separazione antincendio e la facciata, con conseguente coinvolgimento di altri compartimenti sia che essi si sviluppino in senso orizzontale che verticale, all'interno della costruzione e inizialmente non interessati dall'incendio;
2. Propagazione esterna: limitare la probabilità di incendio di una facciata e la sua successiva propagazione, a causa di un fuoco avente origine esterna (incendio in edificio adiacente oppure incendio a livello stradale o alla base dell'edificio);
3. Caduta: evitare o limitare, in caso d'incendio, la caduta di parti di facciata (frammenti di vetri o di altre parti comunque disgregate o incendiate) che possono compromettere l'esodo in sicurezza degli occupanti l'edificio e l'intervento in sicurezza delle squadre di soccorso.

Dal punto di vista delle definizioni e classificazioni delle facciate, secondo entrambi i dettami legislativi le facciate continue (curtain wall) rientrano nella categoria delle "facciate semplici" se:

- Non sono costituite da intercapedini;
- Sono costituite da doppia pelle con intercapedine del tipo non ventilata.

Qualora, invece, sia presente uno strato di ventilazione tra le due pelli che compongono la curtain wall, allora si può rientrare in una delle seguenti definizioni:

- "Facciata a doppia pelle (o a doppia parete) ventilata, non ispezionabile, con parete esterna chiusa";
- "Facciata a doppia pelle (o a doppia parete) ventilata, ispezionabile, con parete esterna chiusa";
- "Facciata a doppia pelle (o a doppia parete) ventilata, non ispezionabile, con parete esterna aperta";
- "Facciata a doppia pelle (o a doppia parete) ventilata, ispezionabile, con parete esterna aperta".

L'intercapedine è definita "ispezionabile" quando ha spessori compresi tra 60 e 120 cm ed è consentito il passaggio di occupanti all'interno di essa; diversamente è definita come "non ispezionabile". La pelle esterna è definita "aperta" quando per almeno il 50% della sua superficie è costituita da giunti, griglie fisse o mobili, che si aprono automaticamente in caso di incendio di almeno 60° rispetto alla posizione di chiusura, distribuiti in modo uniforme, o da elementi di chiusura permanenti (es. lastre in polimero PMMA, policarbonato, superfici vetrate, ..) che ne consentono l'apertura nelle effettive condizioni di incendio (es. condizioni termiche generate da incendio naturale sufficienti a fondere o rompere efficacemente l'elemento di chiusura); diversamente, la pelle esterna è definita come "chiusa".

La RTV.13 fornisce anche una classificazione delle facciate in relazione alle caratteristiche dell'edificio in cui vengono installate (classificazione non presente nella Lett. Circ. n. 5043). Sulla base di tale classificazione vengono differenziati i requisiti di sicurezza antincendio richiesti all'involucro. La RTV.13 definisce 3 classi di

chiusure d'ambito:

1. SA: chiusure d'ambito di:
 - a. Edifici aventi le quote di tutti i piani comprese tra $-1\text{ m} < h \leq 12\text{ m}$, affollamento complessivo ≤ 300 occupanti e che non includono compartimenti con R_{vita} pari a D1, D2.
 - b. Edifici fuori terra, ad un solo piano.

In base a quanto definito al punto a. sopra-esposto, gli edifici con piani interrati saranno automaticamente classificati almeno SB (o SC).

2. SB: chiusure d'ambito di edifici aventi quote di tutti i piani ad $h \leq 24\text{ m}$ e che non includono compartimenti con R_{vita} pari a D1, D2.
3. SC: chiusure d'ambito di altri edifici diversi da SA e SB.

Tra la Lett. Circ. n. 5043 e la RTV.13 sussistono poi altre differenze in termini di requisiti di reazione al fuoco e resistenza al fuoco che sono esposti nel prosieguo dei capitoli seguenti.

6. I requisiti di resistenza al fuoco e reazione al fuoco delle facciate continue ai sensi della Lett. Circ. n.5043 e della RTV.13

I dettami legislativi prevedono che il soddisfacimento degli obiettivi di sicurezza antincendio siano perseguibili tramite il raggiungimento di determinate prestazioni di resistenza e reazione al fuoco della facciata e dei suoi componenti. Come detto in precedenza, nell'ambito della prevenzione incendi, è necessario fare riferimento alla lettera circolare n. 5043 del 15 aprile 2013 emanata dalla Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica "Guida per la determinazione dei "requisiti di sicurezza antincendio delle facciate negli edifici civili" e alla più recente Regola Tecnica Verticale n.13 (RTV.13) per facciate degli edifici civili emanata con D.M. 30 marzo 2022 a corredo del Codice di Prevenzione Incendi (CPI). Vediamo nel seguito nel dettaglio alcuni aspetti che le caratterizzano.

6.1 I requisiti di resistenza al fuoco e reazione al fuoco delle facciate continue ai sensi della Lett. Circ. n.5043

Ai sensi della Lett. Circ. n. 5043 non è richiesto alcun requisito di resistenza al fuoco per le facciate continue soltanto in tre casi:

1. in generale, per edifici civili aventi altezza antincendio inferiore a 12 m;
2. per facciate che appartengono a compartimenti aventi carico d'incendio specifico minore o uguale a 200 MJ/m².
3. per facciate che appartengono a compartimenti all'interno dei quali il valore del carico di incendio specifico è superiore a 200 MJ/m² purché essi siano provvisti di un sistema di spegnimento ad attivazione automatica (sprinkler).

Negli altri casi, sono richiesti specifici requisiti di resistenza al fuoco alle facciate del tipo curtain wall, in funzione del fatto che sia o meno presente una doppia pelle con o senza ventilazione nell'intercapedine.

Nel caso di facciate semplici, facciate continue a pelle singola e facciate continue a doppia pelle non ventilata, sono richiesti i seguenti requisiti di resistenza al fuoco:

1. la facciata deve presentare in corrispondenza di ogni solaio con funzione di compartimentazione verticale, una fascia orizzontale di altezza complessiva uguale o superiore a 100 cm, costituita da uno o più elementi costruttivi di classe di resistenza al fuoco E60

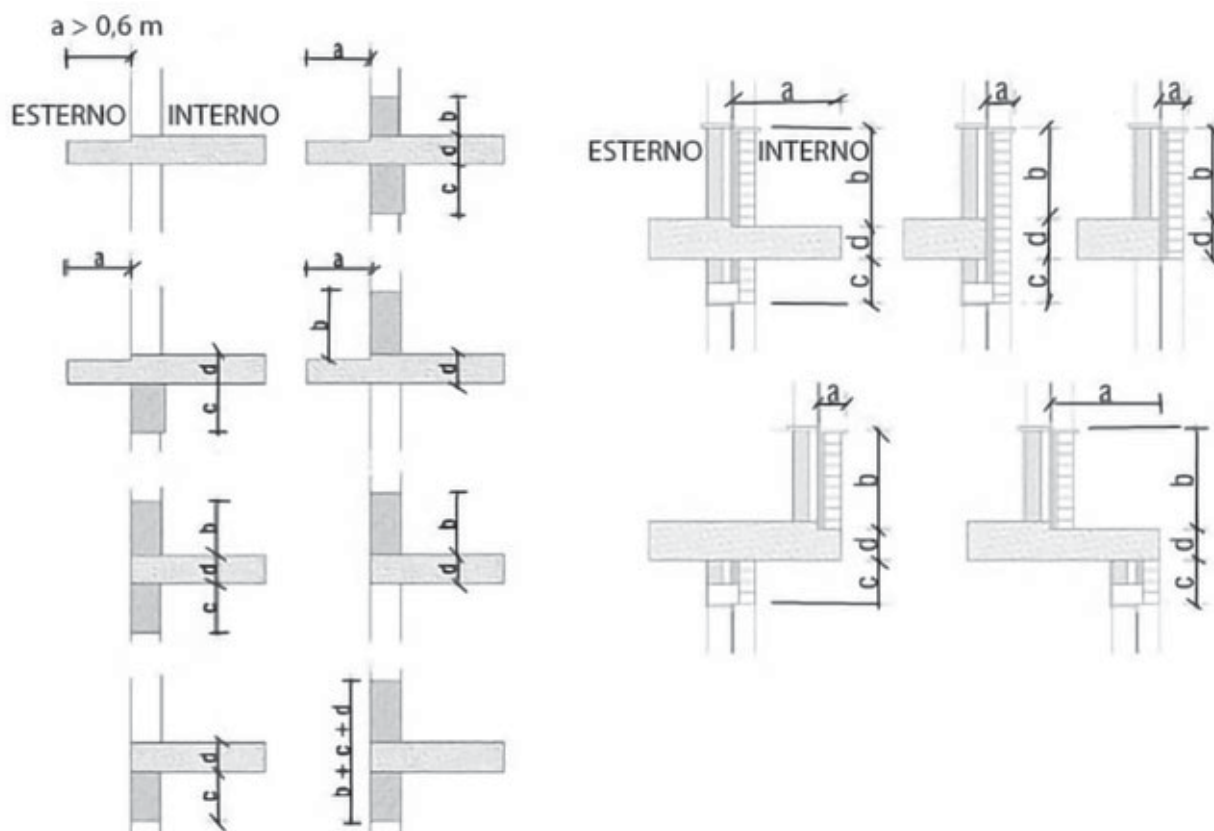


Fig. 7 | Fascia di separazione orizzontale tra i compartimenti (propagazione verticale dell'incendio) secondo la Lett. Circ. n.5043: la somma delle dimensioni a, b, c e d (spessore del solaio) deve essere uguale o superiore ad un metro. Ciascuno dei valori a, b o c può eventualmente essere pari a zero (fonte: Lett. Circ. n.5043).

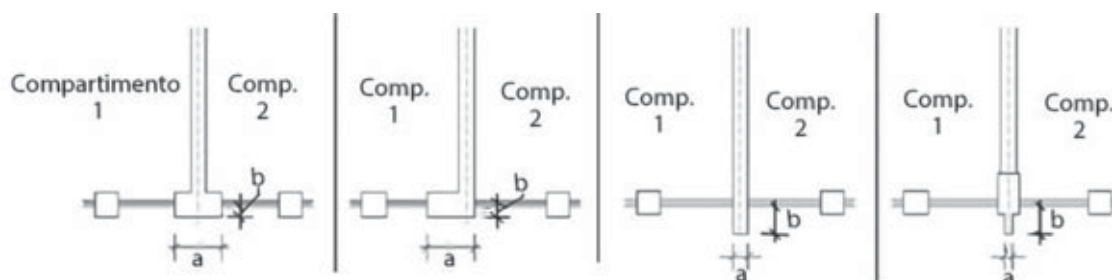


Fig. 8 | Fascia di separazione verticale tra i compartimenti (propagazione orizzontale dell'incendio) secondo la Lett. Circ. n.5043: la somma delle dimensioni "2b + a" deve essere uguale o superiore ad un metro (fonte: Lett. Circ. n.5043).

- (o→i), come graficamente descritto in figura 7.
- la facciata deve presentare in corrispondenza di ogni muro trasversale con funzione di separazione verticale tra i compartimenti, una fascia verticale di larghezza complessiva uguale o superiore a 100 cm, costituita da uno o più elementi costruttivi di classe di resistenza al fuoco E60 (o→i), come descritto in figura 8.
 - Qualora la facciata non poggi direttamente sul solaio (tipico caso delle curtain wall), è richiesto che l'elemento di giunzione della facciata ai solai e ai muri trasversali dei compartimenti sia di classe di resistenza al fuoco EI60, come schematizzato nelle figure 9 e 10.

Qualora invece sia presente uno strato di ventilazione naturale o meccanico tra le due pelli che compongono la facciata continua (facciate a doppia pelle ventilata), la tabella 1 riporta i requisiti di

resistenza al fuoco (e reazione al fuoco) richieste dalla Lett. Circ. n.5043.

In merito invece ai requisiti di reazione al fuoco previsti dalla Lett. Circ. n. 5043, per le facciate di qualsiasi tipologia (a doppia pelle, semplici, ecc.) è prevista una classe minima di reazione al fuoco di almeno classe italiana 1 (ossia classe europea B-s3-d0) per i seguenti componenti eventualmente previsti in facciata:

- gli isolanti termici (es. cappotti non in kit);
- sistemi di isolamento esterno in kit;
- guarnizioni, sigillanti e materiali di tenuta, se complessivamente occupano più del 10% dell'intera superficie lorda di facciata;
- altri componenti di facciata quali persiane, avvolgibili, scuri, frangisole, esclusi i componenti in vetro, se complessivamente occupano più del 40% dell'intera superficie lorda della facciata;
- per gli elementi in vetro non viene richiesta alcuna prestazione

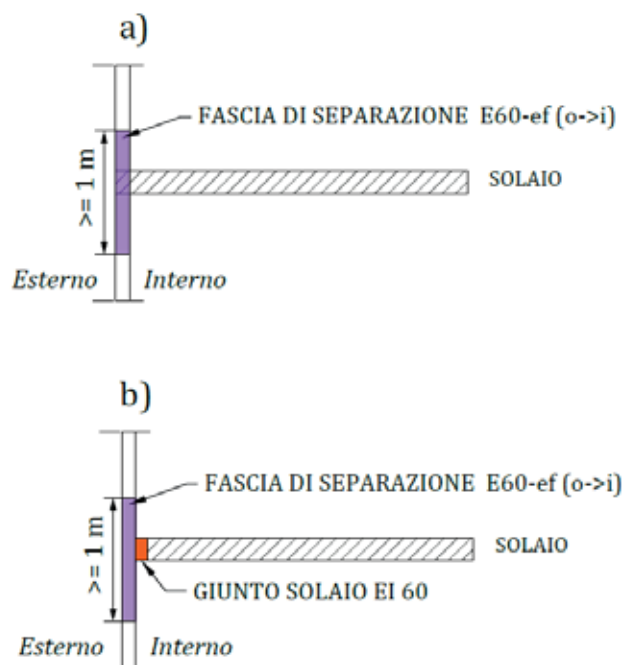


Fig. 9 | Facciata semplice interrotta dal solaio (a) e curtain wall (b): fascia di compartimentazione orizzontale E60 (o→i) ed elemento di giunzione EI60 della facciata al solaio secondo la Lett. Circ. n.5043 (fonte: UNICMI)

di reazione al fuoco.

Qualora elementi metallici (staffe, perni, viti, ecc.) o impianti, suscettibili in condizioni di esercizio di raggiungere temperature superiori a 150°C, attraversino i prodotti isolanti che non rispettano di reazione al fuoco esposti sopra, è necessario separare tali elementi dal contatto diretto con il prodotto isolante.

Per i prodotti isolanti, con l'esclusione di quelli posti a ridosso dai vani finestra e porta-finestra per una fascia di larghezza 0,60 m e di quelli posti alla base della facciata fino a 3 m fuori terra, è possibile andare in deroga al requisito di classe di reazione al fuoco minima B-s3-d0 se sono installati protetti, anche all'interno di intercapedini o cavità, secondo le indicazioni seguenti:

- Prodotto isolante C-s3-d2 se protetto con materiali almeno di classe A2;
- Prodotto isolante di classe non inferiore ad E se protetto con materiali almeno di classe A1 aventi uno spessore non inferiore a 15 mm;
- Soluzioni protettive ulteriori possono essere adottate purché supportate da specifiche prove di reazione al fuoco su combinazione di prodotti (supporti, isolanti, protettivi) rappresentativi della situazione in pratica che garantiscano una classe di reazione al fuoco non inferiore ad 1 ovvero B-s3-d0.

6.2 I requisiti di resistenza al fuoco e reazione al fuoco delle facciate continue ai sensi della RTV.13

Ai sensi della RTV.13 non è richiesto alcun requisito di resistenza al fuoco per le facciate continue soltanto in tre casi:

1. di edifici e compartimenti provvisti di sistema di spegnimento automatico;
2. di edifici con carico di incendio specifico $q_f \leq 200 \text{ MJ/m}^2$ in tutti i compartimenti;
3. classificate "SA".

Negli altri casi, sono richiesti specifici requisiti di resistenza al fuoco alle facciate del tipo curtain wall, in funzione del fatto che sia o meno presente una doppia pelle con o senza ventilazione nell'intercapedine.

Nel caso di facciate semplici, facciate continue a pelle singola e facciate continue a doppia pelle non ventilata, sono richiesti i seguenti requisiti di resistenza al fuoco:

1. Devono essere realizzate delle fasce di separazione orizzontali e verticali in facciata di sviluppo minimo 1 metro, in corrispondenza delle proiezioni in facciata degli elementi costruttivi di compartimentazione orizzontale e verticale. Tali fasce di separazione devono possedere i requisiti geometrici esposti in figura 11 (per le fasce orizzontali) e in figura 12 (per le fasce verticali) e devono rispettare i seguenti requisiti di resistenza al fuoco e reazione al fuoco:
 - Reazione al fuoco: classe non inferiore a A2-s1-d0;
 - Resistenza al fuoco: almeno un elemento costruttivo con classe minima E30-ef (o→i).
2. Inoltre, qualora la facciata non poggi direttamente sul solaio (tipico caso delle curtain wall), è richiesto che sia realizzato un elemento di giunzione tra la facciata e le compartimentazioni orizzontali e verticali con classe di resistenza al fuoco almeno EI 30. Per le facciate di tipo SC, detto elemento di giunzione deve avere classe di resistenza al fuoco almeno EI 60 (vedi figure 13 e 14).
3. Prevedere ulteriori fasce di separazione se sulle facciate o in adiacenza ad esse, possano essere presenti materiali combustibili in quantità significative (ad es. parcheggi di veicoli, posizionamento di contenitori di rifiuti).

Qualora invece sia presente uno strato di ventilazione naturale o meccanico tra le due pelli che compongono la facciata continua (facciate a doppia pelle ventilata), la tabella 2 riporta i requisiti di resistenza al fuoco (e reazione al fuoco) richieste dalla RTV.13.

Passando poi a requisiti di reazione al fuoco richiesti alle facciate continue, la RTV.13 aggiunge, rispetto alla Lett. Circ. n. 5043, le prestazioni minime di reazione al fuoco anche per le fasce di separazione: esse devono essere realizzate con classe di reazione al fuoco minima pari a A2-s1-d.

Limitatamente alle facciate di tipo SB e SC (sono quindi escluse dai requisiti di reazione al fuoco le facciate tipo SA) di qualsiasi tipologia (a doppia pelle, semplici, ecc.), sono previsti requisiti minimi di reazione al fuoco per i seguenti componenti eventualmente previsti in facciata:

- gli isolanti termici (es. cappotti non in kit) e sistemi di isolamento esterno in kit (es. ETICS);
- guarnizioni, sigillanti e materiali di tenuta, se complessivamente occupano più del 10% dell'intera superficie lorda di facciata;
- altri componenti di facciata, esclusi i componenti in vetro, se complessivamente occupano più del 40% dell'intera superficie lorda della facciata.
- Si intendono inclusi i componenti in vetro rivestiti da materiali combustibili (es. pellicole filtranti).

La nuova RTV prevede infatti classi minime di reazione al fuoco in

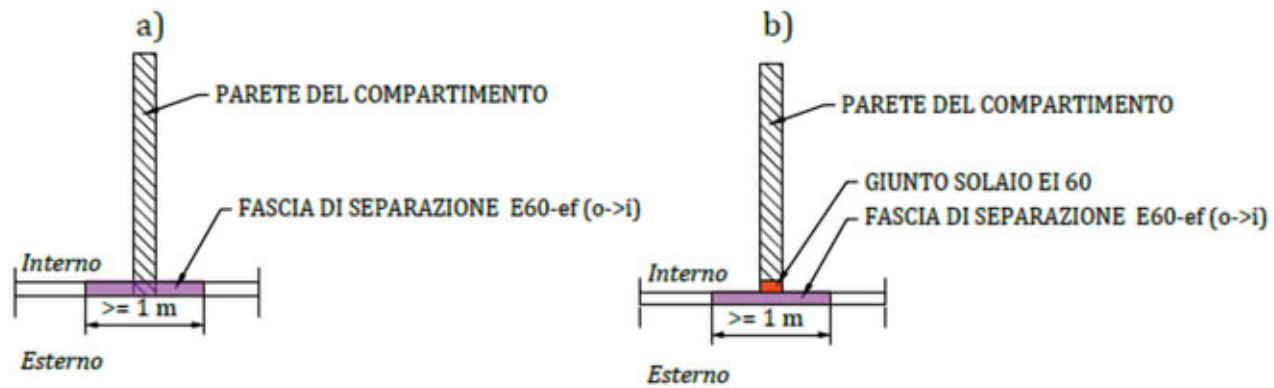


Fig. 10 | Facciata semplice interrotta dalla parete del compartimento (a) e curtain wall (b): fascia di compartimentazione verticale E60 (o→i) ed elemento di giunzione EI60 della facciata alla parete trasversale del compartimento secondo la Lett. Circ. n.5043 (fonte: UNICMI)

Tipo di facciata a doppia parete ventilata	Caratteristiche intercapedine	Caratteristiche delle pareti
Non ispezionabile, con parete esterna chiusa	L'intercapedine è dotata in corrispondenza di ogni vano per finestra e/o porta-finestra e in corrispondenza di ogni solaio di elementi di interruzione non combustibili e che si mantengono integri durante l'esposizione al fuoco.	Per la parete interna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
	Altri casi diversi dal precedente	Nell'intercapedine è presente esclusivamente materiale isolante classificato almeno B-s3-d0 <i>inoltre</i> la parete interna ha, per l'intera altezza e per tutti i piani, una resistenza al fuoco EI30.
Non ispezionabile, con parete esterna aperta	Nell'intercapedine è presente esclusivamente materiale isolante classificato almeno B-s3-d0	Per la parete interna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
	Nell'intercapedine è presente materiale isolante di classe di reazione al fuoco inferiore a B-s3-d0	La parete interna ha, per l'intera altezza e per tutti i piani, una resistenza al fuoco EI30.
Ispezionabile, con parete esterna chiusa	In corrispondenza di ogni piano, l'intercapedine è interrotta da setti o solai di compartimentazione resistenti al fuoco almeno E60 [1]	La parete interna e la parete esterna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
	Altri casi diversi dal precedente	Per l'intera altezza e per tutti i piani, la parete interna deve essere EW30 (i->o) [2].
Ispezionabile, con parete esterna aperta	Qualsiasi	Per la parete interna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
Ispezionabile, con parete esterna aperta o chiusa	L'intercapedine è provvista di sistema automatico di inibizione, controllo o estinzione dell'incendio esteso a tutta la facciata [3] e dotata di smaltimento di fumi e calore [4].	Nessuna

[1] Sono ammesse aperture nella compartimentazione se provviste di serranda tagliafuoco o sistema equivalente a chiusura automatica in caso di incendio, con i medesimi requisiti di resistenza al fuoco della facciata.
[2] Se l'elemento di facciata non poggia direttamente sul solaio e nelle facciate *curtain wall*, l'elemento di giunzione tra la facciata e le compartimentazioni, orizzontali e verticali, deve avere classe di resistenza al fuoco EI 60.
[3] Sono ammesse superfici vetrate in vetro temprato purché dotate di trattamento HST (*Heat Soak Test*). Il sistema automatico di inibizione, controllo o estinzione dell'incendio deve rispettare specifici requisiti esposti nella Lett. Circ. n. 5043.
[4] Ad esempio tramite superfici di ventilazione naturale, alla base ed in sommità della facciata, ciascuna di area pari al 10% della sezione orizzontale dell'intercapedine stessa.

Tab. 1 | Requisiti di resistenza al fuoco per facciate a doppia pelle ventilate secondo la Lett. Circ. n. 5043 (Fonte: Lett. Circ. n. 5043)

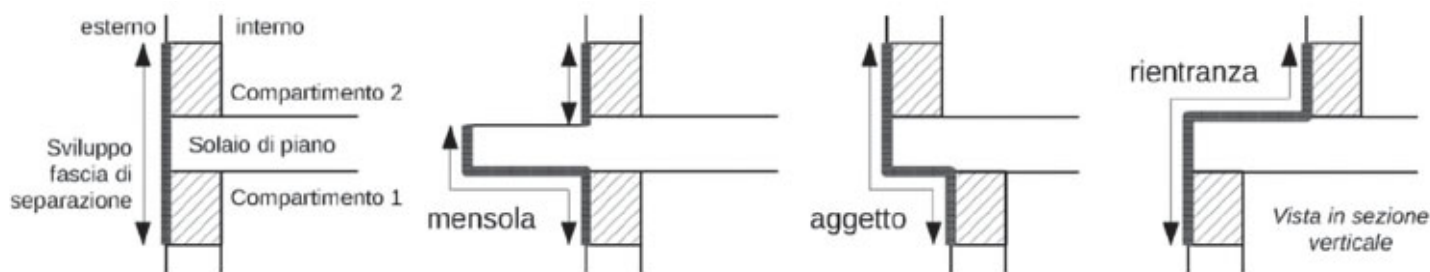


Fig. 11 | Geometria della fascia di compartimentazione orizzontali di sviluppo totale minimo di 1 metro, in accordo alla RTV.13 (fonte: RTV.13)

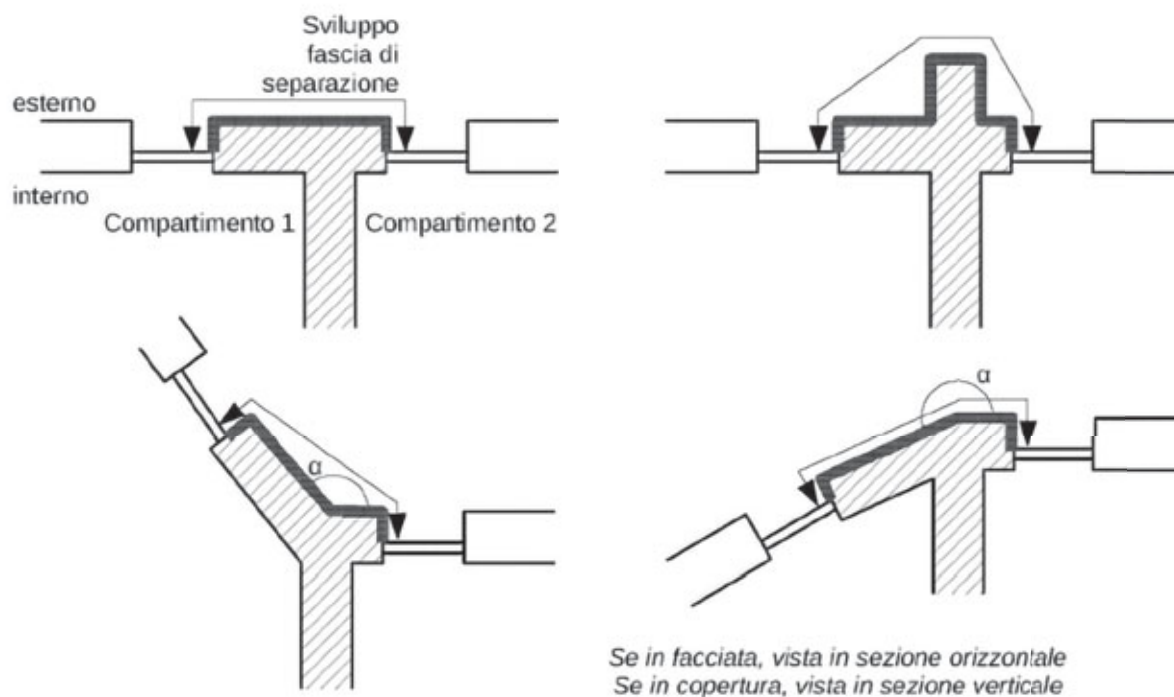


Fig. 12 | Geometria della fascia di compartimentazione verticali di sviluppo totale minimo di 1 metro, in accordo alla RTV.13 (fonte: RTV.13)

funzione della classe di chiusura d'ambito (sono escluse da queste prescrizioni le facciate SA per le quali le RTV indicano che può comunque essere consigliato l'impiego di materiali del gruppo almeno GM3) e del tipo di materiale impiegato (rivestimenti, isolanti, ecc.). I requisiti di reazione al fuoco secondo la RTV.13 per i materiali impiegati in facciata sono sintetizzati in tabella 3.

7. Esodo degli occupanti e sicurezza delle squadre di soccorso

La Lett. Circ. n.5043 stabilisce che, nel caso in cui le facciate siano composte da materiali fragili oppure da materiali che in caso di incendio possono dare luogo a rotture e distacchi di parti non minute, deve essere assicurato che gli sbarchi delle vie di esodo, i luoghi sicuri esterni e le zone adibite alle operazioni di soccorso risultino protetti dalla caduta delle parti della facciata. Il dimensionamento e/o la progettazione del sistema di esodo dovrà necessariamente tenere conto della difficoltà di accesso all'edificio dall'esterno, in caso di incendio, da parte delle squadre di soccorso. È tuttavia possibile inserire in zone ben individuabili dalle squadre di soccorso dei serramenti facilmente apribili dall'esterno, nel rispetto dei requisiti di accessibilità dei mezzi V.V.F. Nel caso di facciate a doppia

pellè, il piano di emergenza interno, dovrà esplicitamente essere imposto il divieto di utilizzo della cavità o intercapedine da parte degli occupanti ai fini della evacuazione. In analogia a quanto già previsto dalla Lett. Circ. n.5043, la RTV.13 prevede, tra gli obiettivi di sicurezza antincendio che si deve perseguire per la progettazione delle chiusure d'ambito, la limitazione o l'assenza di caduta di parti della chiusura d'ambito dell'edificio (ad es. frammenti di facciata o altri parti comunque disgregate o incendiate) in caso di incendio, che possano compromettere l'esodo degli occupanti o l'operatività delle squadre di soccorso.

8. Conclusioni

Gli incendi avvenuti negli ultimi anni hanno sollevato numerosi dubbi circa la sicurezza antincendio degli edifici. Un tema particolarmente delicato riguarda il comportamento al fuoco dei moderni sistemi di facciata che si caratterizzano per l'impiego di materiali eterogenei ed innovativi introdotti nel contesto dell'involucro edilizio prestazionalmente efficiente. La crescente preoccupazione riguardo alla sicurezza antincendio degli edifici, riflette la necessità di un approccio interdisciplinare nella progettazione dei sistemi dell'involucro edilizio trasparente ed

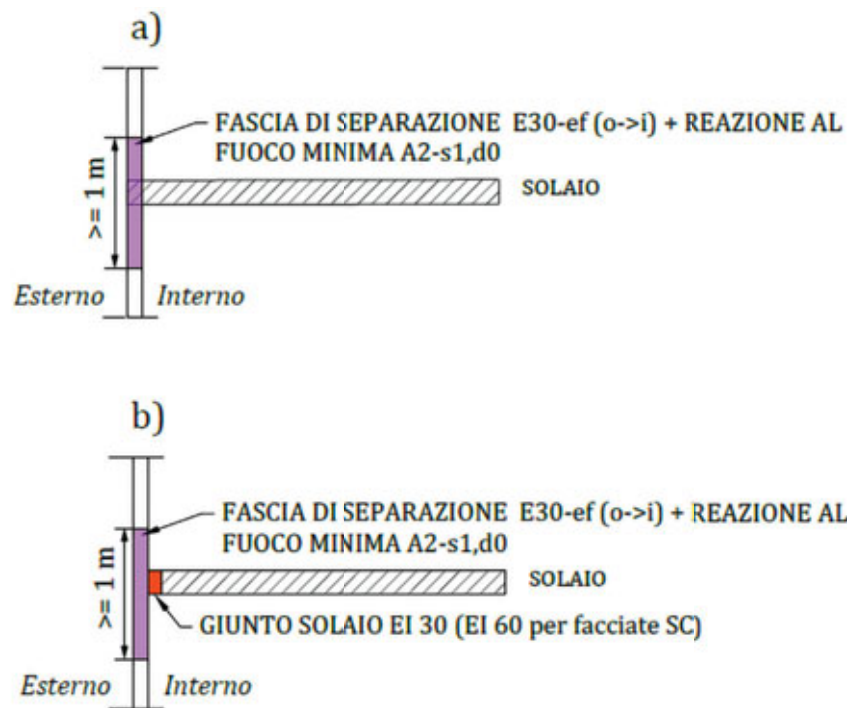


Fig. 13 | Facciata semplice interrotta dal solaio (a) e curtain wall (b): prestazioni di resistenza al fuoco secondo la RTV.13: fascia di separazione orizzontale (fonte: UNICMI)

Tipo di facciata a doppia pelle ventilata	Caratteristiche intercapedine	Caratteristiche delle pelli
Non ispezionabile, con pelle esterna chiusa	In corrispondenza di ogni piano [1], l'intercapedine è interrotta da setti di compartimentazione E30, o E60 per chiusure d'ambito di tipo SC.	Per la pelle interna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
	Qualsiasi	Per l'intera altezza e per tutti i piani [1], la pelle interna deve essere EW30, o EW60 per chiusure d'ambito di tipo SC.
Non ispezionabile, con pelle esterna aperta	In corrispondenza di ogni piano [1], l'intercapedine è interrotta da setti di compartimentazione E30, o E60 per chiusure d'ambito di tipo SC.	Stesse prescrizioni delle facciate non ispezionabili con pelle esterna chiusa (vedere righe superiori).
	Qualsiasi	Stesse prescrizioni delle facciate non ispezionabili con pelle esterna chiusa (vedere righe superiori).
Ispezionabile, con pelle esterna chiusa	In corrispondenza di ogni piano [1], l'intercapedine è interrotta da setti di compartimentazione E30, o E60 per chiusure d'ambito di tipo SC.	Per le pellì interna ed esterna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
	Qualsiasi	Per l'intera altezza e per tutti i piani [1], la pelle interna deve essere EW30 (i->o), o EW60 (i->o) per chiusure d'ambito di tipo SC [2].
Ispezionabile, con pelle esterna aperta	Qualsiasi	Per le pelli interna ed esterna devono essere applicate le stesse prescrizioni previste per le facciate semplici.
Ispezionabile, con pelle esterna aperta o chiusa	L'intercapedine è provvista di sistema automatico di inibizione, controllo o estinzione dell'incendio esteso a tutta la facciata [3] (rif. Cap. S.6 del CPI) e dotata di smaltimento di fumi e calore [4].	Nessuna

[1] Sono ammesse aperture nella compartimentazione se provviste di serranda tagliafuoco o sistema equivalente a chiusura automatica in caso di incendio, con i medesimi requisiti di resistenza al fuoco della facciata.

[2] Se l'elemento di facciata non poggia direttamente sul solaio e nelle facciate *curtain wall*, l'elemento di giunzione tra la facciata e le compartimentazioni, orizzontali e verticali, deve avere classe di resistenza al fuoco EI 30, o EI 60 per chiusure d'ambito di tipo SC.

[3] Sono ammesse superfici vetrate in vetro temprato. Il sistema automatico di inibizione, controllo o estinzione dell'incendio deve rispettare specifici requisiti esposti nella RTV.13.

[4] Ad esempio tramite superfici di ventilazione naturale, alla base ed in sommità della facciata, ciascuna di area pari al 10% della sezione orizzontale dell'intercapedine stessa.

Tab. 2 | Requisiti di resistenza al fuoco per facciate a doppia pelle ventilate secondo la RTV.13 (Fonte: RTV.13)

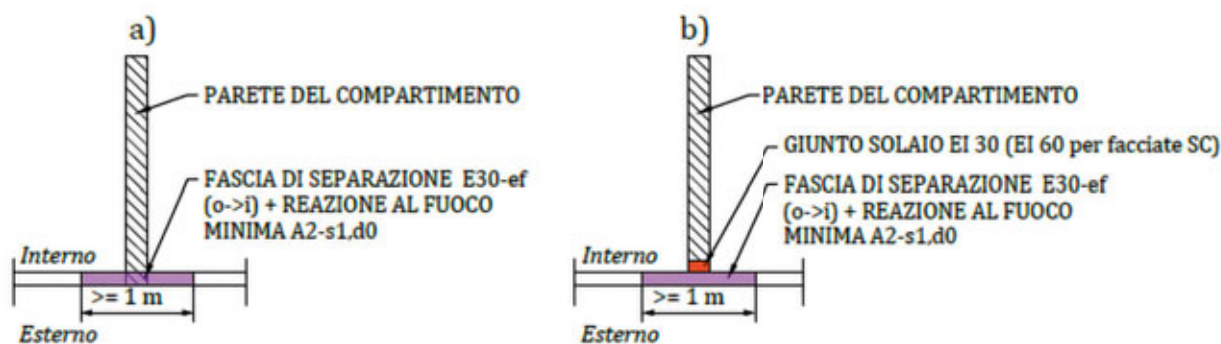


Fig. 14 | Facciata semplice interrotta dalla parete del compartimento (a) e curtain wall (b): prestazioni di resistenza al fuoco secondo la RTV.13: fascia di separazione verticale (fonte: UNICMI)

Classe di chiusura d'ambito	Prescrizione di reazione al fuoco secondo la nuova RTV		
	Gruppo di materiali per la reazione al fuoco in accordo al CPI	Corrispondente classe europea di reazione al fuoco	
SA	Nessuna prescrizione: può essere consigliato in relazione alla valutazione del rischio l'impiego di materiali almeno GM3		
SB	GM2	Rivestimenti a soffitto [1], controsoffitti, materiali di copertura [2], pannelli di copertura [2], lastre di copertura [2]. Rivestimenti a parete [1], partizioni interne, pareti, pareti sospese	B-s1,d0 (*)
		Isolanti protetti [3]	D-s2,d2
		Isolanti in vista [4]	B-s2,d0 (*)
		Guarnizioni, sigillanti, materiali di tenuta [5]	B-s2,d0 (*)
		Altro [6]	B-s2,d0 (*)
SC	GM1	Rivestimenti a soffitto [1], controsoffitti, materiali di copertura [2], pannelli di copertura [2], lastre di copertura [2]. Rivestimenti a parete [1], partizioni interne, pareti, pareti sospese	A2-s1,d0 (*) B-s1,d0 (*)
		Isolanti protetti [3]	C-s2,d0
		Isolanti in vista [4]	A2-s1,d0 (*)
		Guarnizioni, sigillanti, materiali di tenuta [5]	A2-s1,d0 (*)
		Altro [6]	A2-s1,d0 (*)

(*) prescrizione più restrittiva rispetto alla Lett. Circ. n. 5043
 [1] Qualora trattati con prodotti vernicianti ignifughi, questi ultimi devono avere la corrispondente classificazione indicata ed essere idonei all'impiego previsto.
 [2] Si intendono tutti i materiali utilizzati nell'intero pacchetto costituente la copertura, non soltanto i materiali esposti che costituiscono l'ultimo strato esterno.
 [3] Protetti con materiali non metallici del gruppo GM0 oppure prodotti di classe di resistenza al fuoco K 10 e classe minima di reazione al fuoco B-21-d0.
 [4] Non protetti come indicato nella nota [3] della presente tabella.
 [5] Solo se occupano più del 10% della superficie della facciata
 [6] Esclusi i componenti in vetro e solo se occupano più del 40% della superficie della facciata. Inclusi gli elementi in vetro rivestiti da materiali

Tab. 3 | Classi minime di reazione al fuoco per i più comuni componenti in facciata secondo la RTV.13 (Fonte: RTV.13)

opaco. Questo richiede competenze che spaziano dall'architettura all'ingegneria edile, strutturale e impiantistica. Gli aspetti sensibili legati alla disciplina antincendio trovano oggi un ampio spettro di applicazioni che coinvolge indubbiamente l'involucro edilizio di edifici semplici e complessi. Gli obiettivi e le indicazioni progettuali e di salvaguardia volti a limitare i rischi connessi alla propagazione degli incendi lungo le facciate, sono regolamentati all'interno di uno stringente e dettagliato quadro normativo. Il comportamento dei materiali e la protezione al fuoco delle

componenti, richiedono un'attenta valutazione che si estende dalle fasi di progetto sino alle scelte costruttive legate alla realizzazione dell'opera, passando attraverso l'esecuzione di prove di laboratorio in grado di caratterizzare il comportamento al fuoco complessivo o parziale di una facciata. È essenziale che i professionisti coinvolti nel processo edilizio si impegnino in un costante sforzo collaborativo, integrando le migliori pratiche e gli approfondimenti necessari al fine di garantire la massima sicurezza antincendio.

Bibliografia

- Regolamento Prodotti da Costruzioni (Regolamento UE n. 305/2011)
- D.M. del 30 novembre 1983 (e succ. mod.)
- D.M. del 10 marzo 2005 (e succ. mod.)
- D.M. del 15 marzo 2005 (e succ. mod.)
- D.M. del 16 febbraio 2007 (e succ. mod.)
- D.M. del 3 agosto 2015 (c.d. "Codice di Prevenzione Incendi" o "CPI")
- D.M. 25 gennaio 2019
- Decreto del 30 marzo 2022, Regola tecnica verticale di prevenzione incendi per facciate degli edifici civili (RTV.13)
- D.M. del 14 ottobre 2022
- D.M. del 3 settembre 2021 (c.d. "Mini Codice")
- Lettera Circolare n° 5043 del 15/04/2013 "Guida per la determinazione dei requisiti di sicurezza antincendio delle facciate negli edifici civili"
- Lettera Circolare n° 11051 del 2 agosto 2022
- UX119, Sicurezza antincendio: facciate continue e facciate ventilate, UNICMI
- P.Rigone, P.Giussani, La Progettazione Multidisciplinare Delle Facciate: Il ruolo emergente del "Facade Engineer", il tecnologo dell'involucro edilizio, mar-apr 2019, ISSN n° 0010-9673, Costruzioni Metalliche, pp. 11-18
- UNI EN 1364-1 Prove di resistenza al fuoco per elementi non portanti - Parte 1: Muri
- UNI EN 1364-3 Prove di resistenza al fuoco per elementi non portanti - Parte 3: Facciate continue - Configurazione in grandezza reale (assemblaggio completo);
- UNI EN 1364-4 Prove di resistenza al fuoco per elementi non portanti - Parte 4: Facciate continue - Configurazione parziale.
- EN 1366-4 Fire resistance tests for service installations - Part 4: Linear joint seals
- UNI EN 13501-1 Classificazione al fuoco dei prodotti e degli elementi da costruzione - Parte 1: Classificazione in base ai risultati delle prove di reazione al fuoco
- UNI EN 13501-2 Classificazione al fuoco dei prodotti e degli elementi da costruzione - Parte 2: Classificazione in base ai risultati delle prove di resistenza al fuoco, esclusi i sistemi di ventilazione.



Paolo Rigone

Laureato in Ingegneria Civile nel 1989 presso l'Università degli Studi di Pavia, è iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia dal 1990. Dottore di ricerca in ingegneria ergotecnica edile presso il Politecnico di Milano nel 1995. Dal 2007 è Professore associato di Architettura Tecnica presso il Politecnico di Milano e titolare della cattedra di Progettazione dell'involucro edilizio presso la Facoltà di Ingegneria Edile-Architettura. Dal 1989 è partner di Studio di Ingegneria Rigone e dal gennaio 2000 è direttore tecnico di UNICMI - Unione Nazionale delle Industrie delle Costruzioni Metalliche dell'Involucro e dei serramenti. Esperto in materia di tecnologie dell'involucro edilizio con particolare riferimento al settore delle facciate e della tecnologia dell'involucro edilizio. È attivo in diverse commissioni e gruppi di lavoro normativi, sia a livello nazionale ed internazionale, alla definizione delle norme tecniche con particolare riferimento al settore dell'involucro edilizio. È autore e co-autore di numerose pubblicazioni scientifiche in materia di tecnologia dell'involucro, edilizia ospedaliera, gestione dei processi edilizi, manutenzione e qualità in edilizia, project management, applicazione delle norme ISO 9000, gestione qualitativa di microambienti ospedalieri, controlli sulla patologia dei sistemi edilizi.



Paolo Giussani

Laureato in Ingegneria dei sistemi edilizi presso il Politecnico di Milano, è iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano. Collabora con l'ufficio tecnico UNICMI svolgendo attività di consulenza nel settore delle facciate continue e dei serramenti, supporto alle attività di progettazione e costruzioni, assistenza tecnica e consulenza alla predisposizione di gare d'appalto, redazione di capitolati speciali di natura prestazionale per involucro opaco, serramenti metallici, coperture vetrate, facciate continue e facciate ventilate. Nel 2014 inizia una proficua collaborazione con Studio di Ingegneria Rigone svolgendo il ruolo di Façade Engineer nelle attività legate alla progettazione, direzione lavori e consulenza in materia di involucro edilizio. Si occupa di audit ed expediting presso aziende produttrici di sistemi di facciate continue, vetrerie e prove di laboratorio. Dal 2016 è cultore della materia al corso di progettazione dell'involucro edilizio, laurea magistrale in ingegneria dei sistemi edilizi presso il Politecnico di Milano. Paolo è un dottorando del dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e ambiente costruito (ABC) presso il Politecnico di Milano (2023) svolgendo ricerca nel campo dell'involucro edilizio con l'impiego di materiali compositi con l'integrazione di tecnologia fotovoltaica (BIPV).



Valentina Guerra

Laureata in Ingegneria dei Sistemi Edilizi nel 2018 presso il Politecnico di Milano con una tesi dal titolo «Riqualificazione energetica di edifici residenziali del secondo dopoguerra attraverso il pannello prefabbricato EASEE: analisi e risoluzione dei principali aspetti tecnico-progettuali», è iscritta all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano. Dal 2018 collabora con l'Ufficio Tecnico UNICMI (Unione Nazionale delle Industrie delle Costruzioni Metalliche, dell'Involucro e dei serramenti - ex UNCSAAL) in cui svolge principalmente attività di consulenza tecnica, didattica e redazione di documenti tecnici e linee guida UNICMI, unitamente all'attività normativa in ambito UNI, CEN e ISO. Collabora inoltre con lo Studio di Ingegneria Rigone, nell'ambito di attività legate al supporto della progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva e assistenza alla direzione lavori in interventi relativi all'involucro edilizio.

SULLO STESSO ARGOMENTO:

Samuele Sassi, Paolo Setti, Giuseppe Amaro, Lamberto Mazziotti, Giuseppe Paduano, Piergiacomo Cancelliere, Mauro Madeddu:
“Fire Safety Engineering applicata alle facciate di edifici di grande altezza” (Costruzioni Metalliche, 3/2017)

DEGLI STESSI AUTORI:

“Torre Isozaki a Milano: forme e trasparenza dell’involucro” (Costruzioni Metalliche, 1/2016)

“L’interfaccia tra la facciata continua in alluminio-vetro e la struttura portante in acciaio: Le tolleranze dimensionali” (Costruzioni Metalliche, 3/2017)

“La progettazione multidisciplinare delle facciate - Il ruolo emergente del Facade Engineer, il tecnologo dell’involucro edilizio” (Costruzioni Metalliche, 2/2019)

“Sistemi costruttivi a secco per l’involucro edilizio: dai materiali alla progettazione integrata delle componenti” (Costruzioni Metalliche, 3/2021)

“Le caratteristiche prestazionali delle facciate continue: dalle verifiche in corso d’opera ai test di collaudo finali” (Costruzioni Metalliche, 1/2022)

“Facciate resilienti: il comportamento dei sistemi costruttivi a secco in caso di fenomeni estremi di vento” (Costruzioni Metalliche, 3/2022)

Serramenti e componenti opache, indicazioni progettuali e accorgimenti volti al raggiungimento delle prestazioni attese” (Costruzioni Metalliche, 3/2023)

“Involucro in doppia pelle. Aspetti progettuali, di coordinamento e installazione su edifici complessi. Caso studio di un edificio a torre a Milano” (Costruzioni Metalliche, 4/2023)



PROGETTAZIONE STRUTTURALE E TERMICA DELL'INVOLUCRO EDILIZIO. CASO STUDIO: TORRE RESIDENZIALE A NEW YORK.

STRUCTURAL AND THERMAL DESIGN OF THE BUILDING ENVELOPE. CASE STUDY: RESIDENTIAL HIGH-RISE BUILDING IN NEW YORK.

Alberto Piaia* | Ingegnere strutturista, DMA Progetti s.r.l.

Alberto D'Occhio | Ingegnere edile e Direttore tecnico, Gualini s.p.a.

Marco Bombonato | Ingegnere strutturista e fondatore di DMA Progetti s.r.l.

262 5th Ave. è un progetto avveniristico che sorgerà in una delle località più famose del mondo, ovvero la 5th Avenue di Manhattan, New York. A capo di questa impresa c'è GUALINI s.p.a., eccellenza italiana nel settore dell'involucro edilizio con sede in Costa di Mezzate, Bergamo. GUALINI s.p.a. fa parte del gruppo COSTIM s.r.l., holding fondata su società operative leader nel proprio settore. Per la parte di ingegneria statica e termica, GUALINI è stata affiancata da DMA Progetti s.r.l., giovane società di ingegneri specializzati nei settori dell'involucro edilizio e delle infrastrutture, con esperienza pluriennale in progetti internazionali. 262 5th Ave. è un grattacielo residenziale con un'altezza di 260 m ed è situato poco a sud di uno dei simboli della città newyorkese, l'Empire State Building. Torre iconica sia per geometria sia per tipologie di facciate, presenta un rapporto altezza/base massimo di 22:1, permettendo così al 262 5th Ave. di entrare nella top list degli edifici più snelli al mondo. Gualini è responsabile della progettazione e della produzione di 16.056 m² di involucro edilizio. Le grandi facciate vetrate poste a Sud e a Nord permetteranno ai residenti degli appartamenti di godere di alcune delle più belle viste di NYC, fra cui quella su Downtown, con l'iconico One World Trade Center. I restanti prospetti sono caratterizzati da differenti sistemi di facciata opaca: a Est, sulla 5th Avenue, si trova una facciata ventilata in alluminio con un caratteristico *pattern* corrugato, mentre a Ovest è presente una facciata ventilata dotata di pannelli fotovoltaici, simbolo di sostenibilità e impegno nella riduzione dell'emissione *dell'operational carbon*. Elemento distintivo di questo edificio è la parte terminale, che si presenta aperta su due fronti ed è rivestita con una facciata in alluminio sui lati verticali e in sommità con un film dorato.

262 5th Ave. is a futuristic project that will rise in one of the most famous places in the world: 5th Avenue in Manhattan, New York. At the forefront of this project is GUALINI s.p.a., an Italian excellence in the building envelope industry, based in Costa di Mezzate, Bergamo. GUALINI s.p.a. is part of the COSTIM s.r.l. group, a holding company made up of operating companies that are leaders in their fields. DMA Progetti s.r.l., a young company of engineers specialized in the building envelope and infrastructure sectors, with many years of experience in international projects, has joined GUALINI for the static and thermal analyses. 262 5th Ave. is a 260-meter residential skyscraper located just south of one of New York City's landmarks, the Empire State Building. An iconic tower in both geometry and facade types, it has a maximum height to base ratio of 22:1, placing 262 5th Ave. on the top list of the world's slenderness buildings. Gualini is responsible for the design and fabrication of 16.056 square meters of building envelope. Large glass facades to the south and north will allow residents to enjoy some of the best views of New York City, including views of Downtown and the iconic One World Trade Center. On the remaining elevations, however, there are opaque façade systems: to the east, on 5th Avenue, there is a ventilated aluminum façade with a distinctive corrugated pattern, while to the west there is a ventilated façade equipped with photovoltaic panels, a symbol of sustainability and commitment to reducing operational carbon emissions. A distinctive element of this building is the top, which is open on two elevations, and covered with an aluminum façade on the vertical sides, and gold foil on the top.

*Corresponding author; e-mail: piaia@dmaprogetti.com



Fig. 1 | Vista del cantiere da W 29th St (foto a sinistra), vista dall'ultimo piano su Downtown (foto a destra)

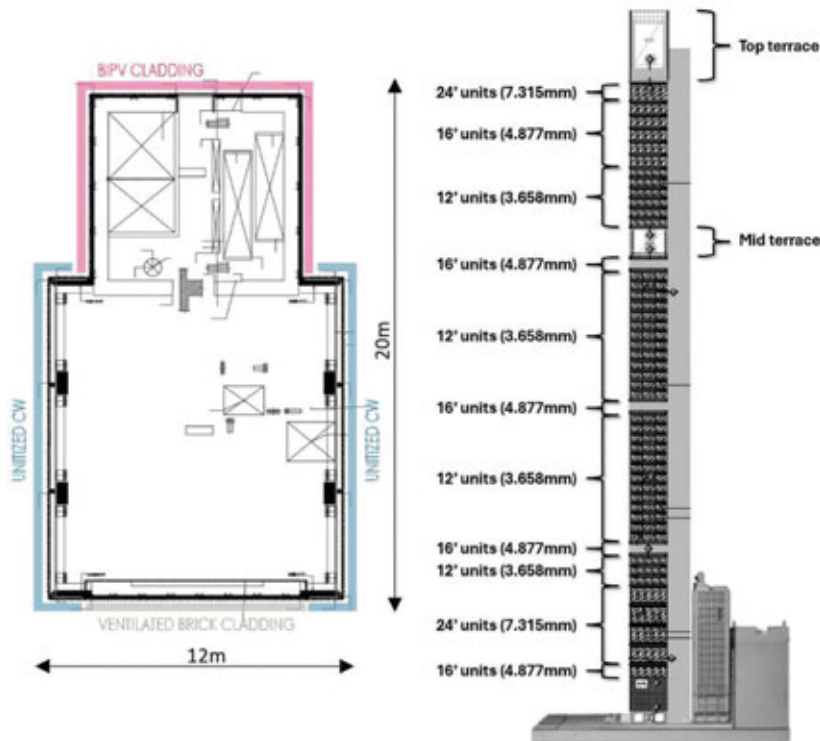


Fig. 2 | Vista in pianta e prospetto della torre residenziale 262 5th Avenue

INTRODUZIONE

La torre 262 5th Ave sorgerà all'incrocio fra la 5th Ave e la W 29th St, nel quartiere denominato Nomad perché situato a nord del Madison Square Park, caratterizzato da edifici relativamente bassi, che consentiranno alla nuova costruzione, di notevole altezza, di

spiccare e diventare un punto di riferimento, anche per la sua vicinanza all'Empire State Building (figura 1).

La geometria dell'edificio presenta una pianta di 20x12 m, che in virtù dell'altezza massima di 260 m determina una snellezza molto elevata, pari a 13:1 e 22:1 per le due dimensioni trasversali (figura 2).

1. DESCRIZIONE DELL'INVOLUCRO EDILIZIO

La facciata continua, così come definita dalla norma di prodotto EN 13830:2022, è una "parte dell'involucro edilizio realizzata con una struttura solitamente costituita da profili orizzontali e verticali, collegati assieme e ancorati alla struttura di supporto dell'edificio e contenente tamponamenti fissi e/o apribili, che fornisce tutte le funzioni richieste di una parete interna o esterna o parte di essa, ma non contribuisce alla capacità portante o alla stabilità della struttura dell'edificio. La facciata continua è progettata come costruzione autoportante che trasmette carichi propri, carichi imposti, carico ambientale (vento, neve, etc.) e carico

sismico alla struttura dell'edificio principale" [1].

La particolarità delle facciate continue risiede nella possibilità di una prefabbricazione spinta, garantendo, allo stesso tempo, un alto livello qualitativo di esecuzione ed il rispetto di una serie di

prestazioni quali, a titolo esemplificativo e non esaustivo, reazione al fuoco, tenuta all'acqua, resistenza al vento, permeabilità all'aria. Da queste poche considerazioni, si comprende come le facciate continue si inseriscano in un contesto di elevata complessità progettuale e realizzativa, necessitando, proprio per questo, di un alto livello di competenze tecniche e specialistiche.

Le facciate di fornitura Gualini sono costituite da differenti tipologie di sistemi: in corrispondenza del nucleo ascensore viene impiegato un rivestimento ventilato realizzato in lamierati di alluminio, mentre la superficie trasparente è costituita a livello del podio da facciate di tipo *stick system* (montanti e traversi) e a livello dei piani superiori da cellule (*unitized system*) di differenti formati, tra i quali spiccano gli elementi "jumbo" di larghezza fino a 4,5 m e altezza pari a circa 3,6 m dei piani intermedi e le cellule dei piani a doppia altezza, queste ultime presentanti una geometria di 2,6 m di larghezza per 7,3 m di altezza.

Il sistema più interessante da analizzare risulta essere quello a cellule. Un sistema a cellule è composto da un reticolo portante che, generalmente, coincide con i limiti perimetrali del modulo stesso. Questo reticolo portante è costituito a sua volta da profili interconnessi tra loro tramite fissaggi opportunamente dimensionati per supportare i carichi agenti. All'interno di questo reticolo vengono posizionati i tamponamenti che possono essere

sia trasparenti che opachi, sia apribili sia fissi. Il tutto viene preassemblato in officina in ambiente controllato su una linea di produzione simile a quella delle automobili (figura 3). Una volta concluso il processo di assemblaggio, a ciascun modulo prefabbricato viene assegnato un codice univoco di riferimento, che costituisce la carta d'identità del prodotto e ne garantisce la qualità esecutiva. Successivamente, le cellule vengono posizionate in casse eseguite su misura e spedite per la consegna diretta in cantiere.

L'ultima fase di costruzione di una facciata continua a cellule è l'installazione. Grazie alla prefabbricazione, nel caso specifico, questa fase viene limitata sia in termini temporali sia di rischi, riducendo notevolmente gli imprevisti e aumentando, al tempo stesso, il livello di sicurezza in cantiere. All'atto pratico questa fase consiste in un semplice montaggio sequenziale (sul modello delle costruzioni lego), generalmente tramite gru. Il montaggio si conclude con la microregolazione presente sulle staffe di connessione alla struttura primaria da parte di operatori specializzati.

Durante la fase di installazione particolare attenzione deve essere posta al corretto posizionamento delle gomme di tenuta poste sul perimetro del modulo.

Nel caso specifico del progetto 262 5th Avenue, le maggiori particolarità del sistema a cellule utilizzato sono sicuramente

le dimensioni dei moduli e l'altissima complessità del rivestimento opaco costituito da una moltitudine di mattoncini di alluminio estruso di forma irregolare (figura 4).

Il primo punto ha portato delle complessità ingegneristiche notevoli, sia in termini di dimensionamento statico che di imballaggio e trasporto. Il secondo ha costituito invece una sfida per l'approvvigionamento e la gestione del materiale in produzione.

3. ANALISI STATICHE E TERMICHE

La progettazione dei sistemi di facciata è stata presa in carico da Gualini s.p.a., società italiana leader nel settore dell'involucro edilizio. Nell'ingegnerizzazione di tali sistemi Gualini è stata affiancata da DMA Progetti s.r.l., giovane società di ingegneria con esperienza pluriennale in questo settore.

Il progetto 262 5th Ave. si è dimostrato complesso fin dalle prime fasi. Elementi di facciata di notevoli dimensioni soggetti ad elevati carichi da vento hanno



Fig. 3 | Linea di produzione delle cellule, sede di Gualini in Costa di Mezzate



Fig. 4 | Installazione della prima cellula vetrata, prospetto Nord (fine marzo 2024)

spinto il gruppo di progettazione a studiare sistemi ad hoc non presenti sul mercato. La scelta del sistema *bespoke* è ricaduta sull'utilizzo di facciate a cellule in quanto più efficienti da produrre in serie e più facili da installare in opera.

Si riportano di seguito alcuni dati tecnici utili a capire l'entità del progetto:

- Carico da vento (ASD): 80 psf (3,83 kPa), valore non fattorizzato (equivalente SLE)
- Larghezza massima cellula: ~ 4,5 m
- Altezza massima cellula: ~ 7,3 m
- Peso massimo cellula: ~ 3,4 t
- Drift di piano: 1/2" (12,7 mm), dovuto al vento in esercizio
- Tolleranze di posa: +/- 1 1/2" (+/- 38,1 mm)

Il rivestimento esterno della torre è composto da tre sistemi principali:

1. EWS-01: sistema a cellule con triplo vetro (sistema vision);
2. EWS-02: sistema a cellule con mattoncini in alluminio (sistema opaco);
3. EWS-03: sistema a cellule con celle fotovoltaiche (sistema

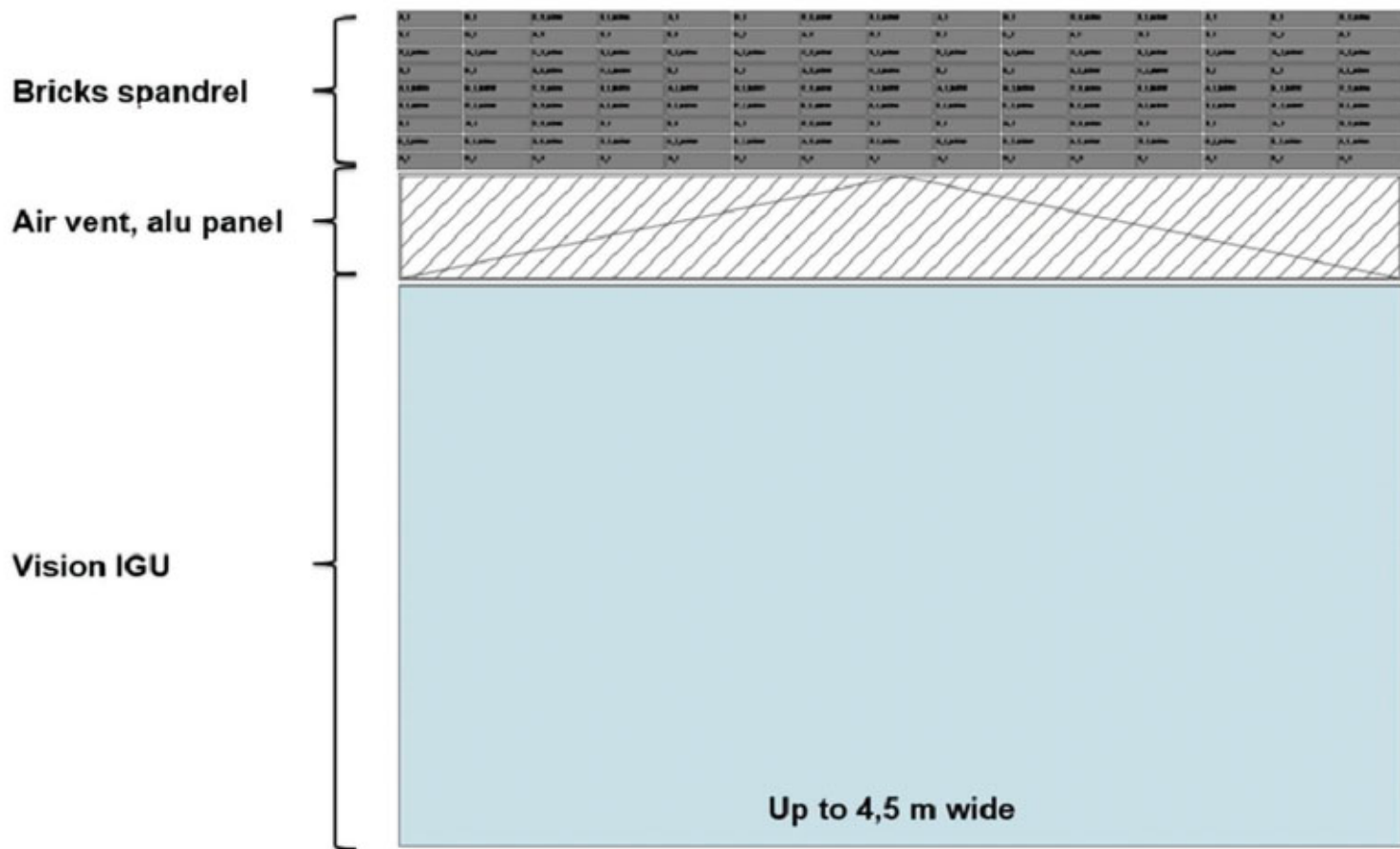
opaco green).

3.1 SISTEMA EWS-01

EWS-01 è il sistema di facciata principale e si colloca nei prospetti Nord e Sud. A sua volta è identificabile in sottocategorie diversificate per geometrie e stratigrafie dei pannelli vetrati. La figura 5 illustra la composizione di una cellula tipica, mentre la tabella, nella parte inferiore della figura, fornisce i dati delle tre sottocategorie principali.

La singola cellula EWS-01 è composta da diversi elementi:

- **Pannello vetrato:** vetrocamera con triplo vetro, sigillata su tutto il perimetro al telaio principale con un giunto silconico strutturale. La stratigrafia più grande si ha per le cellule di Tipo 2: 88,4 / 14 / 8 / 14 / 88,4 (figura 6). Tutti i vetri impiegati sono soggetti a indurimento termico (*Heat Strengthened*) per migliorarne le caratteristiche di resistenza, mentre la sicurezza in opera in termini di resistenza agli urti, rischio di caduta nel vuoto degli utilizzatori e rischio di caduta di frammenti all'esterno è gestita impiegando l'intercalare (PVB) che trattiene gli eventuali frammenti in caso di rottura e garantisce, al tempo



Unit type	B[mm]	H[mm]	H _g [mm]	H _o [mm]	G _{glass} [kN/m ²]	G _{opaque} [kN/m ²]	G _{frame} [kN]	G _{glass+op} [kN]	P _{tot} [kN]
1	4509	3658	2400	1258	1.2	0.7	2.84	16.96	~ 20 kN ~ 2000 kg
2	2540	7315	6000	1315	1.3	0.7	11.69	22.15	~ 34 kN ~ 3400 kg
3	2540	4877	3658	1219	1.0	0.7	3.32	11.46	~ 15 kN ~ 1500 kg

Fig. 5 | Dati cellule EWS-01

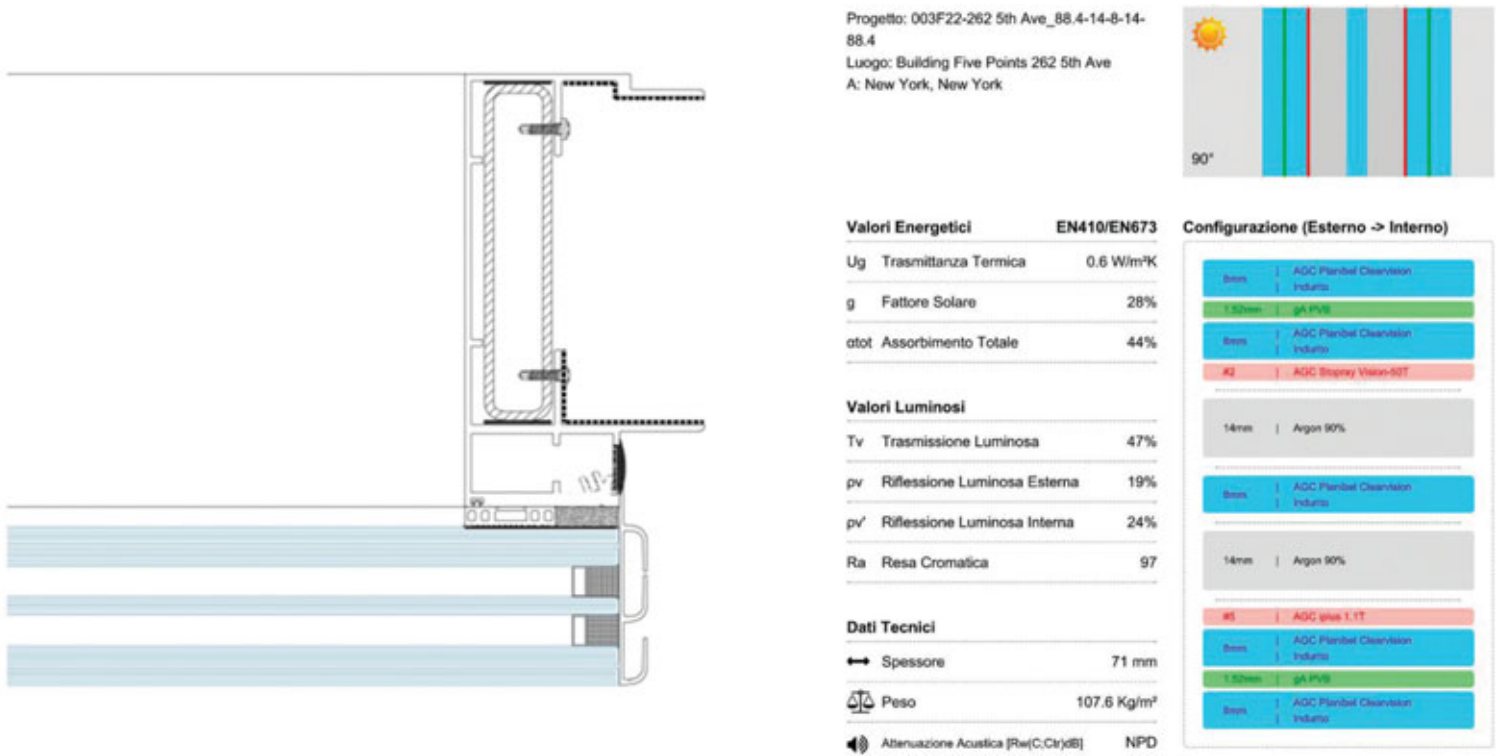


Fig. 6 | Stratigrafia e scheda vetro cellule tipo 2

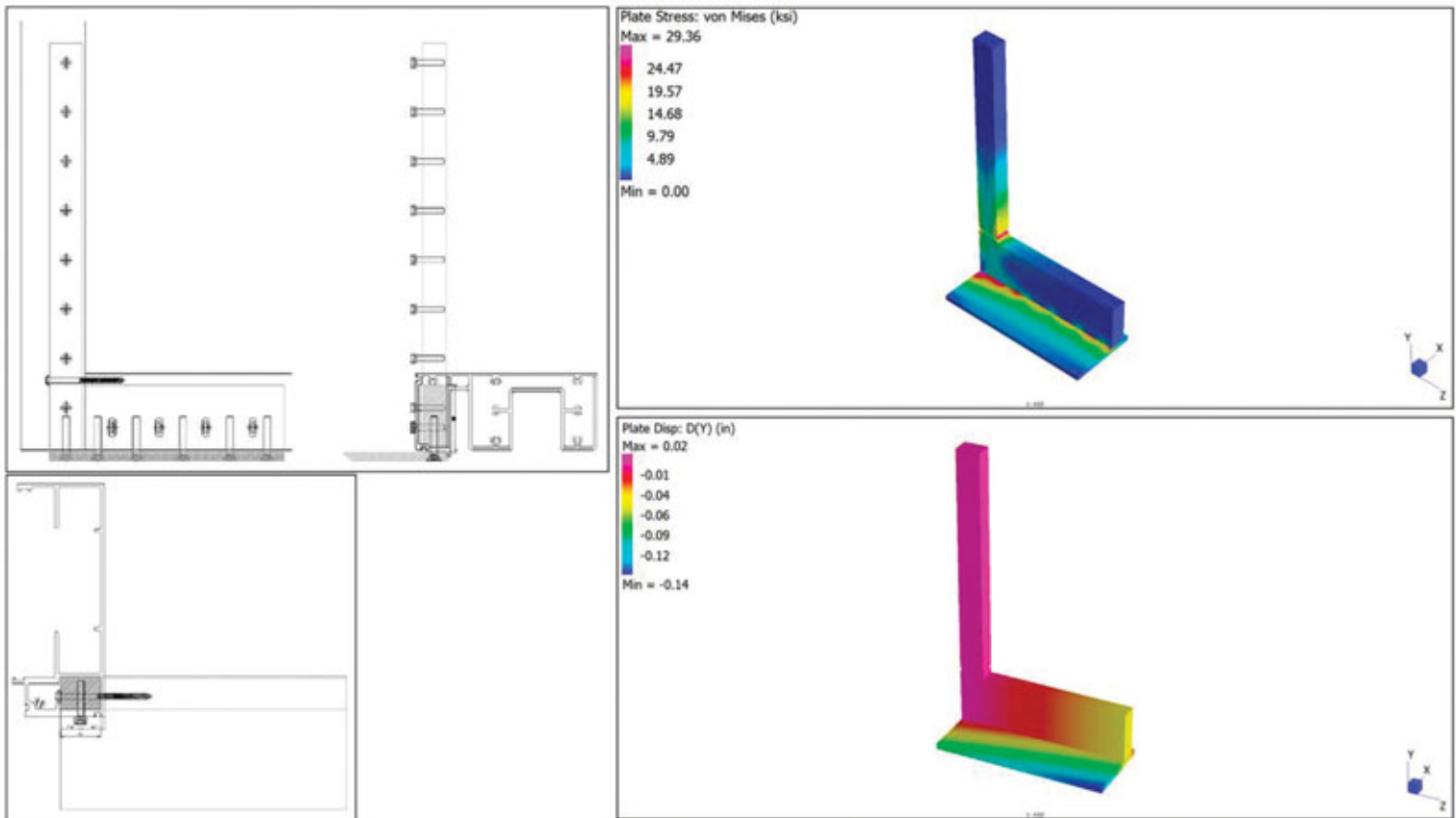


Fig. 7 | Supporto vetro custom (S355) con risultati FEM

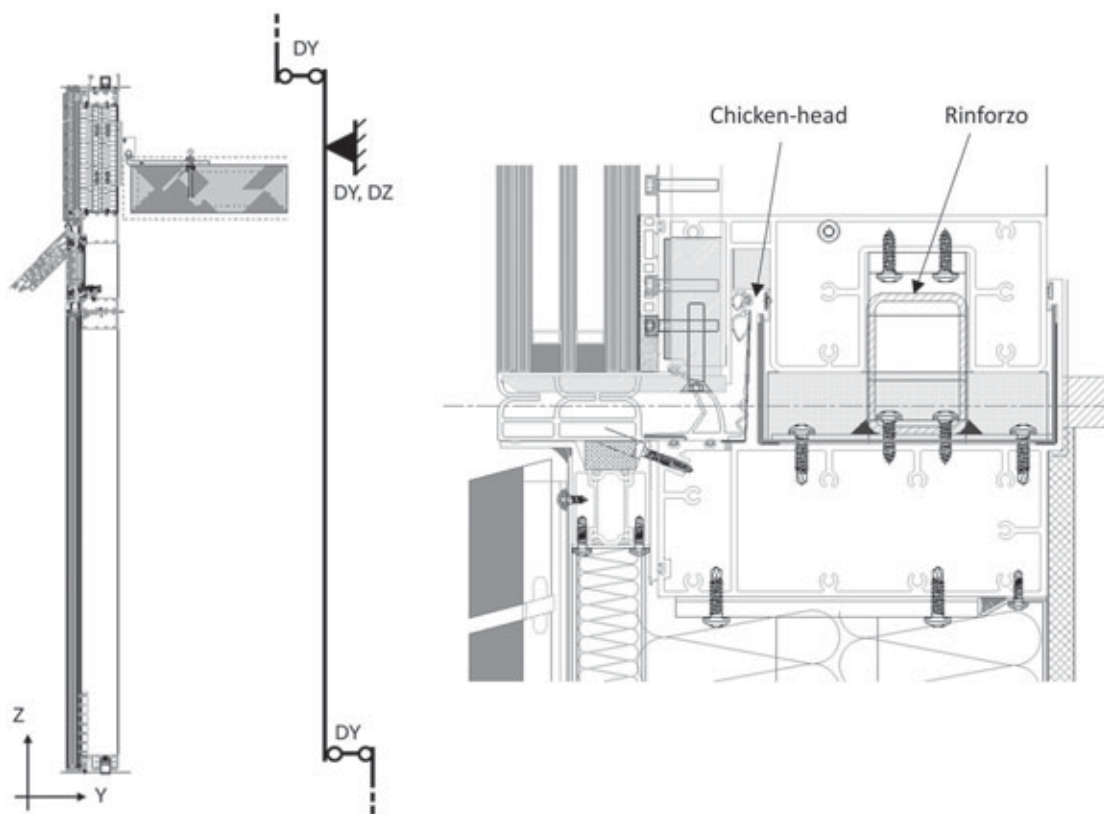


Fig. 8 | Schema statico cellula tipica nel piano YZ (sinistra), dettaglio chicken-head (destra)

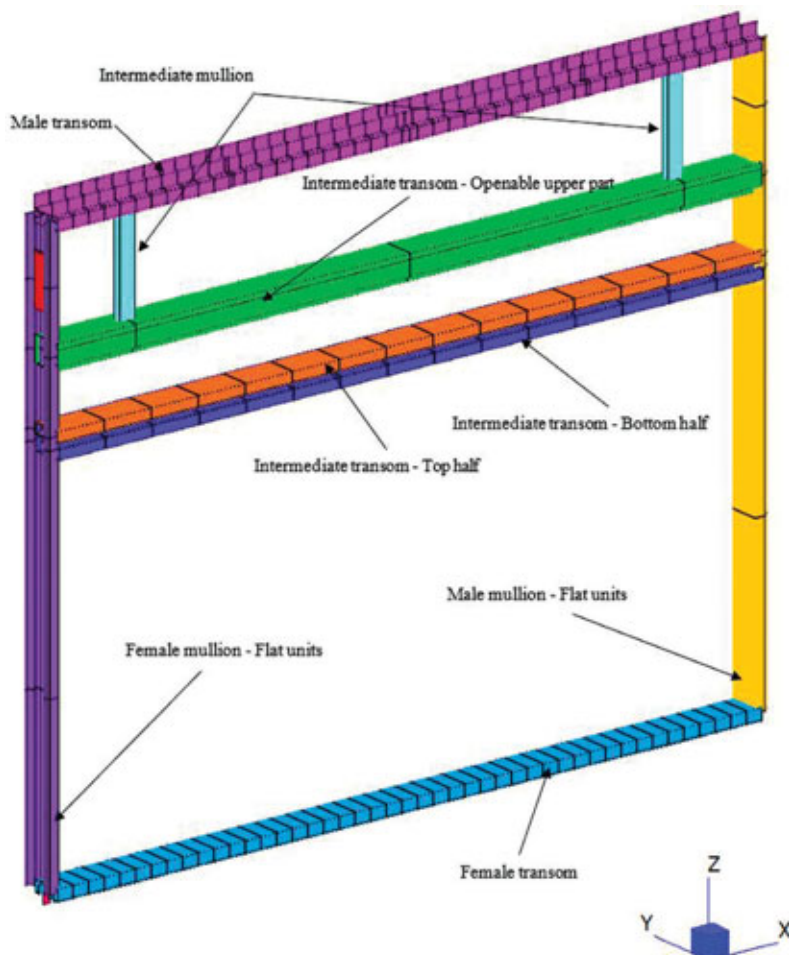


Fig. 9 | Profili cellula tipo 1

stesso, un'adeguata resistenza post-rottura delle lastre. Il trasferimento del peso dei vetri al telaio principale avviene mediante dei supporti *custom* in acciaio (figura 7), simili a crociere, infilati nelle cave dei montanti per oltre 400 mm. La validazione del sistema è stata fatta sia numericamente, con l'ausilio di software agli elementi finiti (Straus7), sia con una prova di carico presso la sede di Gualini in Costa di Mezzate effettuata da un laboratorio terzo notificato.

- **Pannello opaco:** composto da due parti separate, una fissa e una mobile. La porzione fissa e cieca di "brick spandrel" è realizzata in corrispondenza delle fasce marcapiano. Di estetica analoga alle facciate ventilate, è costituita da estrusi di alluminio assemblati secondo differenti schemi

architettonici e riportati su un telaio secondario. La porzione apribile è costituita da finestre motorizzate opache, appositamente realizzate per il progetto.

- **Telaio principale:** assemblato con profili estrusi in alluminio (*custom*) profondi 200 mm. I montanti sono stati rinforzati con profili in acciaio (S355), al fine di raggiungere inerzie equivalenti lato alluminio di circa 5.680 cm^4 .

ANALISI STATICHE

Lo schema statico per le azioni fuori piano è rappresentato nella figura 8: le cellule sono appese ai solai in C.A. e la continuità strutturale fra le adiacenti unità è fornita dal *chicken-head* e dal rinforzo tubolare in acciaio (figura 8). Il sistema risulta essere isostatico. L'ossatura delle cellule è costituita da un'intelaiatura metallica in alluminio, in cui i profili presentano differenti geometrie in base alla loro posizione e funzione. La figura 9 illustra il modello numerico realizzato in Straus7, con elementi di tipo beam.

I montanti sono realizzati con profili aperti, appositamente studiati ed estrusi specificamente per questo progetto e progettati in modo tale da poter accogliere dei rinforzi in acciaio differenti a seconda delle varie distanze tra gli appoggi e dei differenti carichi da vento agenti sul sistema nelle varie zone della torre. La figura 10 mostra le soluzioni impiegate in relazione alle diverse altezze dei montanti, coincidenti

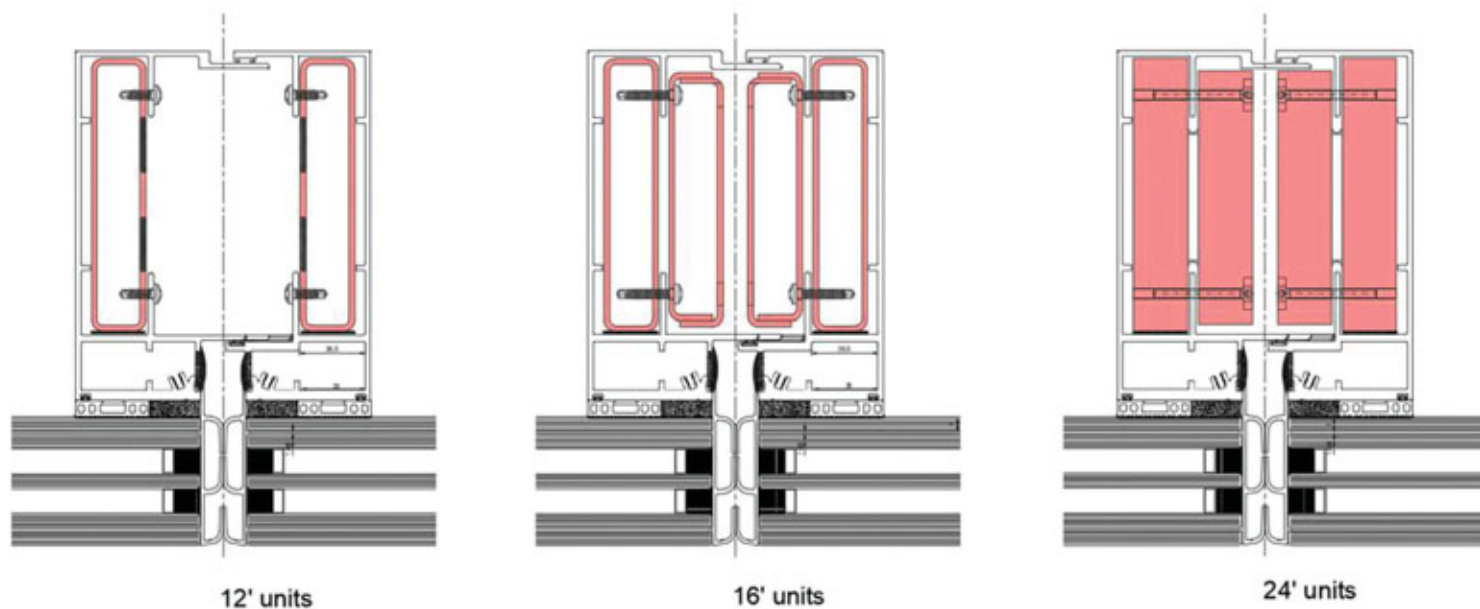


Fig. 10 | Rinforzi in acciaio nei montanti estrusi in alluminio

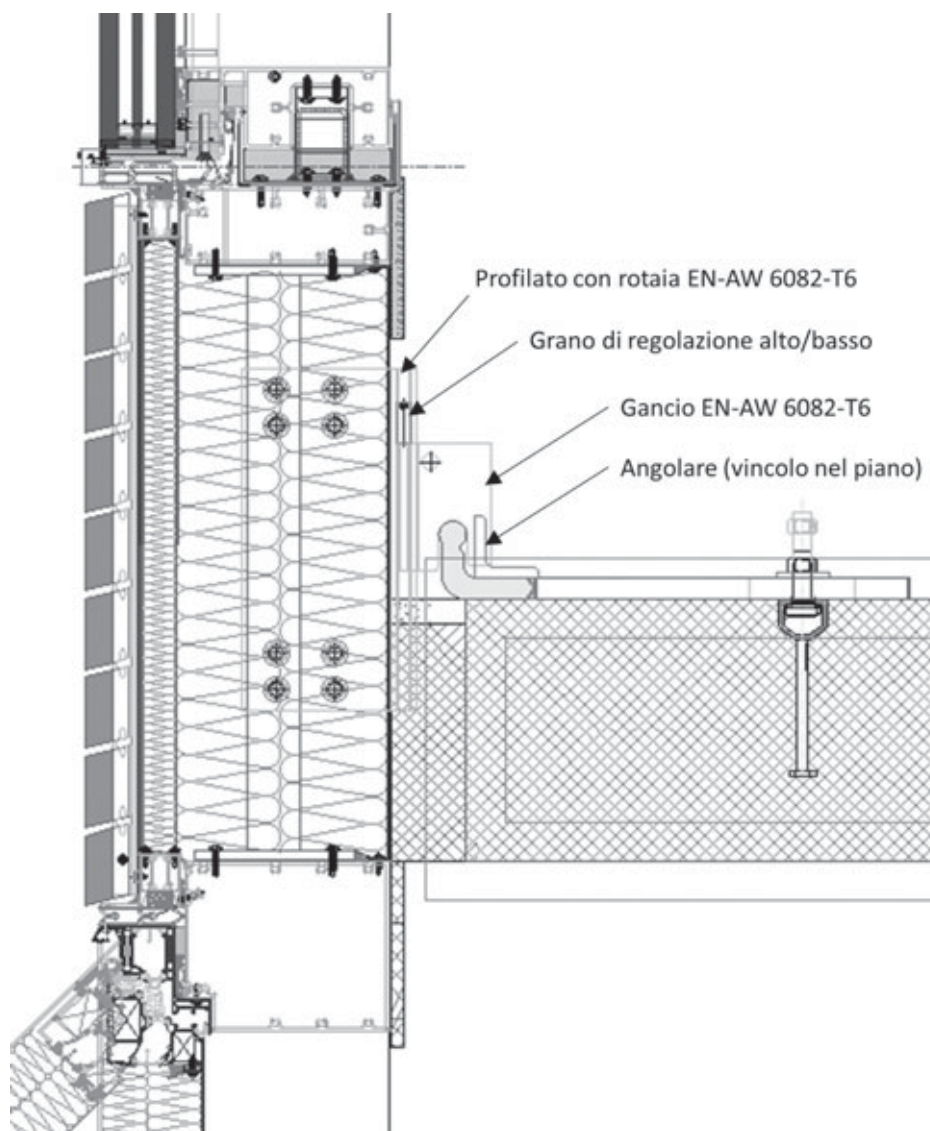


Fig. 11 | Principio connessione superiore - Staffa a solaio

con le distanze tra i vincoli.

Nel caso delle cellule di dimensione minore (12' di altezza, ovvero 3,66 m) il rinforzo è realizzato con tubolari commerciali in acciaio. Per cellule comprese tra 12' e 16' (tra 3,66 e 4,88 m) si accoppiano anche dei tubolari ricostruiti con lamiere piegate in acciaio di spessore 3 mm, i quali vengono installati a mezzo di viti sulle alette interne del profilo in alluminio. Infine, nel caso delle cellule di altezza maggiore (24' ovvero 7,3 m) si impiegano dei piatti laminati pieni in acciaio.

La figura 11 illustra il principio di connessione superiore. La staffa a L, in acciaio S355 e di spessore 20 mm, è fissata al solaio in calcestruzzo armato ($f_{ck} = 55 \text{ MPa}$) tramite un canale di ancoraggio Hilti (HAC-70 + T-bolt HBC-C-N M16). La cellula risulta connessa a questa tramite un sistema a gancio in alluminio EN-AW 6082-T6 (figura 12), inserito in una rotaia di un profilato, a sua volta connesso meccanicamente al montante. Il vincolo a peso all'interno della rotaia è fornito mediante un grano, il quale permette di effettuare le regolazioni alto/basso in fase di installazione. La figura 13 mostra il principio di connessione inferiore. Il traverso inferiore della cellula del piano N+1 si inserisce nel traverso superiore della cellula del piano N. Un profilo scatolare in acciaio è saldato a un piatto ed è impiegato, a mezzo di viti, come rinforzo per limitare stress e deformata dell'aletta (*chicken head*) del traverso della cellula, ed evitare cedimenti sotto carico fuori piano.

Uno dei requisiti più stringenti imposti al sistema sopra descritto è dovuto al particolare funzionamento del BMU (Building Maintenance

Unit). Per la metodologia di manutenzione scelta, infatti, è stato previsto un profilo fissato ai montanti d'angolo delle cellule, la cui funzione è quella di far scorrere al suo interno le ruote del sistema di manutenzione (carrello mobile). Un requisito fondamentale è stato garantire un perfetto allineamento dei profili (rotaie) tra cellule contigue, pena il bloccaggio delle ruote. La presenza del drift di piano indotto principalmente dal vento, quindi da una condizione alquanto frequente, ha richiesto studi approfonditi da parte di tutto il gruppo di progettazione.

L'aggiunta di un connettore (figura 14) al centro dei traversi maschio-femmina di ogni cellula ha permesso di annullare lo spostamento orizzontale relativo agli angoli e raggiungere quindi

l'obiettivo prefissato.

Le connessioni interne tra i traversi e i montanti sono realizzate tramite viti a filettare le pareti delle scanalature realizzate negli elementi orizzontali, cerchiati in verde nella figura 15. A livello statico costituiscono vincoli a cerniera e incastrati a livello del solo momento torcente.

Particolarmente interessante risulta lo sviluppo della connessione reciproca delle cellule posizionate agli angoli, che per garantire la tenuta agli agenti atmosferici hanno reso necessario l'inserimento di un vincolo reciproco tra i montanti dei due elementi distinti, onde evitare deformazioni relative che comporterebbero l'espulsione delle gomme e la rottura dei siliconi di tenuta. Si è proceduto

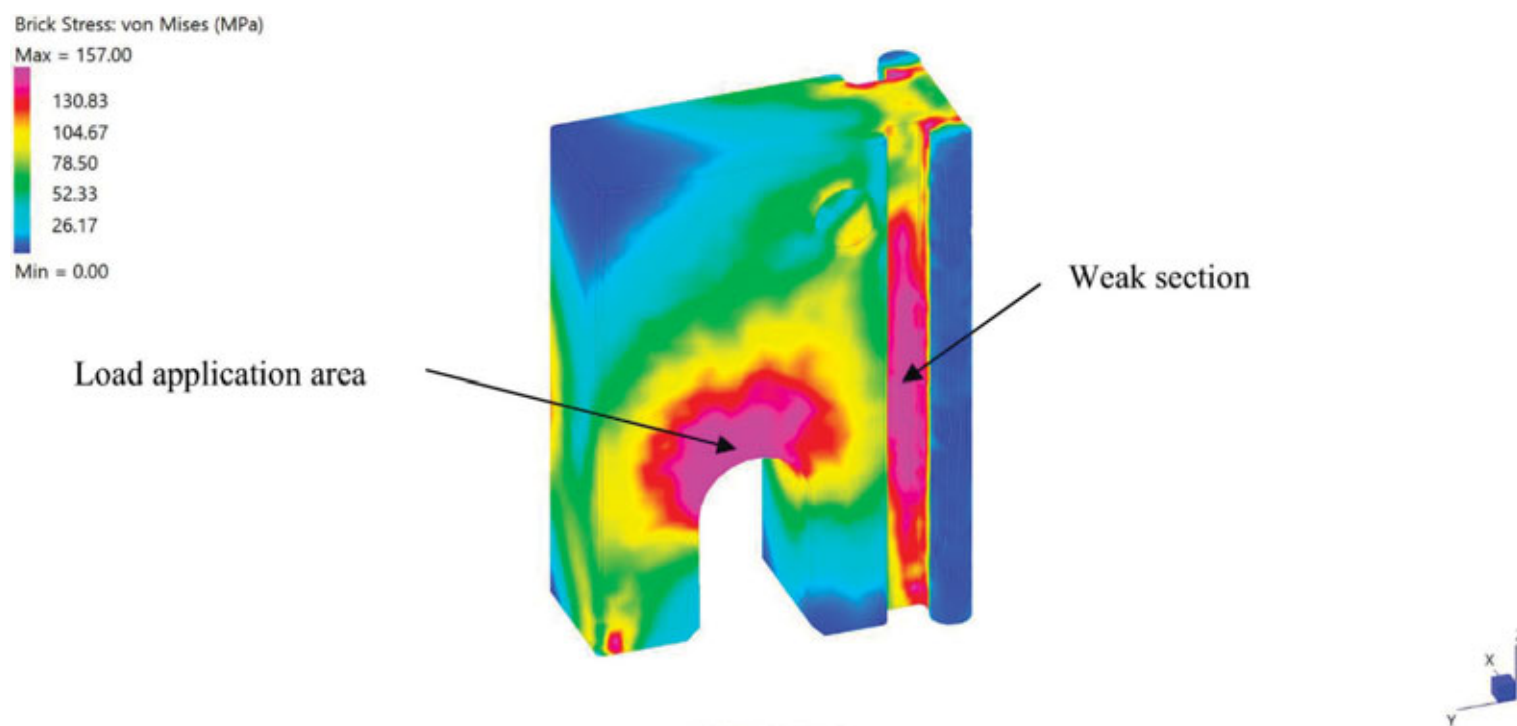


Fig. 12 | Modello numerico a brick del gancio (stress di Von Mises)

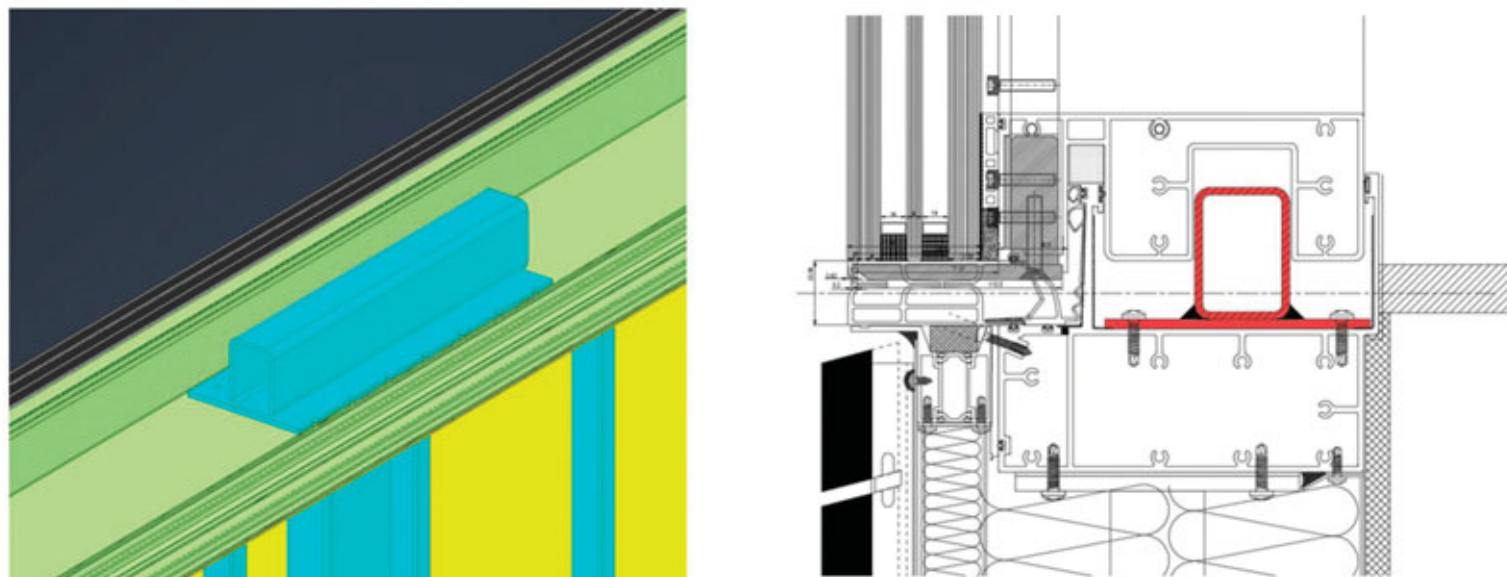


Fig. 13 | Principio di connessione inferiore - Rinforzo chicken head

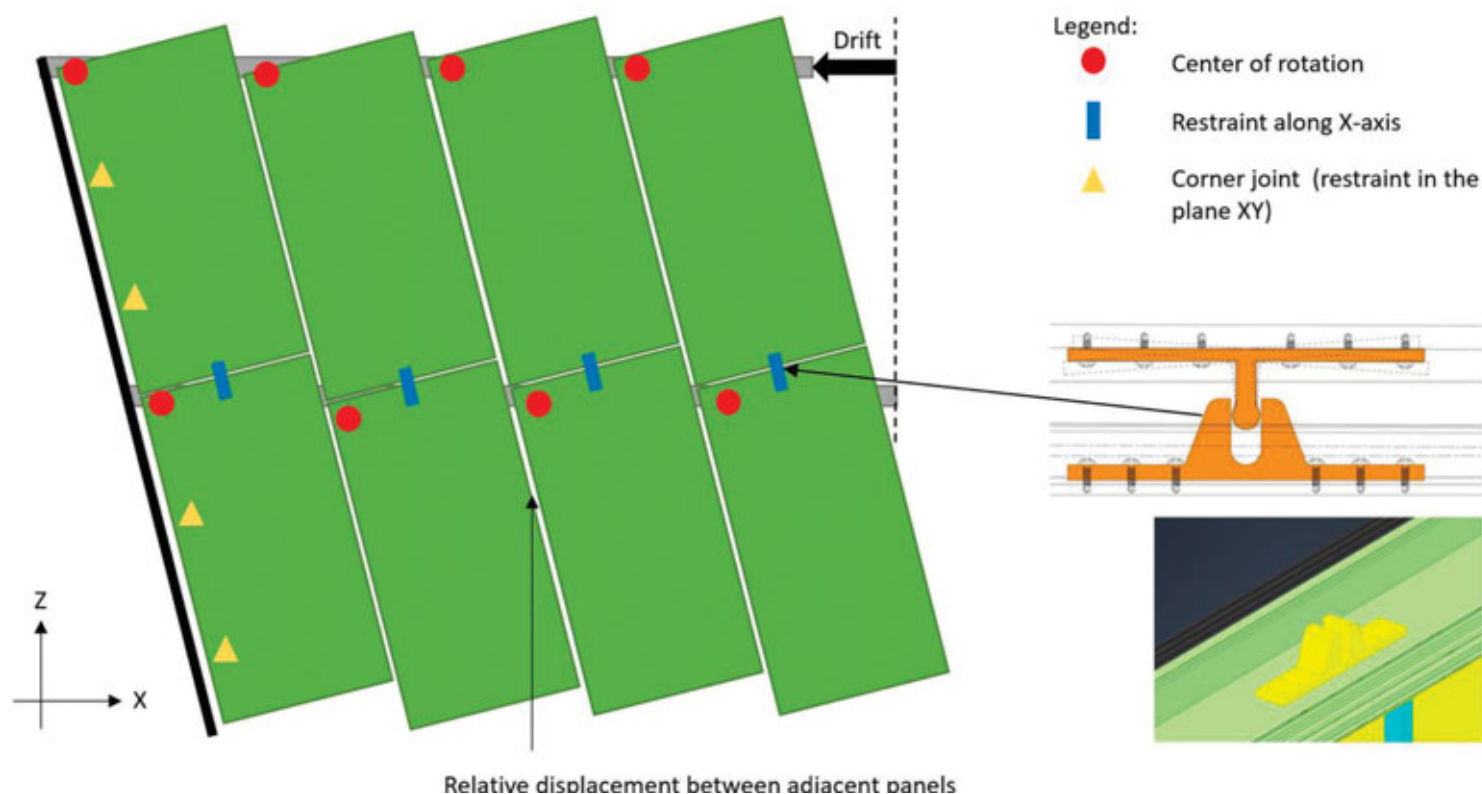


Fig. 14 | Schema statico cellule in caso di drift di piano e principio di connessione

pertanto alla realizzazione di elementi a perno da impiegare a mo' di cardini, compatibili con le difficoltà di posa in opera poiché non richiedono alcun fissaggio meccanico (figura 16).

ANALISI TERMICHE

L'analisi termica dell'involucro edilizio vetrato è diventata un aspetto cruciale nella progettazione sostenibile delle strutture moderne come quella in esame. Le prestazioni termiche di tali sistemi sono essenziali per garantire il comfort degli occupanti e ridurre l'impatto ambientale. Attraverso l'utilizzo di tecniche di modellazione e software dedicati, è stato valutato il comportamento termico del sistema EWS-01 in accordo alle normative NFRC100 e ISO 15099. Il modulo tipico è stato quindi suddiviso coerentemente a quanto stabilito da norma e, per ogni elemento, sono state fatte le opportune valutazioni al fine di ottenere la trasmittanza termica della facciata complessiva (figura 17).

Per la valutazione delle dispersioni dei ponti termici del telaio di facciata sono state fatte analisi bidimensionali

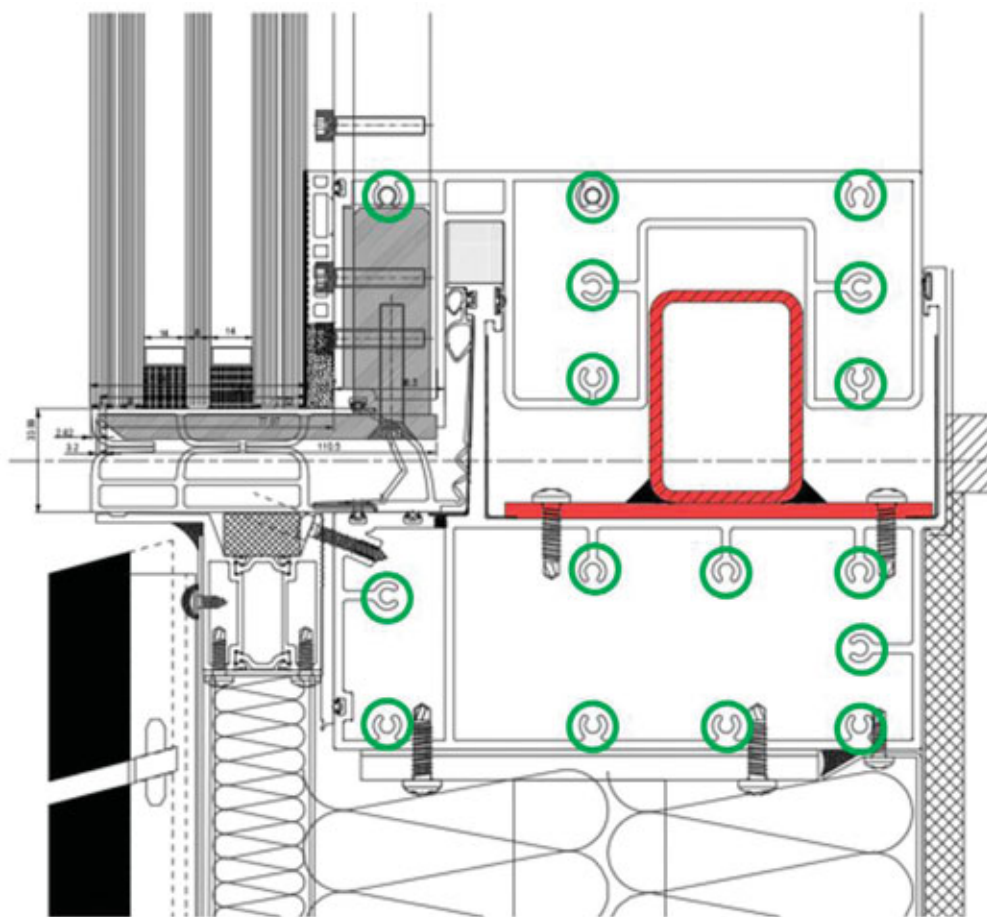


Fig. 15 | Connessione interna montante-traverso

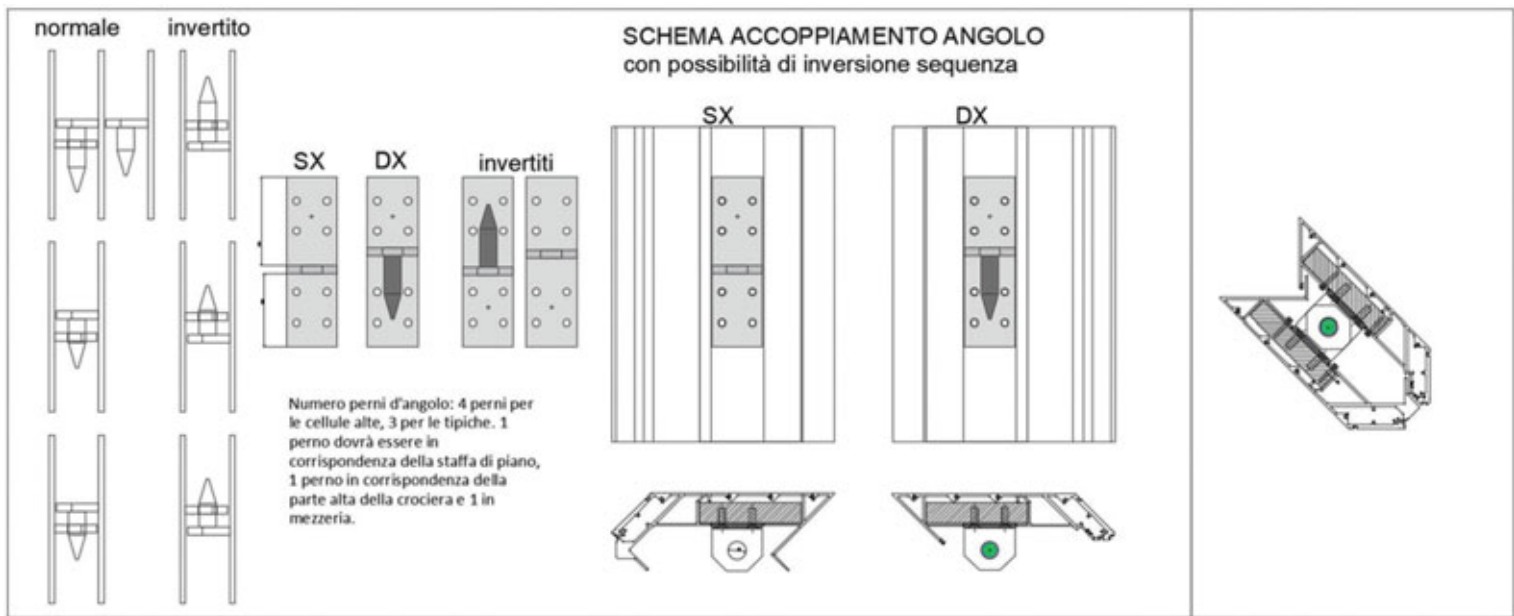


Fig. 16 | Dettaglio di accoppiamento all'angolo

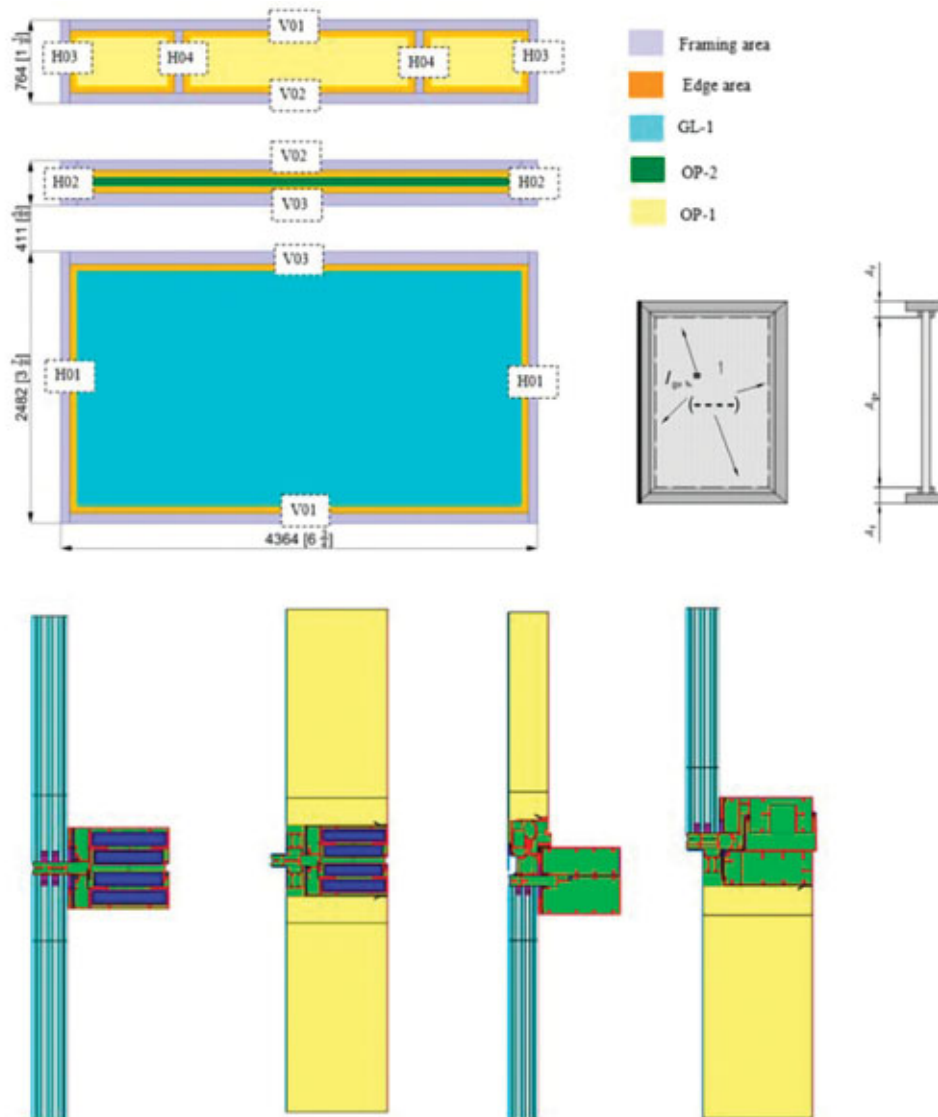


Fig. 17 | Identificazione ponti termici

utilizzando il software Therm, così come stabilito dalla normativa americana.

3.2 SISTEMA EWS-02

EWS-02 è il sistema di facciata presente nel prospetto Est, ovvero quello affacciato sulla 5th Avenue. I primi render architettonici mostravano una finitura metallica lucida tendente al grigio. La soluzione finale mantiene questo effetto, limitando però la lucentezza a favore di un rivestimento più pregiato realizzato con mattoncini estrusi in alluminio (figura 18). A partire dall'esterno, la singola cellula EWS-02, di dimensioni $B \approx 1,2 \text{ m} \times H \approx 1,8 \text{ m}$, è così realizzata:

Rivestimento a mattoncini in lega di alluminio. Le dimensioni tipiche di un mattoncino sono $327 \times 72 \text{ mm}$ e il peso è di circa 1 kg ; Sottostruttura di supporto al rivestimento esterno composta da soli montanti estrusi in lega di alluminio, aventi 2 tiravite alle estremità su cui sono agganciati i mattoncini (figura 19). I montanti sono vincolati al telaio principale tramite dei bulloni M8 a passo 450 mm ; Telaio principale in lega di alluminio composto da montanti, traversi e un pannello composito Alucobond.

ANALISI STATICHE

I montanti principali di supporto hanno una sezione tubolare $60 \times 40 \times 4 \text{ (S355)}$ e sono posti ad un passo di circa $1,2 \text{ m}$, pari alla larghezza della singola cellula. La lunghezza dei montanti è stata limitata a circa $3,6 \text{ m}$, sia per motivi di trasportabilità e movimentazione in cantiere

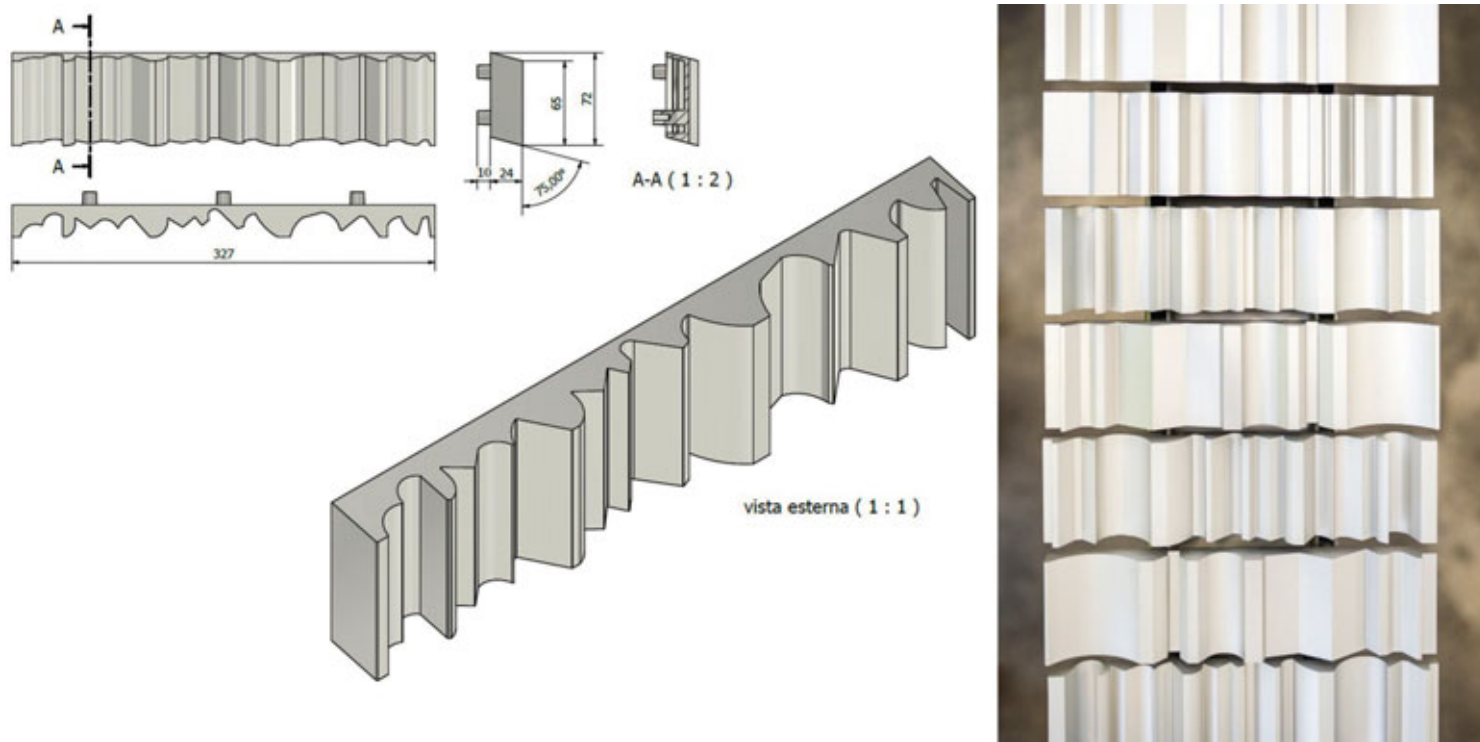


Fig. 18 | Mattoncini in alluminio, EWS-02

sia per coprire l'estensione di due unità in altezza. Ogni montante è fissato alla parete in C.A. con tre staffe in acciaio al carbonio galvanizzato (S355). Lo schema statico è quello di una trave continua su tre appoggi, di cui una cerniera (vincolo superiore, a peso e vento) e due carrelli (vincoli intermedio e inferiore, a vento). La spaziatura dei vincoli è circa 1,8 m.

ANALISI TERMICHE

Per questa particolare tipologia di sistema, oltre alle analisi di trasmittanza termica, che per brevità non si riportano, è stato anche valutato attentamente l'accumulo di umidità nei pannelli isolanti indotta dall'entrata della pioggia attraverso i giunti aperti del sistema, al fine di capire se fosse necessario applicare uno strato impermeabile o meno. La valutazione è stata fatta mediante simulazioni dinamiche di calore e umidità in accordo a quanto stabilito dalle norme ASHRAE 160. Mediante i dati climatici della vicina stazione di Central Park e dell'aeroporto di JFK sono stati ricavate le temperature minori combinate con i più alti valori di pioggia spinta dal vento (*wind-driven rain values*) attraverso le cavità (figura 20). Tramite le simulazioni in regime dinamico è stato possibile valutare l'accumulo di contenuto d'acqua nei pannelli e l'indice di proliferazione di potenziale muffa. È stato valutato che, sebbene sussista accumulo d'acqua, la ventilazione è sempre in grado di scongiurare il rischio di crescita di muffe e garantire la quasi completa evaporazione (figura 21).

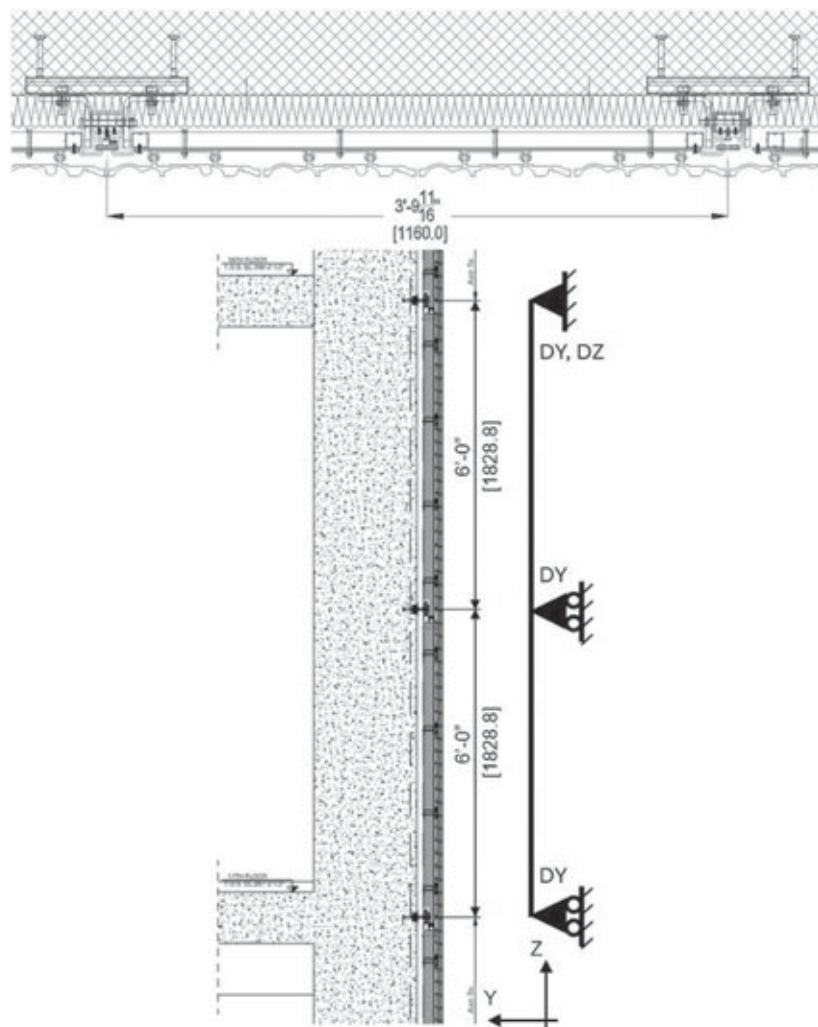


Fig. 19 | EWS-02: sezione orizzontale e sezione verticale con schema statico per azioni fuori dal piano

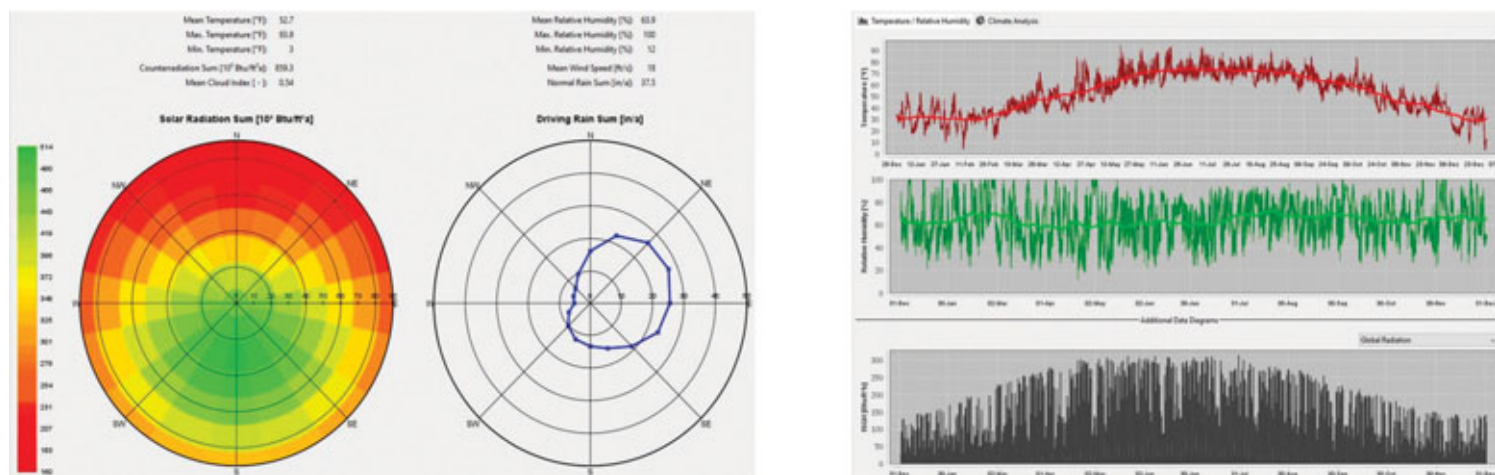


Fig. 20 | Dati climatici impiegati

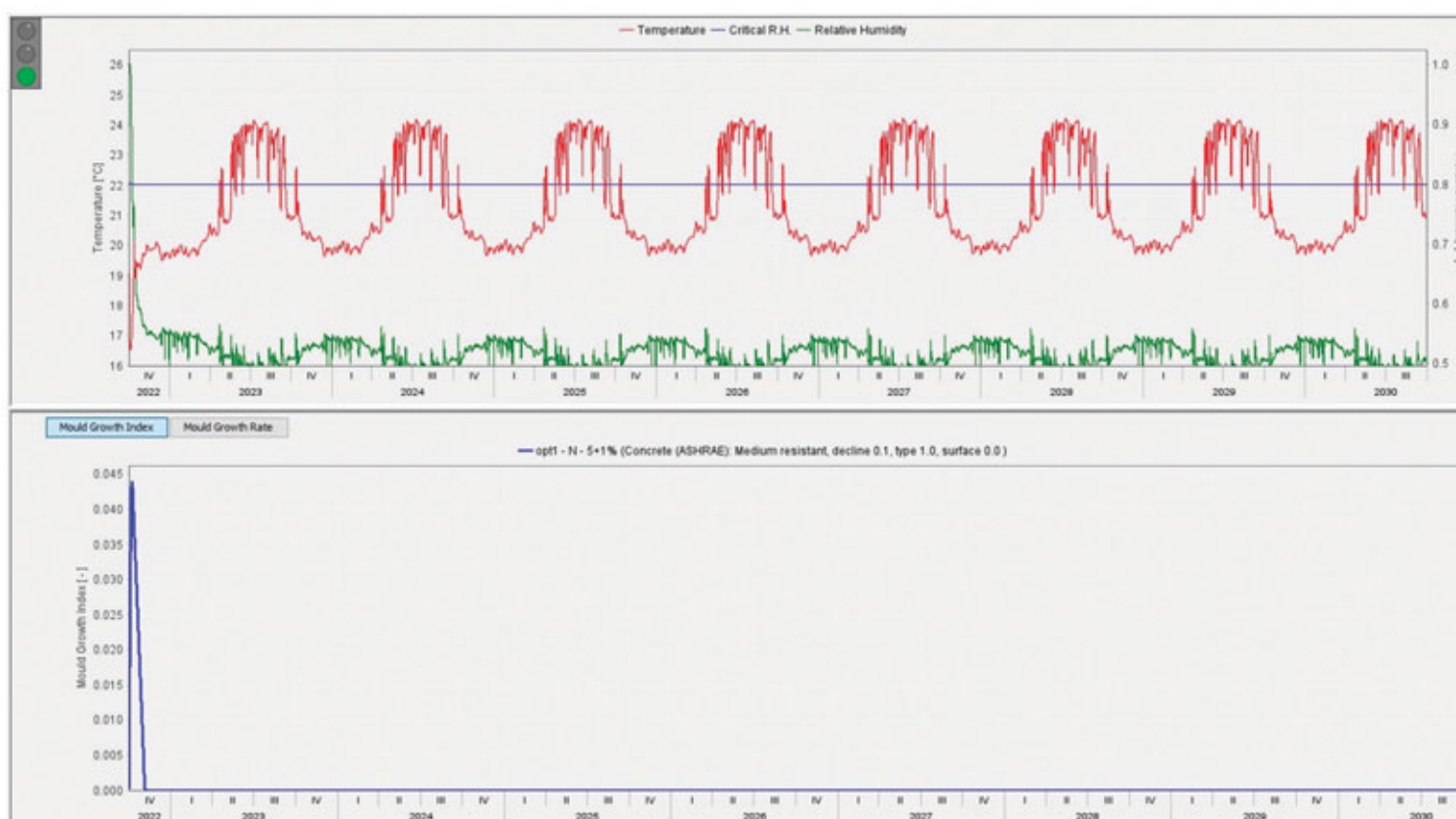


Fig. 21 | Indice proliferazione muffe secondo ASHRAE

3.3 SISTEMA EWS-03

EWS-03 è il sistema di facciata presente nel prospetto ovest ed è dotato di celle fotovoltaiche inglobate in pannelli vetriati (*PV glass*). Alla vista la facciata risulta essere semi-trasparente, in quanto le celle impediscono la completa penetrazione della luce e quindi evitano una chiara visibilità della struttura sottostante (vano scale). Questa caratteristica permette al sistema di produrre una buona quantità di energia, bloccando allo stesso tempo l'assorbimento del calore e dei raggi infrarossi. Il sistema EWS-03 rappresenta a tutti gli effetti un elemento innovativo e capace di ridurre l'emissione dell'*operational carbon*, ovvero il quantitativo di

carbonio rilasciato dal funzionamento dell'edificio (illuminazione, elettricità, riscaldamento, ventilazione, aria condizionata, ascensori, porte automatiche, etc.).

A partire dall'esterno, la singola cellula EWS-03, di dimensioni $B \approx 1,8 \text{ m} \times H \approx 1,2 \text{ m}$, è così realizzata:

PV glass: vetro laminato con stratigrafia "4mm Temprato Low-Iron + 0,76 mm EVA intercalare con celle fotovoltaiche + 4mm Vetro Temprato "Black ceramic frit";

Telaio principale in lega di alluminio, in supporto al vetro fotovoltaico, composto da montanti e traversi.

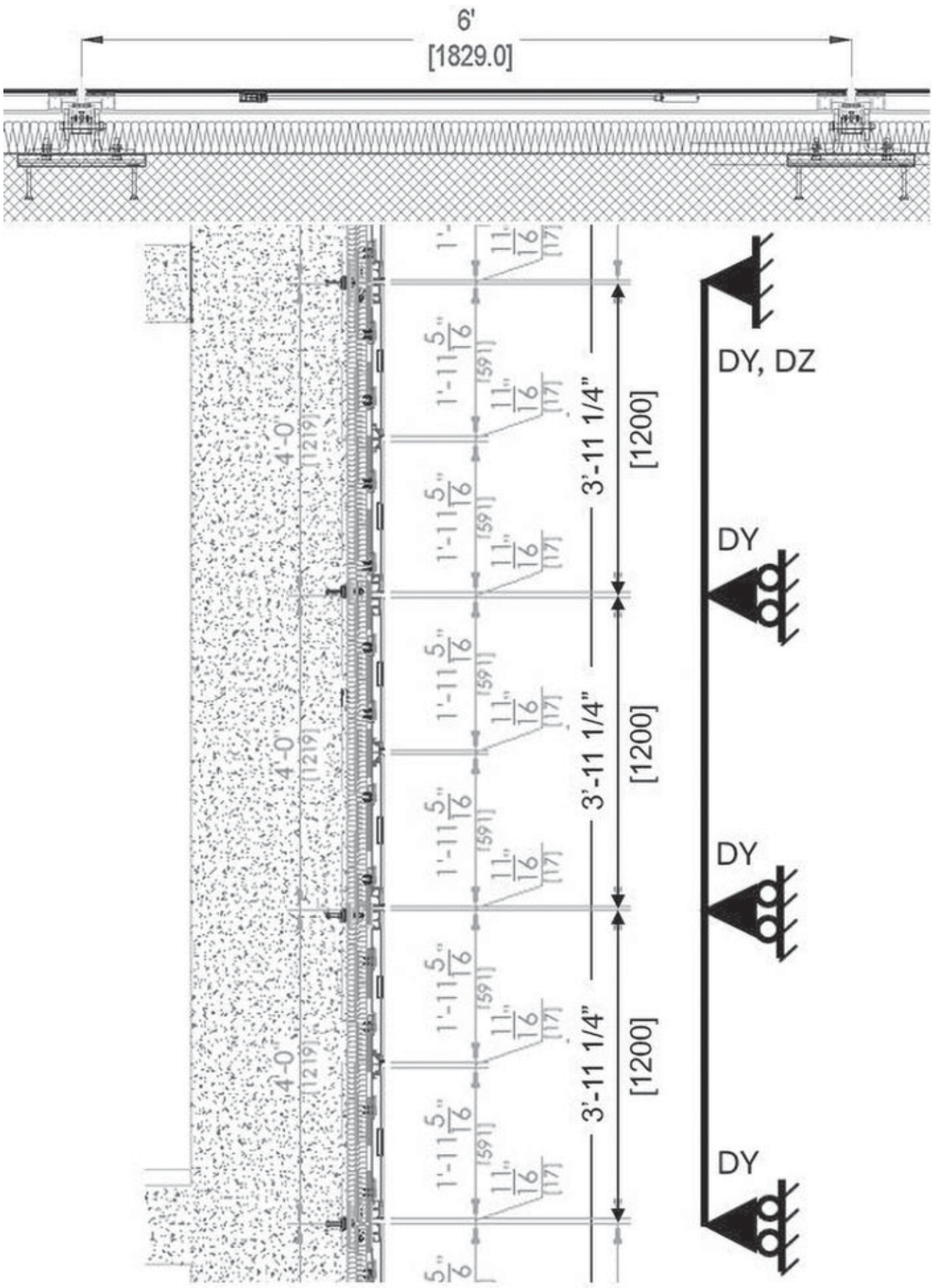


Fig. 22 | Sezione orizzontale e sezione verticale con schema statico per carichi fuori dal piano

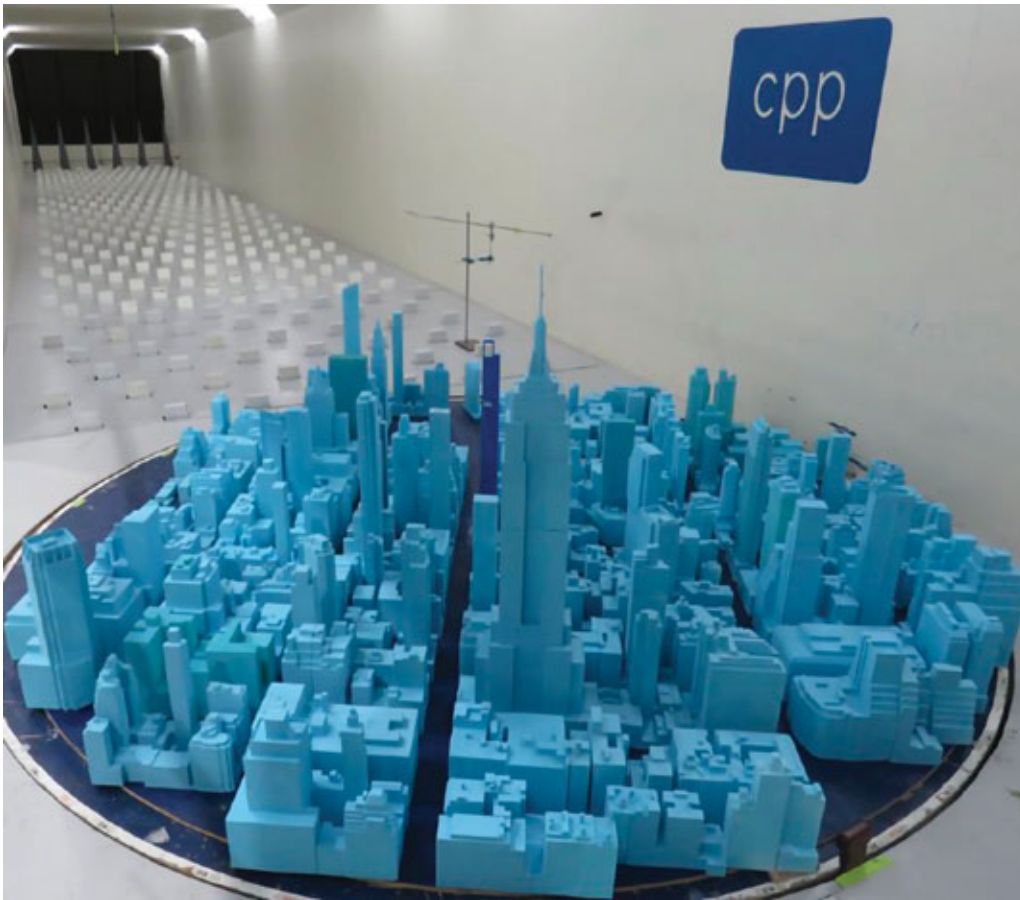


Fig. 23 | Modello 3D del contesto urbano circondante il progetto 262 5th Avenue, scala 1:400

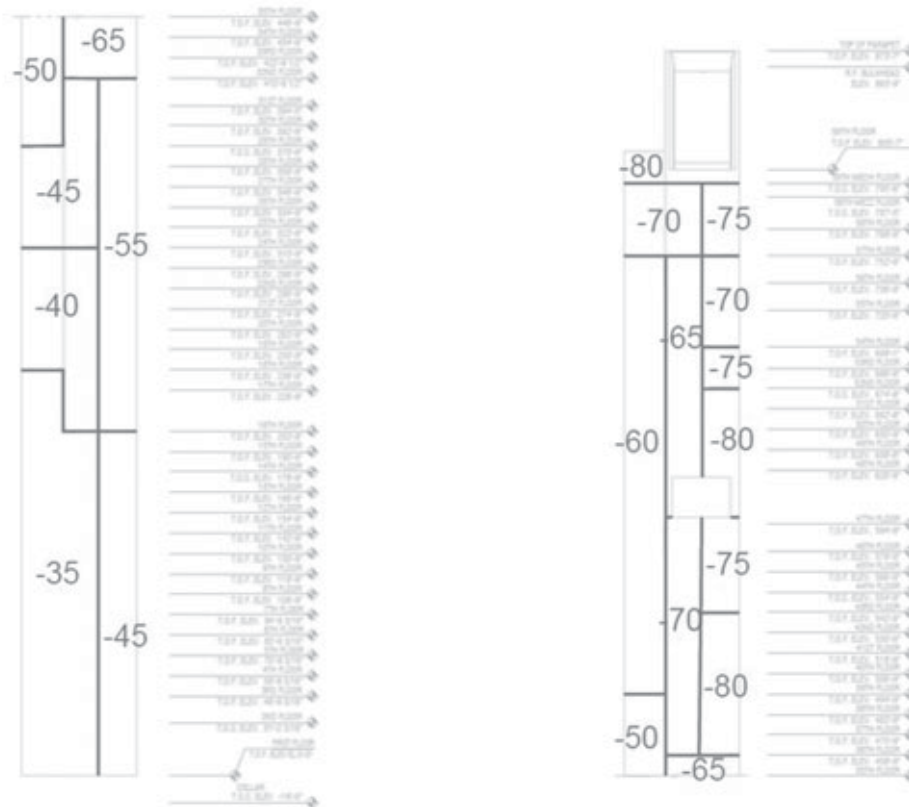


Fig. 24 | Pressioni negative estratte da WTT, prospetto sud (valori in psf)

ANALISI STATICHE

I montanti principale di supporto fissati alla parete in C.A. sono analoghi a quelli del sistema EWS-02, con l'unica differenza che hanno un passo di 1,8 m circa e sono schematizzabili come delle travi continue su quattro appoggi, con spaziatura pari a 1,2 m (figura 22). Come si può evincere dai dati sopra riportati, le aree di influenza sulle staffe a muro rimangono invariate fra i due sistemi opachi (EWS-02 e EWS-03), per tanto è stato possibile ottimizzare la progettazione andando a limitare la diversificazione degli elementi portanti (staffe, ancoranti).

4 WIND TUNNEL TEST (WTT)

Un aspetto particolarmente interessante è quello relativo alla definizione delle prestazioni ed alla successiva misurazione tramite test di laboratorio. La progettazione di strutture moderne, infatti, richiede una valutazione accurata dei carichi del vento sugli elementi di rivestimento per garantire un'adeguata resistenza a costi ragionevoli.

A causa del complesso contesto urbano newyorkese e dell'elevata snellezza del grattacielo, per la valutazione dei carichi del vento, è stata predisposta una prova in galleria del vento. Va sottolineato che nella città di New York le analisi fluidodinamiche ad elementi finiti (CFD) non sono considerate sufficientemente accurate per stimare le pressioni del vento ed è quindi necessario produrre un modello in scala (figura 23) munito di sensori per la corretta mappatura. La figura 24 mostra la diversificazione delle pressioni negative (suzioni) sull'intero prospetto sud. Come si può notare, il carico massimo raggiunge il valore di 80 psf, ovvero quasi 400 kg/m².

5 PERFORMANCE MOCK UP (PMU)

A garanzia del rispetto delle prestazioni richieste dal cliente, prima di procedere con la produzione in serie, è stato realizzato un *Performance Mock Up* presso il laboratorio di Gualini, al fine di analizzare le prestazioni di permeabilità all'aria, tenuta all'acqua e resistenza al vento secondo le norme Americane.

La sequenza di test, nello specifico, è



Fig. 25 | PMU Water penetration under dynamic air pressure difference (AAMA 501.1). Il motore d'aereo genera pressioni dinamiche esterne alla facciata mentre viene spruzzata acqua sulla superficie.

stata la seguente:

1. *Before the tests: sealing, opening and closing*
2. *Preload tests*
 1. *Structural Performance by uniform static air pressure, 50% test loads (ASTM E330)*
 2. *Air leakage of curtain walling (ASTM E283)*
 3. *Water penetration under uniform static air pressure difference (ASTM E331)*
 4. *Water penetration under dynamic air pressure difference (AAMA 501.1)*
3. *Tests in the nominal position of the Curtain Walling Units*
 1. *Structural performance by uniform static air pressure (ASTM E330)*
 2. *Application of SLS loads to the Façade Access Track*
 3. *Air leakage of curtain walling (ASTM E283)*
 4. *Water penetration under uniform static air pressure difference (ASTM E331)*
 5. *Water penetration under dynamic air pressure difference (AAMA 501.1)*
4. *Tests after horizontal drift of the Curtain Walling Units*
 1. *Three full cycles of horizontal drift (AAMA 501.4)*
 2. *Air leakage of curtain walling (ASTM E283)*
 3. *Water penetration under uniform static air pressure difference (ASTM E331)*
 4. *Water penetration under dynamic air pressure difference (AAMA 501.1)*
 5. *Check of the specimen elements after horizontal drift (AAMA 501.4)*
5. *Tests after vertical movement of a Curtain Walling Unit*
 1. *Three full cycles of vertical drift (AAMA 501.7)*
 2. *Air leakage of curtain walling (ASTM E283)*
 3. *Water penetration under uniform static air pressure difference (ASTM E331)*
 4. *Water penetration under dynamic air pressure difference (AAMA 501.1)*
 5. *Return the specimen to closed design displacement position and check (AAMA 501.7)*
6. *Tests with safety loads*
 1. *Structural performance by uniform static safety air pressure difference (ASTM E330)*
 2. *Structural overload on Façade Access Track*

In tabella 1 si riportano i test condotti e i corrispondenti limiti di accettabilità.

TEST METHOD	TESTED ELEMENT	ACCEPTANCE LIMITS	LOADS/ PRESSURES
Structural performance by uniform static air pressure	Complete sample (deformation of mullion and transom)	Mullion: L/175 = 20,9 mm Transom: L/245 + 6,35 = 24,4 mm	+2011 Pa (equal to 42 psf) -4022 Pa (equal to -84 psf)
Rate of air leakage	Fixed parts	1.1 m ³ /h m ² (equal to 0.06 cfm/ft ²).	299 Pa equal to 6.24 psf
	Complete sample	1.8 m ³ /h m ² (equal to 0.1 cfm/ft ²).	299 Pa equal to 6.24 psf
Water penetration under uniform static air pressure difference	Complete sample	No water penetration	718 Pa equal to 15 psf 3,4 l/min m ² (5 U.S. gal/ft ² h) of water
Water penetration under dynamic air pressure difference	Complete sample	No water penetration	718 Pa equal to 15 psf 3,4 l/min m ² (5 U.S. gal/ft ² h) of water
Structural performance by uniform static air pressure – safety pressure	Complete sample	No breaks, nor detachment of the sample components. Permanent deformation of main framing members: lower than 0.2% of the span	+3016,5 Pa (equal to 63 psf) -6033 Pa (equal to -126 psf)
Structural performance of Façade Access Track – safety pressure	Complete sample	No failure, disengagement nor damage to façade elements.	Along the track main axis 5338 N (equal to 1200 lbs) Perpendicular to the track main axis 5338 N (equal to 1200 lbs)

Tab. 1 | Test e limiti di accettabilità

6. FASI DI COSTRUZIONE

L'inizio dei lavori risale al 2017, con la demolizione del vecchio edificio 262 5th Ave.

Per ottenere una superficie edificabile di dimensione adeguata, il cliente ha acquistato i due lotti adiacenti (260, 264) per annetterli al principale (262). L'investimento che ha permesso di raggiungere l'estensione desiderata ammonta a 101,8 milioni di dollari.

Le prime fasi di costruzione sono datate fine 2021, ben 4 anni dopo la demolizione.

Con l'estate 2022 si ha avuto l'inizio della costruzione delle fondazioni in calcestruzzo armato gettato in opera (valori di f'_{ck} fino a 70 MPa). Il quantitativo e le dimensioni delle armature sono notevoli, in quanto è stato necessario realizzare un basamento sufficientemente rigido da gestire i carichi importanti (migliaia di tonnellate) tipici di queste strutture imponenti. Da un punto di vista geotecnico, il terreno di fondazione risulta essere molto rigido e classificabile in categoria B (roccia). L'accelerazione spettrale nel breve periodo, con uno smorzamento del 5% e identificata nelle ASCE 7 con il termine SDS, è pari a 0,187g, valore basso e con effetti limitati sul comportamento strutturale della torre.

Solo con la fine del 2022 le strutture in elevazione hanno iniziato a prendere forma, rendendosi visibili ai passanti. Da notare che l'ubicazione della torre, su un incrocio alquanto trafficato, ha reso la cantierizzazione molto complessa e onerosa. Di fatto, qualsiasi operazione che richiede spazi di movimentazioni eccezionali necessita di permessi speciali e blocchi del traffico. Un esempio è l'installazione della tower crane, gru principale annessa allo scheletro portante della torre e necessaria sia per la realizzazione della struttura in C.A. sia per l'installazione dell'involucro esterno di facciata.

Il 2023 è stato l'anno più dinamico per il cantiere vista la notevole velocità di ascesa della struttura che ha superato l'altezza di 200 m nel mese di dicembre.

Al momento della scrittura di questo articolo (aprile 2024), la struttura principale in C.A. risulta essere completata, mentre l'opera di carpenteria metallica in sommità è da ultimare. L'installazione dell'involucro edilizio è iniziata da poco e procederà per tutto il 2024.

La fine dei lavori è stimata per il 2025.

7. CANTIERE

Le fasi operative e gestionali del cantiere sono state molto complesse e lo sono ancora tuttora. La prima fase di studio ha riguardato il trasporto delle cellule prodotte in Costa di Mezzate. Gualini ha optato per una spedizione in container (open top) via mare, in aggiunta al trasporto su terra richiesto sia in Italia (Bergamo - porto di Genova) sia in Manhattan (porto NYC - 262 5th Avenue). Per il sistema principale EWS-01, sono state scelte due opzioni di imballaggio: le cellule cosiddette larghe (Tipo 1) sono state posizionate in piedi, pronte per essere sollevate ed installate; le cellule più alte (Tipo 2 e 3), invece, sono state collocate di taglio a causa dei limiti dimensionali dei container. Per il Tipo 1, il singolo stock prevede 4 unità a container, per un peso totale di poco superiore alle 8 t. Per movimentare l'intero stock di cellule Gualini ha progettato un pianale in acciaio (S275), dotato di 4 punti di sollevamento. La seconda fase di studio si è focalizzata sul cantiere ed in particolare sul sollevamento delle cellule dal piano stradale alla quota desiderata (figura 4). Le ridotte dimensioni in pianta dell'area operativa, in aggiunta agli elevati carichi delle cellule, hanno reso alquanto difficile l'identificazione di adeguati strumenti di movimentazione. Una delle sfide più interessanti è stata l'analisi delle manovre necessarie a portare le cellule alte dalla posizione sdraiata (container) a quella verticale (sollevamento). Considerando le geometrie importanti (7,3 m) e i carichi elevati (3,4 t), la squadra di progettazione, assieme agli operatori di cantiere, hanno optato per l'utilizzo di un sollevatore a ventose da applicare al pannello vetrato. In caso di rottura di questo sistema, è stato prescritto l'utilizzo di un secondo punto di sollevamento come presidio di sicurezza. Le operazioni di movimentazioni e di sollevamento sono state concepite per essere gestite con una gru gommata temporanea e la tower crane.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano i seguenti professionisti e studi tecnici che sono stati fondamentali per la realizzazione del progetto:

- Isaia Albertini, Head of Engineering Department di Gualini S.p.a.

- Matteo Sinigaglia, Project Design Manager di Gualini S.p.a.
- Andrea Bolis, R&D di Gualini S.p.a.
- Tutto il team di Gualini S.p.a.
- STUDIO GECOM s.r.l.
- DMA Progetti s.r.l.
- FCS Studio s.r.l.

DATI GENERALI

Superficie dell'involucro di facciata:	16.056 m ²
Area del lotto:	465 m ² [2]
Costo del lotto:	\$ 101.800.000 [3]
Totale superficie edificabile:	9.290 m ² [4]
Destinazione d'uso:	residenziale
N° piani:	56 [2]
Durata progettazione (involucro):	2022 - 2024
Inizio lavori:	2017 [5]
Fine lavori (stima):	2025

CREDITI

Nome del progetto:	262 5th Avenue
Localizzazione:	262 5th Avenue, New York, NY (USA)
Committente:	CM & Associates Construction Management, Newark, New Jersey (USA); Five Points 262 Project LLC (USA)
Progetto architettonico:	MEGANOM, Mosca (RUS); SLCE Architects, LLP, Broadway, New York, NY (USA)
Ingegneria strutturale:	WSP, New York, NY (USA)
Ingegneria impianti:	A&D ENGINEERING, PLLC, Brooklyn, NY (USA)
Consulente facciate:	FRONT, Brooklyn, NY (USA)
Progettazione e produzione facciate:	GUALINI s.p.a., Costa di Mezzate, Bergamo (ITA)
Ingegneria facciate:	DMA Progetti s.r.l., Trento (ITA)

BIBLIOGRAFIA, SITOGRAFIA, NORMATIVE

- [1] CT033/GL12, UNI EN 13830:2022 Faccate continue - Norma di prodotto, 2022.
- [2] NEW YORK YIMBY, 12 Febbraio 2024. [Online]. Available: <https://newyorkyimby.com/2024/02/262-fifth-avenue-nears-topping-out-in-nomad-manhattan.html>.
- [3] NEW YORK YIMBY, 23 Settembre 2016. [Online]. Available: <https://newyorkyimby.com/2016/09/permits-filed-for-54-story-928-foot-condo-building-at-262-fifth-avenue.html>.
- [4] The Real Deal, 5 Febbraio 2016. [Online]. Available: <https://therealdeal.com/new-york/2016/02/05/israeli-russian-billionaire-adds-to-fifth-avenue-assembly-with-59m-buy/>.
- [5] NEW YORK YIMBY, 20 Settembre 2017. [Online]. Available: <https://newyorkyimby.com/2017/09/demolition-complete-for-super-tall-262-fifth-avenue-midtown-south.html>.



Alberto Piaia

Ingegnere Civile, strutturista, lavora per DMA Progetti srl. La sua attività principale riguarda l'analisi strutturale di sistemi di facciata (vetro, alluminio, acciaio, GFRC) e di carpenteria metallica. Di recente ha ricoperto il ruolo di assistente alla didattica presso il Politecnico di Milano, approfondendo la valutazione della sostenibilità dell'involucro edilizio con approccio Life Cycle Assessment (LCA). In possesso di certificazione PMP®, si interessa anche di project management e di ottimizzazione dei processi di lavoro.



Alberto D'Occhio

Classe 1987, consegue la laurea magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi presso il Politecnico di Milano e un Master di II livello in Project and Contract Management presso lo stesso ateneo. Iscritto all'albo degli ingegneri della provincial di Bergamo e all'anagrafe nazionale dei professionisti antincendio. Dal 2015 lavora presso Gualini S.p.a. come Façade Engineer. Dal 2023 ricopre il ruolo di Technical Director. Appassionato di Façade engineering per la coesistenza di estetica architettonica e complessità ingegneristica, collabora con università e istituti di ricerca su diversi progetti che riguardano progettazione integrata, sostenibilità e innovazione tecnologica.



Marco Bombonato

Nato nel 1990, consegue la laurea magistrale in Ingegneria Civile con indirizzo strutture a Padova nel 2015 (110/110). Iscritto all'ordine degli ingegneri di Rovigo con il numero 1367. Si occupa di strutture in acciaio, vetro strutturale e analisi di trasmissione del calore. Nel 2020 fonda, con altri due colleghi, la società DMA Progetti srl che si occupa di analisi strutturali e termiche nell'ambito dell'involucro edilizio e delle strutture civili ed industriali.

Maison M30 - Un'esperienza tra autocostruzione e utilizzo di manodopera locale nella campagna di Tolosa

Maison M30 - A experience between self-construction and the use of local labor in the countryside near Toulouse

MAISON M30, BAST, France, 2022

Arch. Erpinio Labrozzi* | Politecnico di Milano

L'edificio è una casa sospesa su un telaio metallico su una leggera pendenza dei campi senza alterarla. È un progetto razionale, ottimizzando costi e manodopera, con richiami al modernismo.

The building is a house suspended on a metal frame on a slight slope of the fields without altering it. It's a rational project, optimizing costs and labor, with nods to modernism.



Fig. 1 | Vista complessiva sull'edificio da Nord-Ovest

*Corresponding author. Email: erpinio.labrozzi@polimi.it

LA RESIDENZA M30 giace sulle colline del Tarn, nel sud della Francia, al confine con l'Alta Garonna. La regione, favorita dal clima mite e dalla presenza del Fiume Tarn, ha una forte vocazione agricola e presenta in buona parte un paesaggio costituito da numerosi vigneti che producono vini bianchi, rosati e rossi di marchio DOC. Ed è proprio dal desiderio di un imprenditore agricolo, di costruire una casa vicino alla sua fattoria di famiglia, che nasce questa abitazione. La progettazione è stata affidata allo studio di progettazione di piccole dimensioni, con sede a Tolosa, BAST.

L'edificio si configura come una abitazione sospesa su un telaio metallico, posizionato su una topografia leggermente scoscesa al di sopra dei campi senza modificarla. La soluzione attuata dai progettisti quindi è stata quella di non assecondare l'andamento del terreno bensì di sollevarci al di sopra, mantenendo l'abitazione in piano, al fine di semplificare la costruzione, razionalizzare i costi, e massimizzare la vista sul paesaggio agricolo. Proprio la ricerca dell'essenzialità, e una gestione oculata dei costi, sono alcuni dei temi principali del progetto.

Il telaio è a maglia quadrata, da 3x4 moduli di lato 5,75 m, sette dei quali sono stati tamponati al fine di ottenere una abitazione con un impianto a "C", che avvolge i rimanenti moduli "esterni" a formare una corte sopraelevata (figura 4). Di questi, due pavimentati per realizzare una terrazza, un altro lasciato libero per farvi emergere della vegetazione (figura 14), ed infine il modulo d'angolo rivolto verso i campi ospita una piscina realizzata tramite una vasca in blocchi di calcestruzzo armato (figura 17). I blocchi murari collocati ai vertici opposti dell'abitazione rappresentati dalla cantina (Nord) e dalla piscina (Sud) irrigidiscono l'intera struttura agendo da controventi.

L'orientamento della corte interna è stabilito dalla necessità di proteggere gli spazi aperti a terrazzo dai venti dominanti provenienti da Ovest e Nord-Ovest che, data la localizzazione del fabbricato in cima ad una collina, sono piuttosto intensi. Inoltre, l'obiettivo del committente era quello di garantire, per gli spazi a terrazzo, da un lato la vista sul paesaggio della pianura di Tolosa e sui Pirenei a Sud-Ovest, e dall'altro ottenere il maggior irraggiamento possibile da Sud.

Gli spazi interni dell'edificio sono relativamente compressi, con un'altezza netta di circa 2,40 m, e si compongono di un parcheggio coperto, 4 stanze da letto, 2 bagni, ed un ampio spazio a soggiorno

con cucina corrispondente a due moduli strutturali.

Il risultato è una costruzione né hi-tech, né low-tech, quanto un progetto basato sul buon senso e sull'ottimizzazione dei costi e dell'utilizzo delle maestranze a disposizione.

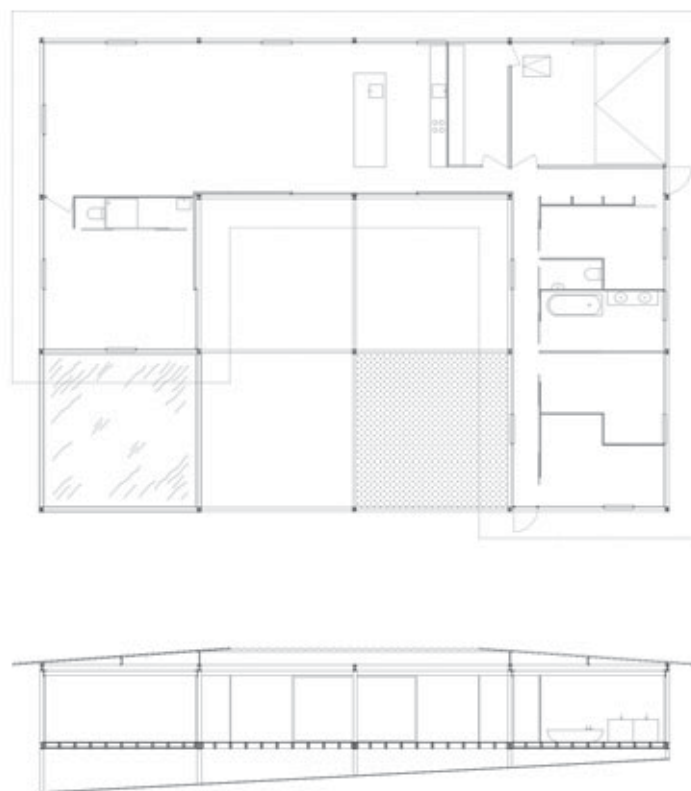


Fig. 3 | Pianta e sezione longitudinale

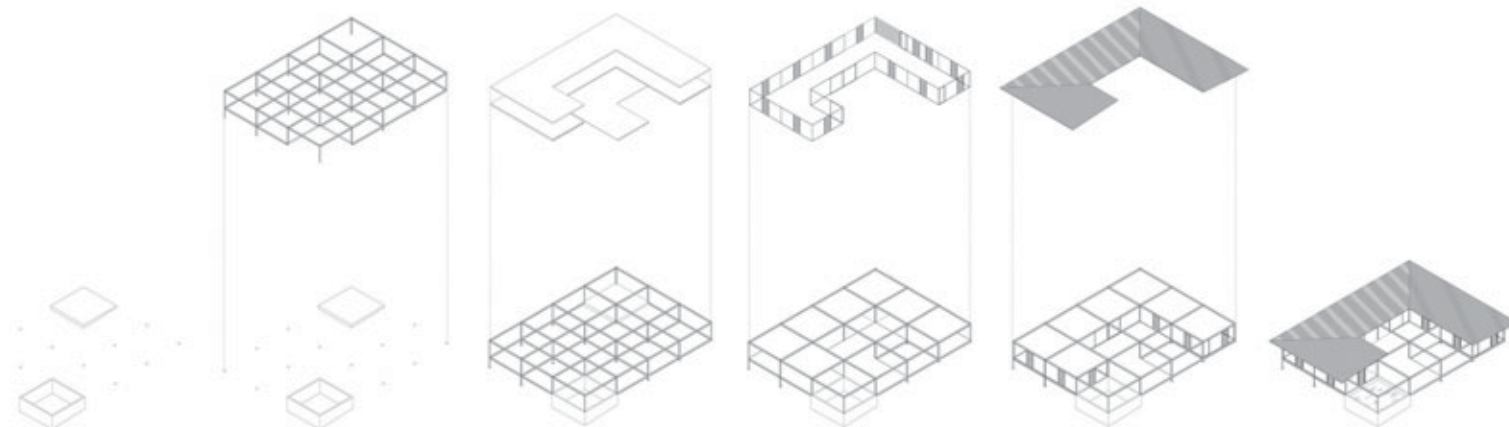


Fig. 2 | Diagrammi assonometrici di concept.

ESSENZIALITA' ED AUTOCOSTRUZIONE

L'utilizzo di carpenteria metallica è stato il punto di partenza del progetto, in quanto il cliente, un coltivatore di cereali abituato a realizzare capannoni industriali per la sua attività, ha in essere un rapporto lavorativo con un carpentiere metallico che si è da sempre occupato anche delle altre costruzioni per la sua azienda, e che di conseguenza avrebbe garantito un prezzo di favore. Il progetto quindi cerca di utilizzare il più possibile elementi metallici al fine di sfruttare questa opportunità.

Una volta posizionato il telaio metallico attraverso delle gru (figure 10 e 19), il resto della costruzione è proceduta andando a "riempire" questa griglia con materiali di tamponamento. Al fine di limitare la necessità di attrezzature e maestranze specializzate, la scelta di questi materiali è stata calibrata su elementi installabili senza macchinari di sollevamento, ragionando quindi con dei principi di autocostruzione. Per ottimizzare i costi di costruzione, ad esempio, la campata strutturale tiene conto anche della dimensione dei pannelli sandwich. Ad un modulo infatti, corrispondono esattamente 5 pannelli.

Il proprietario e committente ha partecipato attivamente alla realizzazione della sua abitazione tramite opere in autocostruzione, come ad esempio quelle legate all'impianto idrico, e alla scelta e posizionamento dell'isolante nel solaio inferiore e del pavimento in legno.

Gli operai che hanno lavorato alla realizzazione della Maison M30, impiegati solitamente nella realizzazione di capannoni agricoli, non avevano praticità in realizzazioni di questo tipo, che richiedono più precisione. Infine i moduli in muratura, costruiti con blocchi in calcestruzzo messi in opera da un amico del proprietario che realizza piscine nel weekend, sono stati realizzati in totale assenza di un piano di esecuzioni dei lavori. Lo spessore della muratura è stato definito dall'operaio seguendo il buonsenso, e senza effettuare calcoli ingegneristici.

COSTRUZIONE LEGGERA A TELAIO

Il telaio si appoggia su fondazioni puntuali, progettate col fine di impattare il meno possibile sul terreno sottostante.

Il telaio metallico portante è costituito da travi IPE 220 per entrambi gli impalcati e pilastri HEA 140 (figura 7). La scelta dell'impiego della struttura metallica è dovuta anche ad una conoscenza personale del proprietario, un carpentiere metallico che già in passato aveva realizzato i capannoni dell'azienda agricola, e dall'utilizzo delle cui competenze sarebbe scaturito un vantaggio economico. I singoli elementi strutturali in acciaio, arrivati in cantiere già trattati tramite termoverniciatura, sono stati assemblati tramite bullonatura. Al centro delle campate ciascun modulo presenta una trave secondaria (figure 8 e 13).

L'assemblaggio della struttura metallica è durato soli 3 giorni.



Fig. 4 | Vista della corte interna sospesa.

La pavimentazione è sorretta da una sottostruttura in travetti in legno massello ancorati a delle “controtravi” in legno alloggiato all’interno della sezione delle travi IPE, tramite delle tipiche staffe metalliche che accolgono le estremità dei travetti (figure 22 e 24). I travetti sono disposti secondo la stessa giacitura delle travi secondarie in acciaio. Negli spazi riscaldati le travi in legno sono alternate a materiale isolante.

Le pareti di suddivisione interna sono realizzate con pannelli di rivestimento in legno sostenuti da montanti e traverse in legno (figure 23 e 25). Il sistema di pannelli in legno costituiti da montanti e traverse è stato realizzato dal cliente in officina, trasportati col suo camion, ed installati nell’abitazione. L’installazione dei pannelli e successivamente delle tamponature di tutte le murature interne ha richiesto solo 2 giorni.

Il soffitto invece è composto da pannelli sandwich metallici termoisolanti. Un *layer* di copertura aggiuntivo in lamiera metallica ondulata è sorretto da profili a C piegati a freddo ed imbullonati alle IPE sottostanti. I profili a C, posizionati agli estremi ed al centro delle campate strutturali, attraverso la loro altezza variabile definiscono la pendenza della copertura e sbalzano sulle facciate esposte a Sud al fine di fornire una protezione dall’irraggiamento solare diretto. In tal senso, la scelta della lamiera ondulata di grandi dimensioni permette di ottenere importanti aggetti laterali. La copertura risultante è ad una falda, inclinata verso l’interno



Fig. 5 | Il rapporto tra involucro e copertura aggettante.



Fig. 6 | Vista del soggiorno con vista sul paesaggio agricolo.

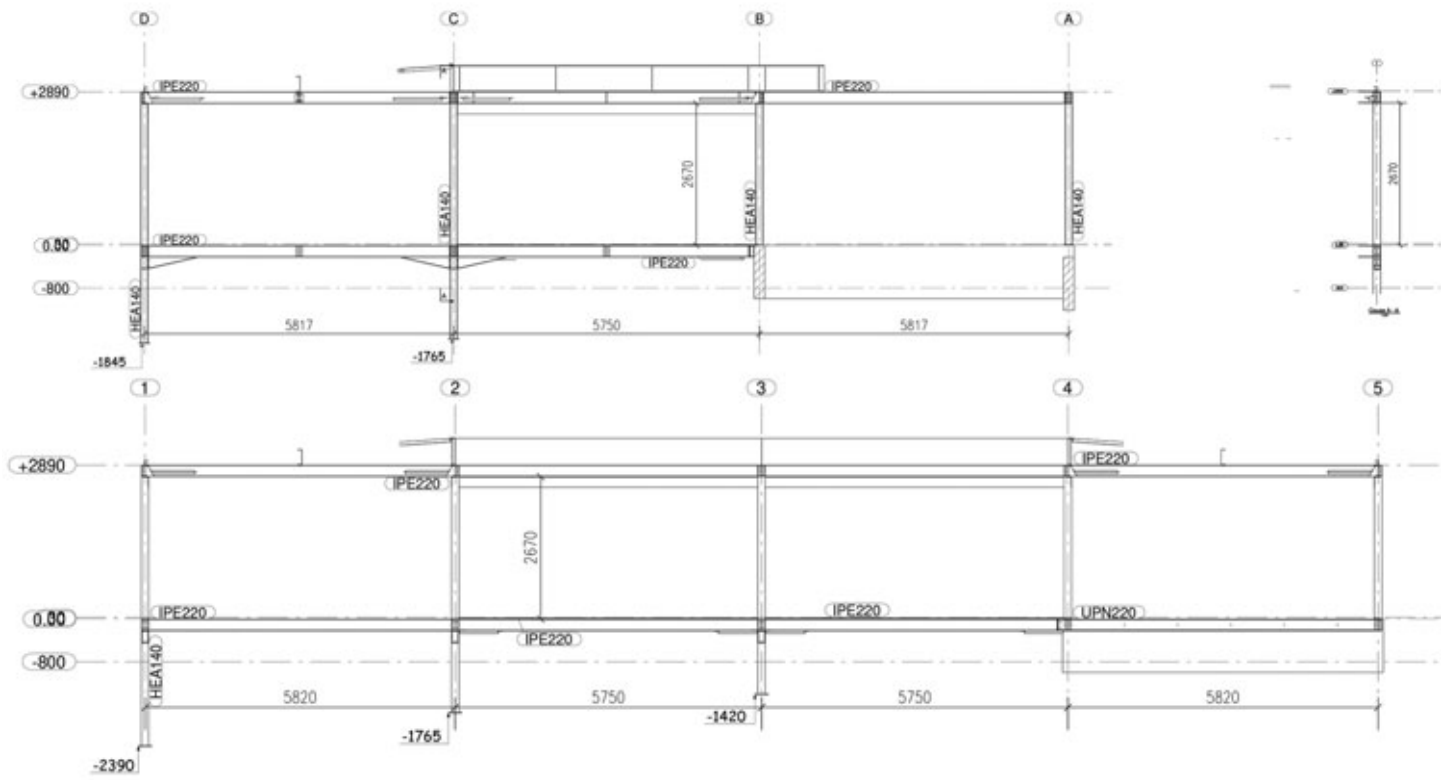


Fig. 7 | Sezioni della carpenteria metallica con indicazione dei profili strutturali impiegati

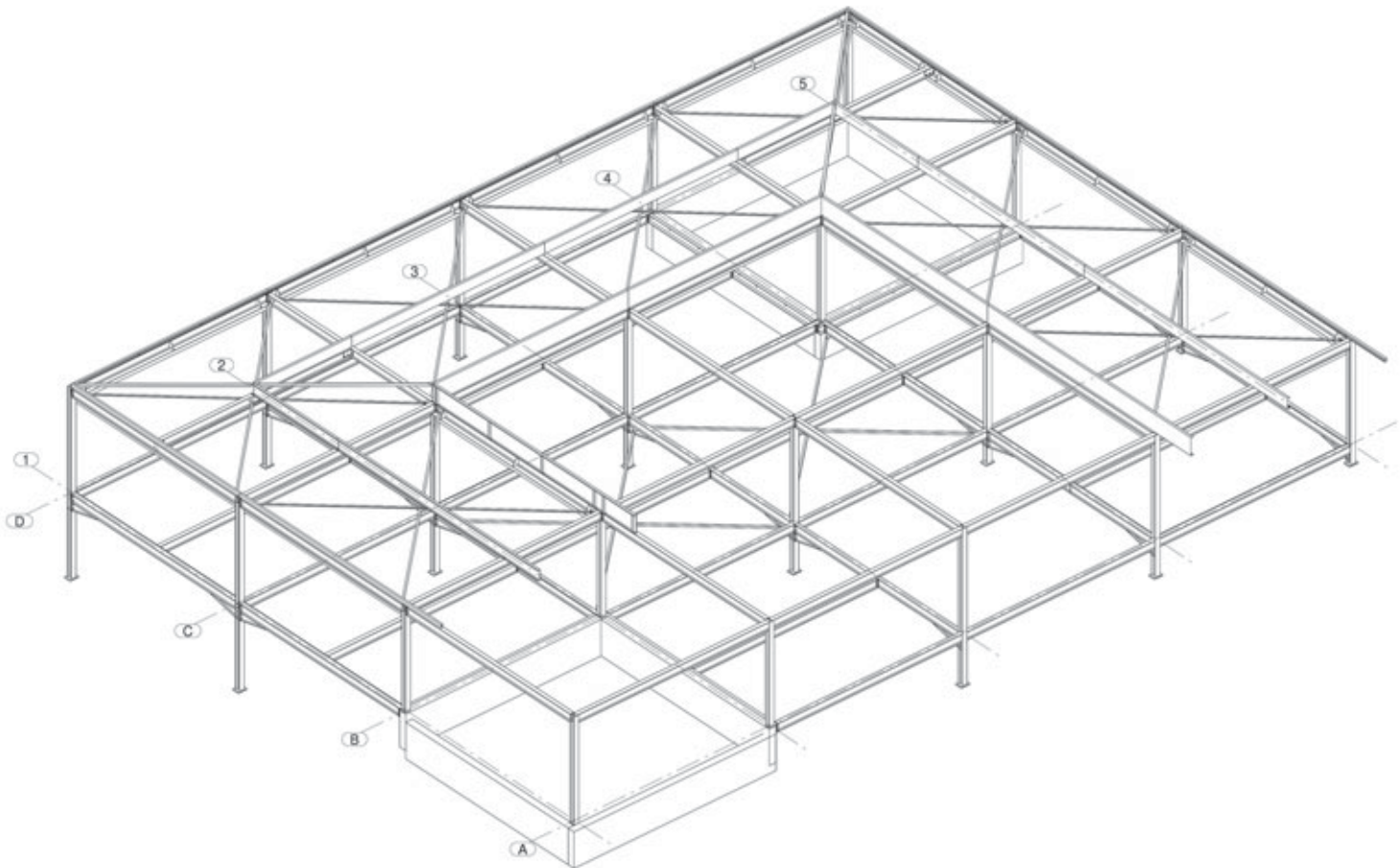


Fig. 8 | Assonometria d'assieme della carpenteria metallica e degli elementi strutturali.

della planimetria, e copre tutti i moduli climatizzati, generando una intercapedine che protegge gli strati inferiori e le facciate dal sole e dalle intemperie. Questa soluzione, aggiunta all'involucro vetrato ed alla struttura a telaio, ricorda abitazioni della tradizione modernista o quelle progettate da Glenn Murcutt. Non a caso il soprannome dato dai progettisti all'abitazione è quello di "Casa dell'Americano".

Saldati alla base delle travi superiori troviamo un profilo angolare che funge da frontale per il pannello sandwich e da controtelaio per gli infissi. (figure 11 e 20).

Per i controventamenti, oltre al ruolo dei due blocchi in muratura, giocano un ruolo fondamentale, sul piano verticale, la connessione di alcune travi del primo impalcato ai pilastri, resa iperstatica attraverso l'inserimento in officina di flange triangolari saldate nella parte inferiore delle suddette travi (figura 21).



Fig. 9 | Posa in opera dei blocchi in calcestruzzo per la realizzazione dei volumi murari.



Fig. 10 | Messa in opera della struttura in acciaio.

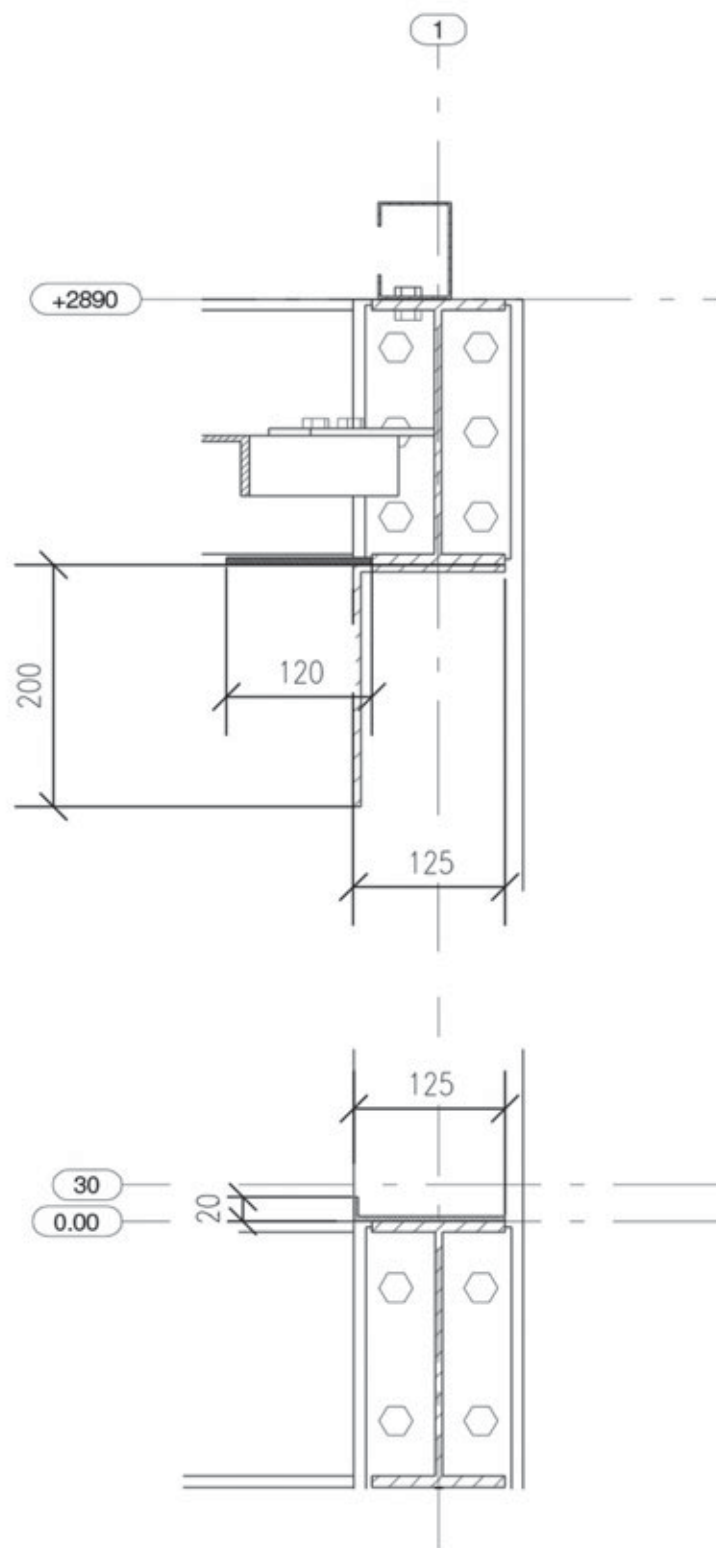


Fig. 11 | Sezioni di dettaglio della carpenteria metallica in corrispondenza dei nodi Trave-Copertura (in alto) e trave-solaio (in basso).

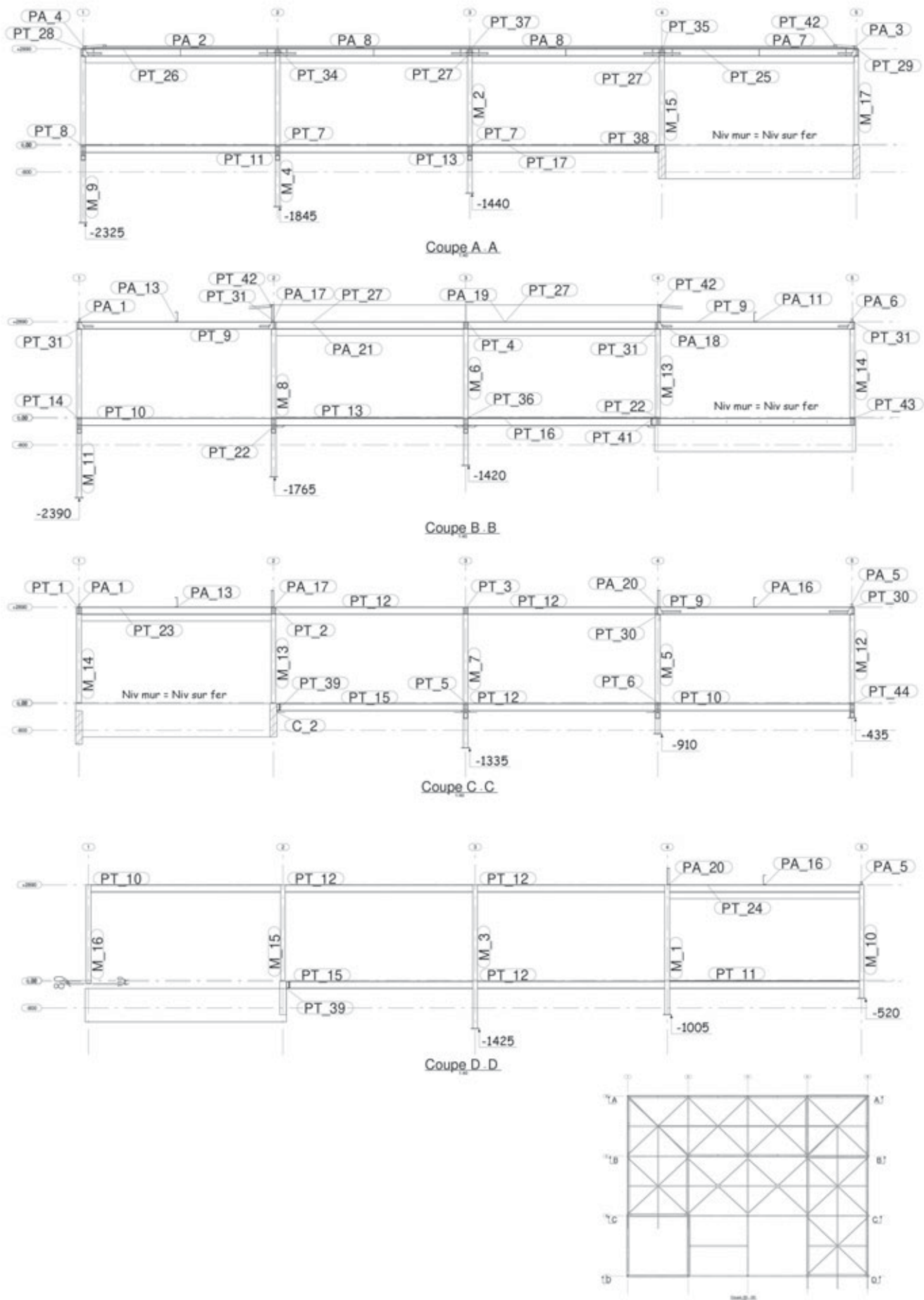


Fig. 12 | Sezioni longitudinali d'assieme degli elementi strutturali.

Sul piano orizzontale invece sono presenti diverse controventature rappresentate da tiranti in acciaio disposti a croce all'interno dei singoli moduli strutturali: nei due centrali per il primo impalcato (figura 13) e al di sopra di ciascun modulo coibentato per il secondo impalcato (figura 16).

INVOLUCRO E TAMPONAMENTI LEGGERI

La richiesta del committente è stata quella di avere più superfici vetrate possibili.

Il piano di isolamento si posiziona internamente rispetto agli elementi strutturali, sia in pianta che in sezione, il che ha portato a delle sfide nella riduzione dei ponti termici e relativi fenomeni di condensazione. Di conseguenza anche i vetri sono stati installati dall'interno, sollevandoli con un piccolo macchinario.

Tramite dei serramenti metallici di color nero la pelle dell'edificio si configura come un'alternanza di pannelli vetrate a tutta altezza fissi, o scorrevoli in corrispondenza degli accessi da e per le superfici a terrazza, e delle "persiane vetrate" cioè dei telai con delle lamelle di vetro sovrapposte apribili a bilico orizzontale per regolare la



Fig. 14 | Modulo della terrazza svuotato.

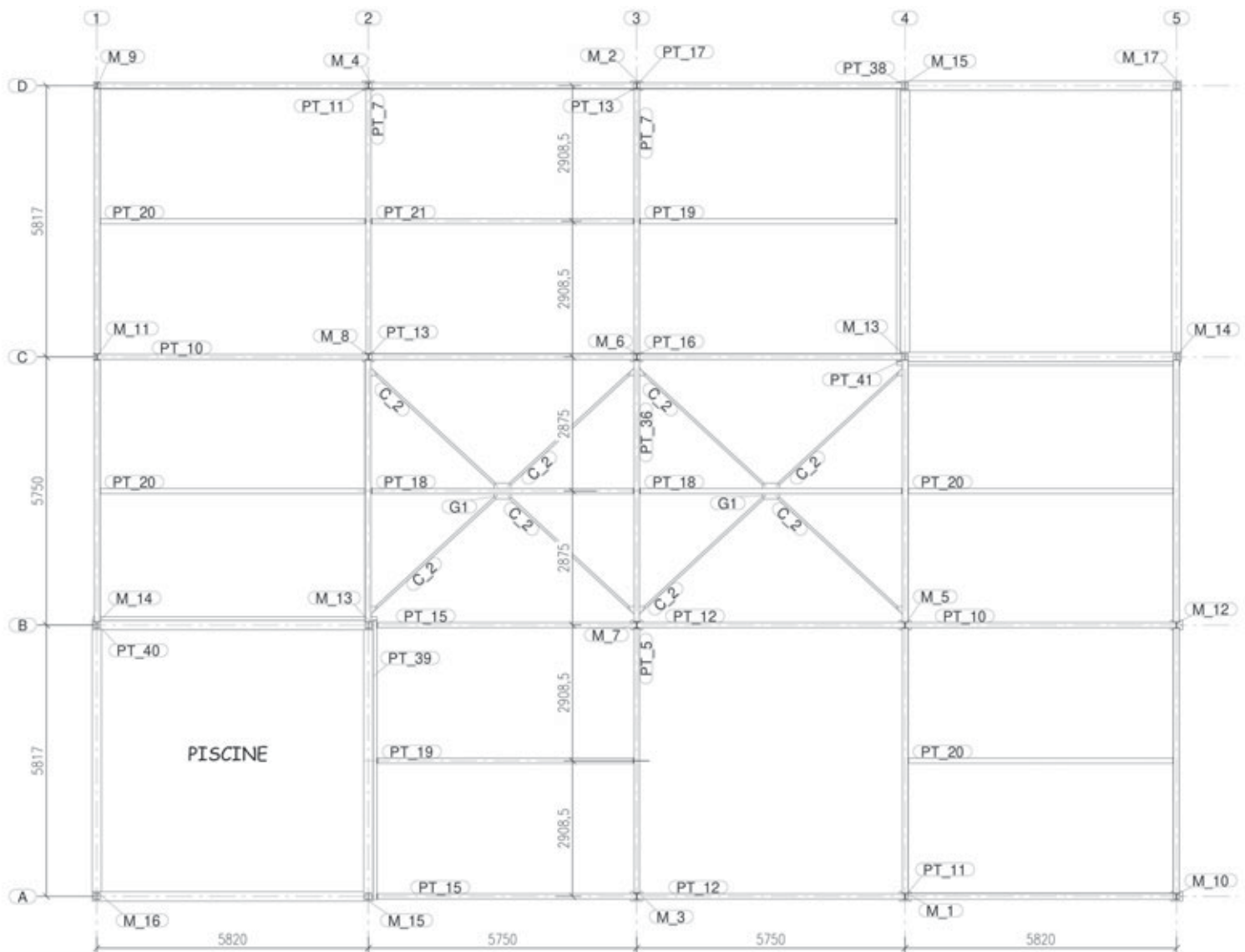


Fig. 13 | Pianta strutturale del primo impalcato.



Fig. 15 | Porzione del fronte sud e copertura aggettante.



Fig. 17 | La piscina con vista sul paesaggio agricolo.

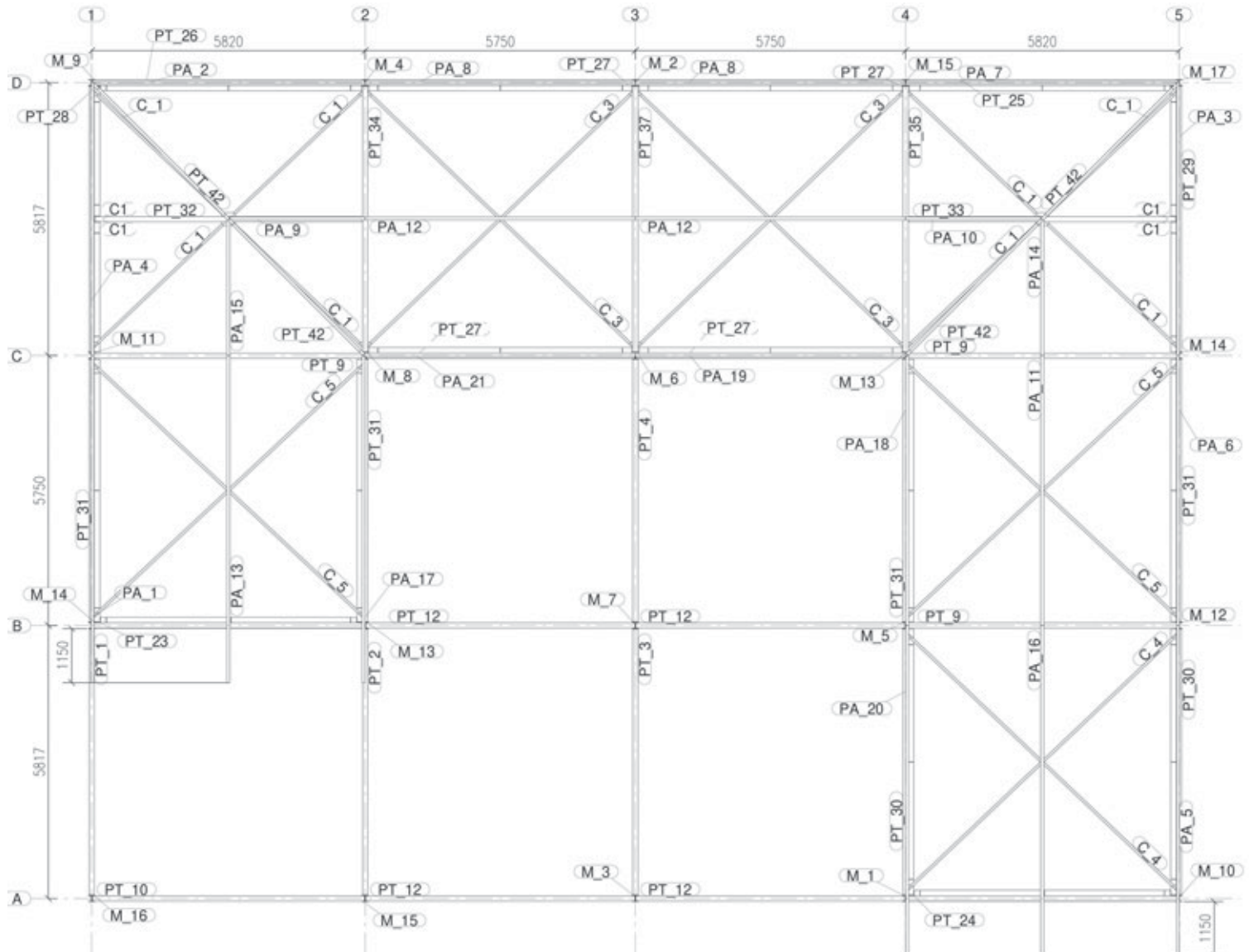


Fig. 16 | Pianta strutturale del secondo impalcato.

ventilazione interna (figure 18 e 20). L'utilizzo di queste "persiane" è stato strategico data l'altezza dell'edificio, sollevato dal suolo, che in caso di finestrate interamente apribili necessiterebbe l'installazione di parapetti. Nei giorni più caldi, la presenza di forti venti e la ventilazione trasversale resa possibile da questi serramenti apribili, permettono di sopperire alla bassissima inerzia dell'involucro edilizio garantendo buone condizioni di comfort. Per quanto riguarda le fasi di montaggio dei serramenti, i telai delle finestre apribili sono installati per primi, dato che servono da appoggio anche per le finestrate fisse. Successivamente sono stati posizionati i restanti telai, ed infine sono stati installati i vetri. Le vetrature più esposte all'irraggiamento solare, specialmente quelle colpite al tramonto in estate, sono state trattate per limitare il surriscaldamento dell'abitazione.



Fig. 19 | Assemblaggio della struttura metallica.



Fig. 18 | Dettaglio dei serramenti apribili.

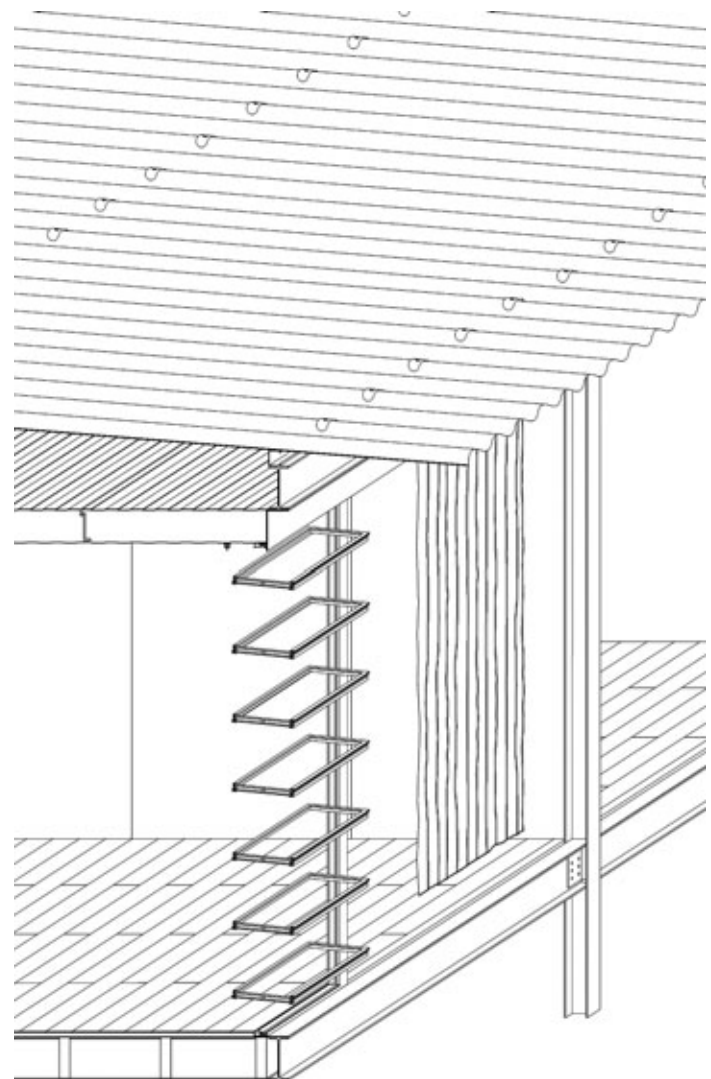


Fig. 20 | Sezione assonometrica di dettaglio dell'involucro.

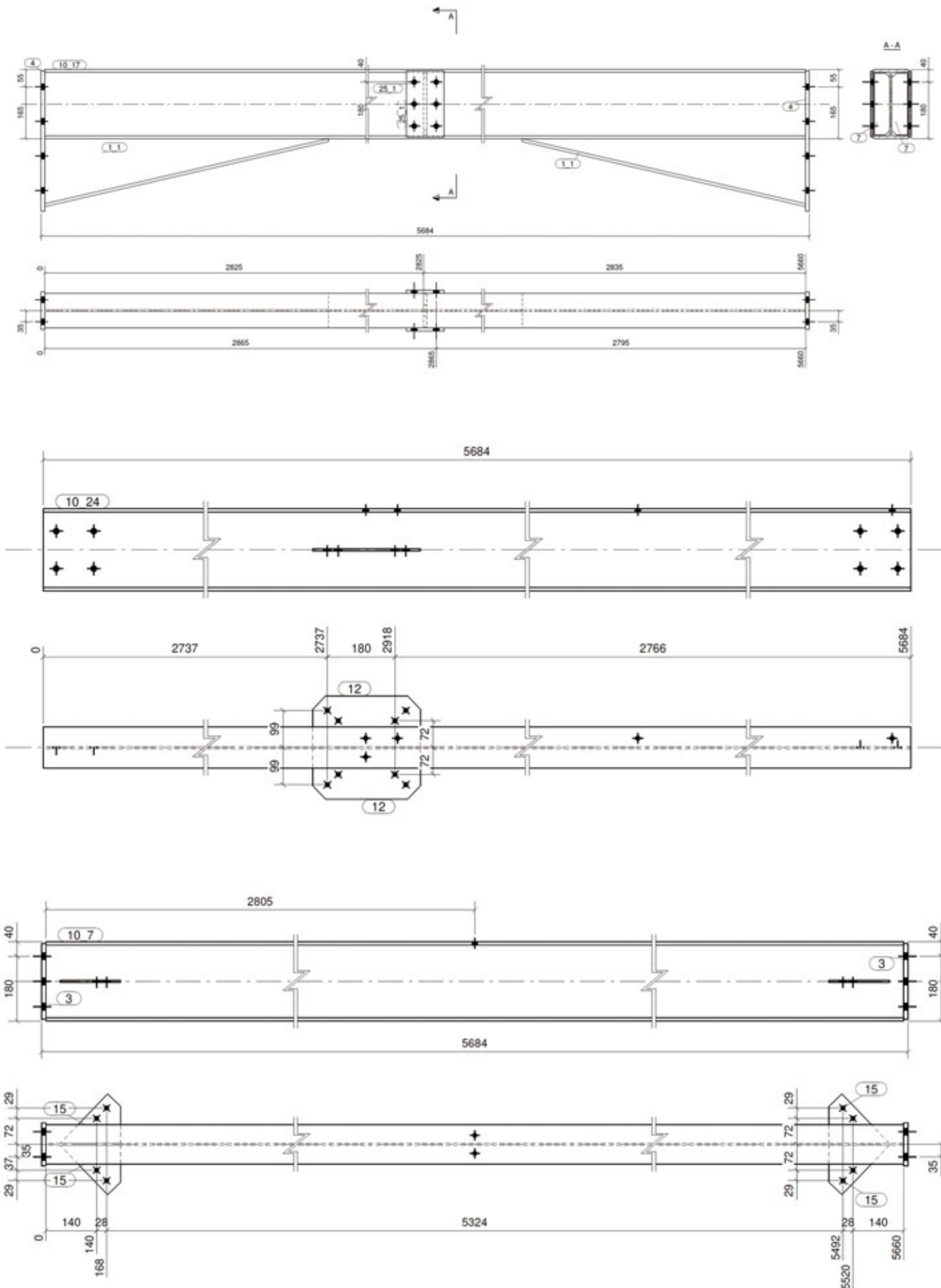


Fig. 21 | Disegno di dettaglio di tre tipologie di travi.



Fig. 22 | Installazione dei travetti e delle staffe metall



Fig. 24 | Installazione dei travetti in legno.



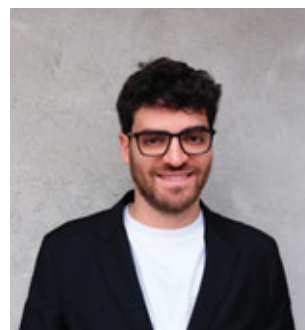
Fig. 23 | Installazione dei travetti in legno.



Fig. 25 | Installazione dei pannelli per divisioni interne degli ambienti.

DATI DI PROGETTO E CREDITI

Costo:	298 000€ tasse escluse + autocostruzione
Superficie:	232 m ²
Luogo:	Roquemaure (FR81)
Anno di realizzazione:	2022
Architetti:	BAST
Fornitore struttura metallica:	Maynadier Charpentes
Costruttore struttura metallica:	Maynadier Charpentes
Foto:	BAST



Laureato in Architettura presso il Politecnico di Milano, e con alle spalle numerose esperienze lavorative in contesti nazionali ed internazionali, Erpinio Labrozzi è correntemente un dottorando di ricerca in Tecnologie dell'Architettura presso il dipartimento DABC del Politecnico.

Memoria presentata alle Giornate Nazionali di Saldatura 12, Workshop “Progettazione e comportamento in servizio di strutture ed apparecchiature saldate, proprietà dei giunti e metallurgia della saldatura”, 24-25 maggio 2023, Genova.

Danno per fatica meccanica ad alto numero di cicli. Verifica o progetto di giunti saldati su manufatti di grandi dimensioni con il metodo globale della EN 1993-1-9 e approccio sperimentale

Michele Lanza | IIS - Istituto Italiano della Saldatura, Genova, Italia.

Nell'articolo vengono presentati alcuni casi pratici nei quali l'Istituto Italiano della Saldatura ha svolto una attività di consulenza tecnica per la mitigazione del danno o per la sua prevenzione. In particolare, viene esaminata la tematica del potenziale danno per fatica meccanica ad alto numero di cicli, sia in fase di verifica, cioè nell'analisi e controllo di un prodotto saldato in acciaio ferritico, che in fase di progettazione di un prodotto in acciaio inossidabile di non usuale impiego per le strutture. In entrambi i casi, le analisi sono state affrontate con gli strumenti della progettazione e verifica secondo norma EN 1993-1-9 utilizzando il metodo globale ivi descritto, integrato da prove sperimentali.

The paper presents some cases in which the Italian Welding Institute has carried out technical consultancy activities for damage mitigation or its prevention. In particular, a potential damage due to mechanical fatigue at high number of cycles is examined, both in the preliminary assessment phase, i.e. in the analysis and damage control of a welded ferritic steel product and in the design phase of a welded stainless steel product not usually used for structures. In both cases, the issues were addressed with design and verification tools according to EN 1993-1-9 using the global method described therein, integrated with experimental testing.

1. Introduzione

In questo articolo vogliamo illustrare a titolo di esempio alcuni casi pratici nei quali l'Istituto Italiano della Saldatura (nel seguito IIS) ha svolto una attività di consulenza tecnica per la mitigazione del danno o per la sua prevenzione.

In particolare, viene esaminata la tematica del potenziale danno per fatica meccanica ad alto numero di cicli, sia in fase di verifica, cioè di constatazione e contenimento del danno accertato su giunti saldati di un manufatto in acciaio ferritico, che in fase di progetto delle giunzioni di un manufatto in acciaio inossidabile di non usuale impiego per le strutture. In entrambi i casi, si sono affrontati i problemi con gli strumenti della progettazione e verifica secondo

norma EN 1993-1-9 utilizzando il metodo globale ivi descritto, integrato in un caso da prove sperimentali condotte presso il laboratorio IIS.

Non ci soffermeremo con dovizia di particolari sugli aspetti riguardanti i fattori affaticanti, sul concetto stesso di danno per fatica ad alto numero di cicli, rimandando alla poderosa letteratura tecnica sull'argomento o alle specifiche pubblicazioni dell'Istituto Italiano della Saldatura, limitandoci a un succinto glossario per comodità di lettura.

La fatica è una condizione di carico durante la quale un elemento strutturale subisce una sensibile variazione di tensione, ripetuta nel tempo.

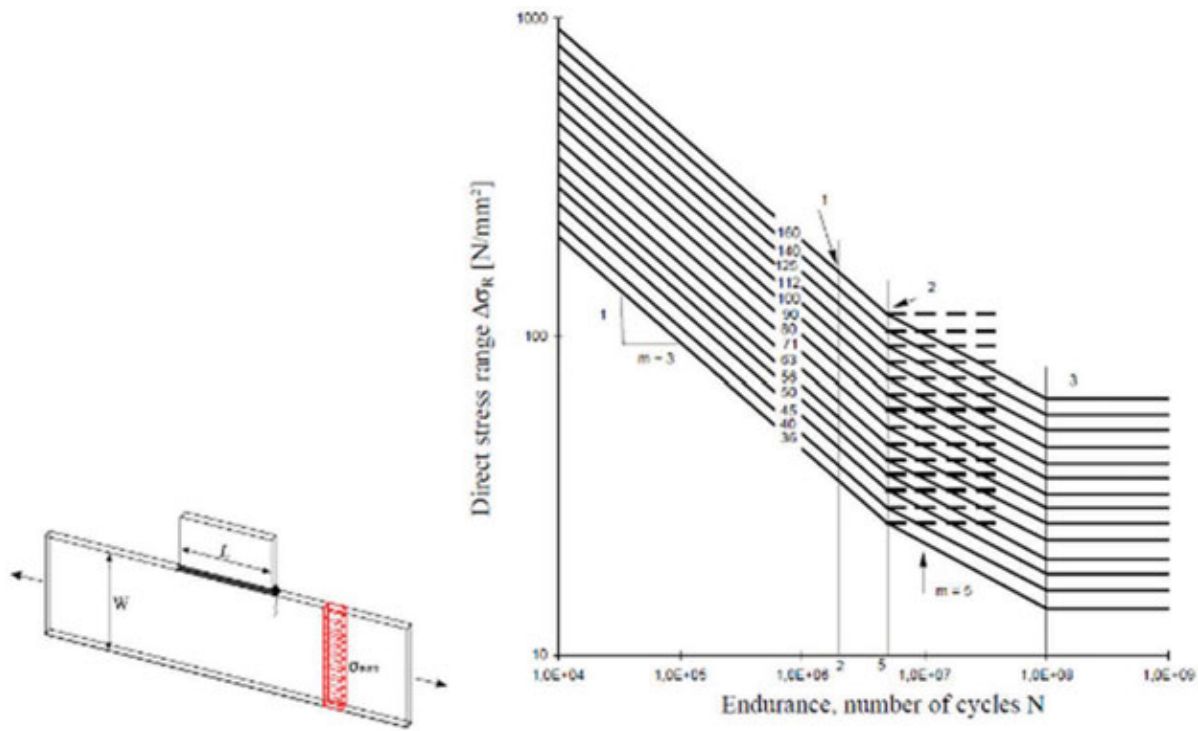


Fig. 1 | Rappresentazione grafica in scala bilogarithmica delle curve di progetto per dettagli strutturali della EN 1993-1-9, correntemente impiegata per strutture civili. A sinistra è rappresentato il Dettaglio 40, di un piatto soggetto a carico assiale con un fazzoletto saldato di costa. Si identifica anche la zona al piede del cordone di saldatura, ove è possibile l'innesco della frattura per fatica.

Il ciclo di fatica si determina quando la tensione varia nel tempo assumendo a intervalli regolari approssimativamente la stessa sequenza di valori.

Gli elementi fondamentali che governano il fenomeno di danno per fatica ad alto numero di cicli sono:

- l'ampiezza $\Delta\sigma$ della variazione di tensione in un punto ($\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$);
- la forma dell'elemento strutturale (dettaglio);
- il numero di cicli di variazione di tensione che il dettaglio subirà nella sua vita.

La vita a fatica di un componente è il numero di cicli "N" di determinata ampiezza che possono essere sopportati, con elevata probabilità, dal dettaglio strutturale.

Il danno per fatica è costituito dalla graduale propagazione di una

rottura.

La sollecitazione a fatica può causare la nucleazione e la propagazione di una frattura fino al completo cedimento dell'elemento strutturale, sebbene l'entità della sollecitazione intorno alla zona di propagazione della frattura si mantenga in campo elastico e quindi soddisfi la verifica di resistenza classicamente impiegata.

L'ambito nel quale svilupperemo le nostre considerazioni è quello della "fatica ad alto numero di cicli" nella vita spesa o di progetto dell'elemento strutturale in analisi, ovvero con un numero di cicli significativi per la manifestazione del danno compreso tra 10E4 e 10E8.

Nell'ambito della valutazione di vita a fatica di una struttura o, in particolare, di un dettaglio strutturale, sono stati introdotti nel

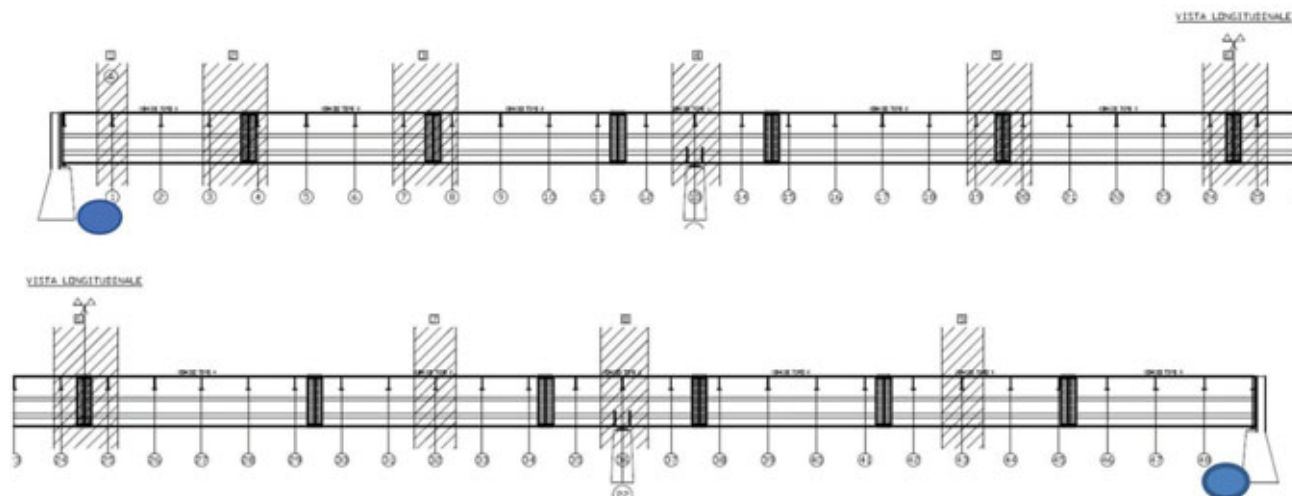


Fig. 2 | Dettagli costruttivi del ponte.

tempo diversi metodi, basati sulla determinazione delle tensioni, deformazioni e fattori di intensificazione delle tensioni (in corrispondenza di intagli strutturali si verifica una concentrazione di tensioni). È possibile distinguere:

- Metodi globali: la valutazione di vita a fatica di un elemento strutturale è direttamente correlata alla variazione di tensione calcolata utilizzando la teoria elastica della trave senza considerare gli effetti di concentrazione di tensione che si verificano in corrispondenza di "intagli strutturali" ovvero di variazioni geometriche o di giunti saldati ("nominal stress approach"). La variazione di tensione nominale è quindi confrontata con i diagrammi S-N previsti dalle normative per il corrispondente dettaglio strutturale (figura 1).
- Metodi locali: sono basati sulle tensioni locali in corrispondenza di variazioni geometriche ed intagli strutturali. Tali tensioni sono dette tensioni geometriche o "di picco". Si utilizzano oggi diversi metodi, ma un elemento comune a tutti è l'applicazione della teoria elastica lineare e l'utilizzo di analisi numeriche ad elementi finiti (FEM); metodi oggi impiegati e classificati come locali sono:
 - *hot spot stress approach*;
 - *effective notch stress approach*;
 - *fracture mechanics approach*.

2. Casi studio e verifiche nel campo delle opere civili

2.1 Viadotto stradale con soluzione a lastra ortotropa

Questo articolo prende in esame un caso di frattura sistemica per fatica rilevato su un dettaglio strutturale di largo impiego nella costruzione di impalcato metallici a lastra ortotropa.

Lo studio prende avvio dalla constatazione che alcune cricche di fatica erano state individuate da terzi durante l'ispezione interna di un viadotto a due vie in acciaio in servizio su una direttrice stradale ad alta percorrenza.

La tipologia di ponte è a lastra ortotropa con travata continua a tre campate, due spalle e due pile, costituito da due cassoni interamente in acciaio di lunghezza totale di oltre 150 m. La campata centrale è lunga circa 70 m e la larghezza complessiva dell'impalcato al filo superiore è pari a circa 15 m di cui circa 7 m attengono al cassone centrale (figura 2).

A seguito delle prime evidenze di danneggiamento, nella necessità di programmare un poderoso intervento di recupero del viadotto (oltre 300 m complessivi), la committente ha incaricato IIS di procedere ad una ispezione in tempi molto stretti e a fronte di budget non ampio.

Si è scelto pertanto di operare sia dal punto di vista teorico sia attraverso l'ispezione a campione, in modo da avvalorare o meno le ipotesi di danneggiamento che erano state elaborate e da ottemperare alle esigenze della Committente, fornendo comunque le informazioni indispensabili per la progettazione di interventi manutentivi di significativa efficacia nel tempo.

Lo studio preliminare ha previsto l'esame dei dettagli costruttivi, con particolare riguardo a quelli ove l'esperienza diretta di IIS e la letteratura tecnica potevano ritenersi suscettibili di rotture in servizio.

È stata presa in considerazione la norma europea EN 1993-

EN 1993-1-9 : 2005 (E)

Table 8.8: Orthotropic decks – closed stringers

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
S0		1) Continuous longitudinal stringer, with additional corner in cross girder.	1) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the longitudinal stringer.
S1		2) Continuous longitudinal stringer, no additional corner in cross girder.	2) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
S6		3) Separate longitudinal stringer each side of the cross girder.	3) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
T1		4) Joint in rib, full penetration butt weld with steel backing plate.	4) Assessment based on the direct stress range $\Delta\sigma$ in the stringer.
T7		5) Weld connecting deck plate in suspended or V-section rib. 7) Partial penetration weld with $a \geq t$.	7) Assessment based on direct stress range from bending in the plate.
S0		6) Fillet weld or partial penetration welds out of the range of detail 7).	6) Assessment based on direct stress range from bending in the plate.

Fig. 3 | Estratto della EN 1993-1-9.

1-9 che già identificava le giunzioni tra lastra di impalcato, traversi trasversali e irrigidenti longitudinali come dettaglio particolarmente esposto al danneggiamento per fatica meccanica. Anche la tipologia di azione e le conseguenti tensioni affaticanti sono state tenute in conto, proprio allo scopo di circoscrivere le attività ispettive ad un numero di sezioni contenuto ma che si potesse ritenere rappresentativo delle condizioni delle altre sezioni dell'impalcato (figura 3). Inoltre, per avvalorare le ipotesi teoriche sulla localizzazione del potenziale danneggiamento (e soprattutto avere riscontri quantitativi sulla bassa probabilità di riscontrare danni sistematici fuori da quelle zone) elaborato un modello semplice, ma piuttosto completo, di una porzione di impalcato, sul quale è stato simulato il classico comportamento a trave continua e il carico localizzato, detto anche "carico ruota", evidentemente dovuto al transito dei mezzi pesanti sulla lastra (figura 4).

Alla luce di tutte le considerazioni di carattere squisitamente teorico, è stato proposto un Piano di Controllo (PdC), ovvero il documento di riferimento per la scelta delle zone da ispezionare, dei metodi di controllo non distruttivo, che tenesse in conto essenzialmente due esigenze:

- contenere i costi e il tempo di ispezione;
- ottenere informazioni utili per contribuire alla definizione di eventuali successivi interventi di ripristino funzionale e strutturale dell'opera.

A tale scopo, il PdC è stato elaborato con riferimento alla metodica di IIS per la gestione delle ispezioni di manufatti strutturali, volti a ottimizzare le risorse economiche ed umane disponibili, mantenendo un livello di confidenza sul giudizio di sicurezza non inferiore a quanto ottenibile da un'ispezione estesa. Il PdC ha fatto tesoro dello studio delle caratteristiche geometriche delle travate,

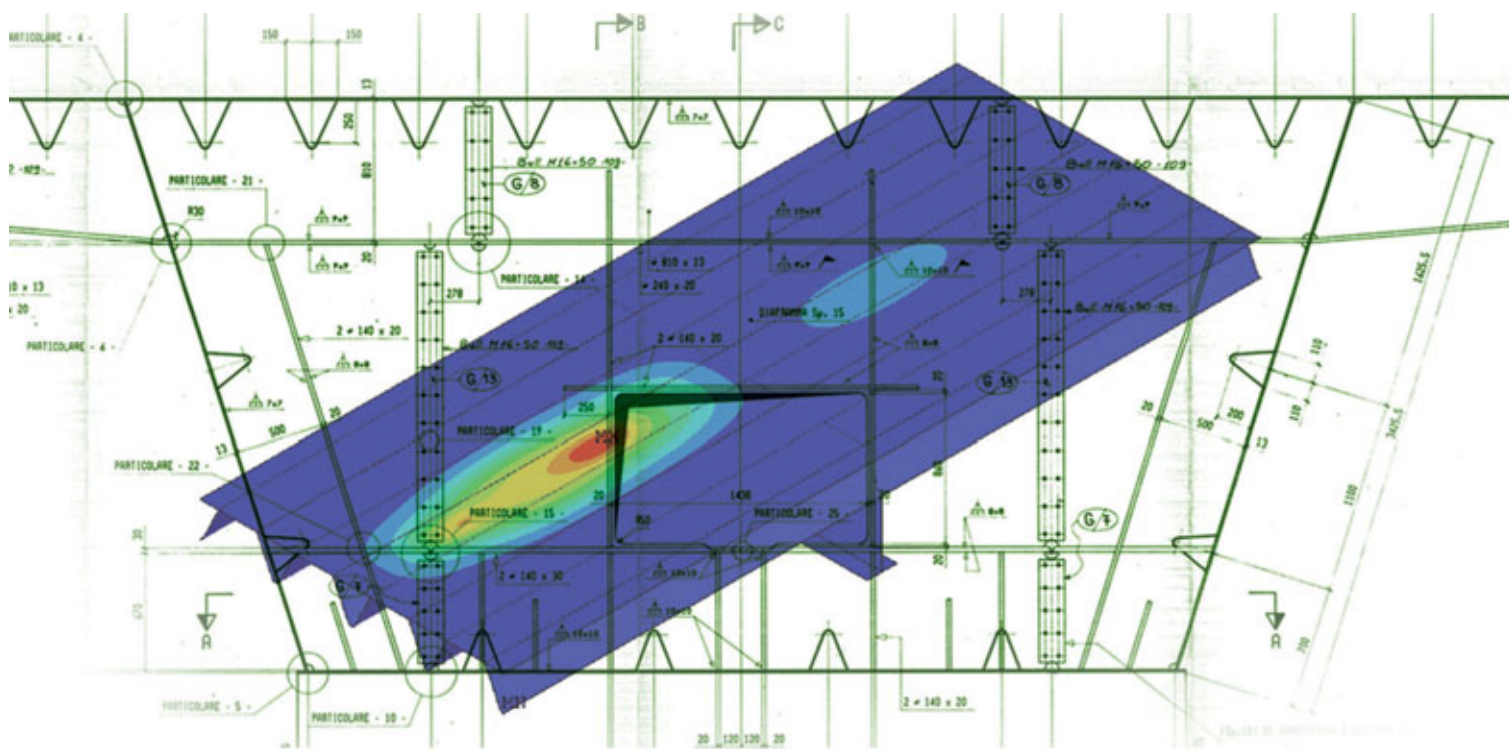


Fig. 4 | Dettagli costruttivi del ponte.

in particolare la tipologia di impalcato a lastra ortotropa, tenendo conto dell'esito delle ispezioni pregresse; tuttavia, un ruolo non secondario ha avuto la specifica esperienza di IIS nell'ispezione in campo di strutture esercite. L'ispezione ha riguardato 9 moduli per ogni travata e, all'interno di essi, gli elementi strutturali principali di irrigidimento trasversale e longitudinale per un tratto di 2 m a cavallo della loro intersezione. Tale scelta di "minimo" ha evidentemente tenuto conto delle esigenze di tempi e costi; tuttavia, essa è stata guidata anche dalla convinzione che lo stato di difettosità dei giunti nelle zone di interazione tra irrigidenti trasversali e longitudinali di impalcato, confrontato a campione con quello di altre zone nella stessa sezione di travata, avrebbe costituito il migliore indicatore dello stato di integrità della struttura nel suo insieme. La gestione delle ispezioni venne affrontata mediante l'applicazione del metodo RBI-Risk Based Inspection, (ispezione basata sul rischio). Per lo sviluppo del PdC di dettaglio, è stato necessario suddividere il manufatto strutturale in "moduli" ovvero sottoinsiemi omogenei per caratteristiche geometriche o condizioni di carico. In realtà, l'analisi si è articolata prendendo in considerazione ulteriori sottoinsiemi dello specifico modulo che nella semantica IIS vengono chiamati "Elementi Strutturali Principali" (ESP); il grado di rischio del modulo si determina a partire dallo stato di integrità, dalle condizioni di ispezionabilità e dall'interazione con l'ambiente (carichi e effetti di suscettibilità ambientale) di tali ESP.

I risultati dell'ispezione mirata sono stati pressoché corrispondenti alle attese: non solo le cricche sono state individuate lì dove ragionevolmente dovevano esserci, ma soprattutto sono state evidenziate rarissime indicazioni di rotture di servizio in zone

differenti e comunque derivate da difetti originali di fabbricazione piuttosto rilevanti. Nelle figure 5, 6 e 7 sono riportati, a titolo di esempio, alcuni schemi di localizzazione delle rotture su alcuni dei moduli esaminati.

Le figure 8, 9 e 10 mostrano le zone controllate con magnetoscopia (in evidenza la lacca di contrasto bianca necessaria per il corretto rilievo delle anomalie).

I difetti "cricca di fatica" sono emersi nelle zone critiche, come la valutazione preliminare teorica aveva pronosticato. Infine, è stato possibile riassumere per la Committente le seguenti considerazioni. I difetti più importanti e passibili di propagazione sono cricche dovute a fatica meccanica; esse sono diffuse praticamente in molte delle sezioni esaminate, ma sistematicamente localizzate sull'impalcato in punti molto ben individuati e circoscritti, dove la brusca variazione di rigidità locale tra zone contigue determina un incremento di tensione significativo al passaggio dei carichi accidentali.

Dal momento che l'esito delle indagini non pone alcun dubbio sulla posizione dei difetti passibili di propagazione, né sulle cause scatenanti, la futura affidabile vita del manufatto potrà essere assicurata completando il controllo visivo e magnetoscopico al 100% su superfici non precedentemente sverniciate nelle sole zone "critiche" e con lo studio e la messa in opera di rinforzi localizzati mediante saldatura.

2.2 Struttura di grande altezza in acciaio duplex

Il secondo caso in esame riguarda la fase di progetto di una grande opera, in particolare la necessità di prevedere la durabilità di collegamenti saldati in acciaio inossidabile duplex soggetti a

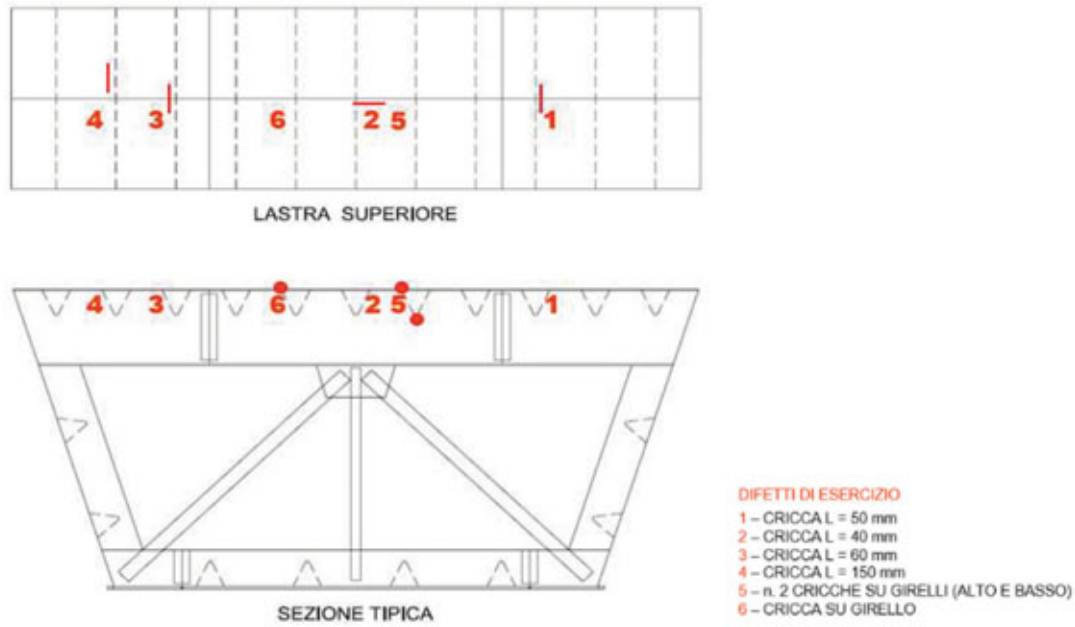


Fig. 5 | Collocazione di rotture su sezione 19 in campata in prossimità di pila 1.

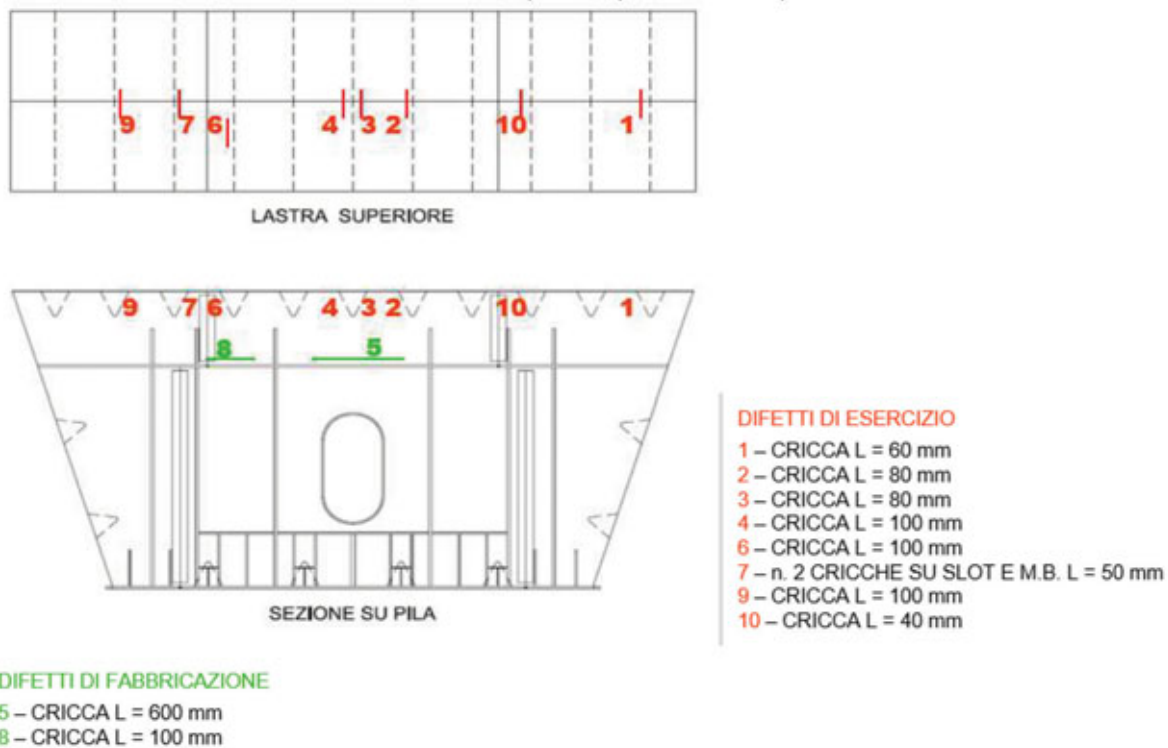


Fig. 6 | Collocazione di rotture su sezione 13 in corrispondenza della pila 1.

fatica, in assenza di riferimenti normativi sperimentali certi. L'occasione è stata la progettazione di dettaglio e la costruzione a cura di un prestigioso costruttore italiano, di un imponente monumento commemorativo. La ragione della scelta dell'acciaio duplex per la struttura portante del monumento alto oltre 100

m risiedeva nella constatazione che la zona di collocazione è fortemente inquinata da atmosfera urbana aggressiva ed era necessario cautelarsi dal potenziale degrado di un acciaio ferritico in tali condizioni; considerando che agli elementi strutturali sono ancorati migliaia di pannelli riflettenti, il cedimento di un solo

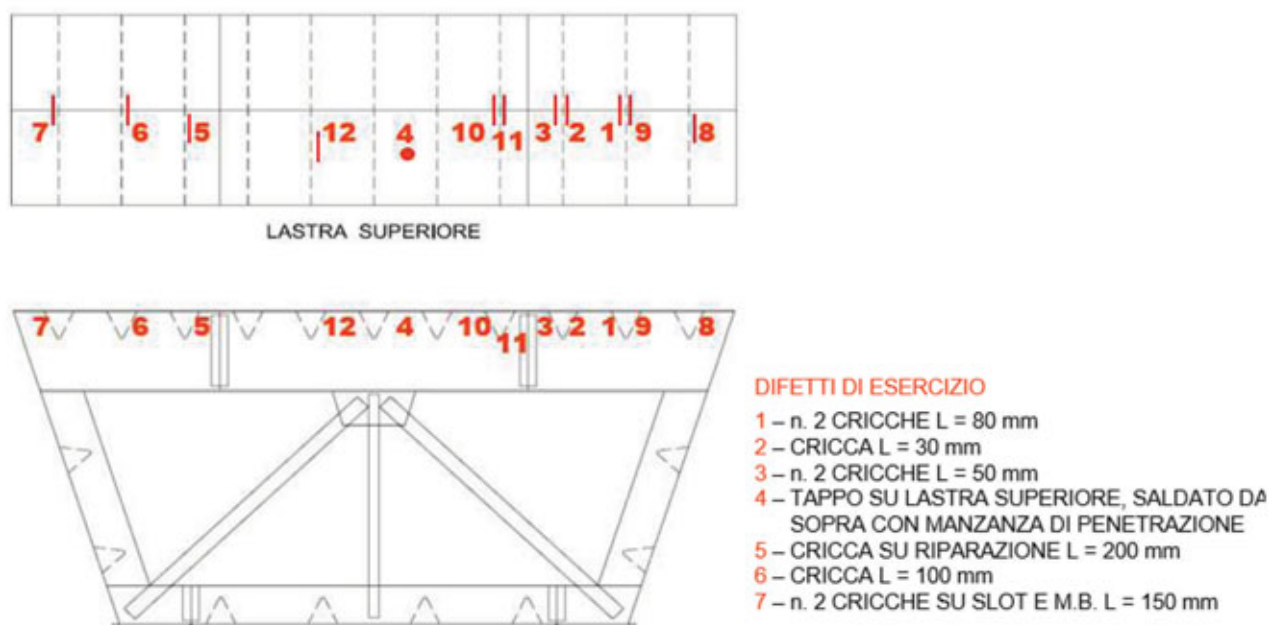


Fig. 7 | Collocazione di rotture su sezione 32 in campata in prossimità di pila 2.



Fig. 8 | Diaframma di pila: nessun difetto rilevato.

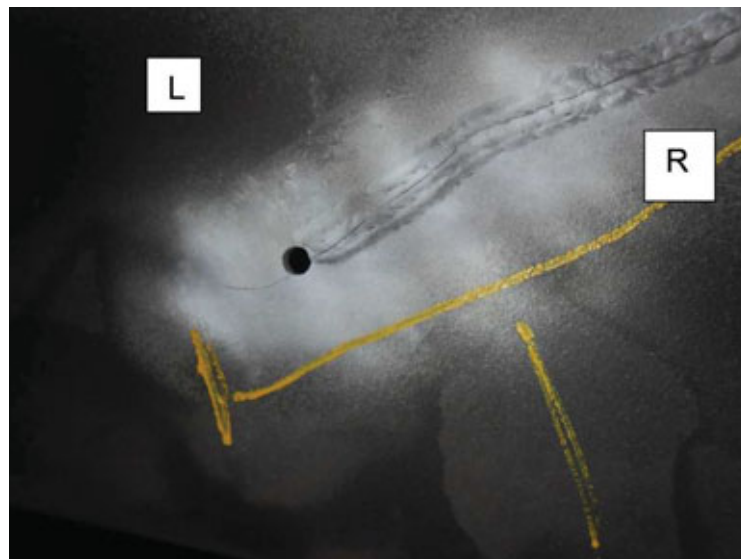


Fig. 10 | Cricca in corrispondenza di una precedente riparazione senza adeguata preparazione; evidente il foro cosiddetto di arresto che non ha comunque impedito la propagazione di una nuova cricca.

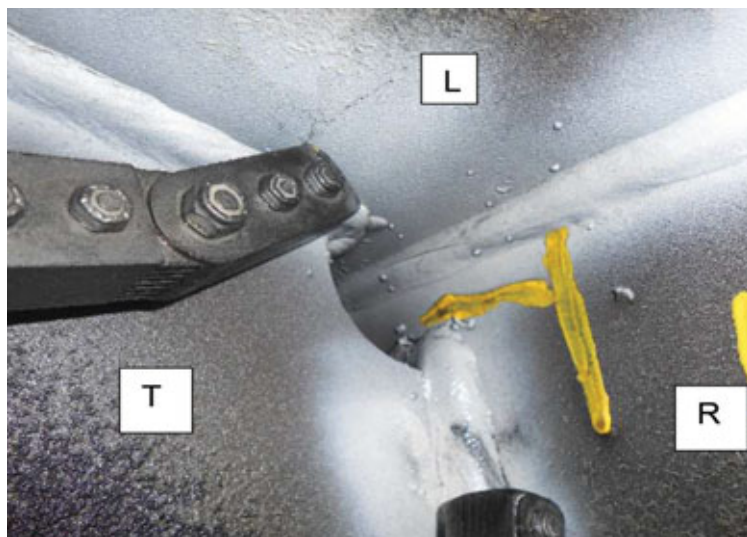


Fig. 9 -| Zona di interazione tra lastra di impalcato (L), irrigidimento longitudinale a canaletta (R) e irrigidimento trasversale (T).

elemento strutturale potrebbe avere conseguenze gravissime. Per quanto riguarda la resistenza a fatica dei giunti saldati in acciaio inossidabile duplex, la norma europea EN 1993-1-4 (Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-4 - Regole supplementari per gli acciai inossidabili) adotta le stesse curve S-N fornite dalla Parte 1-9 per gli acciai al carbonio. Mentre questa ipotesi è sicuramente conservativa nella valutazione degli acciai inossidabili austenitici, la stessa considerazione non può essere formulata per i giunti saldati duplex, a causa della variabilità della microstruttura della zona di saldatura e della zona termicamente alterata fortemente dipendente dalla procedura di saldatura adottata, nonostante alcuni dati di letteratura abbiano già mostrato, per alcuni tipi di dettagli strutturali, un buon

Eurocode 3 detail for Type 1 specimen

Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
112	<p>size effect for $t > 25 \text{ mm}$: $k_t = (25/t)^{0.2}$</p>		<p><u>Without backing bar:</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Transverse splices in plates and flats. 2) Flange and web splices in plate girders before assembly. 3) Full cross-section butt welds of rolled sections without cope holes. 4) Transverse splices in plates or flats tapered in width or in thickness, with a slope $\le 1/4$. 	<ul style="list-style-type: none"> - All welds ground flush to plate surface parallel to direction of the arrow. - Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed, plate edges to be ground flush in direction of stress. - Welded from both sides; checked by NDT. <p><u>Detail 3):</u> Applies only to joints of rolled sections, cut and rewelded.</p>

Fig. 11 | Eurocode 3 detail for Type 1 specimen.

Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$t < 50 \text{ mm}$	all t (mm)		<p><u>Cruciform and Tee joints:</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Toe failure in full penetration butt welds and all partial penetration joints. 2) For computing $\Delta\sigma$, use modified nominal stress. 3) In partial penetration joints two fatigue assessments are required. Firstly, root cracking evaluated according to stresses defined in section 5, using category 36* for $\Delta\sigma_w$ and category 80 for $\Delta\sigma_t$. Secondly, toe cracking is evaluated by determining $\Delta\sigma$ in the load-carrying plate. <p><u>Details 1) to 3):</u> The misalignment of the load-carrying plates should not exceed 15% of the thickness of the intermediate plate.</p>
71	$50 < t \leq 80$	all t		
63	$80 < t \leq 100$	all t		
56	$100 < t \leq 120$	all t		
56	$t > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < t \leq 200$	$t > 20$		
50	$t > 200$	$20 < t \leq 30$		
45	$200 < t \leq 300$	$t > 30$	<p>2) Toe failure from edge of attachment to plate, with stress peaks at weld ends due to local plate deformations.</p>	
45	$t > 300$	$30 < t \leq 50$		
As detail 1 in Table 8.5	flexible panel		<p>3) Root failure in partial penetration Tee-butt joints or fillet welded joint and effective full penetration in Tee-butt joint.</p>	
36*				

Fig. 12 | Eurocode 3 detail for Type 2 specimen (arrow).

comportamento sotto carichi affaticanti. La Committente ha accettato la proposta di IIS di definire l'efficienza delle giunzioni per via sperimentale, pur confidando anche nel supporto della letteratura sull'argomento. Stante che il progetto prevedeva due tipologie di giunti severamente impegnati a fatica, si è convenuto di eseguire due serie di prove di fatica su provini riprodoti fedelmente le giunzioni da eseguire in officina per la

individuazione della categoria di dettaglio nel classico approccio delle curve S-N. Lo scopo del lavoro consisteva nel confrontare i risultati delle misure di vita a fatica di giunti in duplex con le curve di progettazione del codice, sviluppate per l'acciaio ferritico, al fine di confermare l'assunzione di "approccio conservativo" per la progettazione quando si adottano le curve di codice, almeno con i processi di saldatura di interesse della Committente.

Specimen	Detail	Eurocode 3 category	Experimental category
Type 1	transverse loaded butt weld (ground flush to plate)	112	134
Type 2	fillet welded cruciform joints (failure in the weld throat)	36	56

Tab. 1 - Valutazione della categoria di dettaglio sperimentale dei campioni.

Weld metal	Heat affected zone	Base material
52%	60%	51%

Tab. 2 - Valutazione della categoria di dettaglio sperimentale dei campioni.

In particolare, i dettagli strutturali oggetto di studio sono stati:

- saldatura testa a testa caricata trasversale (con rimozione del sovrametallo a filo piastra), in acciaio inossidabile duplex tipo LDX 2101 (UNS S32101); i provini vennero ricavati da

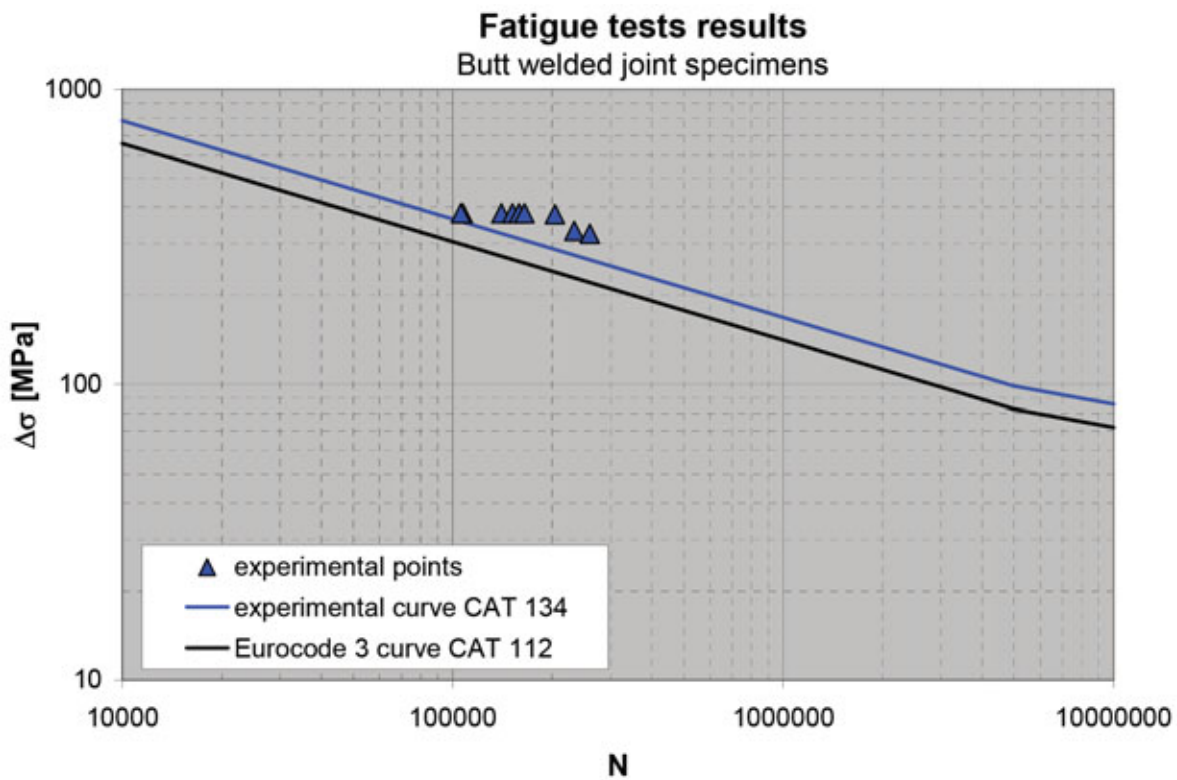


Fig. 13 | Risultati delle prove sperimentali sul campione di tipo 1.

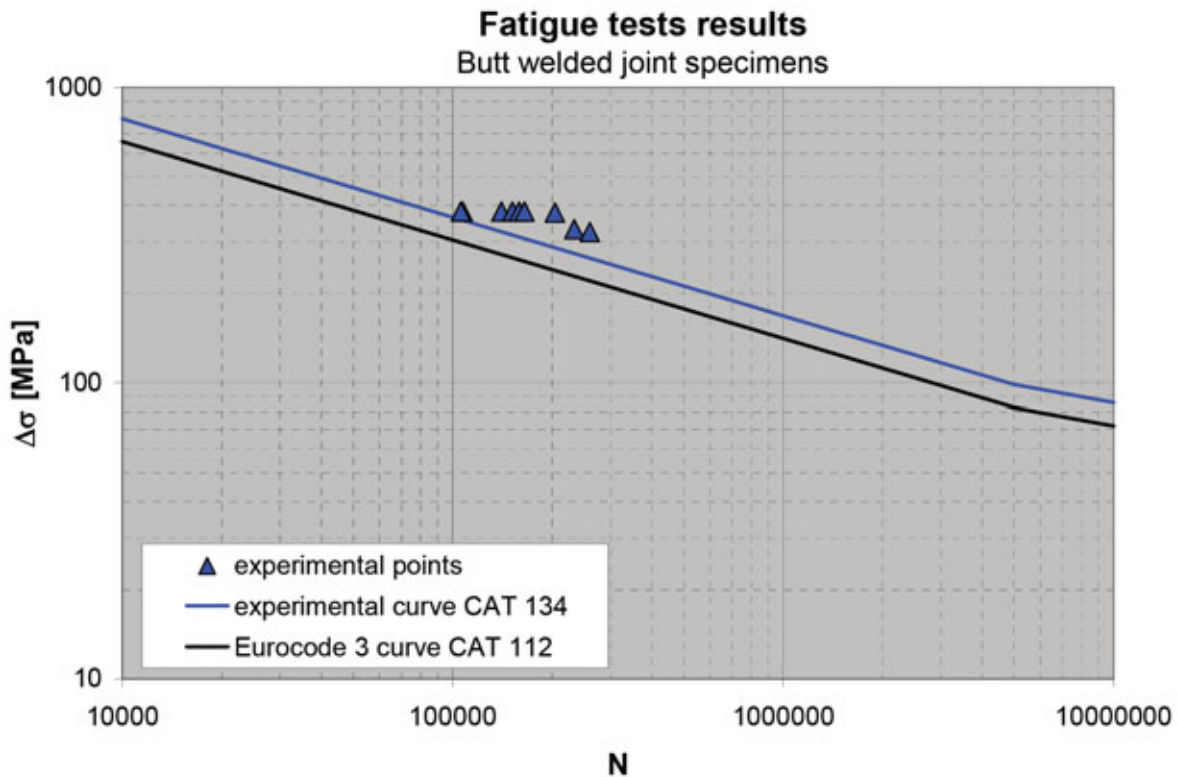


Fig. 14 | Risultati delle prove sperimentali sul campione di tipo 2.

- un giunto saldato testa a testa, spessore 76 mm, saldato con processo FCAW + SAW;
- giunti cruciformi saldati d'angolo in acciaio inossidabile duplex tipo UNS S32202, eseguiti con processo FCAW (i campioni sono stati fabbricati con saldature sufficientemente piccole

da garantire la rottura per fatica dalla radice della saldatura attraverso la gola).

Nel seguito si riportano sinteticamente i risultati delle prove di fatica, insieme al confronto di dati di prove di fatica simili tratti dalla letteratura tecnica.



Fig. 15 | Campione di tipo 1: localizzazione della frattura nel materiale base.

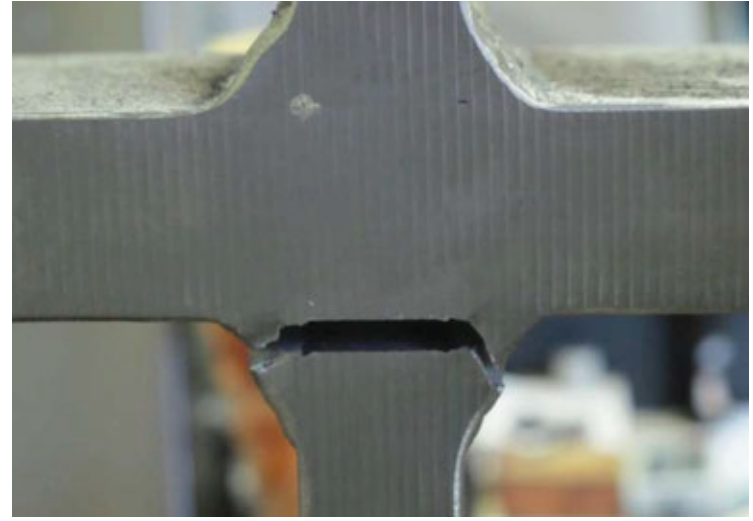


Fig. 16 | Campione di tipo 2: localizzazione della frattura nella sezione di gola.

I dettagli corrispondenti alla norma EN 1993-1-9 (a cui rimanda la EN 1993-1-4, sugli acciai inossidabili) sono illustrati nelle figure 11 e 12.

I diagrammi delle figure 13 e 14 mostrano i risultati delle prove sperimentali eseguite in IIS, a seguito dei quali è stata tracciata la curva che intercetta il peggiore dei risultati, con pendenza uguale a quella delle curve S-N in letteratura. Inoltre, viene posta a confronto la curva S-N del dettaglio strutturale di interesse in acciaio ferritico. Per entrambi i dettagli testati tutti i punti sperimentali ricadono significativamente al di sopra della curva S-N dell'Eurocodice 3. Per ogni particolare è stata valutata la categoria di dettaglio sperimentale (ampiezza di sollecitazione ammissibile $\Delta\sigma_c$ a 2 milioni di cicli) e sono stati ottenuti i risultati riportati nella tabella 1. Per quanto riguarda la localizzazione della frattura, i provini di tipo 1 hanno ceduto nel materiale base, vicino al giunto saldato (figura 15). Si noti che anche i dati di letteratura mostrano in alcuni casi rotture non in corrispondenza della linea di fusione su giunti rasati in acciaio duplex.

Ciò potrebbe essere attribuito alle diverse proprietà della zona di saldatura/materiale base. L'esame metallografico eseguito su un

provino di saldatura testa a testa ha rilevato il contenuto di ferrite delta riportato nella tabella 2.

Questi valori indicano un corretto equilibrio tra le fasi di ferrite e austenite nella zona di saldatura. La localizzazione del cedimento nel materiale base dei campioni di prova a fatica è pertanto da attribuire alla distribuzione locale di tensione e deformazione, conseguente alla maggiore resistenza della zona fusa rispetto al materiale base.

Per quanto riguarda la localizzazione del cedimento del campione di tipo 2, tale cedimento si è verificato in tutti i campioni nella sezione di gola, come previsto nella fase di progettazione delle prove (figura 16). I dati di letteratura confermano un buon comportamento a fatica dei giunti saldati duplex. Nella maggior parte dei dettagli esaminati, le vite a fatica dei dettagli duplex sono più lunghe di quelle corrispondenti in acciaio al carbonio.

In particolare, il riferimento [3] del paragrafo 2 riporta i risultati delle prove di fatica eseguite su giunti duplex saldati TIG (tipo S31803) (sia giunti saldati testa a testa che saldati d'angolo cruciformi). In entrambi i casi, sono state osservate vite a fatica molto elevate, superiori ai dati corrispondenti per gli acciai al C-Mn, anche se in

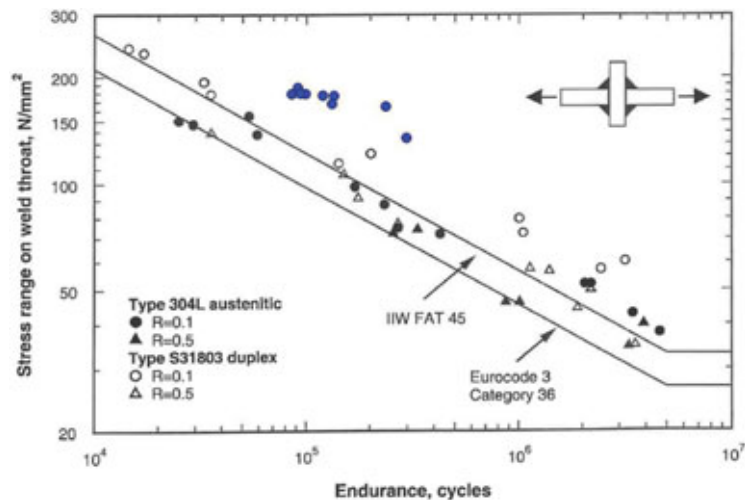


Fig. 17 | Confronto tra i risultati della prova di fatica IIS e i dati della letteratura (riferimento [3]) per giunto saldato d'angolo cruciforme.

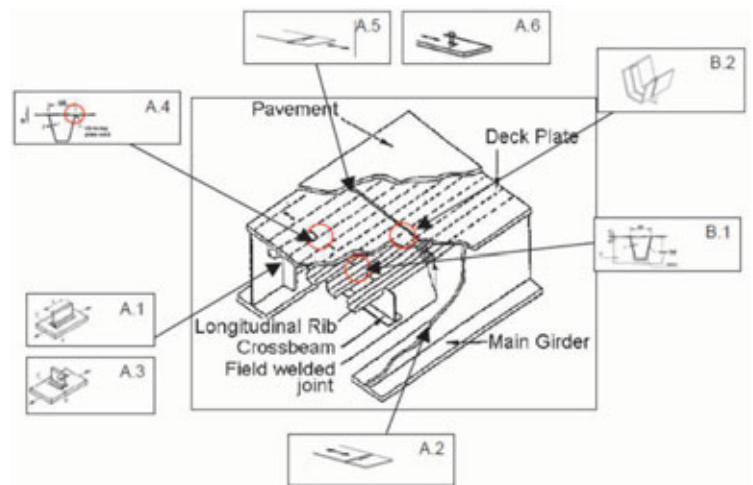


Fig. 18 | Dettagli strutturali dei ponti saldati testati nel rif. [4] del lavoro.

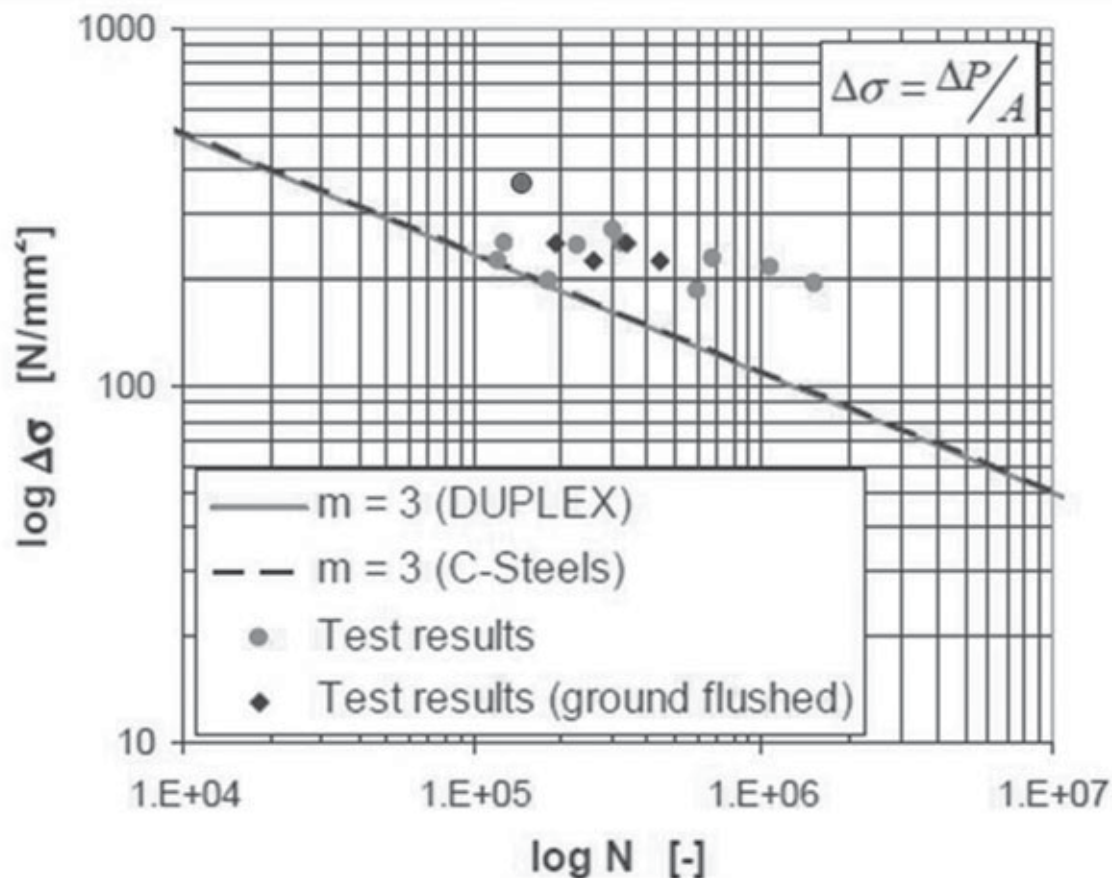
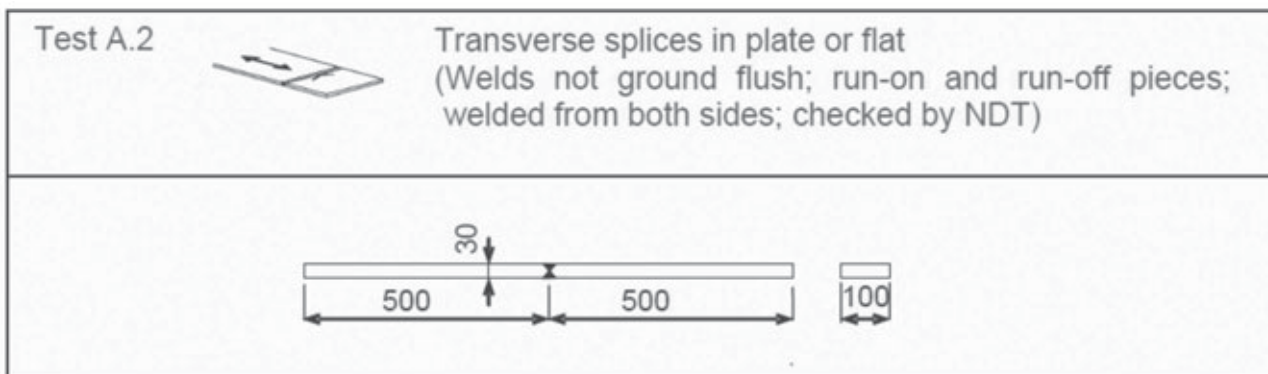


Fig. 19 | Risultati della prova di fatica del particolare A.2 e del provino di tipo 1.

tal caso il buon comportamento a fatica era, secondo gli autori, in parte dovuto all'uso della saldatura TIG, ritardando l'innescio della cricca. I risultati ottenuti sui giunti saldati cruciformi della Committente sono riportati nella figura 17 sul diagramma estratto dall'articolo di riferimento [3]: i dati provenienti dal presente lavoro (simboli cerchio blu) si trovano nella parte superiore della banda di dispersione dei dati di letteratura.

Per quanto riguarda il riferimento [4] del paragrafo 2 (Pubblicazione UE) sono stati testati diversi dettagli strutturali in duplex tipo S31803 (figura 18), insieme ad alcuni provini di media scala. Scopo del lavoro è stato sia verificare l'applicabilità delle curve di progetto dell'Eurocodice 3 per gli acciai inossidabili duplex, sia studiare il comportamento alla corrosione da fatica. Tra i dettagli di cui sopra, il particolare A.2 (figura 19) è paragonabile al provino di tipo 1. Alcuni test sono stati eseguiti anche su saldature rettifiche a filo piatto. I risultati sperimentali sono mostrati nella figura 19.

Il simbolo del cerchio blu rappresenta i dati medi dei risultati della prova di fatica di tipo

1. Anche in questo caso il dato si colloca nella parte alta della banda di dispersione dei dati di letteratura. Si noti che la curva di figura 19 rappresenta il dettaglio CAT 87, relativo a giunti saldati di testa non a filo rettificato (CAT 90 diminuito del fattore spessore in quanto lo spessore del provino è maggiore di 25 mm). Le principali conclusioni del lavoro dell'UE sono state:

- la resistenza a fatica osservata dei dettagli duplex è sempre superiore a quella dell'acciaio C;
- l'adozione delle curve Eurocodice 3 per gli acciai duplex è consigliabile e probabilmente conservativa;
- la presenza di ambiente corrosivo non diminuisce significativamente la resistenza a fatica degli acciai duplex.

Pertanto le prove di fatica eseguite su due particolari saldati in acciaio inossidabile duplex hanno confermato che le curve di

progetto S-N dell'Eurocodice 3 potevano essere applicate per la progettazione in sicurezza dei giunti saldati da realizzare con le tecnologie della Committente. Infatti, tutti i risultati dei test mostrano una maggiore resistenza a fatica degli acciai inossidabili duplex rispetto a quella degli acciai al carbonio. Infine, si è ritenuto che le stesse considerazioni potessero essere estese agli altri dettagli

costruttivi, considerando che il programma di prove di fatica era stato sviluppato su due dettagli strutturali significativamente diversi (in particolare la categoria di dettaglio più alta e quella più bassa data dall'Eurocodice 3 per i giunti saldati) e tenuto conto del buon accordo osservato con i dati di letteratura.

Ringraziamenti

Si ringraziano tutti i colleghi a vario titolo coinvolti negli studi che sottendono alla presente memoria; in particolare l'ing. Diana Noli per il caso descritto al Paragrafo 2.1 e l'ing. Chiara Servetto per il caso descritto al Paragrafo 2.2.

Riferimenti bibliografici

- [1] A. Hobbacher - "Recommendations for fatigue design of welded joints and components" - International Institute of Welding (IIW), rev. mag. 2007.
- [2] EN 1993-1-9 "Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue".
- [3] EU publication - "Application of duplex stainless steel for welded bridge construction in an aggressive environment".

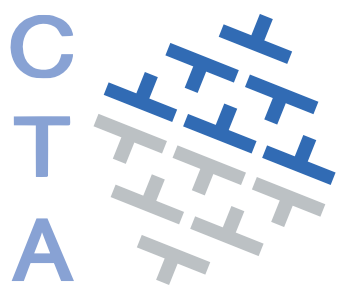
Salutiamo con tanto affetto il nostro caro amico Michele Lanza che da anni collabora con la nostra rivista ed ha portato la sua grandissima esperienza lavorativa in molti seminari organizzati con L'Istituto Italiano della Saldatura di Genova. Ora per lui inizia una nuova fase della vita e gli auguriamo lunghi anni sereni da pensionato, ma ci auguriamo di averlo ancora tra noi come autore ed esperto.

La redazione di Costruzioni Metalliche



Michele Lanza, nato a Genova nel 1956, è laureato in Ingegneria Meccanica presso l'Università di Genova nel 1981 e dallo stesso anno è stato dipendente dell'Istituto Italiano della Saldatura. Ha svolto incarichi di assistenza alla fabbricazione di viadotti in acciaio per impieghi stradali e ferroviari presso tutti i costruttori in Italia, è stato responsabile della Divisione di Ingegneria presso IIS, responsabile per 8 anni del Laboratorio prove meccaniche e metallografiche e dal 2014 Direttore Tecnico di IIS SERVICE (società di consulenza e assistenza tecnica di IIS). Ha collaborato a commissioni presso Ministero LL PP, UNI (SC3 Ingegneria Strutturale Ponti) e IIW. È membro del Consiglio Direttivo dell'Ordine degli Ingegneri di Genova. Docente in moltissimi corsi di IIS per Ingegnere Internazionale di Saldatura e promotore del progetto IIS di Ispezione Basata sul Rischio delle strutture per la viabilità. È autore di diverse pubblicazioni tra le quali il libro *Integrità Strutturale delle Costruzioni Saldate* edito dall'Istituto italiano della Saldatura nel 2016. (da Ingenio).

Presa da: <https://www.ingenio-web.it/articoli/autori/lanza-michele/>



COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO

NOTIZIARIO C.T.A.

ACCIAIO E INNOVAZIONE NELLE INFRASTRUTTURE

Un'esperienza formativa per un giovane ingegnere al Seminario del CTA

Francesco Pisciotano | Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno
fpisciottano@unisa.it



In data 23 Aprile 2024 ha avuto luogo a Roma, presso l'hotel Diana, il seminario tecnico dal titolo "Acciaio ed infrastrutture: Innovazioni, realizzazioni, opere sostenibili" organizzato dal Collegio dei Tecnici dell'Acciaio (CTA) e presieduto dal Vice Presidente Ing. Riccardo Zanon. L'evento formativo è stato strutturato in due sessioni, per un totale di nove interventi, intermezzi da una colazione di lavoro che ha rappresentato un momento di conoscenza e di discussione informale tra i relatori ed i partecipanti provenienti da ogni parte d'Italia.

Dopo una breve introduzione sulla missione del CTA, il primo intervento della giornata, presentato dall'Ing. Paolo Manella, tecnico dell'ANAS, ha riguardato le soluzioni adottate per l'intervento di manutenzione straordinaria del ponte Leonardo Da

Vinci a Sasso Marconi (progetto del Prof. Bruno Bottau), ritenutasi necessaria a seguito della forte condizione di degrado in cui versava, causata dalla mai avvenuta manutenzione sin dalla data di ultimazione dei lavori nel 1957 e che impostò la chiusura alla circolazione nel 2021. L'obiettivo dell'intervento era salvaguardare la struttura ad arco preesistente in cemento armato, eseguendo solo ripristini corticali e sostituendo l'impalcato con uno nuovo in acciaio-calcestruzzo, mantenendo sostanzialmente invariati i carichi sulla struttura portante. Successivamente, si è tenuto un ampio intervento del Prof. Mario de Miranda, che ha discusso diverse tematiche, dalla concezione statica dei ponti strallati in acciaio ai primi progetti pionieristici realizzati dal Prof. Ing. Fabrizio de Miranda negli anni '70. Tra questi, il ponte strallato in località L'Indiano e il ponte a grande luce a Ronde (Vigo), uno dei primi con stralli ravvicinati e impalcato sottile. La parte finale dell'intervento si è concentrata su realizzazioni più recenti di ponti strallati, ciascuno con le proprie innovazioni, come il ponte ciclopedonale a Pescara, il ponte con tre diramazioni a Campina Grande (Brasile) e il ponte in Val di Pai (SO). Di quest'ultimo è stato mostrato un interessante video che evidenziava le strategie adottate durante la costruzione a causa del limitato spazio disponibile.

Il terzo intervento, intitolato "Il potenziamento della rete autostradale" e presentato dall'Ing. Nadia Zoratto, ha illustrato le attuali problematiche infrastrutturali italiane, dovute principalmente a una vasta rete costruita oltre cinquant'anni fa, e alcune soluzioni come la sostituzione degli impalcati in acciaio, preservando le sottostrutture.

Il Prof. Luigino Dezi ha poi presentato alcuni recenti progetti di ponti metallici, tra cui il ponte strallato Filomena Delli Castelli sul fiume Saline (PE), realizzato in struttura mista, e il ponte ad arco ciclopedonale sul fiume Cesano, i cui lavori inizieranno entro fine anno.

La seconda parte del seminario ha visto l'intervento dell'Ing. Simone Varni, intitolato "Progettazione delle strutture metalliche in Francia:

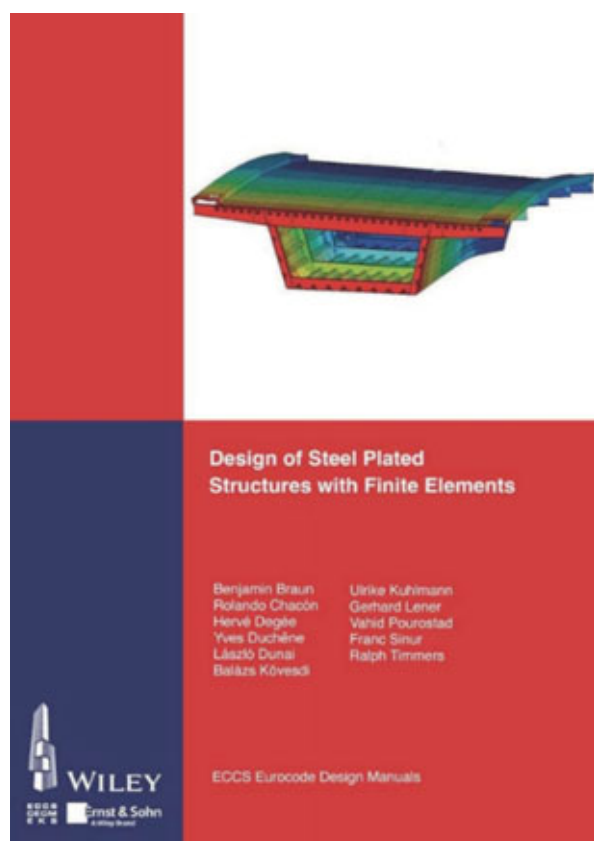


specificità e differenze”, che si è concentrato su alcuni progetti realizzati, come il ponte Schuman a Lione e il Viaduc des Rocs a Poitiers. Ha evidenziato la propensione delle autorità francesi verso l’uso di strutture saldate, verniciatura, cassoni chiusi e una geometria complessa. Durante la giornata formativa, l’Ing. Riccardo Zanon ha tenuto un intervento sulla sostenibilità, intitolato “Acciai a basso impatto ambientale e soluzioni innovative per le infrastrutture”, evidenziando l’importanza dell’uso di acciaio riciclato per ridurre le emissioni di CO₂ rispetto all’uso massiccio del cemento armato. Ha presentato un caso studio sul ponte Tonnoy sur la Moselle, confrontando diverse opzioni progettuali, tra cui travi in CAP, ponte ad arco e acciaio XCarb, quest’ultimo ottenuto tramite energie rinnovabili e acciaio riciclato al 100%, sottolineando i vantaggi ambientali rispetto alle soluzioni tradizionali.

L’Ing. Giovanni Costa, con il suo intervento “Progetti recenti: Impalcati particolari e montaggi non convenzionali”, ha mostrato la flessibilità dell’acciaio con esempi come il ponte ad arco sull’Adige e il sovrappasso sull’A22 Modena-Brennero, entrambi a Egna (BZ). Un altro tema importante è stato quello della durabilità, affrontato dall’Ing. Emanuele Maiorana, che ha illustrato i vantaggi degli acciai patinabili (ex-Corten), con un’introduzione storica, una panoramica sulla normativa attuale (EN 10025-5) e le limitazioni da rispettare. L’ultimo intervento, tenuto dall’Ing. Andrea Polastri della Petrangeli & Associati, ha riguardato la realizzazione dell’Anji-Khad Bridge, il primo ponte ferroviario strallato in India, con particolare attenzione alle difficoltà geometriche riscontrate durante la costruzione e le soluzioni adottate.

Il CTA continua a dimostrarsi all’avanguardia nel campo dell’ingegneria strutturale, promuovendo soluzioni innovative e sostenibili attraverso la condivisione di esperienze e conoscenze nei suoi eventi formativi. Le presentazioni dettagliate e gli studi di casi recenti hanno sottolineato l’importanza dell’utilizzo di materiali avanzati e delle migliori pratiche progettuali per affrontare le sfide attuali e future. Grazie al contributo di professionisti di alto livello, il CTA offre una piattaforma

di eccellenza per il dialogo e lo scambio di idee, assicurando che il settore dell’ingegneria strutturale rimanga al passo con l’evoluzione tecnologica e le crescenti esigenze di sostenibilità.



B. Braun, R. Chacón, H. Degée, Y. Duchêne, L. Dunai, B. Kövesdi, U. Kuhlmann, G. Lener, V. Pourostad, F. Sinur, R. Timmers

DESIGN OF STEEL PLATED STRUCTURES WITH FINITE ELEMENTS

ECCS Eurocode Design Manual

Ernst & Sohn GmbH, Berlin, Germany, 2023

Pagine: 142 + XVIII, Prezzo: 55.00 €

La prestigiosa collana *Eurocode Design Manuals* curata dalla European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) si è recentemente arricchita del suo ottavo volume, dal titolo *Design of Steel Plated Structures with Finite Elements*.

Lo sviluppo del testo è iniziato nel 2008, quando un gruppo di lavoro dell'ECCS decise di redigere un manuale sul tema "Design with Finite Elements", focalizzato su casi benchmark ed esempi di calcolo. In seguito, si decise di specializzare la pubblicazione sulle metodologie di calcolo agli elementi finiti delle strutture a lastra, progettate in accordo all'EN 1993-1-5, affidandone lo sviluppo a un gruppo di undici esperti.

Nella II^a generazione degli Eurocodici, le regole sulla modellazione e analisi FEM, precedentemente sparse in vari documenti dell'Eurocodice 3, confluiranno nella nuova parte prEN 1993-1-14 *Design assisted by finite element analysis*, che definirà i criteri di progettazione con il metodo agli elementi finiti per tutte le tipologie di strutture in acciaio (per maggiori dettagli, si rimanda all'articolo dell'ing. Bandini sul presente numero di *Costruzioni Metalliche*). Essendo tale

documento ancora in fase di sviluppo, il manuale ECCS si riferisce principalmente all'attuale versione dell'EN 1993-1-5 del 2006; tuttavia, il prEN 1993-1-14 pone le sue basi sull'Appendice C dell'EN 1993-1-5 e, pertanto, non solo i due documenti non saranno in contrasto, ma il manuale ECCS fornisce interessanti anticipazioni sul futuro documento normativo (molti degli autori fanno parte dei *Working Group* di entrambi i documenti).

La porzione blu scura del tradizionale dorso rosso del libro indica visivamente che il manuale è l'ideale completamento del terzo volume della collana ECCS *Design of Plated Structures*, edito nel 2010 e identificato con gli stessi colori. In tale volume vengono illustrati, corredandoli con esempi di calcolo, i due metodi analitici con i quali è possibile progettare le strutture a lastra (sia dotate che non dotate di irrigidenti) secondo l'EN 1993-1-5: il metodo delle sezioni efficaci (*effective width method*, §4÷7) e il metodo delle tensioni ridotte (*reduced stress method*, §10). Nel nuovo manuale viene completata la trattazione con il metodo di calcolo numerico agli elementi finiti, descritto nell'Appendice (informativa) C dell'EN 1993-1-5.

Rispetto ai due metodi analitici, l'approccio FEM è più universale e consente di trattare un maggior numero di casi, anche caratterizzati da configurazioni geometriche e di condizioni al contorno arbitrarie; di contro, risulta più complesso e richiede al progettista un'adeguata esperienza in materia e l'utilizzo consapevole di software appropriati.

Il lettore abituato alla rassicurante corposità dei precedenti manuali della collana (in 500 e più pagine si ha l'impressione di poter trovare un po' di tutto, da un'approfondita trattazione teorica a dettagliati esempi di calcolo) potrebbe rimanere un po' spiazzato approcciandosi alla nuova pubblicazione: considerando il numero e la qualità degli autori coinvolti e il tempo occorso per la sua stesura, ci si sarebbe potuti aspettare un grande tomo contenente un'"opera omnia" sul FEM applicato alla progettazione delle lastre in acciaio; invece il volume costa di appena 160 pagine, indice e bibliografia inclusi.

Addentrando nella lettura, appare però chiara la scelta degli autori di rivolgersi a un pubblico che già conosce le problematiche specifiche degli elementi strutturali a lastra e avvezzo alle tecniche base di modellazione FEM con elementi bidimensionali; l'attenzione viene, quindi, focalizzata sulle specificità delle analisi numeriche dei fenomeni di instabilità, condotte con lo scopo di indagare le verifiche agli stati limite della struttura. Per agevolare il lettore nella ricerca di informazioni su uno specifico argomento, il manuale è composto da capitoli che possono essere letti in modo indipendente.

I capitoli dal 2 al 6 formano la sezione "teorica" del libro. Il capitolo 2 definisce il campo di applicazione delle analisi FEM, sottolineando che, al fine della loro accuratezza, è necessario che, in assenza di validazioni sperimentali, vengano introdotte in modo opportuno le imperfezioni geometriche equivalenti, assegnate come combinazione dei modi instabili ottenuti da analisi di *buckling*. Il capitolo 3 fornisce una panoramica dei metodi di analisi FEM utilizzabili (LA, LBA, MNA, GNIA, GMNIA) e indica i requisiti software necessari per

poterle condurre.

Con il capitolo 4 si entra nel cuore della modellazione, con utili informazioni relative alla scelta dei legami costitutivi, ai criteri di discretizzazione, alla corretta modellazione di vincoli e carichi e all'introduzione delle imperfezioni (alle quali viene dedicato ampio spazio). Nel capitolo 5 vengono forniti suggerimenti sui parametri da fornire ai solutori non lineari, utili anche per superare eventuali problemi di convergenza. Il capitolo 6, infine, illustra come valutare, verificare e interpretare i risultati delle analisi condotte, avendo cura, ove possibile, di compararli con soluzioni analitiche e, in ogni caso, di eseguire analisi di sensibilità del modello variando i principali parametri che governano il problema in studio, comprese le imperfezioni.

Nella seconda sezione del libro, quella "applicativa", sono proposti casi *benchmark* ed esempi di calcolo. Nel capitolo 7 vengono descritti quattro casi testati sperimentalmente e riprodotti in via numerica tramite analisi GMNIA, delle quali vengono forniti i principali input per poter essere riprodotte dagli utilizzatori di software. Nel capitolo 8 vengono proposti tre esempi di calcolo svolti sia analiticamente che tramite l'utilizzo di analisi GMNIA, al fine di comparare i risultati ottenuti, sottolineando quanto sia importante possedere una conoscenza avanzata delle procedure FEM e utilizzare il software con caratteristiche idonee al problema in studio.

In conclusione, si tratta di un manuale ECCS un po' differente dai precedenti volumi della collana, che potevano essere sia letti per conoscere e approfondire gli aspetti teorici e normativi della tematica in esame che consultati "a chiamata" per chiarire una specifica procedura di calcolo; la nuova pubblicazione, invece, presuppone una certa dimestichezza del lettore con le tematiche trattate e si presta a essere letta e meditata con calma, in quanto gli autori hanno saputo abilmente sintetizzare problematiche e possibili soluzioni in paragrafi concisi ma densi di informazioni e consigli.

Conoscenza, approfondimento, meditazione e sintesi: questo dovrebbe essere lo spirito con cui un utilizzatore consapevole si avvicina alle analisi FEM non lineari che, come scrive Klaus-Jürgen Bathe, possono essere un'arte, possono essere frustranti, ma sono sempre una grande sfida!

(a cura di Alessandro Desimoni)



RICORDO DI ISA ZANGRANDO

“Ho ricevuto il numero quattro di Costruzioni Metalliche e mi congratulo per il nuovo piglio dato alla rivista. MI piace tutto: l'impostazione, le figure, i contenuti ecc. ecc. ... Mi sento nuova anch'io.... Grazie di tutto!

Se occasionalmente vi servirà una mano, vi do la mia disponibilità, senza alcun vincolo, in caso di emergenza: “siamo quasi vicini di casa e non amo la ruggine”!

Isa Zangrando”

Isa Zangrando è stata un pezzo importante della nostra storia.

È stata l'anima della rivista Costruzioni Metalliche per oltre trent'anni, nei quali ha lavorato per ACAI e UNICMI e ha dato un aiuto considerevole anche nello svolgimento dei Congressi biennali del CTA.

Ricordiamo in particolare il suo sorriso franco, la cura che ha sempre posto nella custodia della biblioteca delle Associazioni, il suo lavoro infaticabile con le Associazioni italiane e con gli Editori esteri che si occupavano di costruzioni in acciaio.

Grazie ancora signora Zangrando!

Il CTA e Costruzioni Metalliche



Strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo Sviluppi recenti e nuove sfide

EUT Editrice Università di Trieste | 2024

euro 15.00

Il 15 marzo scorso, all'Università di Trieste, si è svolto un Seminario dedicato alla memoria del Prof. Claudio Amadio che insegnò per quasi quarant'anni presso quell'Ateneo, fino al dicembre 2022.

La sua scomparsa improvvisa ed inaspettata, nel febbraio dello scorso anno, ha lasciato un gran vuoto tra i suoi colleghi e tra i suoi allievi, molti dei quali ora occupano posizioni di prestigio nell'industria e nel mondo del lavoro.

Si è pertanto voluto ricordarlo con una giornata di studio per ricordare la sua ampia attività di ricerca (è stato autore e coautore di oltre 250 contributi scientifici pubblicati su riviste internazionali ed atti di convegni nazionali ed internazionali) nel campo delle costruzioni metalliche e composte acciaio-calcestruzzo, tramite un approfondimento ai progetti di ricerca DPC-ReLUIIS a cura del coordinatore prof. Raffaele Landolfo e con un volume che ha raccolto una selezione dei suoi contributi scientifici.

L'umanità, la competenza e la passione per l'insegnamento, nonché la dedizione che Claudio Amadio ha sempre trasmesso ai suoi studenti, resteranno vivo ricordo in moltissimi suoi ex allievi Ingegneri Civili che sono usciti dall'Università di Trieste. Allo stesso tempo, le capacità, la lealtà intellettuale e la serietà del suo costante impegno rimarranno nella memoria di tutti coloro che hanno avuto la fortuna e l'onore di poterlo conoscere. Gli atti sono stati selezionati e raccolti a cura dei professori Chiara Bedon, Salvatore Noè e Natalino Gattesco. Il volume può essere richiesto alla segreteria CTA (tel.02 784711).

(a cura di Riccardo De Col)



The 11th International Conference on the
BEHAVIOUR OF STEEL STRUCTURES IN SEISMIC AREAS

www.stessa2024.it



**PARLIAMONE
INSIEME!**



Bulloneria strutturale: serraggio e rondelle antisvitamento

Iniziamo da questo numero a riproporre sulla rivista alcune discussioni del nostro Forum che possono interessare molti dei nostri lettori.

DOMANDA:

Per il calcolo della resistenza dei bulloni soggetti a taglio sono disponibili formulazioni specifiche per includere l'effetto del serraggio che determina anche una trazione nel gambo?

Più precisamente, assumendo che il bullone sia sfruttato al 100% a taglio, come va serrato dato che non dovrebbero esserci risorse per resistere alla minima trazione?

Considerando la formula di verifica dei bulloni:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}}\right) \leq 1$$

e assumendo che il serraggio provochi una trazione pari al 35% della resistenza $F_{t,Rd}$, si ottiene come taglio applicabile una forza pari a $0,75 F_{v,Rd}$?

RISPOSTA:

Nello spirito della norma la tensione generata dal serraggio non entra mai direttamente nella verifica.

Questo perché nel caso di bulloneria SB, cioè conforme alla norma EN 15048, non precaricata, il serraggio è manuale e (quindi) limitato e trascurabile. Nel caso invece di bulloneria AR precaricata, cioè conforme a EN 14399, perché il carico esterno di competenza in asse bullone viene assorbito per la gran parte dalla flangia (più rigida, si decompime) e per il resto dal bullone (1/6 - 1/7 quando lo spessore delle flange è adeguato).

Nella bulloneria SB (EN 15048) non precaricata allora la verifica (è il caso di un giunto a taglio categoria A, secondo EC3-1-8, a contatto + concomitante trazione) si esegue sia singolarmente per taglio e trazione intese come forze esterne di competenza:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right) \leq 1 ; \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right) \leq 1$$

sia con la combinazione dei due usando la formula indicata nella domanda:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}}\right) \leq 1$$

e diventerà dimensionate la più limitativa delle tre. Non si considera perciò l'incremento di trazione dovuta al serraggio, che deve essere rigorosamente manuale altrimenti non sarebbe trascurabile.

Attenzione quindi a non serrare troppo i bulloni non precaricati per non sovraccargarli, infatti i bulloni EN 15048 NON SONO ADATTI al precarico.

Nel caso di giunti precaricati (EN 14399) la verifica è convenzionale ma devono essere rispettate alcune ipotesi: il giunto deve essere ben proporzionato:

$$t_1 + t_2 > 2d$$

dove t_1 e t_2 sono gli spessori delle due flange da collegare e d è il diametro del bullone, in modo che al bullone arrivi solo una piccola parte del carico esterno di trazione anche se nella verifica lo si mette poi tutto; inoltre il carico esterno di competenza del bullone non deve superare il precarico.

Ad esempio in un giunto precaricato ad attrito di categoria B (secondo EC3-1-8, allo stato limite ultimo di esercizio) con contemporanea trazione, si eseguono le stesse tre verifiche a taglio, trazione, taglio+trazione citate sopra, solo che qui la verifica non è rigorosa ma convenzionale, accettabile e in sicurezza solo se le ipotesi sopra precisate sono rispettate.

Osserviamo che la formula che combina taglio e trazione tiene conto che la tensione di trazione (normale) è meno gravosa di quella di taglio (tangenziale) e nella combinazione avrà quindi un peso relativo inferiore (di 1,4).

DOMANDA:

Come vanno serrati i bulloni adatti al precarico (EN 14399) e quelli non adatti al precarico (EN 15048) quando si usano rondelle antisvitamento tipo quelle di NORD-LOCK?

RISPOSTA:

Le rondelle antisvitamento di NORD-LOCK da accoppiare ai bulloni adatti al serraggio EN 14399 (solo i 10.9) ed a quelli non adatti al serraggio EN 15048 (4.6 - 5.6 - 8.8 - 10.9), sono coperte da due ETA che si possono scaricare dal sito dell'Azienda (www.nord-lock.com).

Affinché sia valida la qualificazione delle rondelle, occorre procedere al serraggio seguendo le indicazioni delle tabelle C1 e C2 riportate nei due ETA. Non sono più valide le indicazioni sul serraggio riportate nella EN 1090-2.

Come si può vedere leggendo gli ETA, I bulloni EN 14399 possono essere serrati con una coppia minore se si vuole solo attivare il meccanismo di antisvitamento. Si serreranno invece con una coppia maggiore se si vuole indurre una certa pretrazione nel gambo (inferiore comunque a quella che si induce quando si usano le rondelle standard), utile in caso di vibrazioni, inversioni del carico, sisma, etc. Attenzione che questa pretrazione non serve per far funzionare la connessione ad attrito: i bulloni con le rondelle antisvitamento non si possono impiegare ad attrito, ma solo a

taglio (e rifollamento). D'altro canto, i bulloni EN 14399 serrati come indicato nella EN 1090-2 ed impiegati in giunzioni ad attrito, non soffrono in genere di problemi di svitamento.

Se si osservano le coppie riportate negli ETA si vede che risultano piuttosto alte perché corrispondenti ad un $k = 0,23$ circa, abbastanza elevato. Questo perché la superficie delle rondelle a contatto con il dado e la testa del bullone è rugosa e questo genera un attrito elevato durante il serraggio. Quindi, usando le rondelle antisvitamento, il k fornito dal produttore dei bulloni, in modalità K1 o K2, non serve più, va seguito quanto detto dagli ETA.

Nell'ETA relativo ai bulloni EN 15048 non adatti al precarico vengono infine fornite solo le coppie necessarie all'innesco del meccanismo di antisvitamento.

ENTRA NEL FORUM CTA

PUOI PORRE QUESITI, LEGGERE I TOPIC
PRESENTI E CONTRIBUIRE CON LA TUA
OPINIONE





MILANO, 26-28 SETTEMBRE 2024

**INGEGNERIA E ARCHITETTURA DELLE STRUTTURE METALLICHE:
NUOVE SFIDE TRA SICUREZZA, SOSTENIBILITÀ E DIGITALIZZAZIONE**



Il XXIX Congresso CTA si terrà a MILANO, nella prestigiosa cornice del Centro Congressi Fondazione Cariplo, nei giorni 26 e 27 Settembre 2024.

La mattina del 28 Settembre, presso il Campus Leonardo del Politecnico di Milano, si terranno due corsi di formazione rivolti ai professionisti.

Le tematiche affrontate sono tutte quelle tipiche della attività di ricerca teorica e sperimentale sulle costruzioni in acciaio e tutti gli aspetti riguardanti la progettazione architettonica e strutturale.

Con il contributo di



Con il patrocinio di



Tutte le informazioni sono reperibili sul nostro sito

www.collegiotecniciacciaio.it

PROGRAMMA

DAY 1

Centro Congressi Fondazione Cariplo: Giovedì 26 Settembre 2024 - 9:00-18:00



Ore 8.40: Registrazione Partecipanti
Ore 9.10: Inizio lavori e Saluti istituzionali
Ore 9.40: Relazione introduttiva al Congresso - Ingegneria Civile, ieri, oggi, domani – Prof. Giulio Ballio
Ore 10.00: Relazione ad invito - Ferro e acciaio a Milano: uno sguardo su alcuni interessanti esempi di costruzione metallica, tra storia e innovazione - Prof. Mario de Miranda - Studio de Miranda Associati
Ore 10.20: Relazione ad invito sullo Stato delle Realizzazioni in Italia - Strutture metalliche e miste: la prospettiva di un Progettista - Ing. Mauro Eugenio Giuliani - REDESCO
Ore 11.00: Coffee break
Ore 11:20 Relazione ad invito Internazionale - Recent results of monopile connections in offshore supporting structures for large-capacity Wind Turbines - Prof. Milan Veljkovic - Università di Delft
Ore 12.00: Inizio Sessioni Parallele
Ore 13.00: Lunch
Ore 14.00: Tavola rotonda - Olimpiadi 2026: L'Ingegneria e il Ruolo Strategico dell'Acciaio - Moderatore: Ing. Bruno Finzi - CEAS
Ore 15.00: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 16.00: Coffee break
Ore 16.20: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 18.00: Fine Lavori e Cocktail di Benvenuto

DAY 2

Centro Congressi Fondazione Cariplo: Venerdì 27 Settembre 2024 - 9:00-20:00

Ore 9.00: Relazione ad invito sullo Stato della Ricerca in Italia - La sicurezza strutturale antincendio nelle costruzioni metalliche del futuro - Prof. Emidio Nigro - Università di Napoli Federico II
Ore 09.40: Relazione ad invito Internazionale - Steel Advancements Changing the World - Eng. Ron Klemencic - Magnusson Klemencic Associates
Ore 10:20: Tavola rotonda - Gli Eurocodici e le ricadute nelle nostre normative
Moderatore: Prof. Raffaele Landolfo - Università di Napoli Federico II
Ore 11.20: Coffee break
Ore 11.40: Inizio Sessioni Parallele
Ore 13.00: Lunch
Ore 14.00: Tavola rotonda - Grandi Opere infrastrutturali in Acciaio: La Forza di una Sinergia Perfetta - Moderatore: Mario de Miranda - Studio de Miranda Associati
Ore 15.00: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 16.00: Coffee break
Ore 16.20: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 18.00: Assemblea dei Soci CTA e Fine Lavori
Ore 20.00: Cena di gala - Premiazioni vincitori Best Thesis, Best Paper, Best Design



DAY 3

Politecnico di Milano - Sede Leonardo: Sabato 28 Settembre 2024 - 9:00-13:00



Ore 9.00 - 13.00 Corsi di Formazione Professionale *
Corso A: L'uso consapevole dei programmi di calcolo nella pratica quotidiana
Corso B: Acciaio e decarbonizzazione del costruito: a che punto siamo?

- Anche in modalità Webinar su Piattaforma Microsoft Teams



CollegioTecniciAcciaio



c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio

www.collegiotecniciacciaio.it

FATICA NELLE STRUTTURE IN ACCIAIO NORMATIVA VIGENTE ED ESEMPI DI PROGETTAZIONE (SECONDA EDIZIONE)



PONTE SAN MICHELE (COURTESY SETECO INGEGNERIA SRL)

22 E 29 NOVEMBRE 2024 – ORE: 14:00 – 18:00

SAVE THE DATE

Si tratta della seconda edizione aggiornata del webinar che si è svolto nei giorni 19 e 20 ottobre 2023.

Il webinar tratta il comportamento a fatica di elementi strutturali e collegamenti di acciaio.

Esso è incentrato sulla presentazione e commento di alcuni esempi significativi (ponti ferroviari, vie di corsa per carriponte, ciminiere etc.) nell'ambito della carpenteria metallica.

Saranno anche discusse differenze tra norme vigenti ed Eurocodici di relativamente prossima emissione.

WEBINAR

RELATORI:

Prof. Filippo Berto (Università La Sapienza, Roma)

Ing. Alessandro Catanzano (CIMOLAI S.p.A.)

Ing. Benedetto Cordova (CTA – Collegio dei Tecnici dell'Acciaio)

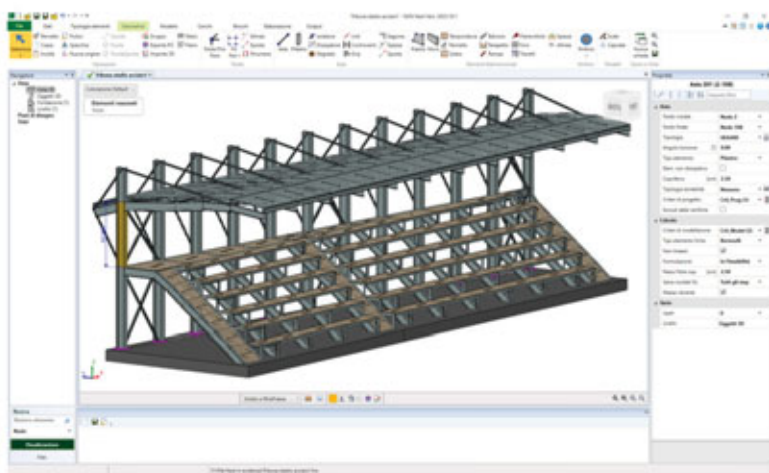
Ing. Pietro Foti (Università La Sapienza, Roma)

Ing. Francesco Mutignani (Comitato CEN/TC 250/SC 3/WG 9 – Evolution of EN 1993-1-9 – Fatigue).

FaTA^{NEXT}

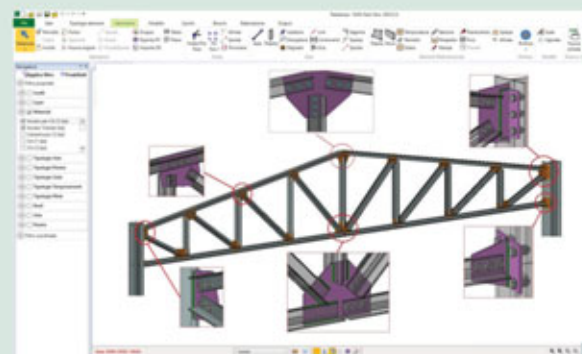
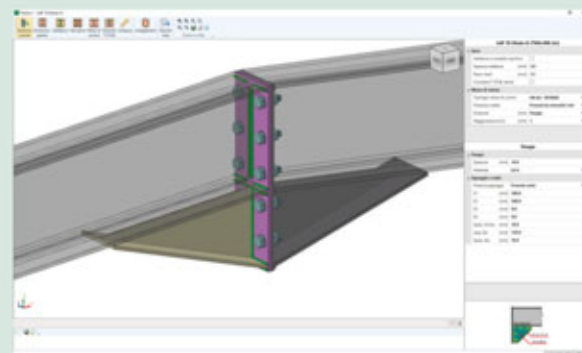
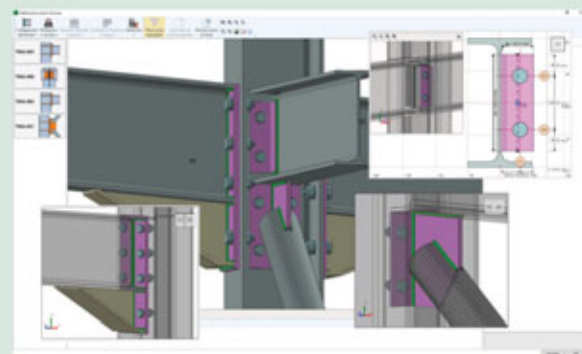
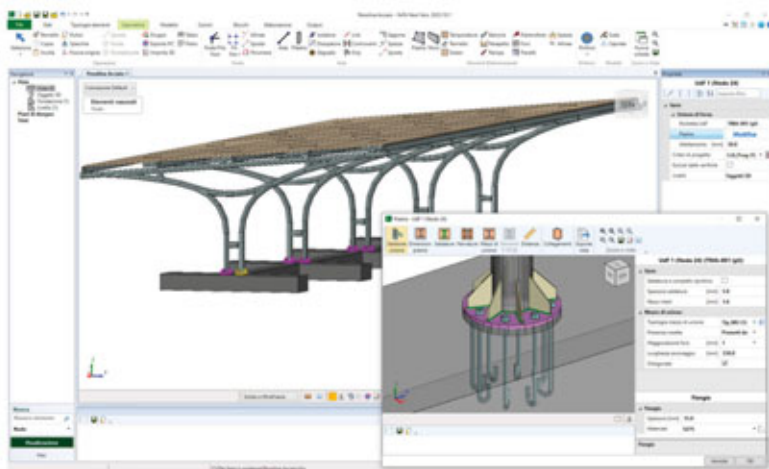
la soluzione per il calcolo strutturale

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



FaTA^{NEXT}

lo strumento ideale per le diverse soluzioni progettuali delle strutture metalliche.



www.stacec.com



 **STACEC**



RICHIEDI IL CODICE
SCONTO

Disponibile il Plugin di esportazione per

 **StatiCa**® 

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

CDJ *Win*

Computer Design of Joints
2024 Edition **FEA Connection**

**Niente più
problemi con le
giunzioni metalliche...
Progetta la tua unione
in acciaio con CDJ!!!**

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

CDJ Win, sfruttando la libertà compositiva della
modellazione tridimensionale, rappresenta
una soluzione ideale ed efficace per far
crescere e migliorare la tua esperienza
nella progettazione strutturale!!

**Mappatura tensioni
di Von Mises**

**Navigatore
Fotorealistico
dell'intera struttura***

**Novità: da oggi disponibile la versione
"CDJ Junior - Base" a soli € 300.00 + iva**

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.

Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it

Software Tecnico Scientifico®

Visiona i nostri
video tutorials su 



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

