



PORTALE SUD
FORTEZZA

SÜDPORTAL
FRANZENSFESTE



HIER ENTSTEHT DER
BRENNER BASISTUNNEL

EIN PROJEKT, DAS VERBINDET



IDEE E SOLUZIONI GLOBALI PER PROGETTI INFRASTRUTTURALI NEL MONDO

Italferr, società di ingegneria del **Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane**, è leader sul mercato italiano e internazionale in progettazione, direzione lavori e project management di opere infrastrutturali.

Dall'ideazione fino alla messa in esercizio, offre al cliente il proprio know-how, frutto di un'esperienza di oltre 30 anni, finalizzato ad ottenere le migliori soluzioni tecnologiche, integrate e a basso impatto ambientale.

IDEA StatiCa® CONNECTION

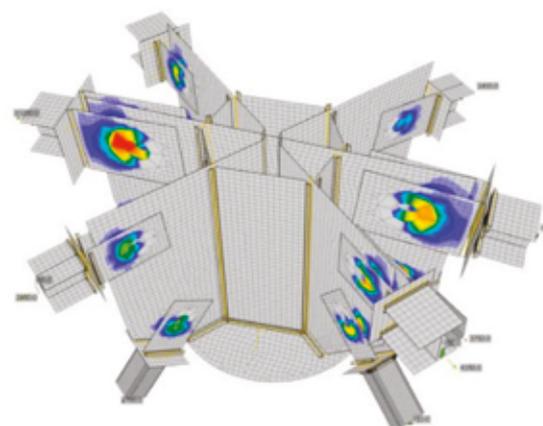
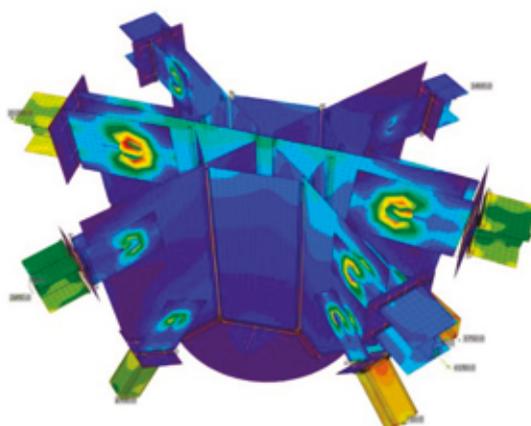
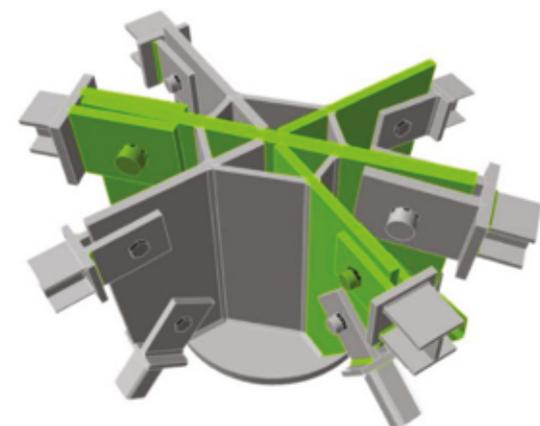
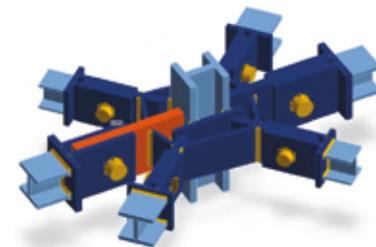
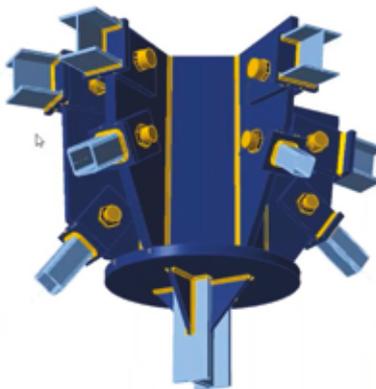
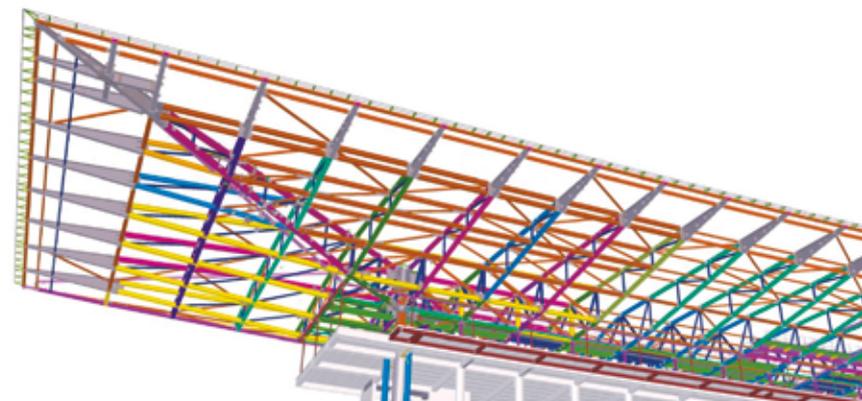
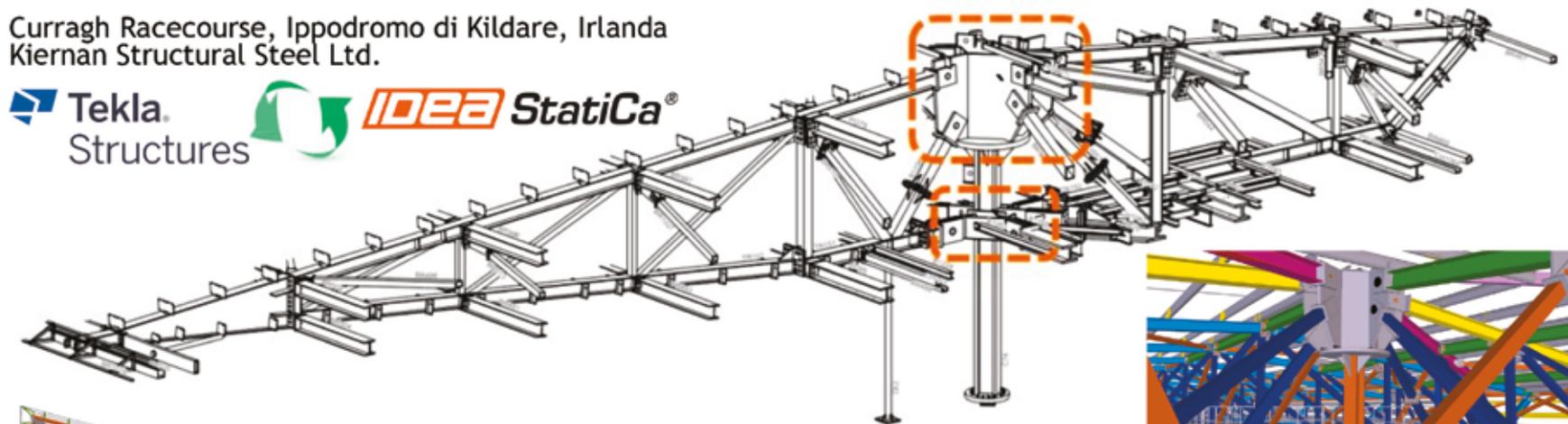
LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA DI CONNESSIONI IN ACCIAIO GENERICHE
BIM - ANALISI NON LINEARI - MULTILINGUA - NORME: 

Curragh Racecourse, Ippodromo di Kildare, Irlanda
Kiernan Structural Steel Ltd.

 Tekla
Structures



IDEA StatiCa®



EISEKO
COMPUTERS

PROVA LA VERSIONE COMPLETA PER 14 GIORNI

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

posta@eiseko.com

+39 045 80 31 894

www.eiseko.it



Giornate Nazionali di Saldatura



G N S 11

L'EVENTO CULTURALE DI RIFERIMENTO
NEL MONDO DELLA FABBRICAZIONE
DEI PRODOTTI SALDATI

CAMBIO DATA 

SAVE
THE
DATE

GENOVA, 2 - 3/12/2021
PORTO ANTICO | CENTRO CONGRESSI

WORKSHOP TECNICO SCIENTIFICI | **CORSI** DI FORMAZIONE | **AGGIORNAMENTI** | **FAQ** | **ESPOSIZIONE**

SPONSOR TECNICI | Aggiornamento al 22/03/2021



www.gns.iis.it



Tekla
Structures
NUOVA VERSIONE 2021

Il BIM per l'Ingegneria Strutturale

Tekla Structures 2021: la qualità di sempre
al prezzo più conveniente di sempre

Tekla Structures 2021 si presenta in una nuova modalità: la formula in Subscription, a noleggio.

La nuova versione del software è ancora più facile da utilizzare.

Quali sono i vantaggi della modalità Subscription?

- **Investimento iniziale inferiore rispetto al passato**
- **Sempre aggiornato alla nuova versione**
- **Supporto tecnico compreso nel canone di noleggio**
- **Flessibile e adatto alle nuove esigenze del mercato**

e molto altro...

Rivenditore esclusivo per l'Italia

since 1990
HARPACEAS
More than BIM



Busan Cinema Center has the Longest Cantilever Roof in the World

MasterSap is more

PROGETTARE IN ACCIAIO. SEMPRE SULLA STRADA GIUSTA CON MASTERSAP.



Un prodotto completo, flessibile e versatile che soddisfa le esigenze più avanzate della progettazione in acciaio.

Innovativo, intuitivo, completo. L'utilizzo di MasterSap è immediato e naturale anche grazie all'efficienza degli strumenti grafici e alle numerose modalità di generazione del modello direttamente da disegno architettonico.

Top performance. Il solutore, potente ed affidabile, conclude l'elaborazione in tempi rapidissimi; i postprocessori per c.a., acciaio, legno, muratura, integrati fra loro, completano, in modo immediato, dimensionamento e disegno di elementi e componenti strutturali.

L'affidabilità dell'esperienza. MasterSap conta un numero straordinario di applicazioni progettuali che testimoniano l'affidabilità del prodotto e hanno contribuito a elevare i servizi di assistenza a livelli di assoluta eccellenza.

Condizioni d'acquisto insuperabili, vantaggiose anche per neolaureati.

**Siamo presenti a:
SAIE Bologna
16-19 ottobre**

AMV s.r.l.
34077 Ronchi dei Legionari (GO)
Via San Lorenzo, 106
Tel. 0481.779.903 r.a. - Fax 0481.777.125
E mail: info@amv.it - www.amv.it



AMV
SOFTWARE COMPANY

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949

REDAZIONE

DIRETTORE RESPONSABILE: BRUNO FINZI

EDITOR IN CAPO: ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia

COMITATO DI REDAZIONE:

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

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

COMITATO SCIENTIFICO:

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

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

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

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

CONCESSIONARIA PUBBLICITÀ:

Agicom srl, Viale Caduti in Guerra, 28,
 00060 Castelnuovo di Porto (RM)
 Tel. +39 069078285
 www.agicom.it
 Dott.ssa Manuela Zuliani, Cell: +39 3467588821
 manuelazuliani@agicom.it

IMPAGINAZIONE E GRAFICA:

Hutert 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 APRILE 2021

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 LXXIII GEN FEB 21

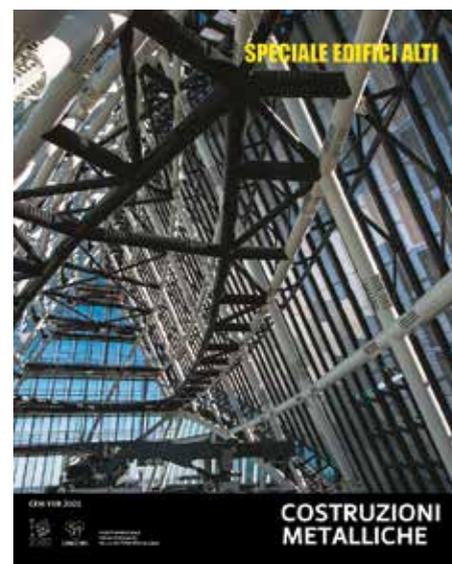


costruzionimetalliche@ctanet.it

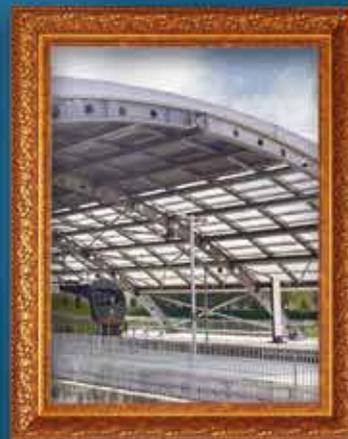
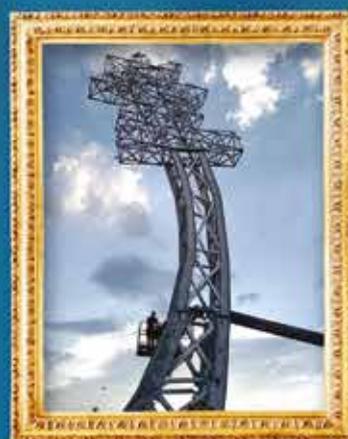
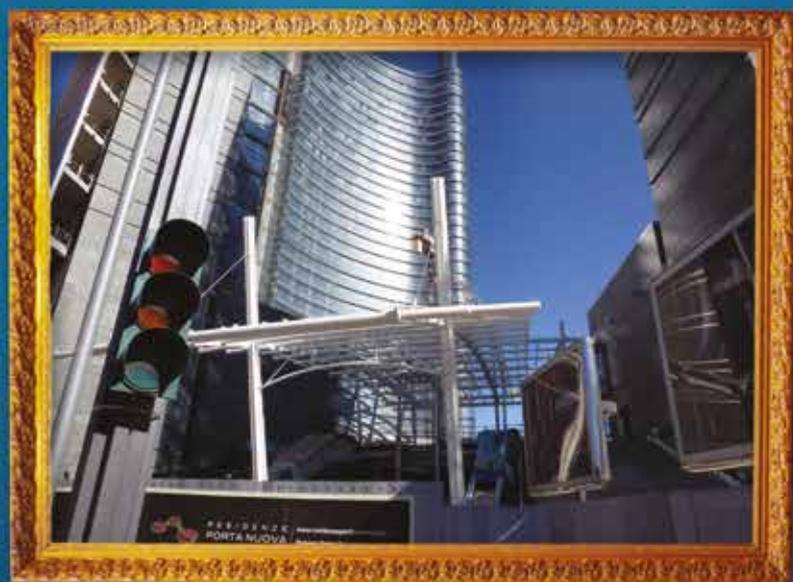
In copertina: *Vista interna del volume sommitale ("Crown") della Torre Libeskind a Citylife.*

Progetto Strutturale Redesco

Foto di Stefano Gusmeroli - Milanofoto



9	EDITORIALE	
	MAURO EUGENIO GIULIANI	GUARDARE IN ALTO
10	INGEGNERIA	
	MATTEO CONT, NICOLA TONDINI, DARIO TRABUCCO, RICCARDO ZANON	NUCLEI IRRIGIDENTI COMPOSTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO COME ALTERNATIVA A SOLUZIONI TRADIZIONALI IN CEMENTO ARMATO STATO DELL'ARTE E PROSPETTIVE FUTURE
29	RICERCA	
	DIANA FAIELLA, PASQUALE LINARDI, ELENA MELE	RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI ALTI: DALLE STRUTTURE DIAGRID ALLE MEGASTRUTTURE
44	REALIZZAZIONI	
	BRUNO FINZI, LUCA ROSSINI	LA DIREZIONE LAVORI DELLE STRUTTURE IN UNA GRANDE OPERA IN ACCIAIO E CALCESTRUZZO ARMATO: LA "TORRE INTESA SANPAOLO" DI TORINO
52	REALIZZAZIONI	
	PAOLO NAPOLI, VITTORIO NASCÉ, GIAMBATTISTA QUIRICO	IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE DELLA TORRE INTESA SANPAOLO DI TORINO
64	ARCHITETTURA	
	SERENA GIORGI	COSTRUIRE IN ALTEZZA: LA VERTICALITÀ NELL'USO DELL'ACCIAIO
74	REALIZZAZIONI	
	ARTURO DONADIO, ANTONIO CONDELLO	TORRE RCS A MILANO REVISIONE CRITICA DOPO 15 ANNI
90	CULTURA DELLE COSTRUZIONI METALLICHE	
	LA REDAZIONE	MOLE ANTONIELLIANA 68 ANNI FA LO SPAVENTOSO CROLLO
101	PILLOLE DI CORROSIONE	
	A. BRENNÀ, S. BERETTA, M. ORMELESE, F. BOLZONI	COMPORTAMENTO DEGLI ACCIAI INOSSIDABILI IN ESPOSIZIONE ATMOSFERICA
106	LE AZIENDE INFORMANO	
	FABRIZIO FERRARIS	HARPACEAS - MORE THAN BIM
108	RICORDO	
	LA REDAZIONE	LESLIE E. ROBERTSON LO STRUTTURISTA DEL WORLD TRADE CENTER
110	LIBRI	
	RICCARDO DE COL	F. Bontempi, A. Aguinalgalde, F. Petri "PROGETTAZIONE STRUTTURALE ANTINCENDIO" Dario Flaccovio Editore
111	NOTIZIARIO CTA	
		QUADERNO DEL CTA N. 4 "IL CAPITOLATO TECNICO PER LA REALIZZAZIONE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO"



GIAMBARINI GROUP COLLECTION

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

LA NOSTRA GALLERY COMPLETA LA TROVATE SUI NOSTRI SITI:

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





Mauro Eugenio Giuliani

REDESCO, Milano

GUARDARE IN ALTO

Non possiamo più consumare terreno.

Questo è un bisogno impellente ed imprescindibile della sostenibilità, oltre che una regola adottata da un numero crescente di Stati. Densificare, creare spazi urbani multicentrici con una varietà di funzioni, lontano dal modello obsoleto di “downtown” popolato da torri in simbiosi difficile con una periferia residenziale, a sua volta separata in zone secondo il censo di chi le popola. Ridurre gli spostamenti, il pendolarismo, l’automobile privata come necessità per lavorare. Creare luoghi di vita urbana che uniscano lavoro, residenza e spazi comuni di qualità. Abbiamo sentito dire queste cose innumerevoli volte negli ultimi due decenni, e il trauma che ancora viviamo della pandemia in atto non ha spostato minimamente i termini della questione: l’umanità dovrà vivere nelle città, la densità è inevitabile, ma è anche una grande occasione di rigenerazione. Dovremo, dobbiamo, costruire, e ri-costruire, in altezza. Compensare la necessità – non gratuita – di trasportare persone e cose in verticale con la liberazione di spazi al suolo da destinare al verde, a luoghi di socialità, alla ricostruzione di una dimensione urbana adatta ad una mobilità leggera, pedonale, umana. È sapere comune degli Ingegneri il detto: “i grattacieli sono figli di due invenzioni: l’acciaio laminato e l’ascensore”. Alla fine del diciannovesimo secolo, negli Stati Uniti d’America e principalmente a Chicago, le due invenzioni si incontrarono ed iniziarono a delineare il profilo delle “città dei grattacieli” che conosciamo. Oggi, pur nella varietà dei materiali disponibili per il Progettista, l’acciaio riveste ancora un ruolo essenziale nella costruzione in altezza. Il rinnovato slancio verso l’alto di Milano lo dimostra: l’acciaio è il materiale chiave non soltanto in uno degli elementi principali di ogni torre, la facciata, ma si rivela elemento indispensabile nel funzionamento strutturale dei progetti più ambiziosi. Dalle travi di accoppiamento della Torre Generali, alla “corona” della Torre PWC, alle “belt trusses” di Torre Allianz, ai cavi da post-tensione delle torri Solea e Solaria, per non parlare della struttura portante del “Diamantone” (oggi sede di BNP Paribas), della Torre Unipol in costruzione e della guglia della Torre Unicredit. E l’elenco potrebbe continuare. A noi progettisti il compito di sperimentare, di osare, di inventare esplorando il limite delle soluzioni perché, dalle realizzazioni di punta, non potrà che discendere il saper fare necessario per rivestire con dignità e competenza il ruolo primo di chi concepisce il costruito: migliorare le condizioni di vita dell’umanità “addomesticando il creato”. La sfida oggi è creare edifici alti e città dense a costi contenuti, accessibili, a misura d’uomo. Non potremo farlo senza contare sull’acciaio.

Nuclei irrigidenti composti acciaio-calcestruzzo come alternativa a soluzioni tradizionali in cemento armato

Stato dell'arte e prospettive future

Double-skin steel-concrete composite cores as an alternative to traditional RC cores

State of the Art and Future Perspectives

Matteo Cont¹, Nicola Tondini², Dario Trabucco³, Riccardo Zanon^{4*}

¹Ney+Partners, Luxembourg, ²Università degli Studi di Trento, ³Università IUAV di Venezia, ⁴ArcelorMittal R&D, Luxembourg

Questo articolo presenta delle riflessioni riguardo all'utilizzo di setti composti acciaio – calcestruzzo a doppio guscio come alternative a setti in calcestruzzo impiegati come nuclei irrigidenti di strutture multi-piano. Una realizzazione importante negli Stati Uniti ha mostrato che questa soluzione non solo è possibile ma anzi può contribuire in maniera fondamentale a ridurre i tempi e quindi i costi di costruzione per gli edifici di grande altezza. La ricerca strutturale negli scorsi anni ha investigato molti aspetti di questa nuova tipologia rivelandone aspetti innovativi e potenzialità, ma in Europa questa soluzione non è ancora stata impiegata per edifici di grande altezza e meriterebbe elucidazioni riguardo all'applicazione dei codici normativi. Questo articolo ripercorre i passi principali fatti negli ultimi anni, proponendo due casi studi sui quali si analizzano i benefici potenziali di questa nuova tecnologia.

This contribution presents some interesting features concerning the use of Double-Skin Composite Cores (DSCC) as an alternative to RC cores for Tall buildings. A recent realization in US showed how this solution is not only technically possible but also intervenes as a game-changer, enabling a substantially shorter construction time, therefore ensuring a significant gain on the total financial operation. Relevant research has been performed worldwide on the topic, highlighting the major features and detailing possibilities. Nevertheless, some main points remain open for the adoption of this solution in the European construction practice and standard. This paper will discuss the major steps in the development of this solution, presenting two case studies aimed at highlighting the potential of this new technology.

1. Introduction

High-rise buildings in the range of 30 to 80 storeys, classified as tall by the Council of Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) (figure 1), are typically subjected to significant horizontal actions, i.e. wind and, if located in seismic prone regions, also earthquake. Thus, in order to provide the building with adequate lateral stiffness and strength, structural cores are erected within the structure. The building core can be defined as “an element that gathers the space necessary to provide visual, physical and functional vertical connections that work effectively to distribute services through the building” [1]. In the first high-rise buildings the core had only this function, and the lateral stiffness and strength were provided by either a bracing system or masonry wall systems or moment-resisting frames. With the development of reinforced concrete (RC) it became natural to give the building core a major structural function by means of RC shear walls.

Main drivers for the design of the core are the wind loads as well as the earthquake loads in seismic prone areas. RC shear walls appear as a good option to ensure stiffness against wind loads, even if depending on the demands they may require massive dimensions. Moreover, based on standards requirements, erection

can be challenging owing to high steel reinforcement ratios and complex detailing. Indeed, the application of RC shear walls in seismic-prone regions entails a specific and careful detailing of the steel reinforcement, which is fundamental to provide the wall with the required ductility and capacity. Even with slender concrete walls, the response of which is flexure-dominated and therefore a more ductile mechanism than in shear-dominated squat concrete walls, shear demand may influence the behaviour in terms of drift capacity. In addition, the value of moment-shear ratio may change the failure mechanism from flexure (bar fracture) to compression (concrete crushing and bar buckling) and also lap splices can significantly impact the seismic performance [1]. Thus, detailing enhances the complexity and can sensitively affect the construction time. In fact, it is also important to notice that in tall buildings the erection of RC cores is typically the limiting point in the construction schedule of the whole building. Indeed, the construction of these cores is accomplished using formwork and internal packed reinforcing bar cages. The process of setting the formwork, installing reinforcing steel, placing the embedded plates, installing sleeves and block-outs and casting is labour intensive and a major time constraint. Thus, alternative solutions for medium-to high rise buildings have been developed over the

years in order to overcome the main disadvantages of traditional RC cores. In this respect, this paper describes composite solutions for structural cores that integrate the use of steel and concrete. It is organised as follows: in Section 2 some considerations regarding building core layout are presented; Section 3 provides an analysis of the role of double skin composite systems in the construction industry, in Section 4 two case studies comparing RC cores with composite cores are analysed and discussed; finally, in Section 5 conclusive remarks and future perspectives are drawn.

2. Considerations about building core layout

2.1 Floor plan layout

Generally speaking, high rise buildings falling in the set analysed in the paper are used to host offices and/or apartments. In buildings dedicated to offices the floor is generated around the

hub of the core, providing an annular open space free of structural elements (the columns are indeed located along the perimeter of the building, thus being integrated in its envelope). Considering that this kind of tower is frequently delivered in core & shell status, being the customisation of spaces in charge of the future tenant, this configuration represents a mandatory requirement to guarantee the maximum possible flexibility and reconfigurability of rented spaces.

Conversely in the case of buildings dedicated to residential use the presence of partitions between different apartments allows for the implementation of a certain number of additional shear walls, working with the main core to guarantee the expected performance in terms of stiffness and strength (this configuration can be representative also for the case of towers totally or partially occupied by hotel rooms).

In any case, looking at the presented plans, it's pretty clear that for

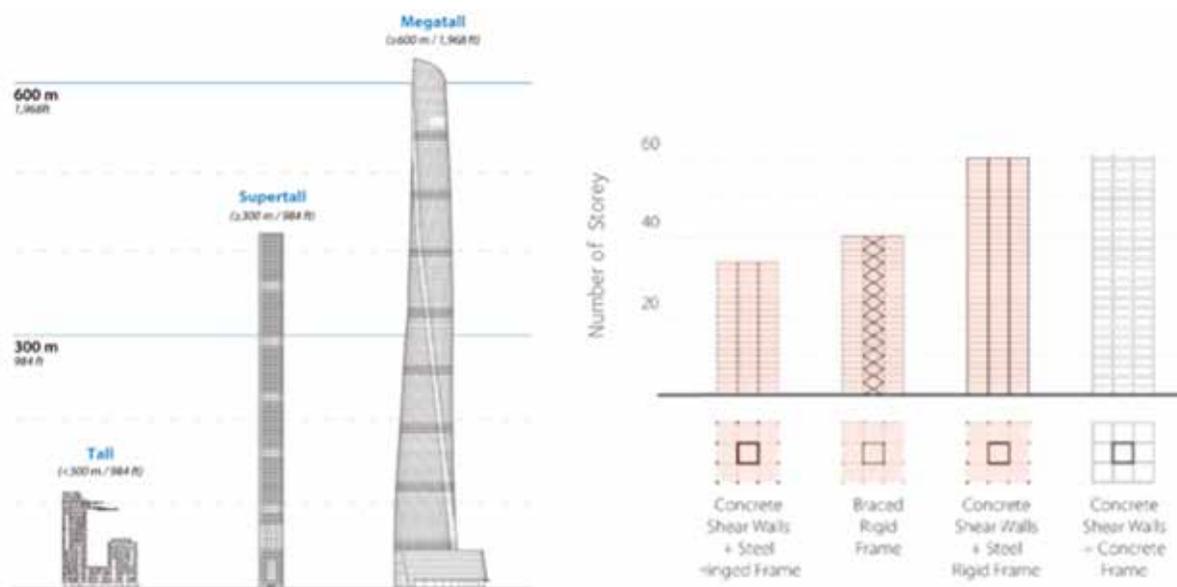


Fig. 1 | Tall Buildings' most common structural systems @ Source CTBUH



Fig. 2 | Trinity tower, Paris, France (Office building, 151 m structural height / 33 floors / +/-1500 m² average gross area per floor)

both these two options the percentage of floor surface occupied by the core is quite relevant, being valid the general rule that floor slab efficiency is adversely affected by the height of the tower (as the core tends to expand to satisfy the performance requirements of strength and stiffness). Figure 5 shows the calculation performed for a typical storey of Lusail Towers, currently under construction in Doha, Qatar, where almost one third of the gross surface is occupied by the concrete core.

It follows that the implementation of a more effective core technology is highly desirable with the goal of increasing floor slab efficiency. As it will be showed in the following, the additional cost of a double-skin composite wall system is thus greatly compensated by the corresponding advantages in terms of increased rentable surface and flexibility.

2.2 Slenderness

The slenderness ratio of a tower is directly related to the possibility of implementing a sufficiently stiff lateral resisting system without jeopardising the ability of the building to comply with its expected function. From the previously presented floorplans it is thus evident that residential towers are more suitable for high slenderness ratios, allowing not only for the implementation of the core, but also for properly distributed shear walls.

Furthermore, residential towers are built either to increase building density (thus subdividing the high cost of land by a higher built area) or in luxury developments where height is “per se” a distinctive luxury feature, such in the case of the 11 West street in New York where the quest for height records and the small avail-

able volume allowed by zoning air rights promoted the development of a extreme slenderness ration of 1:24.

Figure 6 is very interesting in presenting the slenderness ratios characterising some recent residential development in Melbourne, Australia. Between them Collin House, reaching the remarkable value of 1:16 (figure 4).

3. The role of double-skin composite systems

3.1 Overview of various solutions

In countries where high-rise building construction is intense, some alternatives to RC cores using steel have already been studied. Indeed researches [3]-[17], applications and products [19]-[22] and standards [23] can be found in literature that deal with steel-concrete shear walls. In particular, double-skin steel-concrete composite shear walls composed of two steel plates and infilled concrete have been proposed to achieve higher performances. Active research about this technology has been carried out in particular in the US and in China. In this respect, the University at Buffalo and Purdue University have been authors of several recent works on the structural behaviour of steel plate composite walls [3] that deal, for example, with the evaluation of the out-of-plane shear behaviour with different types of tie bars or shear reinforcement [4], the impact behaviour [5], local buckling and design for axial compression [6] and the seismic response [7]-[10]. Indeed, the steel plates improve the shear resistance, energy dissipation against the seismic action as well as high stiffness and serve as formwork during concrete casting. Moreover, the connection between steel



Fig. 3 | IFS Tower (Office building, 250 m structural height / 50-floors / floor dimension: 65x44 m – +/- 2900 m² average gross area per floor), Chengdu, China

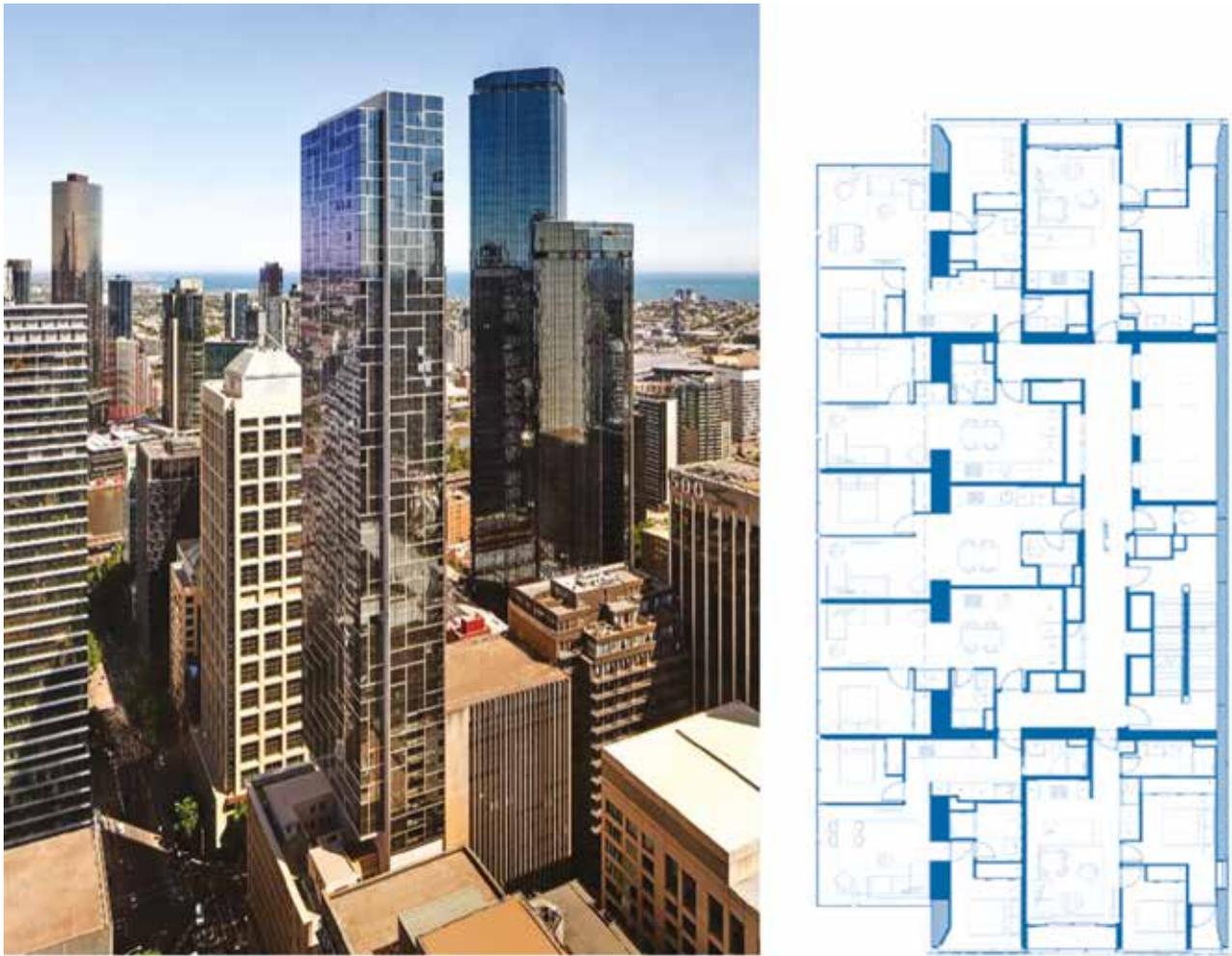


Fig. 4 | Collin House Melbourne, Australia (Residential building 185 m structural height / 60-floors / floor dimension: 36x16 m – +/-580 m² av. gross area per floor).

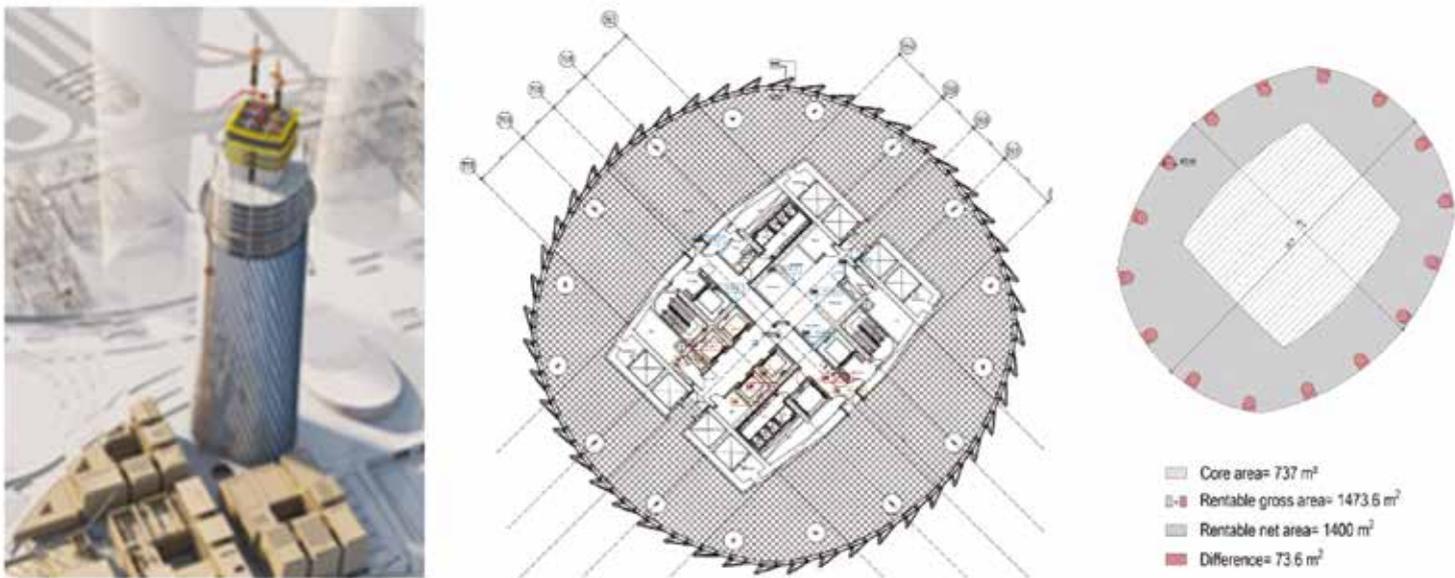


Fig. 5 | Lusail towers, Doha, Qatar – design phase (Mixed-use building, estimated 292 m structural height / 70-floors / floor dimension: 36x16 m – +/- 1500 m² average gross area per floor)

members and the core is simplified. In China, the axial behaviour and the cyclic behaviour of multi-partition composite shear walls was investigated [13], Wang et al. [14] carried out an experimen-

tal campaign aimed at analysing small-scale modular prefabrication composite shear panel (MPCSP) specimens under quasi-static loading; whereas Yan et al. [15] have recently analysed the

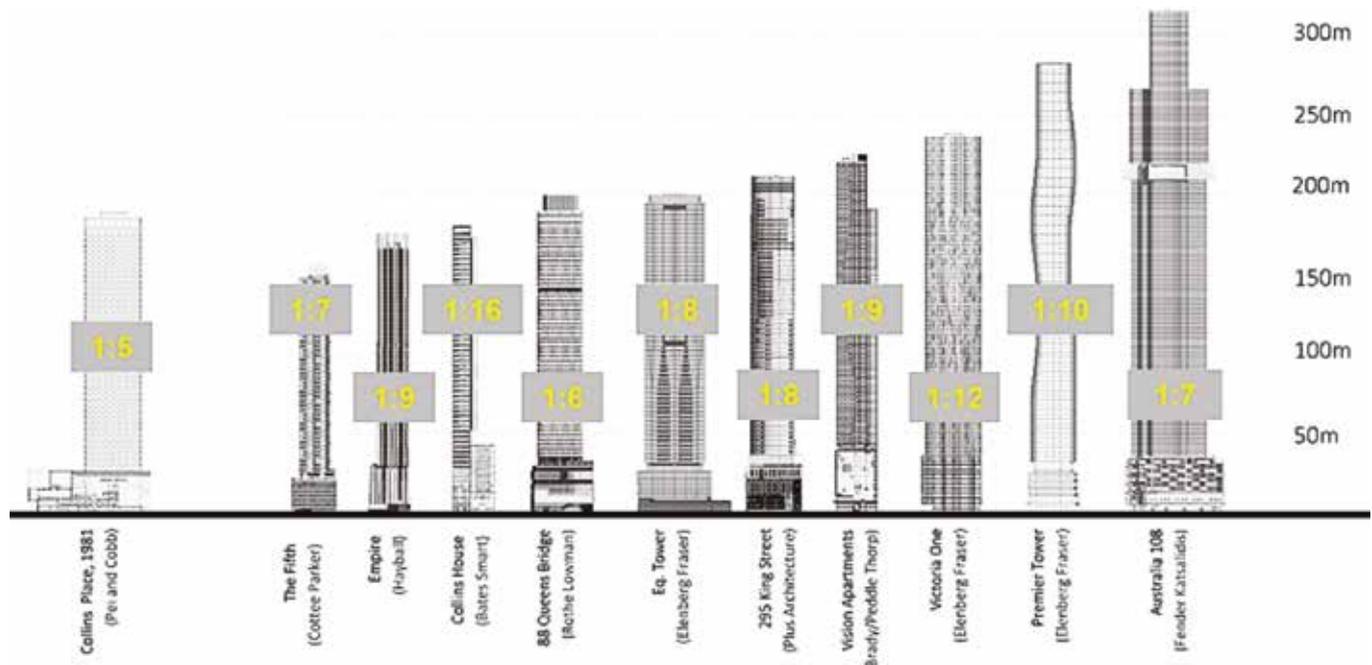


Fig. 6 | Slenderness ratio comparison of recent residential skyscrapers built in Melbourne, Australia

seismic behaviour of concrete-filled composite plate shear walls with boundary columns; Sun et al. [16] presented a seismic design procedure for composite partially restrained steel frame-reinforced concrete infill walls with concealed vertical slits. In Romania, Dan et al. [17] studied the nonlinear behaviour of composite steel-concrete shear walls with vertical steel encased profiles, focused on the connection between the steel profiles and the concrete respectively, to compare the behaviour of shear walls with different steel shape encased profiles with typical reinforced concrete shear walls. Furthermore, some projects with this technology have been already successfully realized in the US and the seismic behaviour of composite plate shear wall-concrete filled and is already addressed by ASCE-7 2016 [23], with extensions and improvements foreseen in future AISC 360 and AISC 341 standards. Steel cores have also been conceived and produced [22], with the possibility to cast concrete. Only steel solutions allow to speed up the building erection, but they are not suitable for tall buildings. Based on these works the main advantages and limitations of RC shear cores, steel cores and double-skin composite cores are summarised in figure 7, for which it is clear that the composite solution may entail significant advantages for tall buildings.

3.2 Outstanding example of high-rise building with double-skin composite core.

A major implementation of the double-skin concept has been achieved over last years in Seattle (USA) in the project called Rainier Square Tower, a mixed-use building with a total height of 260 m. The design office MKA (Magnusson Klemencic Associates) had extensively developed the solution together with Purdue University and University of Buffalo. The system uses two steel plates connected by steel spacing ties with the cavity between the plates filled with high-strength concrete. Each element has been prefabricated off-site to achieve an interstorey height of about 3.5 m. The elements have been erected by crane lifting and connected

by welding on the construction site. The columns and the flooring system are a steel-concrete composite structure (figures 8-10).

The structural part of the core took only 377 working days, achieving a record speed of 2 storeys / week in the central part of the construction phase. According to the designers estimates, the conventional concrete core technology would have taken 474 working days to top out [32]. The difference of 97 working days equals to 136 calendar days, speaking for four-and-a-half-month benefit. When this data is considered in the economic rentability of the construction operation, it means a reduction contractor's overhead and general conditions costs, four-and-a-half month's lower financing costs, and four-and-a-half months of earlier rental income [32].

Given the success of this first major building, several others are currently being developed with this technology. Recently some adaptations have been also done to adapt the system for its use in nuclear plant [12].

4. Assessment of the potential of double-skin composite core vs RC core

4.1 Scope of the analysis

For both projects used as case study in this paper, a complete numerical model of the structure was available from previous design activities. The reference FEM software is SCIA Engineer [34]. Nevertheless, in order to perform a more representative analysis of the system, highlighting its main performance parameters, a simplified simulation tool has been developed. The simplified tool can perform the analysis of a cantilever structure in terms of deflection and modal analysis, assuming that the core will be in charge of all the lateral load. Masses are estimated based on a typical floor level. Second order effects are not taken into consideration. The material model is elastic and concrete is assumed uncracked. Considering that the core is subjected to significant compression

Traditional solutions for High-rise buildings: *Steel shear strusses with non-structural infills*

Main advantages :

- ✓ Speed of erection
- ✓ Structural redundancy

Main technical limitations :

- ✓ Complexity: lateral stability not only given to the core, but the whole structure is acting as frame
- ✓ Cost Detailing: very intensive in term of steel erection resources



Reference Core Solution for Low to High-Rise building: *Reinforced Concrete Cores (RC cores)*

Main advantages :

- ✓ Economic solution, stiffness of core alone sufficient up to 150-200m in general
- ✓ Covered by building code and known by practitioners

Main technical limitations :

- ✓ Reduced construction speed: Typical sequence with climbing formworks: **1 story per week**
- ✓ Difficult to match height tolerance between core and columns due to creep and shrinkage -> risky to install floor beams before concrete hardening and ensure horizontality
- ✓ Congested reinforcement layout: especially in seismic prone regions, high reinforcement ratios and challenging details expected in boundary elements & coupling beams for capacity design
- ✓ Difficult integration of embeds (required for the connection of standard floor beams or outrigger system) and a challenging execution of the penetrations required for services & piping installation;
- ✓ The implementation of outriggers can lead to complex connection details;



Alternative for Low-Rise buildings: *Steel panel cores*

Main advantages :

- ✓ Speed of erection
- ✓ Prefabrication
- ✓ Precision – minimal tolerances possible

Main technical limitations :

- ✓ Not - adapted to Tall buildings because costly and difficult to meet stiffness criteria



Alternative for High-Rise buildings : *Double-skin Composite cores*

Main advantages :

- ✓ Increased speed of erection (possible **2 stories / week**);
- ✓ No formworks required; NO reinforcement to install; Improvement of construction mastership since creep and shrinkage phenomena of concrete are strongly reduced
- ✓ Increased stiffness / self weight ratio compared to RC walls, leading to a potential reduction in the area of the core (increased rentable surface) with no changes in tower performance (same fundamental period) and with reduced actions in the foundation system as well as for seismic action;
- ✓ No tolerance issues caused by the interface between concrete and steel components (steel beams can be fabricated independently from the construction schedule defined for the core);
- ✓ Robust structure: Excellent blast and impact performance (in case of accidental actions, terroristic attack ...);
- ✓ Sustainability: strengthening for future re-adaptability (increased number of stories ...) simply achievable welding plates to the existing core at the inner side and/or connecting additional panels. With RC walls is much more complicated to achieve the same result

Main technical limitations :

- ✓ Time consuming / costly installation of cross-connecting tie rods and/or headed studs;
- ✓ Efficiency of concrete confinement is linked with the performance of cross-connecting tie rods;
- ✓ A "stable" connection of floor beams requires that the concrete filling is poured and hardened (otherwise beams / outriggers are connected to a slender steel plate – deformability problem);
- ✓ Limited dimensions of the elements linked to the plate production availability (in the case of Rainier Square building, elements splices were done at every floor level)

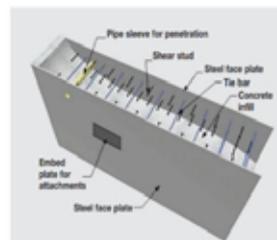


Fig. 7 | Overview of alternatives to RC cores for Tall buildings



Fig. 8 | Rainier Square Tower, Seattle, USA (Mixed-use building, 260 m structural height / 58-floors / 1200 m² average gross area per floor), first major realization of the double-skin composite core SPEEDCORE [32]



Fig. 9 | Construction of the composite core by crane lifting at Rainier Square Tower [32]

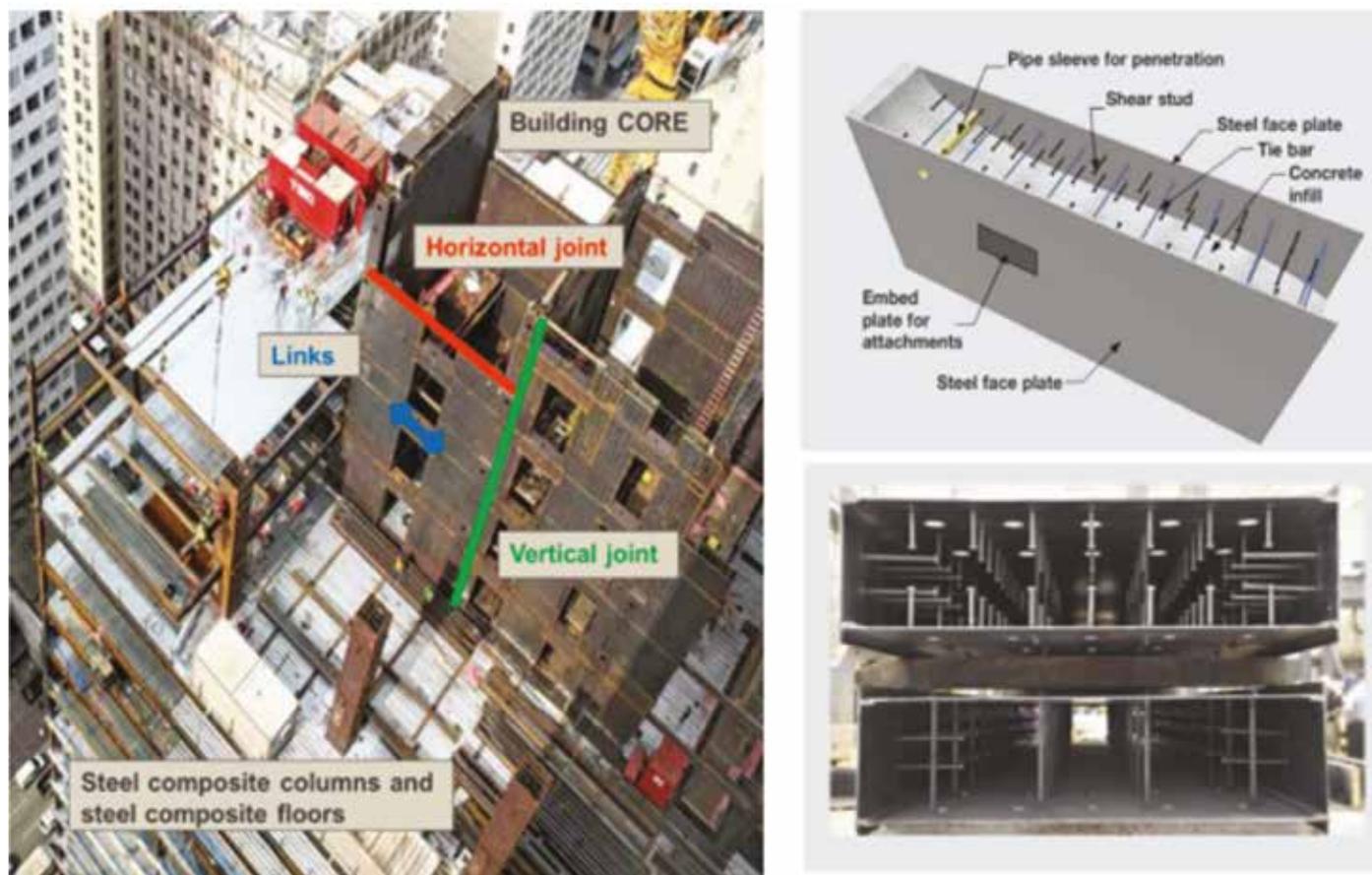


Fig. 10 | Left: view of Rainier Square Tower construction site and identification of some interfaces; right: view of the SPEEDCORE element [32]

due to the gravity loads, and serviceability criteria (such as lateral drift or acceleration limitation for users' comfort) often govern the design, this assumption is as reasonable. Concrete confinement, which can be surely developed in the steel-concrete system, has been neglected. Concrete grade C50/60 has been assumed (same grade as in the realized solution), whereas S355 is used for the structural steel.

Even if limited by the introduction of these simplifications, the proposed approach has proven to be effective in providing an understanding of the main performance parameters of the system.

4.2 Set of performance parameters considered in this analysis

Natural vibration period (T):

The natural vibration period is an intrinsic property of the structure which assumes a prominent importance in high-rise buildings. It reflects the characteristic of the tower, giving an indication on its ability to satisfy codes requirements in terms of stability, drift limits, perceived accelerations, etc. Fig. 11 shows the result of a statistical survey developed in China on 414 recently completed high-rise buildings [27].

The distribution law has been adopted in the paper for the evaluation of the target period to be adopted in the parametric analysis of both office a residential tower. Tab. 1 is an extract of Fig. 11 reporting the values for the range $H=100$ m x 300 m.

Total building drift (δ_{tot}):

Serviceability criteria in the form of lateral deflection limits under wind loading are often the governing structural issues for tall buildings. This notwithstanding, current guidance on deflection limits in international design codes is very limited and primarily based on experience with typical low and medium-rise buildings. A rational choice of deflection criteria for tall buildings is presently under discussion and requires further consideration. For the purpose of the simplified analysis described in this paper, the only deformation parameter adopted for the evaluation of the structural system is the Total Building Drift ratio. In more detail, the conventional value of $\delta_{tot} = H/600$ for a 100yr wind is selected.

Load-bearing resistance (N_{base} , V_{base} , M_{base}):

Three global stability parameters are considered to evaluate the performance of the tower for ULS: Axial Force (N_{base}), Base Shear (V_{base}) and Base Moment (M_{base}). They have been calculated for each case and verified in the frame of a preliminary design scope.

Maximum perceived acceleration (a_{max}):

Occupant comfort is mainly related to the perceived movement of the building. In isolation from visual cues human cannot detect the quasi-static lateral deflection of a tall building, sensing only the motion, normally quantified in terms of acceleration rather than displacement. Whilst there is no universally agreed limit for lateral accelerations, there are various guidelines in different design standards that are broadly similar. Fig. 12 shows ISO 10137 diagram (1=office tower, 2=residential tower) [31].

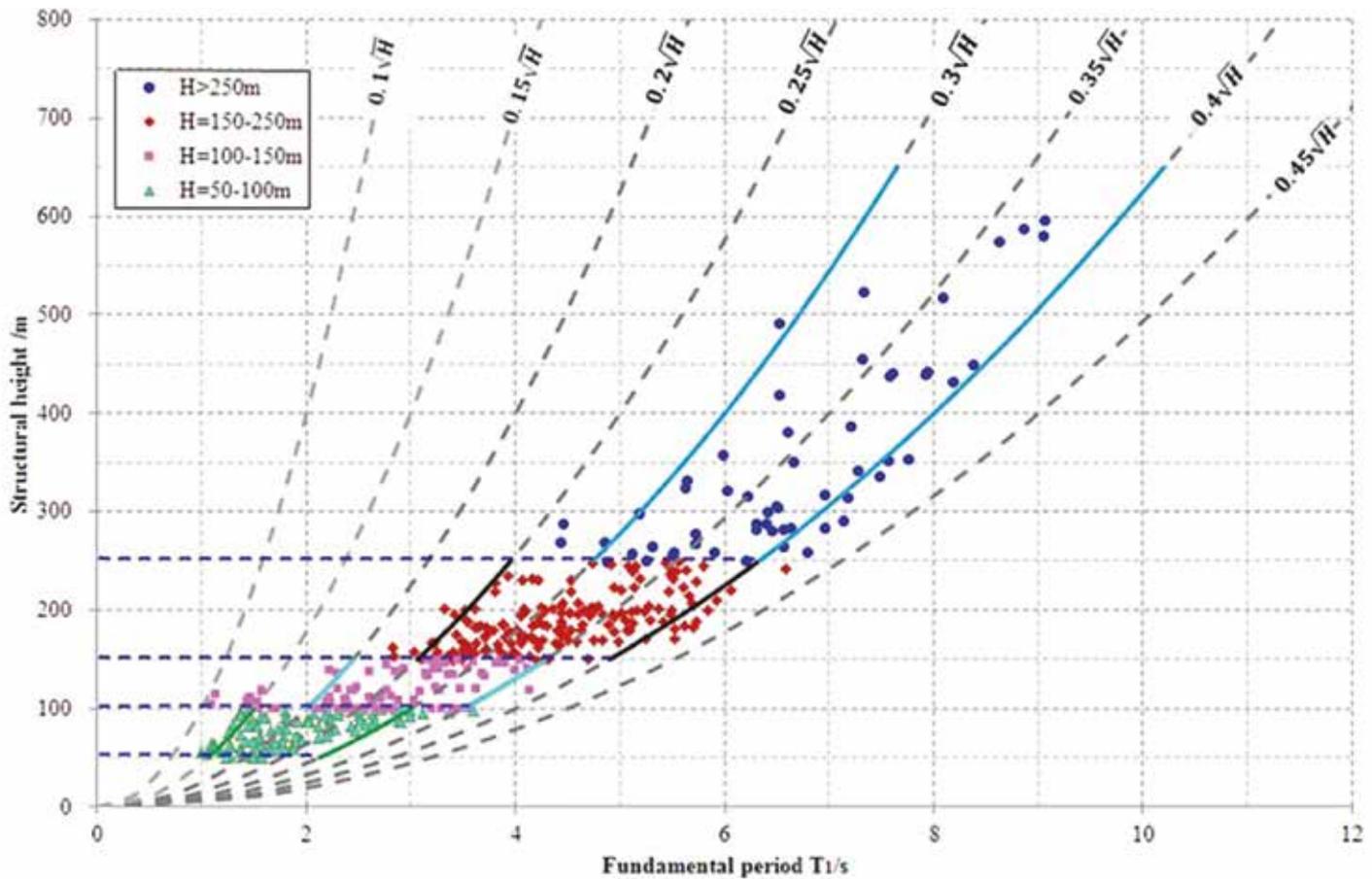


Fig. 11 | Distribution law of natural vibration period calculated considering 414 recently completed high-rise buildings.

4.3 First case study – 33 floors building with normal wind conditions

A first study has been made based on the tender drawings of the Trinity Tower in Paris, France (figure 2), given the fact that the business district of La Défense has been one of the most active zones in term of high-rise projects in continental Europe over the past decades. This case study therefore represents a common office building in urban areas, without extreme wind or seismic demands. The structure is based on a central concrete core built with an erecting scaffolding, RC circular columns and steel framed floors with a composite sheeting.

The composite core has been designed to have the same axial stiffness of the RC walls. The steel-concrete elements have total thickness between 220 mm and 300 mm, with a plate thickness of 15 mm to 30 mm.

The results of this simplified comparison are shown in the above graph. In particular,

- The two systems have been correctly designed to have rather the same lateral and torsional stiffness, corresponding to the initial assumption;
- The floor surface of the steel-concrete core is reduced by 20%, thanks to reduced wall thickness. For the case study considered, this brings to an increase of the total building net carpet area of about 1.5%;
- The mass of the core is reduced by 12%, which represents an important advantage in terms of seismic performance, as well as on LCA impact;
- The first main frequencies of the building are increased by 5% to 10%. This can be a benefit in case where wind induced vibrations would play a role;

Case Number	H	T_{inf}		T_{sup}		δ_{max}
	[m]	-	[sec]	-	[sec]	[mm]
A	100	0.20	2.00	0.35	3.50	200
B	150	0.25	3.06	0.40	4.90	300
C	200	0.25	3.54	0.40	5.66	400
D	250	0.30	4.74	0.40	6.32	500
E	300	0.30	5.20	0.40	6.93	600

Tab. 1 | Target natural vibration period calculated for the range $H = 100 \times 300$ m (upper and lower bounds).

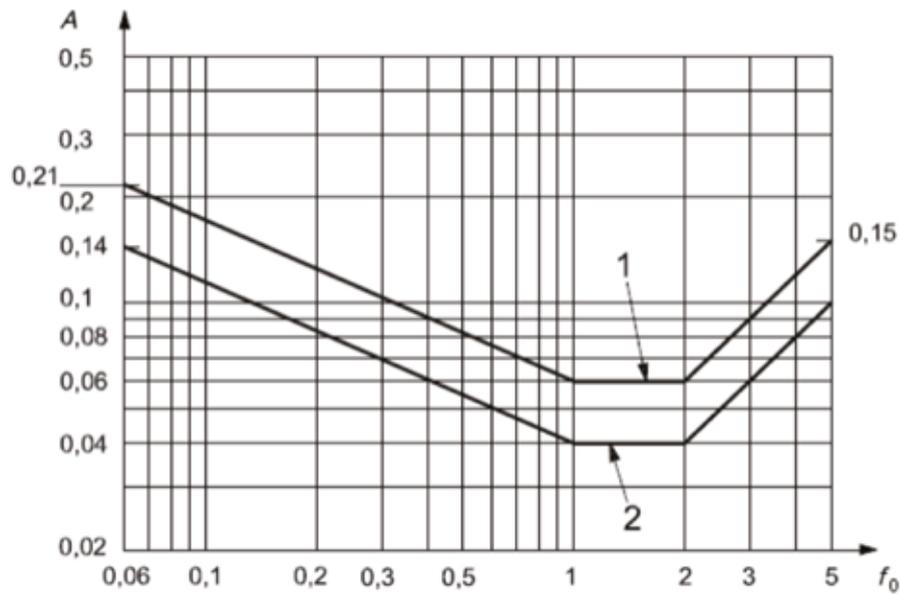


Fig. 12 | Diagram showing the maximum RMS acceleration associated with the natural frequency of the building.

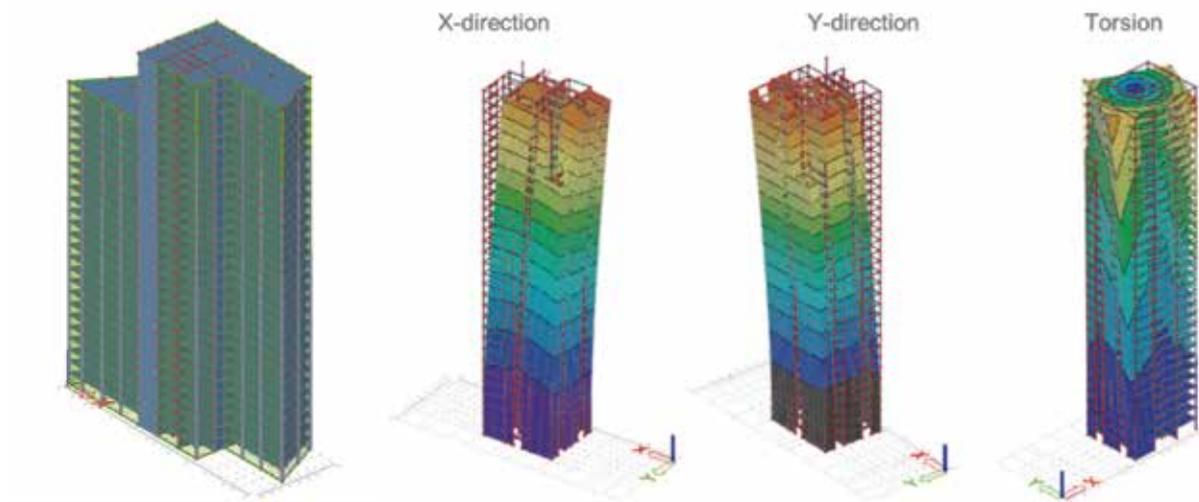


Fig. 13 | FEM model done to compare the properties of the cores (SCIA Engineer)

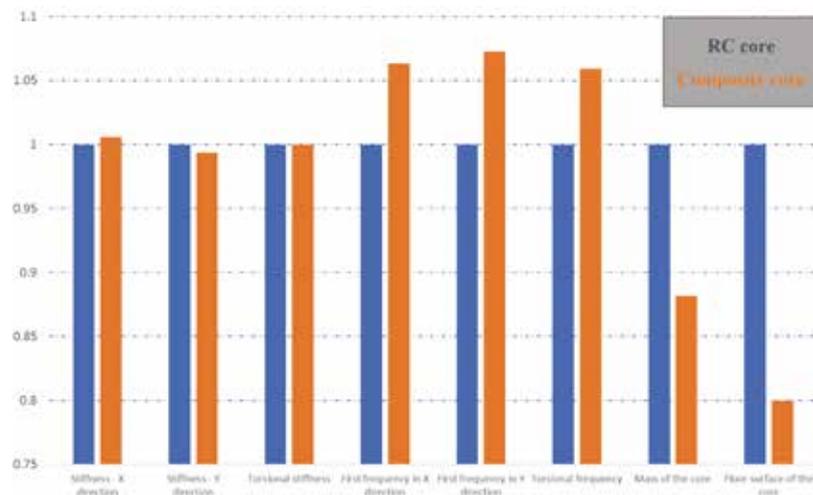


Fig. 14 | Preliminary results done on a real study case – Comparison between RC core and steel-concrete composite core.

As expected, steel-concrete system allows substantially for a superior range of possibilities for the design of the structural system. Depending on the needs steel-concrete composite system allows for substantially higher stiffness and resistance (thanks to concrete confinement and steel contribution which is higher) than RC walls. Furthermore, the thickness of steel elements can be easily adjusted without major architectural impact (the total wall thickness being substantially the same) permitting to a relevant change in the stiffness and resistance. For instance, thicker steel elements can be used in the corner, bringing a significant increase in flexural stiffness and torsional stiffness.

Some elements such as the coupling beams which are generally more deformable and therefore contributes more to the overall core stability, could be easily foreseen thicker steel plates. The development of an optimized design strategy, which has not been done in this first case study, would therefore lead to significantly better results in a more detailed analysis.

4.3 Second case study – 55 floors building with high slenderness and severe wind conditions

The second case study is Tour Mohammed VI in Rabat currently in construction and expected to top out in 2021 as the tallest building on the African continent (figure 15). In this case the analysis has been far more detailed, because the consideration of horizontal acceleration acceptance criteria as well as the modal analysis play a bigger role.

Modal analysis

Weighted average values have been used to define a uniformly distributed mass over the full height of the tower and the section adopted for the core is that implemented at the base of the building, as showed in figure 16.

The inaccuracy introduced with this simplified assumption, as shown in the validation at the end of the paragraph, has no practical consequence for the level of detail of the analysis. It is worth to mention that the calculated period ($T = 5.751$ s) is close to the simplified formula ($T = H / 46$) provided in the Annex F of EN 1991-1-4 [29] for multi-storey buildings taller than 50 m ($T = 5.440$ s). In order to validate the simplified approach implemented in the calculation spreadsheet, the obtained natural period has been compared with that of the FE model used for the structural design of the tower (SCIA engineer). Fig. 17 confirms that the results given by more results analysis ($T = 5.90$ s) remains consistent.

The natural period of the tower for the 2 main directions X and Y (respectively $T_x = 5.90$ s and $T_y = 5.37$ s) corresponds in the range forecast by the distribution law from Tab. 1 ($T_{\min} = 4.74$ s and $T_{\max} = 6.32$ s).

Horizontal acceleration acceptance criteria

Given the composite structural system used (RC core with coupling beams + steel columns + composite deck), the selected value for the logarithmic decrement of structural damping is $\delta_s = 8\%$. The maximum perceived acceleration $a_{\max} = 0.103$ m/s² is thus compared with the limit value provided by the code (Luxemburgish National Application Document [30]), see Fig. 15.

Lateral load analysis

Considering the high period calculated for the tower it is reasonable to assume that the seismic action will not govern the design. For this reason, the calculations refer to the wind action as the main horizontal force acting on the system.

Geographical parameters are representative for the climatic condition expected in the construction site of the tower. Being close to the sea, the construction site is characterised by wind speeds that occasionally can reach the value of 35 m/s (about 120 km/h), which is a severe value assumed in the design. The analysis proceeds with the evaluation of the peak wind pressure calculated assuming a ground category 1, a return period of 100 years and a value for the reference height of the tower as defined in Figure 6.1a of the code [29].

Considering that the building has a cylinder shape with a polycentric variable section, the choice of the force coefficient is done assuming two options:

- Cylinder having a rectangular section with rounded corners (Point 7.6 of EN 1991-1-4 [29]);
- Cylinder having a circular section (Point 7.9 of EN 1991-1-4 [29]). In this latter case, considering that the Reynolds number Re characterising the problem is bigger than $1E+07$ and that the roughness of tower surface is quite high (400mm façade fins give $k/b = 10E-02$), the value of c_f can be estimated as $c_{f,0}$ since $\psi_\lambda = 0.704 < 0.758$.

The total building drift $\delta_{\text{tot}} = 366$ mm is therefore acceptable in term of the parameters previously set (figure 15). Due to its variable cross section, the tower is not susceptible to aerodynamic phenomena in the lifting direction (vortex shedding). This assumption has been validated implementing a specific wind tunnel test.

Adaptation of the RC core for target stiffness

With the objective of providing a meaningful comparison, a target value is given for the stiffness of the core since it is perceived as the key parameter for the design for lateral loads. For the analysis we will therefore set the limit to $\delta_{\text{tot}} = h/600$, still keeping the under criteria within the given acceptance level. This leads to an arrangement of the RC core with a reduced wall thickness as showed in Fig. 18. It covers a surface of about 387 m², corresponding to almost 30% of the gross floor area of a typical storey (that is equal to 1265 m²).

Use of double-skin composite core solution

Differently from the SPEEDCORE solution [32], in this case the double-skin steel envelope has been thought as obtained by common hot-rolled sections welded side by side in the longitudinal direction. One of the advantages of this technology is that longer elements can be easily used (covering two up to three interstorey height, instead than one as usual for the plate system). The welding on site would therefore be more concentrated on longitudinal (which is achieved by vertical fillet welding) instead that full-penetration transversal welding. These constructive thoughts apart, the structural behaviour and concept of the system is analogous. Tab. 2 and Tab. 3 show the evaluation of the equivalent stiffness of a double-skin composite wall built using HEA or HEB rolled



Fig. 15 | Rendering and view of the SCIA Engineer model of the Tour Mohammed VI in Rabat, Morocco – currently under construction (Mixed-use building, 250m structural height / 55-floors / 1300 m² typical gross area per floor).

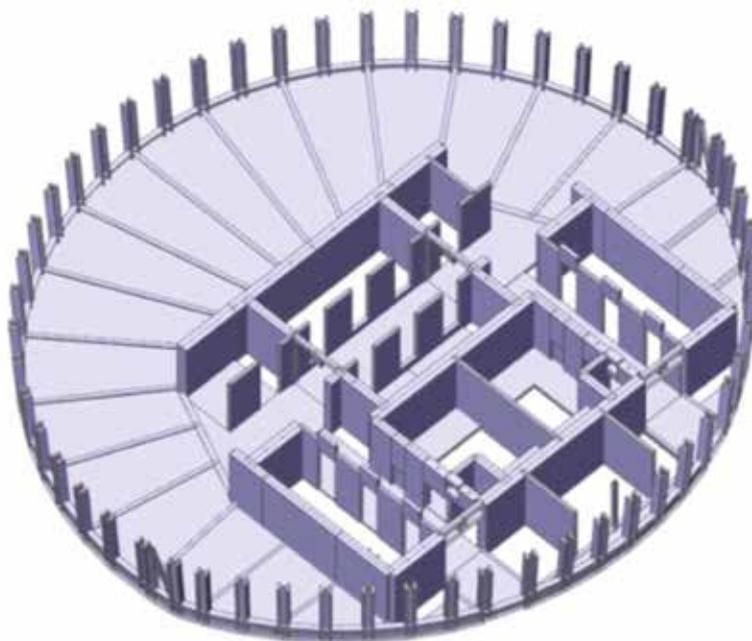
profiles with a normal grade S355. The calculated values neglect the contribution of the steel webs (which for constructive reasons may be difficult to weld at splice location, and on the same time their contribution is limited).

The new analysis has been done with these assumptions:

- Wall thickness is reduced according to the simplified approach outlined in Tab. 2 (HEB sections) and Tab. 3 (HEA sections);
- The target stiffness and acceptance level are the same than the ones of the RC core;

- The net usable surface of the core does not change between the two solutions (including corridors, shafts and rooms).

The final result of this exercise is shown in Fig. 19. In this case the gross surface of the core boils down to 355 m², producing an additional usable surface of about 32 m² per floor (2.6% of the average floor area). Considering the 55 storeys of the tower the implementation of a CWS core system allows for an additional 1760 m² of rentable or sellable surfaces thus increasing the value of the building asset.



Typical Floor Data:

Typical Floor (*):

Floor beams IPE 600: 40 kg/m²

Composite deck: 240 kg/m²

Belt beams: 10 kg/m²

A_{floor}: 1200 m²

P_{floor}: 130 m

Typical Columns (*):

Columns HD400x421: 421 kg/m

RC Core C60/75 (**):

A_{core}: 48 m²

J_{x,core}: 3200 m⁴

J_{y,core}: 3550 m⁴

(*) Weighted average value calculated on the full height of the tower

(**) Section at the base of the core

Fig. 16 | Typical floor plan view used for the analysis.

$J_x = 0.103 \text{ m/s}^2$ Accélération limite pour la destination de la structure (AN LU)
 $n_{1,x} = 0.174 \text{ Hz}$ Fréquence propre de la structure dans la direction du vent (FEM)

Check du niveau de confort de la structure dans la direction du vent (Figure 6.3 AN LU - Courbe E)

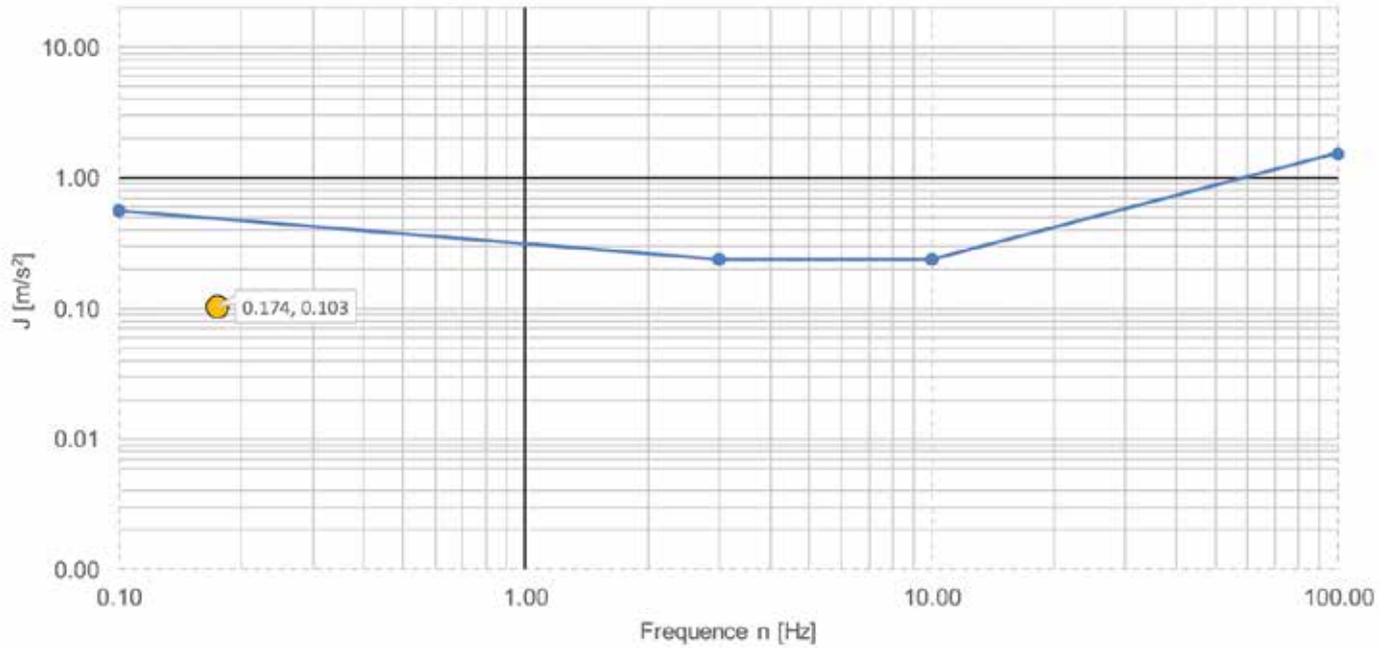


Fig. 17 | Check of the comfort level of the structure in function of the building frequency and of the horizontal acceleration

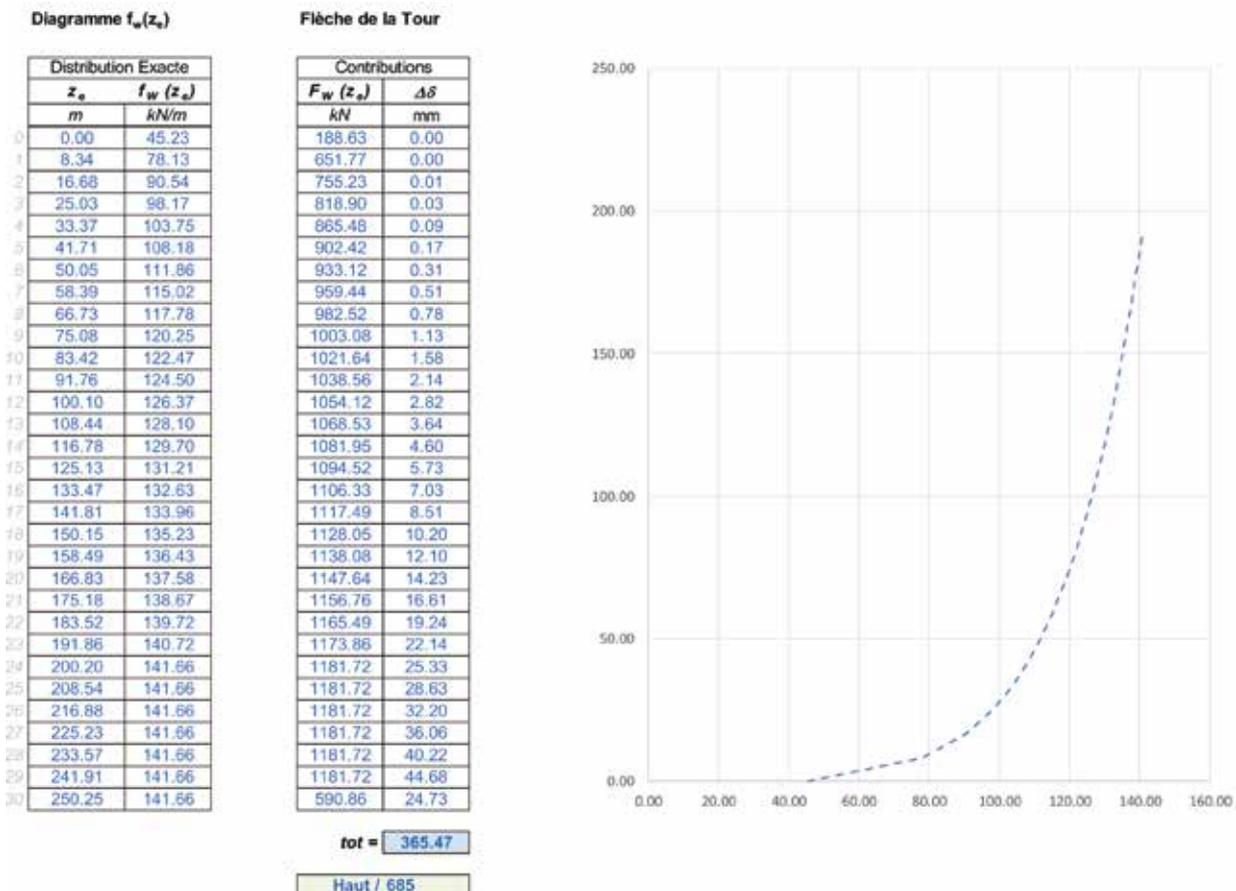


Fig. 18 | Calculation of the horizontal drift of the tower under maximal wind for the real model – RC Core.

Mode propre n°1		
Identification du mode propre sur SCIA	1	
Fréquence $f_{TOU,1}$ [Hz]	0.17	
Période $T_{TOU,1}$ [s]	5.90	
Direction de sollicitation	Y	
Masse mobilisée	58,4 %	

Mode propre n°2		
Identification du mode propre sur SCIA	2	
Fréquence $f_{TOU,2}$ [Hz]	0.19	
Période $T_{TOU,2}$ [s]	5.37	
Direction de sollicitation	X	
Masse mobilisée	59,9 %	

Fig. 19 | Calculation of the first two natural frequencies of the Tour Mohammed VI in Rabat, Morocco (SCIA engineer).

Comparison of RC core and Double-skin composite core in term of resistance

In order to double check the core properties adopted in the simulation, both RC section as well as double-skin composite section is analysed at SLS and ULS by a refined fibre model. The commercial software BiaxialCrack by STRUANG has been used, [33] which is conceived for the analysis and verification of generic crosssections with standard or customised stress-strain relationships, allowing for irregular geometries, internal openings, user defined arrangement of reinforcement bars and embedded profiles (figure 22). The analysis shows that at serviceability limit states the concrete can be considered as uncracked, as the permanent loading compressing the section compensate for the bending, and the stiffness reduction is neglectable. The decision to calculate the maximum deflection of the tower using the uncracked stiffness is herewith justified. To complete the study, the strength domain of the base cross-section has been determined. The internal forces at this level are estimated at $N = -450$ MN and $M = 3750$ MNm, which remains by far acceptable for both cross sections, confirming that for the analysis the core is governed by SLS design rather than resistance design. It shall be nonetheless stressed that the strength capacity of the double-skin composite core allows for far larger bending moments (+88%) and compressive normal force (+29%).

5. Conclusions and outlook

Composite core systems appear as a new trend in Tall Buildings, which ensures a promising field of application for structural steel. This paper explores the potential of this new structural system, showing in particular the following conclusions:

- Impact on Structural design: by combining the two materials in different ratios, steel-composite systems give a larger spectrum of stiffness / resistance / mass combinations which allow the designer to discover new layouts relatively to the one usual for

RC structures. Furthermore, the double-skin system permits the two materials to enhance each other strengths (e.g. steel works effectively for concrete confinement, whereas infill concrete acts as thermal insulation for fire). From the detailing point of view, the composite system can achieve high steel/concrete ratio without issue of reinforcement congestion or concrete placement typical of RC elements such as shear walls. This allows also for higher ductility and robustness than standard RC walls. Typical weak links such as coupling beams can be also designed more conveniently.

- Impact on architectural design: these new possible layouts will be on the same time linked with the architectural concept (and installation / services) as well as different floor layouts to the ones commonly used with RC cores.
- Impact on Execution: The composite core aims at achieving a maximal construction speed of 2 stories / week (instead of the traditional 1 story / week of RC cores). Increase of construction speed leading to reduced overall construction time, in particular in Tall Buildings. Recent realizations such as Rainier Square 2 demonstrates this with facts, confirming an overall construction time schedule reduction by 20%.
- Use of the building: Reduction of element size leads to increase of net carpet area, therefore improving the profitability of the building. From this preliminary study it can be demonstrated that the net carpet area can be easily increased between 1,5% and 3% for high-rise buildings, nonetheless it shall be reminded that more advanced structural layout could for sure further deepen this gap. The commercial profitability of the building is therefore substantially increased; the increase of the rental or sales price per square meter would surely compensate the eventual extra cost of the composite core system compared to standard RC walls.
- Life-cycle assessment and societal impact: the new solution is leading to the reduction of mass implemented in the system,

reduction of construction time cost and incidence, as well as a different CO₂ balance (recycled structural steel vs reinforced concrete, decrease of sand consumption).

Even if the simplified analysis proposed in the paper gives very encouraging results, it is the opinion of the authors that double-skin

composite systems would require further investigation in order to exploit in optimal way all the structural advantages enclosed in these new structural systems and have them properly covered by European standards.

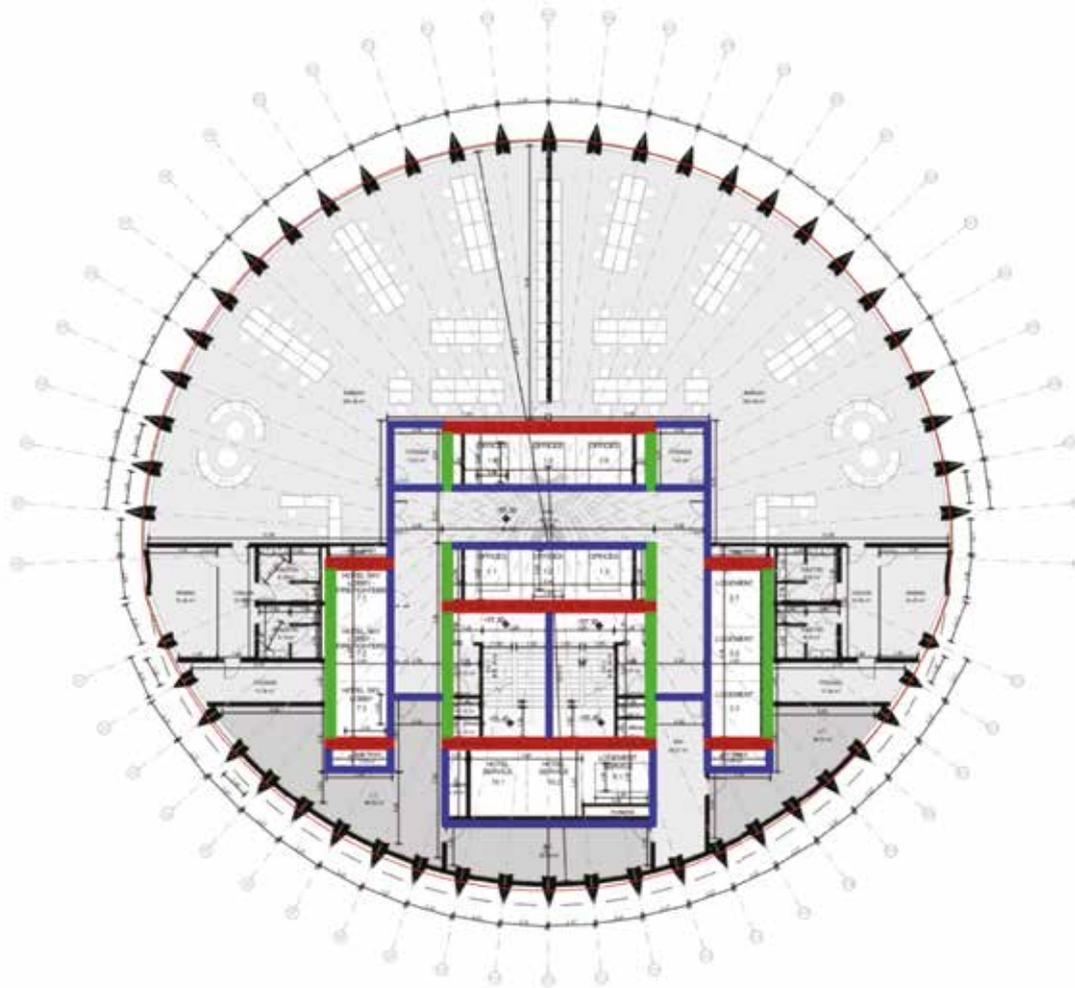


Fig. 20 | Layout adopted for the optimized RC core: Red walls = 600mm, Green walls = 500mm, Blue walls = 300mm

HEA	b	h	a	e	t _{f,eq}	t _{core}	t _{wall,eq}	h/t _{wall,eq}
	mm	mm	mm	mm				
200	200	190	6.5	10.0	113.51	170.00	283.51	1.49
220	220	210	7.0	11.0	124.86	188.00	312.86	1.49
240	240	230	7.5	12.0	136.22	206.00	342.22	1.49
260	260	250	7.5	12.5	141.89	225.00	366.89	1.47
280	280	270	8.0	13.0	147.57	244.00	391.57	1.45
300	300	290	8.5	14.0	158.92	262.00	420.92	1.45
320	300	310	9.0	15.5	175.95	279.00	454.95	1.47
340	300	330	9.5	16.5	187.30	297.00	484.30	1.47
360	300	350	10.0	17.5	198.65	315.00	513.65	1.47
400	300	390	11.0	19.0	215.68	352.00	567.68	1.46
450	300	440	11.5	21.0	238.38	398.00	636.38	1.45
500	300	490	12.0	23.0	261.08	444.00	705.08	1.44
550	300	540	12.5	24.0	272.43	492.00	764.43	1.42
600	300	590	13.0	25.0	283.78	540.00	823.78	1.40

Tab. 2 | Equivalent stiffness of a double-skin composite wall built using HEA rolled profiles

HEB	b	h	a	e	$t_{f.eq}$	t_{core}	$t_{wall.eq}$	$h/t_{wall.eq}$
	mm	mm	mm	mm				
200	200	200	9.0	15.0	170.27	170.00	340.27	1.70
220	220	220	9.5	16.0	181.62	188.00	369.62	1.68
240	240	240	10.0	17.0	192.97	206.00	398.97	1.66
260	260	260	10.0	17.5	198.65	225.00	423.65	1.63
280	280	280	10.5	18.0	204.32	244.00	448.32	1.60
300	300	300	11.0	19.0	215.68	262.00	477.68	1.59
320	300	320	11.5	20.5	232.70	279.00	511.70	1.60
340	300	340	12.0	21.5	244.05	297.00	541.05	1.59
360	300	360	12.5	22.5	255.41	315.00	570.41	1.58
400	300	400	13.5	24.0	272.43	352.00	624.43	1.56
450	300	450	14.0	26.0	295.14	398.00	693.14	1.54
500	300	500	14.5	28.0	317.84	444.00	761.84	1.52
550	300	550	15.0	29.0	329.19	492.00	821.19	1.49
600	300	600	15.5	30.0	340.54	540.00	880.54	1.47

Tab. 3 | Equivalent stiffness of a double-skin composite wall built using HEB rolled profiles

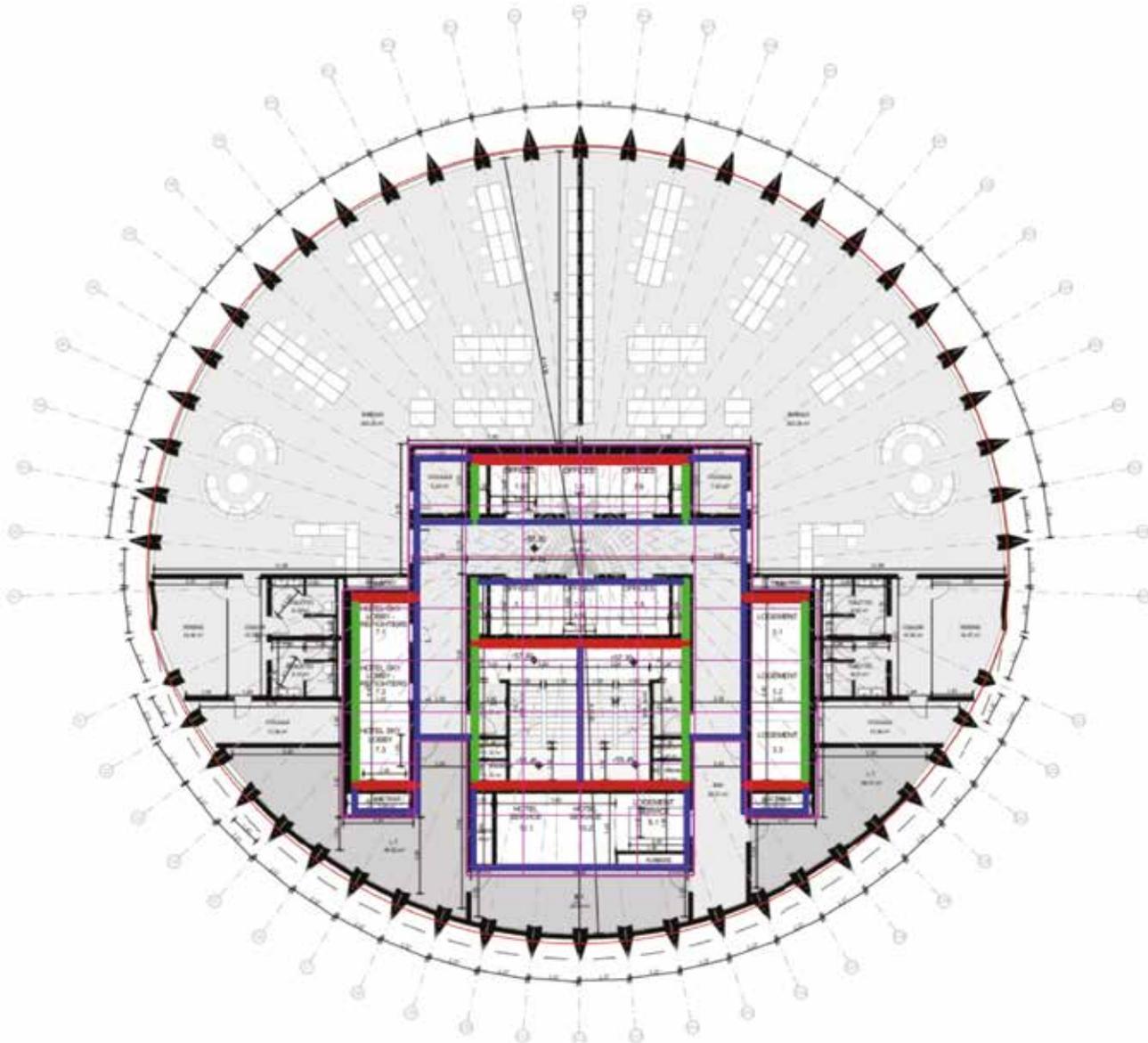


Fig. 21 | Layout adopted for the double-skin composite core: Red walls = HEB400, Green walls = HEB320, Blue walls = HEA220

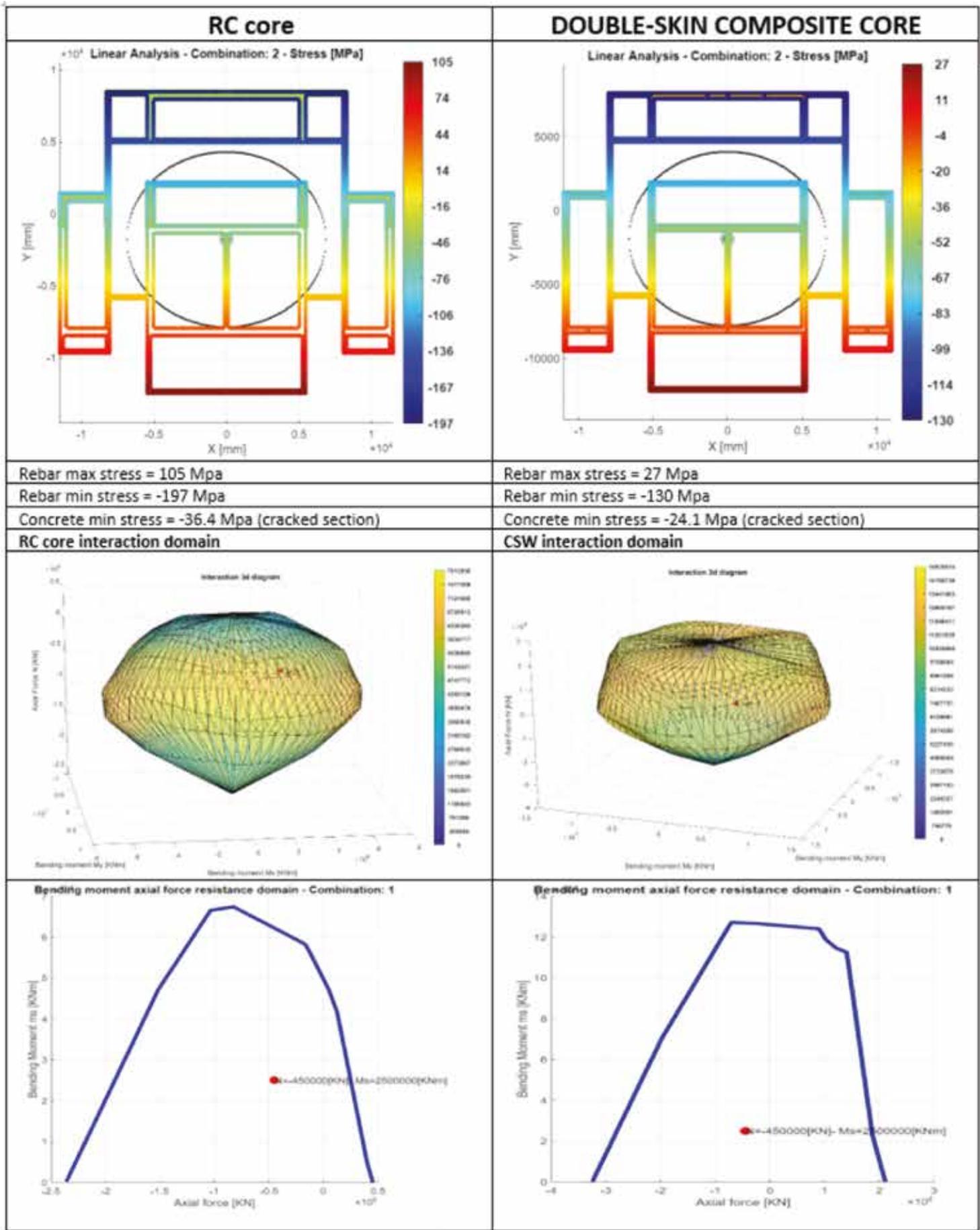


Fig. 22 | Analysis of the base cross-section of the case study with RC core and double-skin composite solution with Biaxial Crack by STRUANG ([33])

6. Literature references

- [1] Trabucco, D. (2008), An analysis of the relationship between service cores and the embodied/running energy of tall buildings. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 17: 941-952.
- [2] Lowes L.N, Lehman D.E., Birely A.C., Kuchma D.A., Marley K.P., Hart C.H, Earthquake response of slender planar concrete walls with modern detailing, *Engineering Structures* 43:31–47, 2014.
- [3] Bruneau et al., R-Factors for Coupled Composite Plate Shear Walls / Concrete Filled (CC-PSW/CF), Technical Report, Charles Pankow Foundation & American Institute of Steel Construction, 2019.
- [4] Sener K.C., Varma A.H, Steel-Plate Composite Walls with Different Types of Out-of-Plane Shear Reinforcement: Behavior, Analysis, and Design, *Journal of Structural Engineering*, 147(2), 2021, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002870.
- [5] Kim J.M., Varma A.H., Seo J., Bruhl J., Lee K., Kim K., Steel-Plate Composite Walls Subjected to Missile Impact: Experimental Evaluation of Local Damage, *J. Struct. Eng.*, 2021, 147(2), 2021.
- [6] Zhang K., Seo J., Varma A.H., Steel-Plate Composite Walls: Local Buckling and Design for Axial Compression, *J. Struct. Eng.*, 146(4), 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002545, 2020.
- [7] Fu Y., Bruneau M., Complementary Evaluation of Diagonal Tension Field Inclination Angle in Steel Plate Shear Walls, *Engineering Journal*, First Quarter, 47, 2019.
- [8] Alzeni Y., Bruneau M., In-Plane Cyclic Testing of Concrete Filled Sandwich Steel Panel Walls with and without Boundary Elements, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.143, No.9, 2017, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001791.
- [9] Qureshi R.K., Bruneau M., Behavior of Steel Plate Shear Walls Subjected to Repeated Synthetic Ground Motions, *J. Struct. Eng.*, 145(4): 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002281, 2019.
- [10] Ramesh S., Behavior and design of earthquake-resistant dual-plate composite shear wall systems, PhD Thesis Purdue University, Indiana, USA, 2013.
- [11] Ramesh, S., Kreger, M.E., Bowman, M.D., Design Procedure for Dual-Plate Composite Shear Walls. School of Civil Engineering Purdue University, June 2014.
- [12] Bhardwaj, S. R., Varma, A. H., AISC Steel Design Guide 32: Design of Modular Steel-Plate Composite Walls for Safety-Related Nuclear Facilities, American Institute of Steel Construction, 2017, 1)
- [13] Guo L., Wang Y., Zhang S. Experimental study of rectangular multi-partition steel-concrete composite shear walls, *Thin Walled Structures*, 130:577-592, 2018.
- [14] Wang D., Zhang Y., Zhu Y., Wu C., Zhou Y., Ha Q., Mechanical performance of sustainable modular prefabricated composite shear panels under cyclic loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 179, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106423>.
- [15] Yan J.-B., Hub H.-T., Wang T., Seismic behaviour of novel concrete-filled composite plate shear walls with boundary columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 179, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106507>.
- [16] Sun G., Hu Y., Gu Q., Wang Y., Fang Y., Capacity design for composite partially restrained steel frame-reinforced concrete infill walls with concealed vertical slits, *Struct Design Tall Spec Build.*, 30:e1819, 2021, <https://doi.org/10.1002/tal.1819>.
- [17] Dan D., Fabian A., Stoian V., Theoretical and experimental study on composite steel–concrete shear walls with vertical steel encased profiles, *Journal of Constructional Steel Research* 67:800–813, 2011.
- [18] Xilin Lu , Xiaowei Yin & Huanjun Jiang Shaking table scaled model test on a high-rise building with CFT frame and composite core wall, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*.
- [19] Gough V., Grubb K., Fast steel cores, *Modern Steel Construction*, June 2007.

- [20] Cooper M., Banking with steel, *New Steel Construction*, March 2010.
- [21] Morgen B., Klemencic R., Varma A., Core solutions, *Modern Steel Construction*, February 2018.
- [22] REDICOR Modular Steel Form System, <https://www.redicor.com/#download>.
- [23] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16), 800 pp., 2 volume set, 2017.
- [24] S.Marcus, 2015, “The New Supers: Super-Slender Towers of New York”, paper from the conference “Global Interchanges: Resurgence of the Skyscraper City”;
- [25] G.Marfella, 2016, “The Future of Skyscrapers in Melbourne: from Hyper-Density to the Uplift Principle”, paper from the conference “Cities to Megacities: Shaping Vertical Urbanisms”;
- [26] R.J.Smith, 2011, “Deflection Limits in Tall Buildings – Are they Useful?”, paper from the conference “ASCE Structures Congress 2011”;
- [27] P.Xu, C.Xiao, J.Li, 2014, “Research on Relationship between Natural Vibration Periods and Structural Heights for High-rise Buildings and Its Reference Range in China” paper from the “International Journal of High-Rise Buildings”;
- [28] M.Burton, 2015, “Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort”, paper from the “International Journal of High-Rise Buildings 205 Number 01”;
- [29] EN 1991-1-4, 2005 “Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions”;
- [30] LU-NAD-EN 1991-1-4, 2012 “Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions” – Luxembourgish National annex document;
- [31] ISO 10137, 2008 “Bases for Design of Structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations”.
- [32] AISC: SpeedCore: Rainier Square - A Project Case Study, www.aisc.org/webinarhandouts092719/
- [33] Biaxial Crack software, STRUANG, www.struang.com/
- [34] SCIA Engineer – Structural engineering software, www.scia.net



Matteo CONT
Senior Structural Engineer,
Ney+Partners Luxembourg,
mco@ney.partners. Practical
experience in design and execution
of steel and composite structures.



Dario TRABUCCO
Associate Professor, Università
IUAV di Venezia – R&D Research
Manager at Council for Tall
Buildings in Urban Habitat
(CTBUH), trabucco@iuav.it /
dtrabucco@ctbuh.org . Research
focus on Architectural and LCA of
High-rise buildings.



Nicola TONDINI
Assistant Professor, Università degli
Studi di Trento,
nicola.tondini@unitn.it. Research
focus on seismic and fire design of
steel and composite structures.



Riccardo ZANON
Senior Research Engineer,
ArcelorMittal R&D Luxembourg,
riccardo.zanon@arcelormittal.com. Research focus on design and
execution of steel and composite
bridges and building structures.

RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI ALTI:

dalle strutture diagrid alle megastrutture

SEISMIC RESPONSE OF TALL BUILDINGS: from diagrid structures to megastructures

Diana Faiella, Pasquale Linardi, Elena Mele¹

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

Le strutture diagrid, ampiamente utilizzate per gli edifici alti del terzo millennio, sono caratterizzate da un comportamento molto efficace in campo elastico. Grazie alla triangolazione della maglia, infatti, le sollecitazioni globali dovute a carichi verticali e orizzontali si traducono in regime di sollecitazione e di deformazione essenzialmente assiale nelle membrature della maglia strutturale. Sotto azioni orizzontali, in particolare, tale comportamento dà luogo alla riduzione dell'effetto shear lag e della deformabilità tagliante. La risposta ad azioni orizzontali incrementali, tuttavia, evidenzia una scadente capacità di redistribuzione plastica, con conseguenti valori bassi di duttilità globale, a fronte di una significativa sovrarresistenza di progetto. In questo lavoro, pertanto, si propone di sfruttare l'elevata efficienza elastica della tipologia diagrid e di impiegare un sistema di controllo delle vibrazioni per ridurre a priori le richieste in campo inelastico dovute alle azioni sismiche. Ciò si ottiene in due passi, ovvero: (1) trasformando la diagrid in una configurazione a megastruttura (MS) tramite l'infittimento degli elementi diagonali in corrispondenza delle zone più sollecitate, ovvero le zone d'angolo, e di piani di trasferimento opportunamente scelti; (2) consentendo il movimento relativo tra il mega-telaio esterno e le sotto-strutture interne secondo uno schema a "mega-sub-struttura controllata" (MSC), che attiva un meccanismo di smorzamento di massa. Nel lavoro, infine, si discutono possibili soluzioni ingegneristiche per l'organizzazione strutturale dell'MSC.

Diagrid structures, widely used for tall buildings of the third millennium, are characterized by a very effective behavior in the elastic field. Thanks to the grid triangulation, in fact, the global forces due to vertical and horizontal loads become axial forces and deformations in the structural members. Under horizontal actions, in particular, this behavior results in the reduction of the shear lag effect and racking deformations. The response to incremental horizontal actions, however, shows a poor plastic redistribution capacity, with consequent low values of global ductility, in spite of a significant design overstrength. In this work, therefore, it is proposed to exploit the high elastic efficiency of the diagrid type and to use a vibration control system to reduce a priori the inelastic demands due to seismic actions. This is achieved in two steps, namely: (1) by transforming the diagrid into a megastructure (MS) configuration by densifying the diagonal elements at the most stressed corner areas and at transfer floors, suitably chosen; (2) by allowing for the relative motion between the external mega-frame and internal sub-structures according to a "controlled mega-sub-structure" (MSC) scheme, which activates a mass damping mechanism. Finally, some engineering solutions for the structural organization of the MSC are discussed.

¹ *Corresponding author. Email: elenmele@unina.it

1. INTRODUZIONE

La progettazione degli edifici alti pone gli ingegneri strutturisti di fronte a sfide sempre nuove. Infatti, in aggiunta alle richieste tradizionali di rigidità e resistenza, imposte dall'altezza, o meglio dalla snellezza dell'edificio, all'aumentare della complessità morfologica si impone la ricerca di efficienza strutturale tramite soluzioni ottimizzate; tale approccio, peraltro, si sposa con principi di economia e di sostenibilità, sempre più stringenti in un'epoca di limitazione delle risorse e dell'avvento di nuovi materiali. Infine, pur essendo tradizionalmente la progettazione delle strutture degli edifici alti condotta in campo elastico sotto azioni da vento, occorre sempre tener conto dell'effetto delle azioni sismiche, assicurando duttilità e capacità dissipativa, come per analoghi edifici medio-bassi.

La configurazione strutturale che meglio risponde alle richieste di rigidità e resistenza flessionale per edifici alti è quella che impiega il concetto di tubo, che dà luogo ad un comportamento completamente tridimensionale dell'edificio. Le strutture diagrid rappresentano la soluzione definitiva nell'evoluzione applicativa del concetto di tubo. Ampiamente impiegate oggi negli edifici alti, le diagrid sono configurazioni strutturali perimetrali che sostituiscono alla classica maglia rettangolare trave-colonna una griglia triangolare costituita da sole travi e diagonali. La maglia triangolare è utilizzata per assorbire sia i carichi gravitazionali che le azioni orizzontali dovute al vento e/o al sisma. Pertanto, le diagonali lavorano non solo come elementi di controvento ma anche come colonne inclinate, con un regime di sollecitazione e deformazione essenzialmente assiale.

L'ampio impiego delle diagrid per gli edifici alti (figura 1) è giustificato da motivi sia strutturali che architettonici: grazie al regime di sollecitazione e deformazione prevalentemente assiale, la maglia triangolare fornisce elevata rigidità e resistenza laterale, e consente di ottenere le prestazioni richieste con ridotto impiego di materiale rispetto ad altri sistemi strutturali; inoltre la maglia triangolare consente di tassellare completamente qualsiasi superficie, garantendo una grande flessibilità nell'adattarsi a forme e geometrie anche molto complesse delle facciate degli edifici.

Il beneficio in termini di efficienza strutturale, conseguente dall'assenza delle colonne verticali nella maglia puramente triangolare, è un punto chiave che rende il sistema unico nel suo

genere e rende difficilmente applicabili i classici concetti di "capacity design" per la progettazione sismica. Risulta infatti impossibile l'individuazione di elementi strutturali dissipativi, ovvero elementi deboli che forniscono duttilità e capacità dissipativa, e di elementi strutturali non dissipativi, ovvero elementi forti che conservano la resistenza elastica e garantiscono la capacità portante per carichi gravitazionali anche a seguito di danneggiamento sismico.

Alcuni studi di ricerca [1-6] affrontano il problema della valutazione del comportamento non lineare delle diagrid sotto azioni sismiche con analisi numeriche effettuate su base parametrica, al fine di individuare indicazioni sulla duttilità e sovrarigidità di tale tipologia. I risultati di tali studi invariabilmente evidenziano una scadente capacità della struttura di redistribuire le sollecitazioni in campo plastico, con conseguenti valori di duttilità globale molto bassi, anche a fronte di una sovrarigidità di progetto considerevole. A titolo di esempio in figura 2 si riporta la risposta di una struttura diagrid caratterizzata da un rapporto di snellezza H/B pari a 3 e angolo di inclinazione delle diagonali pari a 60° [7]. Per l'effetto combinato degli sforzi assiali dovuti ai carichi gravitazionali, e al taglio e momento ribaltante indotti dalle azioni orizzontali (figura 2b), dall'analisi elastica si evince che gli elementi più sollecitati sono le diagonali d'angolo dei moduli triangolari posti ai livelli inferiori delle facciate dell'edificio parallele all'azione laterale applicata (figura 2a). Anche la sequenza delle cerniere plastiche, ottenuta da analisi non lineari, conferma questo risultato, mostrando in corrispondenza di tali elementi la formazione delle prime cerniere plastiche e l'attingimento della massima escursione plastica, evidenziando quindi una scarsa capacità di redistribuzione in regime inelastico (figura 2c e d). Risulta quindi evidente il ruolo cruciale delle diagonali d'angolo rispetto alle altre membrature, sia nella ripartizione delle sollecitazioni in campo elastico che nella sequenza di formazione di cerniere plastiche.

Nonostante ciò, le strutture diagrid si stanno diffondendo molto per edifici in zona sismica, anche di altezza medio bassa, per i quali i requisiti di duttilità e capacità dissipativa sono di primaria importanza. In queste situazioni il problema viene affrontato caso per caso e il più delle volte è risolto utilizzando o un sistema duale, composto da diagrid più nucleo duttile in cemento armato, o progettando edifici diagrid con sistema di isolamento alla base,



Fig. 1. | Esempi di edifici diagrid, da sinistra: Leadehall Building, Hearst Tower, Swiss Re Building, Poly International Plaza, the Bow, Guangzhou West Tower, Capital Gate, Guohua Financial Tower.

come per gli edifici Sony City [8] e Prada Boutique Aoyama [9-10] di Tokyo (figura 3).

In entrambe le soluzioni la diagrid è progettata per rimanere in campo elastico.

La soluzione con sistemi di isolamento sismico, però, può essere ritenuta efficace solo per edifici con altezza ridotta, che presentano un periodo di oscillazione basso; per edifici alti o molto alti questo tipo di soluzione è di limitata efficacia.

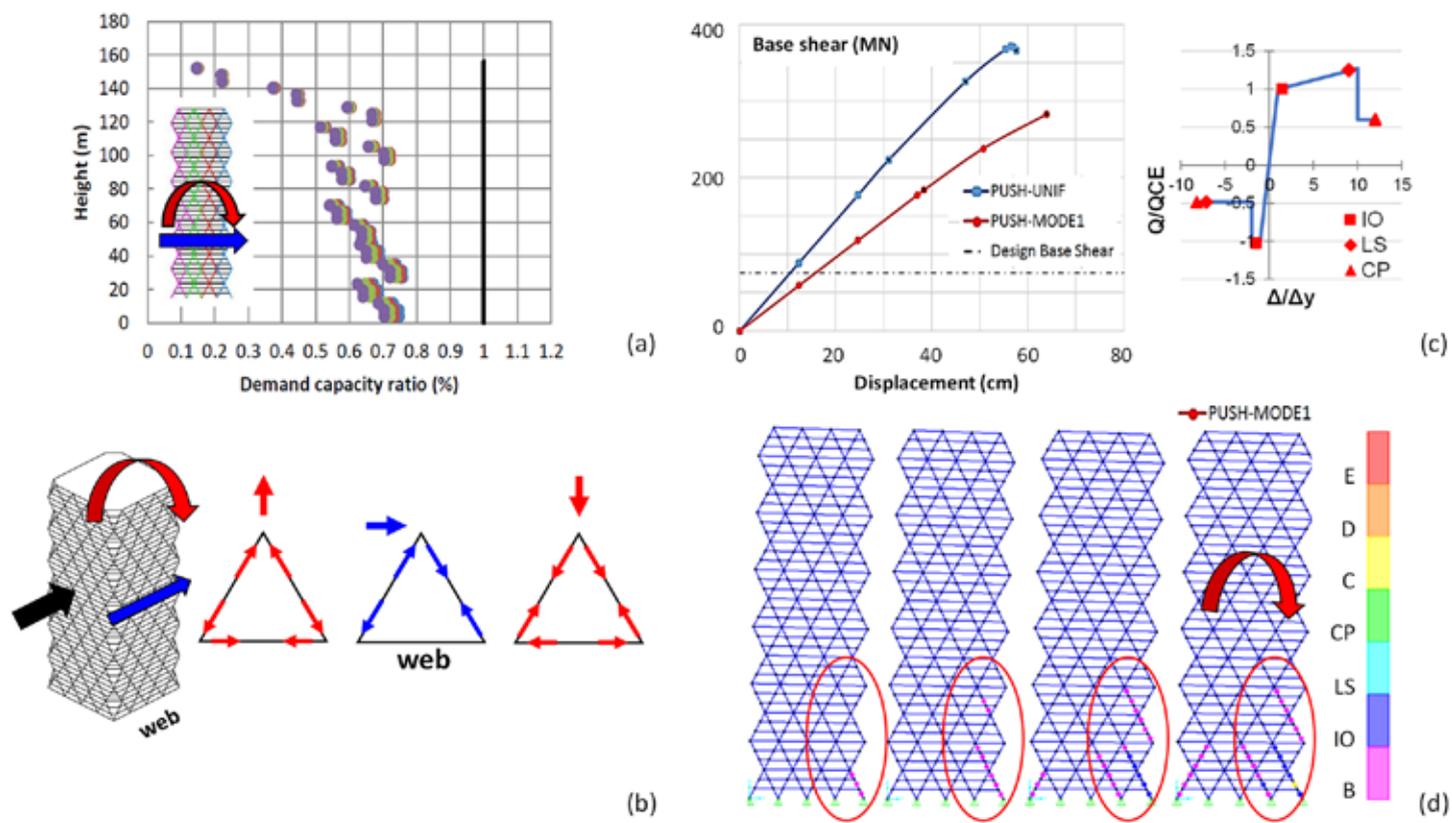


Fig. 2. | Facciata parallela all'azione orizzontale di una struttura diagrid con $H/B = 3$ e $\theta = 60^\circ$: (a) tasso di lavoro delle diagonali (DCR), (b) sforzi assiali nel modulo triangolare dovuti all'azione combinata di taglio e momento ribaltante, (c) curva push-over e legame della cerniera plastica, (d) sequenza di formazione delle cerniere plastiche.



Fig. 3. | Edifici diagrid con isolamento sismico alla base, da sinistra: Sony City (Tokyo), Prada Boutique Aoyama (Tokyo).

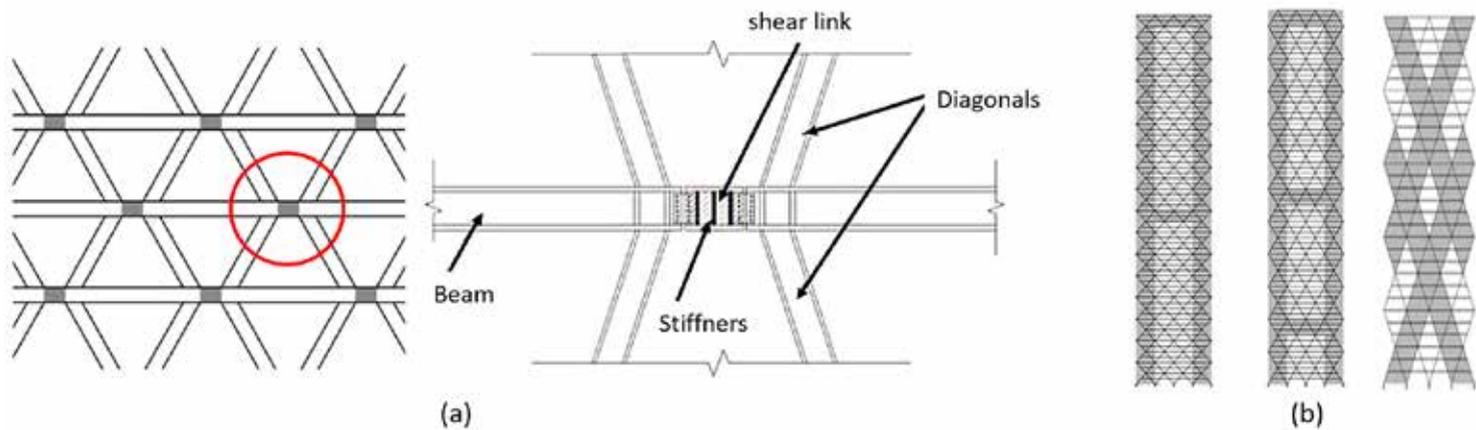


Fig. 4. | (a) Diagrid con shear-links [11], (b) soluzioni diagrid rinforzate con BRB [12-13].

Diversi ricercatori hanno incominciato, quindi, ad affrontare il problema dando per scontato tale intrinseca mancanza di duttilità delle strutture diagrid, e applicando gli stessi concetti che consentono di migliorare il comportamento dei controventi metallici in zona sismica, ovvero, l'inserimento nella maglia strutturale di elementi dissipativi, oppure optando per la sostituzione delle normali membrature metalliche con diagonali ad instabilità impedita. Ad esempio, con un approccio ispirato alla tipologia dei controventi eccentrici, è stato proposto [11] l'inserimento di shear-links all'interno della maglia diagrid (figura 4a). Un'ulteriore proposta [2] consiste nell'utilizzo di elementi ad instabilità impedita (Buckling-Restraint Braces BRB) nella maglia diagrid (figura 4b) [12-13]. Un'altra idea è quella di realizzare una megastruttura (MS) all'interno della diagrid andando a rinforzare gli elementi in corrispondenza delle zone d'angolo, che, come osservato in precedenza, sono le zone più sollecitate della struttura. Il rinforzo delle diagonali può avvenire o aumentando semplicemente le sezioni, o infittendo la maglia, oppure utilizzando in maniera selettiva elementi ad instabilità impedita. La configurazione MS che ne deriva è composta da mega-colonne e mega-travi principali, che resistono sia a carichi gravitazionali che laterali, e da una serie di sottostrutture secondarie (10-15 piani), che sono posizionate tra le mega-travi e sono progettate per soli carichi verticali. Le sottostrutture, infatti, fanno affidamento sulla rigidità e resistenza del mega-telaio, grazie all'azione del diaframma rigido di piano. Dalla configurazione MS deriva anche la possibilità di controllare le vibrazioni e ridurre così la risposta sismica dell'edificio alto, adottando lo schema di mega-sub-strutture controllate (MSC, Mega-Sub-Controlled) in cui viene consentito un moto relativo tra il mega-frame e le sottostrutture, secondo un'idea proposta da Feng e Mita nel 1995 [14]. Nel presente lavoro, partendo da una struttura diagrid a densità uniforme, si realizza dapprima un mega-frame infittendo la maglia diagrid in corrispondenza delle zone angolari dell'edificio e di piani di trasferimento opportunamente scelti, quindi si adotta lo schema MSC per migliorare ulteriormente le prestazioni sismiche. Infine, si discutono le soluzioni ingegneristiche per l'organizzazione strutturale dell'MSC.

2 DALLE DIAGRID ALLE MEGA STRUTTURE

2.1 Megastrutture (MS): sistemi strutturali ad alta efficienza per edifici alti

Il concetto alla base delle megastrutture è stato inizialmente formulato da Fazlur Khan e si basa su tre requisiti [15-17]:

1. trasferire quanto più possibile, se non tutto, il carico gravitazionale nelle colonne che resistono al momento ribaltante causato da azioni laterali;
2. posizionare queste colonne il più lontano possibile dal baricentro geometrico della pianta dell'edificio;
3. interconnettere tali colonne con un sistema strutturale in grado di resistere allo sforzo di taglio globale dovuto a carichi laterali.

Il primo principio non è del tutto nuovo. L'idea di trasferire carichi gravitazionali aggiuntivi nelle colonne delle mensole di controvento o dei telai resistenti alle azioni laterali per mitigare la tendenza al sollevamento e gli sforzi di trazione dovuti al momento ribaltante, è una strategia normalmente impiegata e ben nota; diventa particolarmente necessaria quando la larghezza del sistema di controventatura laterale è ridotta rispetto all'altezza dell'edificio, ovvero quando la snellezza del sistema resistente alle azioni laterali aumenta. La sollecitazione di compressione dovuta ai carichi gravitazionali aggiuntivi è stabilizzante nei confronti dei carichi laterali, aiutando ad ancorare saldamente l'edificio alla base e ad evitare che le colonne vadano in trazione. Lo stesso principio, peraltro, si adotta, con le dovute differenze, per ridurre gli effetti del sisma sulle pareti murarie, o sugli *shear wall* in c.a., e per mitigare i problemi di *uplift* e *roll-out* negli isolatori elastomerici.

Il secondo requisito ha l'obiettivo di massimizzare la rigidità flessionale dell'edificio. Infatti, posizionando le colonne in posizioni in pianta quanto più lontane possibile dal baricentro della figura geometrica dell'impalcato, quindi sul perimetro, si massimizza la rigidità flessionale dell'edificio. Anche questo principio è noto ed impiegato per l'ottimizzazione della forma della sezione di travi inflesse, e conduce alla centrifugazione delle aree: nel caso di travi piane, dà luogo alla forma a doppio T, nel caso di travi soggette a flessione secondo due piani ortogonali, conduce alla forma scatolare.

Infine, il terzo requisito, ovvero l'interconnessione delle colonne con un sistema resistente a taglio molto rigido, riflette la necessità

di costringere le colonne a funzionare come un sistema integrato, un “controvento gigante”, nel resistere a flessione, con colonne sopravento soggette a trazione e colonne sottovento soggette a compressione. Senza la presenza di un sistema di interconnessione resistente a taglio, infatti, le colonne lavorerebbero separatamente, come singoli elementi inflessi, con resistenza e rigidità del sistema rispettivamente date dalla somma delle resistenze e rigidità flessionali delle singole colonne.

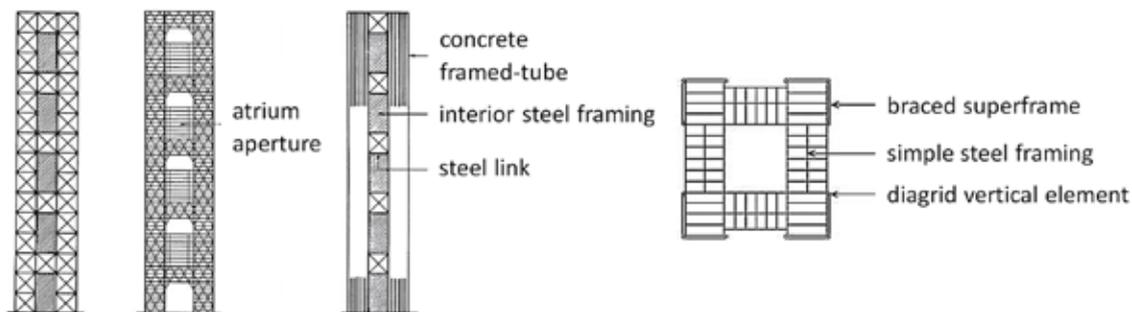


Fig. 5. | Configurazioni di edifici a super-frame o megaframe [18].

Questi tre requisiti possono tradursi in strutture a super-frame o mega-frame, aventi la forma di un portale a più piani posto all'esterno di un edificio. Il mega-telaio esterno è composto da mega-colonne disposte negli angoli dell'edificio, collegate da mega-travi ogni 10-15 piani circa; le sottostrutture interne si sviluppano per 10-15 piani tra due mega-travi. Le mega-colonne, continue lungo l'altezza dell'edificio, sono concentrate nelle aree angolari dell'edificio al fine di massimizzare l'efficienza flessionale nel

resistere alle azioni laterali. Le mega-travi, alte almeno un piano, fungono da travature di trasferimento, supportando le colonne delle sottostrutture interne e trasferendo il carico gravitazionale proveniente dalle sottostrutture alle mega-colonne esterne. In figura 5 sono mostrate diverse configurazioni a megastruttura per edifici alti. Grazie alla facciata diagonalizzata o all'impiego di colonne ravvicinate in cemento armato nella struttura esterna, si ottengono mega-elementi verticali e orizzontali rigidi nel proprio

piano, e tra loro rigidamente connessi, dando luogo quindi a una trave a mensola equivalente tanto efficace quanto un sistema tubolare.

In figura 6 è mostrato uno studio di Fazlur Khan sul concetto di super-frame applicato alla proposta del Chicago World Trade Center, una torre di 170 piani, 655 m di altezza, 706.000 m² di superficie totale. Pur non

essendo mai stato realizzato, tale progetto ha rivestito una grande importanza nell'evoluzione dei sistemi strutturali degli edifici alti. Nelle parole di Fazlur Khan [16]:

“The ultimate possible improvement of the structural efficiency is to go from a multi-column concept to a square tower having only four large corner columns. Logically, this can be arrived at simply. The moment of inertia and the effective section modulus of the entire tubular characteristic of the building are successfully increased

from a trussed tube type to megastructure type truss tube, and finally to the four-corner column type truss tube. This then is the ultimate high-rise steel building. It means that at every 20 floors or so there would be transfer trusses both on the exterior and interior of the building, thereby guaranteeing that all gravity loads in the building flow into the four corner columns. These corner columns are not going to be small in size, and facing the reality of the situation, one should make the four corner columns the service cores for the building.”

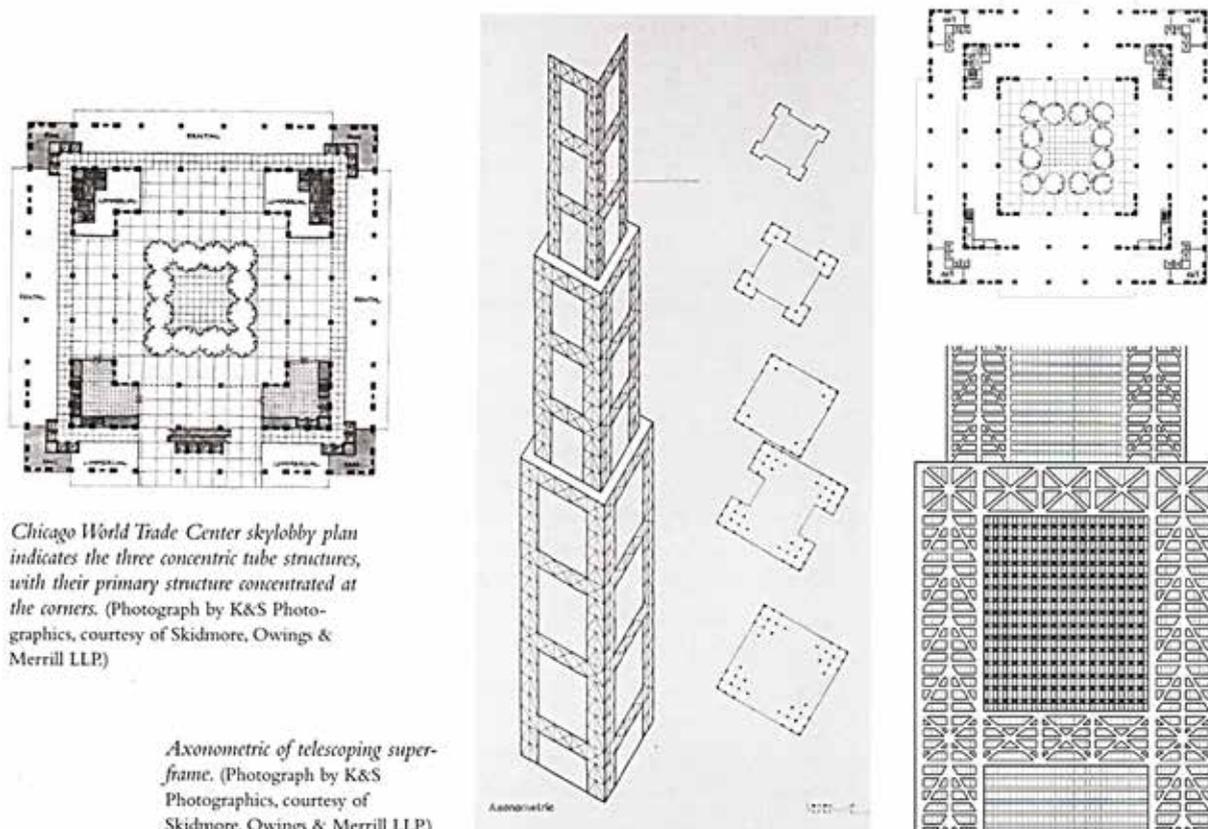


Fig. 6. | Concetto di Superframe applicato al Chicago WTC - Fazlur Khan [15-16].

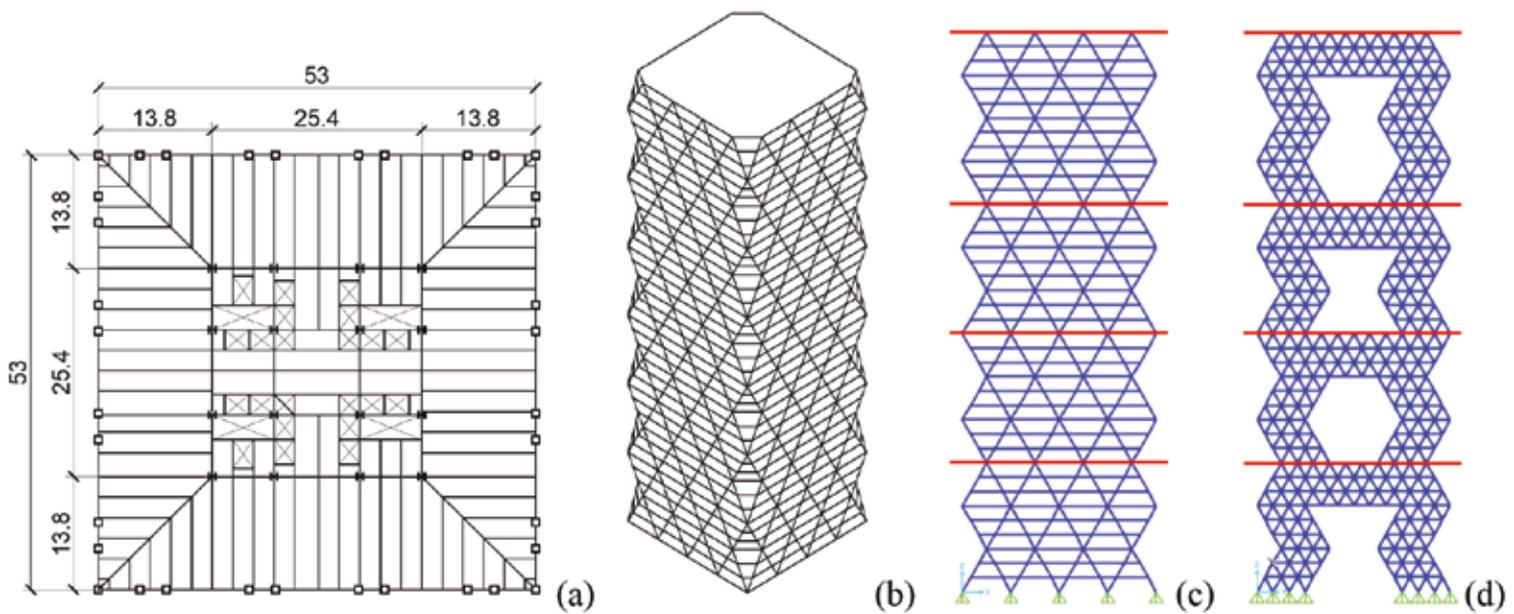


Fig. 7. | (a) pianta, (b) struttura diagrid, $H/B = 3$ e $\theta = 60^\circ$, (c) Modello DGD, (d) Modello MS.

2.2 Configurazioni a mega-frame applicate ad un caso studio

Come caso studio è stato considerato un edificio di 154 m di altezza e pianta quadrata di dimensioni 53x53 m (figura 7a e b), quindi con rapporto di snellezza rappresentato dall'*aspect ratio* H/B pari a 3; per le diagonali è stata scelta un'inclinazione di 60° .

verticali, sono stati assunti come valori nominali 5 kN/m^2 e 3 kN/m^2 rispettivamente per carichi permanenti, strutturali e non strutturali, e carichi variabili.

Per la valutazione dell'azione sismica di progetto è stato assunto lo spettro di risposta elastico in accelerazione prescritto dall'Eurocodice 8 [19], caratterizzato da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni per zona ad alta sismicità ($a_g = 0.35 \text{ g}$), suolo di tipo B ($S = 1.2$; $T_B = 0.15 \text{ s}$; $T_C = 0.5 \text{ s}$; $T_D = 2 \text{ s}$), rapporto di smorzamento pari a 0.05.

Sulla base dei risultati delle analisi dinamiche condotte sul modello 3D FEM del caso studio, chiamato DGD (DiaGrid, figura 7c), per le diverse membrature sono state adottate le sezioni riportate in tabella 1. Partendo quindi dalla struttura mostrata in figura 7c,

sono state create due soluzioni strutturali, ovvero MS1 e MS2, che sfruttano la diagrid per

ottenere le configurazioni a megastruttura (MS). Il modello FEM MS delle due varianti è mostrato in figura 7d, mentre le sezioni adottate sono riportate in tabella 1.

In particolare, i modelli MS1 e MS2 (figura 7d) sono stati ottenuti infittendo le diagonali nelle zone d'angolo e in corrispondenza di quattro livelli orizzontali, e rimuovendo le zone non infittite. Procedendo dal basso verso l'alto, i primi tre blocchi sono costituiti da 9 piani e l'ultimo da 12 piani. Mentre nel modello MS1 le sezioni

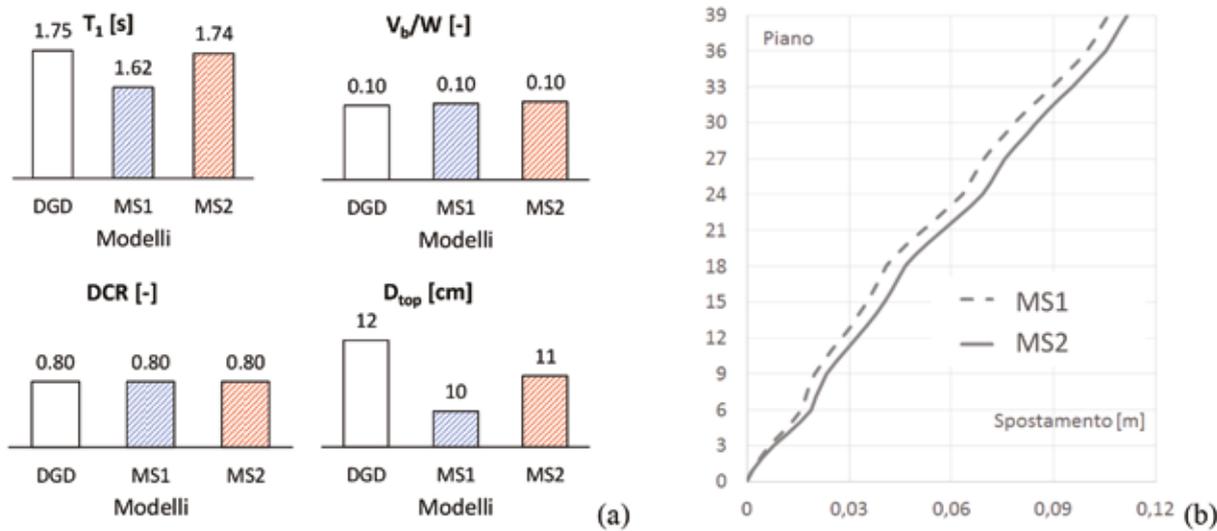


Fig. 8. | (a) periodo fondamentale T_1 , rapporto V_b/W , DCR, spostamento D_{top} , (b) spostamenti di piano.

A partire dalle dimensioni in pianta dell'edificio e fissato il numero di diagonali lungo ciascuna facciata, si è ricavato la dimensione di base del modulo triangolare, i cui dati geometrici sono: angolo d'inclinazione delle diagonali, $\theta = 60^\circ$; lunghezza delle diagonali, $L_d = 13.6 \text{ m}$; altezza del modulo, $h = 11.8 \text{ m}$; numero di piani compresi in un modulo triangolare, $n_{st} = 3$; numero dei moduli lungo l'altezza, $n_m = 13$; numero delle diagonali su ciascuna facciata, $n_x = n_y = 8$. Il materiale impiegato per la diagrid è l'acciaio S275 ($f_{yk} = 275 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$). Per quanto riguarda i carichi

adottate per ciascun blocco sono le medesime del modello DGD, nel modello MS2 si adottano gli stessi elementi lungo l'altezza, corrispondenti alle travi e alle diagonali dei livelli 19-27.

Per ciascuna soluzione sono state effettuate analisi con spettro di risposta, le medesime condotte sul modello DGD di riferimento, al fine di verificare l'accuratezza nel dimensionamento e controllare l'efficienza in termini di rigidezza e resistenza dei nuovi sistemi strutturali. Per ragioni di brevità, in figura 8 si riportano solo alcuni dei risultati principali delle analisi in termini di: periodo fondamentale, T_1 ; taglio alla base, ottenuto dall'analisi con spettro di risposta, normalizzato al peso totale, V_b/W ; tasso di lavoro medio delle diagonali, DCR (*demand to capacity ratio*); spostamento in testa, D_{top} ; spostamenti di piano.

Tabella 1. Sezioni degli elementi della Diagrid per i diversi modelli considerati.

Elementi	piani	modelli	Modello
		DGD e MS1	MS2
travi	0-9	450x450x50	350x350x40
	10-18	450x450x40	350x350x40
	19-27	350x350x40	350x350x40
	28-39	350x350x30	350x350x40
diagonali	0-9	900x900x85	800x800x75
	10-18	900x900x75	800x800x75
	19-27	800x800x75	800x800x75
	28-39	800x800x65	800x800x75

3. CONFIGURAZIONI A MEGA-SUB-STRUTTURA CONTROLLATA (MSC)

Partendo dalla configurazione MS, l'idea è quella di ridurre la risposta dinamica dell'edificio sotto azione sismica sfruttando il principio di smorzamento di massa mediante configurazioni a mega-sub-struttura controllata (MSC), che si può definire sistema di smorzamento di massa non convenzionale. Le sottostrutture contenute nella megastruttura vengono utilizzate come assorbitori (*absorber*) di energia; pertanto, per attivare il meccanismo di smorzamento di massa e controllare le vibrazioni dell'edificio, non è necessaria alcuna massa aggiuntiva, come invece avviene nei sistemi di smorzamento di massa (TMD) convenzionali [20].

Tale approccio è stato proposto per la prima volta nel 1995 da Maria Q. Feng e Akira Mita in [14], e poi sviluppato successivamente dagli stessi autori [21-23] e da altri ricercatori in una varietà di soluzioni [24-35]. Feng e Mita forniscono una trattazione semplificata per illustrare le caratteristiche dinamiche, la risposta in frequenza e il flusso di energia del sistema. Vengono inoltre determinati i valori ottimali dei parametri di progetto, ovvero il rapporto di smorzamento e la rigidezza della sottostruttura.

La formulazione proposta da Feng e Mita per azione sismica viene di seguito brevemente presentata ed impiegata per controllare la risposta delle soluzioni a mega-telaio MS1 ed MS2 sviluppate nel capitolo precedente (figura 7d).

3.1 Sistema di controllo delle vibrazioni proposto da Feng e Mita

Secondo l'approccio proposto da Feng e Mita [14], una mega-

sub-struttura controllata (MSC) può essere modellata tramite un sistema a due gradi di libertà (2DOF) come mostrato nella figura 9. Nel modello 2DOF MSC si indicano con m , k , c rispettivamente la massa, la rigidezza, la costante di smorzamento del generico grado di libertà; con i pedici "1" e "2" i gradi di libertà della megastruttura e delle sottostrutture.

Le equazioni del moto del sistema semplificato soggetto ad azione sismica possono essere scritte nella seguente forma matriciale:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -MI\ddot{x}_g \quad (1)$$

dove M , C , K sono le matrici (2x2) di massa, smorzamento e rigidezza del sistema; $x = \{x_1 \ x_2\}^T$ è il vettore (2x1) degli spostamenti relativi della struttura rispetto al suolo, $I = \{1 \ 1\}^T$ è il vettore che moltiplica l'accelerazione di picco al suolo \ddot{x}_g .

Le frequenze naturali e i rapporti di smorzamento di mega e sottostrutture sono definiti come segue:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k_1}{m_1}}; \quad \omega_2 = \sqrt{\frac{k_2}{m_2}}; \quad \zeta_1 = \frac{c_1}{2m_1\omega_1}; \quad \zeta_2 = \frac{c_2}{2m_2\omega_2} \quad (2)$$

Il rapporto di massa e il rapporto di frequenza sono rappresentati dai seguenti parametri:

$$\mu = \frac{m_2}{m_1}; \quad \beta = \frac{\omega_2}{\omega_1} \quad (3)$$

Feng e Mita [14] propongono una procedura di ottimizzazione sottoponendo il sistema 2DOF MSC (figura 9) a un rumore bianco. Considerando la minimizzazione della risposta della megastruttura in termini di spostamento (x_1), si ottengono i valori ottimali del rapporto di frequenza β e del rapporto di smorzamento ζ_2 forniti nell'Eq. (4). Vale la pena notare che nell'espressione del rapporto di smorzamento ottimale ζ_{2opt} , il rapporto di frequenza ottimale β_{opt} non viene esplicitato per comodità di progettazione, fornendo quindi la possibilità di scegliere i parametri nell'ambito di intervalli di applicazione pratica.

$$\beta_{opt} = \frac{\sqrt{1 - (\frac{\zeta_2}{\mu})^2}}{1 + \mu}; \quad \zeta_{2opt} = \frac{1}{2} \sqrt{(1 + \mu)\beta^4 + \beta^2 + \frac{1 - 3(1 + \mu)^2\beta^2}{(1 + \mu)^3}} \quad (4)$$

4. CONTROLLO PASSIVO DELLA MEGA-STRUTTURA MEDIANTE MSC

Il controllo passivo della megastruttura diagrid mediante MSC è stato ottenuto considerando il seguente iter progettuale. Partendo dal modello FEM MS della megastruttura di riferimento (figura 10a), si ricavano le proprietà dinamiche (massa e rigidezza) del modello ad un grado di libertà equivalente della configurazione non controllata (SDOF MS, figura 10b), necessarie per definire il modello a due masse concentrate della configurazione controllata (2DOF MSC, figura 10c). Successivamente, adottando la procedura proposta da Feng e Mita [14], si derivano i valori ottimali del rapporto di frequenza β_{opt} e di smorzamento ζ_{2opt} (Eq. (4)).

Per una progettazione preliminare più raffinata, accanto ai modelli SDOF MS e 2DOF MSC è possibile definire dei modelli a molti gradi di libertà delle due configurazioni, ovvero MDOF MS e MSC (figura 10d ed e), in cui il numero di gradi di libertà è pari al numero dei livelli di trasferimento della megastruttura di riferimento

(figura 10a), ovvero quattro.

Definite le proprietà dinamiche dei modelli semplificati, la risposta dinamica delle configurazioni controllate e non controllate è valutata conducendo analisi modali e *time-history* spettro-compatibili, sempre considerando lo spettro prescritto dall'Eurocodice 8 [19] caratterizzato da un'accelerazione di picco al suolo $a_g = 0.35$ g, già utilizzato in sezione 2 per le analisi dei modelli FEM DGD e MS.

Per completezza, in tabella 2 si riportano le caratteristiche dinamiche dei modelli FEM delle megastrutture MS1 e MS2, ovvero: numero totale di piani n , massa del generico impalcato M_{floor} , periodo T_1 e frequenza circolare ω_1 del modo fondamentale, fattore di smorzamento ξ_1 .

Tabella 2. Proprietà dinamiche dei modelli 3D FEM MS.

Modello	n	M_{floor}	M_{tot}	T_1	ω_1	ξ_1
	[-]	[kNs ² /m]	[kN-s ² /m]	[s]	[rad/s]	[-]
MS1	39	2234	87120	1.62	3.87	0.05
MS2	39	2194	85564	1.74	3.62	0.05

4.1. Caratteristiche dinamiche dei modelli semplificati

Il modello SDOF MS (figura 10b) è caratterizzato da massa m_1 , rigidità k_1 e costante di smorzamento c_1 . In particolare, la massa m_1 , il periodo T_1 (e la frequenza ω_1), il fattore di smorzamento ξ_1 , sono pari alle corrispondenti proprietà del modello FEM di riferimento (tabella 2); la rigidità e la costante di smorzamento sono rispettivamente pari a $k_1 = \omega_1^2 m_1$ e $c_1 = 2 \xi_1 \omega_1 m_1$.

Tabella 3. Proprietà dinamiche dei modelli MSC1 e MSC2 per $\mu = 1$.

Modello	β_{opt}	$\xi_{2\text{opt}}$	T_1	T_2	ω_1	ω_2	ξ_1
	[-]	[-]	[s]	[s]	[rad/s]	[rad/s]	[-]
MSC1	0.35	0.15	1.62	4.59	3.88	1.37	0.05
MSC2			1.74	4.91	3.61	1.28	

Nel modello 2DOF MSC (figura 10c) massa, rigidità e costante di smorzamento della megastruttura e della sottostruttura sono rispettivamente pari a m_1, k_1, c_1 e m_2, k_2, c_2 . In particolare, la massa M_{tot} del modello FEM MS viene ripartita tra megastruttura e sottostruttura in funzione del rapporto di massa μ , ovvero: $m_1 = M_{\text{tot}} /$

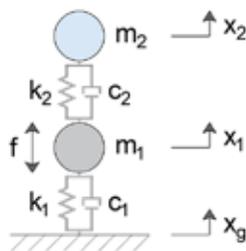


Fig. 9. | Modello semplificato 2DOF MSC.

$(1+\mu)$ ed $m_2 = \mu \cdot m_1$. Come nel modello SDOF MS, il periodo T_1 e la frequenza ω_1 sono i medesimi del modello FEM MS di riferimento, per cui rigidità e costante di smorzamento della megastruttura

sono pari a $k_1 = \omega_1^2 m_1$ e $c_1 = 2 \xi_1 \omega_1 m_1$. Dall'Eq. (4), noti i parametri ottimali β_{opt} e $\xi_{2\text{opt}}$, la rigidità e la costante di smorzamento della sottostruttura sono rispettivamente pari a $k_2 = \omega_2^2 m_2$ e $c_2 = 2 \xi_{2\text{opt}} \omega_2 m_2$, con $\omega_2 = \beta_{\text{opt}} \omega_1$. Adottando un rapporto di massa $\mu = 1$, i valori ottimali dei parametri valgono: $\beta_{\text{opt}} = 0.35$ e $\xi_{2\text{opt}} = 0.15$ (tabella 3). Di conseguenza, si ottengono i valori del periodo della sottostruttura T_2 , pari a 4.59 s e 4.91 s rispettivamente per il modello MS1 e MS2 (tabella 3). Tali periodi possono facilmente essere ottenuti considerando un sistema di isolamento sismico alla base della sottostruttura stessa.

Nel modello a quattro gradi di libertà della megastruttura diagrid (figura 10d), 4DOF MS, l'i-esima massa, rigidità e costante di smorzamento della megastruttura sono indicate con $m_{i,\text{MS}}, k_{i,\text{MS}}$ e $c_{i,\text{MS}}$. In particolare, l'i-esima massa è pari al prodotto tra il numero totale di piani del mega-frame, n_{frame} , e la massa di piano M_{floor} , ovvero $m_{i,\text{MS}} = n_{\text{frame}} \cdot M_{\text{floor}}$. Le rigidità relative ai diversi gradi di libertà della megastruttura sono state valutate in maniera iterativa, a partire dalla rigidità totale, assumendo che tali rigidità si combinino in serie per dar luogo alla rigidità complessiva e che lungo l'altezza siano distribuite linearmente. Per quanto concerne il fattore di smorzamento, si è assunto il medesimo valore della configurazione di riferimento, ovvero $\xi_1 = 0.05$. Il modello a molti gradi di libertà della megastruttura controllata MSC (figura 10e) è un modello a 4+4 DOF, in cui l'i-esima massa, rigidità e costante di smorzamento della megastruttura e della sottostruttura sono rispettivamente pari a m_{i1}, k_{i1}, c_{i1} , e m_{i2}, k_{i2}, c_{i2} .

Per semplicità, le sottostrutture sono tutte uguali tra loro. Analogamente al modello 2DOF MSC, l'i-esima massa del modello MDOF MS viene ripartita tra megastruttura e sottostruttura in funzione del rapporto di massa μ . In particolare, la massa i-esima della megastruttura m_{i1} è assunta pari a $m_{i1} = m_{i,\text{MS}} / (1+\mu)$, mentre, la massa dell'i-esima sottostruttura m_{i2} è posta pari a $m_{i2} = \mu \cdot m_{i1} / n_{\text{frame}}$, con $m_{i1} = \sum_i m_{i1}$; il periodo e la frequenza del modo fondamentale sono i medesimi delle corrispondenti parti strutturali del modello 2DOF MSC, ovvero T_1, ω_1 e T_2, ω_2 (tabella 3). Ne consegue che, per ottenere gli stessi periodi delle strutture di riferimento, l'i-esima rigidità della megastruttura e della sottostruttura devono essere poste rispettivamente pari a $k_{i1} = k_{i,\text{MS}} / (1+\mu)$ e $k_{i2} = \omega_2^2 m_{i2}$.

4.2. Analisi modale

L'analisi modale è stata sviluppata per i quattro modelli semplificati (SDOF e MDOF MS, 2DOF e MDOF MSC). Poiché i valori del rapporto di smorzamento assunti per la megastruttura e sottostruttura sono diversi, rispettivamente pari a 0.05 e 0.15 (tabella 3), il sistema controllato MSC è caratterizzato da smorzamento non proporzionale. Un sistema viscoso non classicamente smorzato, o non proporzionale, presenta modi naturali complessi e non soddisfa l'identità di Caughey e O'Kelly: $CM^{-1}K = KM^{-1}C$ [36]. Dunque, a differenza di quanto si assume nella comune pratica progettuale, nella matrice C non è possibile trascurare gli elementi a cavallo della diagonale principale. Tuttavia, in questa analisi preliminare, orientata solo ad esplorare il comportamento dinamico di configurazioni a mega-sub-struttura controllata, si è proceduta con l'analisi modale classica. Considerando il sistema non smorzato, le forme modali dei modelli tipo SDOF MS, 2DOF MSC, 4DOF MS, 4+4 DOF MSC, ottenute con l'ausilio del software SAP2000 [37],

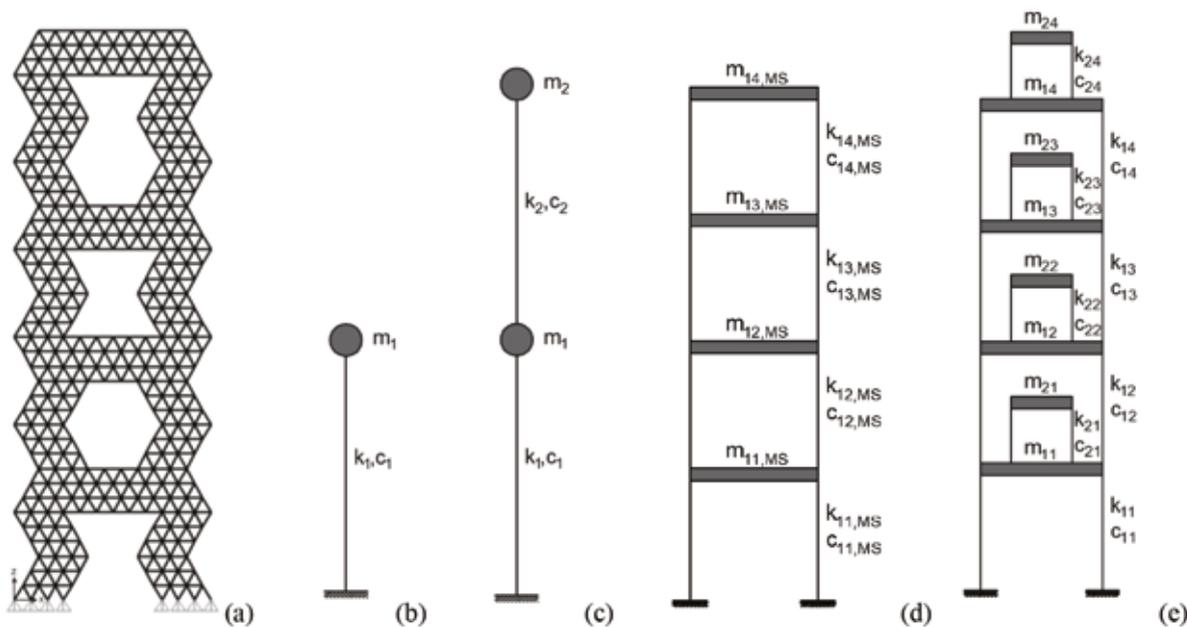


Fig. 10. | Modelli: (a) FEM MS, (b) SDOF MS, (c) 2DOF MSC, (d) MDOF MS, (e) MDOF MSC.

sono riportati rispettivamente in figura 11a, figura 11b, figura 11c, figura 12. I corrispondenti valori di periodi e masse partecipanti sono riportati nelle tabelle 4 e 5, considerando rispettivamente le coppie di modelli SDOF MS - 2DOF MSC e 4DOF MS- 4+4 DOF MSC di ciascuna soluzione. Osservando i periodi e le masse partecipanti dei modelli SDOF MS e 2DOF MSC (tabella 4), nonché i modi di vibrare (figura 11a e b), si evince che il primo modo del modello MSC è il modo della sottostruttura con una partecipazione anche della megastruttura. Infatti, per $\mu = 1$, nonostante la massa totale sia divisa equamente tra le due parti strutturali, si attiva una massa partecipante del modo fondamentale superiore a 0.50, pari a 0.62. Si ottiene così l'effetto di smorzamento di massa, poiché parte della massa che compete al modo della megastruttura (il secondo) viene trasferita al modo della sottostruttura; di conseguenza, alla minore massa partecipante del secondo modo corrisponde un periodo più basso rispetto al periodo di riferimento del modello SDOF MS. Banalmente, poiché il rapporto di massa $\mu = 1$, in entrambi i modelli MSC1 e MSC2, le masse partecipanti sono le medesime. Osservando i periodi e le masse partecipanti dei modelli MDOF MS e MSC (tabella 5), nonché i modi di vibrare (Figure 11c e 12), si evince che i primi quattro modi del modello MSC sono i modi delle sottostrutture, mentre i successivi quattro modi sono i modi della megastruttura. Confrontando i modelli SDOF e MDOF MS si nota la perfetta corrispondenza del periodo fondamentale. Analogamente, il primo e quinto periodo del modello MDOF MSC sono molto prossimi al primo e secondo periodo del modello 2DOF MSC (MSC1: 4.87 s vs. 4.92 s, 1.53 s vs. 1.52 s; MSC2: 5.22 s vs. 5.25 s, 1.64 s vs. 1.63). Tale corrispondenza si osserva anche in termini di massa partecipante; infatti la somma delle masse partecipanti dei primi quattro modi del modello MDOF MSC è circa pari alla massa partecipante del primo modo nel corrispondente modello 2DOF (MSC1: 0.59 vs. 0.62; MSC2: 0.60 vs. 0.62); così come la somma delle masse partecipanti dei successivi quattro modi del modello MDOF è circa pari alla seconda massa partecipante del modello 2DOF (MSC1: 0.41 vs. 0.38; MSC2: 0.40 vs. 0.38).

Tabella 4. Periodi e masse partecipanti dei modelli SDOF MS e 2DOF MSC.

Modo	SDOF MS1		2DOF MSC1		SDOF MS1		2DOF MSC1	
	T	Γ	T	Γ	T	Γ	T	Γ
	[s]	[-]	[s]	[-]	[s]	[-]	[s]	[-]
1	1.62	1.00	4.92	0.62	1.74	1.00	5.25	0.62
2	-	-	1.52	0.38	-	-	1.63	0.38

Tabella 5. Periodi e masse partecipanti dei modelli 4DOF MS e 4+4 DOF MSC.

Modo	4DOF MS		4+4 DOF MSC		4DOF MS		4+4 DOF MSC	
	T	Γ	T	Γ	T	Γ	T	Γ
	[s]	[-]	[s]	[-]	[s]	[-]	[s]	[-]
1	1.62	0.76	4.87	0.47	1.74	0.78	5.22	0.49
2	0.65	0.16	4.64	0.08	0.69	0.15	4.96	0.07
3	0.40	0.05	4.61	0.03	0.43	0.05	4.93	0.02
4	0.27	0.03	4.60	0.02	0.30	0.02	4.92	0.01
5	-	-	1.53	0.29	-	-	1.64	0.30
6	-	-	0.64	0.08	-	-	0.69	0.07
7	-	-	0.40	0.03	-	-	0.43	0.02
8	-	-	0.27	0.01	-	-	0.30	0.01

4.3. Analisi time history spettro-compatibili

Le analisi *time history* sono state condotte adottando un set di tre accelerogrammi spettro-compatibili, definito mediante il software SeismoMatch [38], che seleziona gli accelerogrammi controllando la concordanza del loro spettro di risposta medio con lo spettro

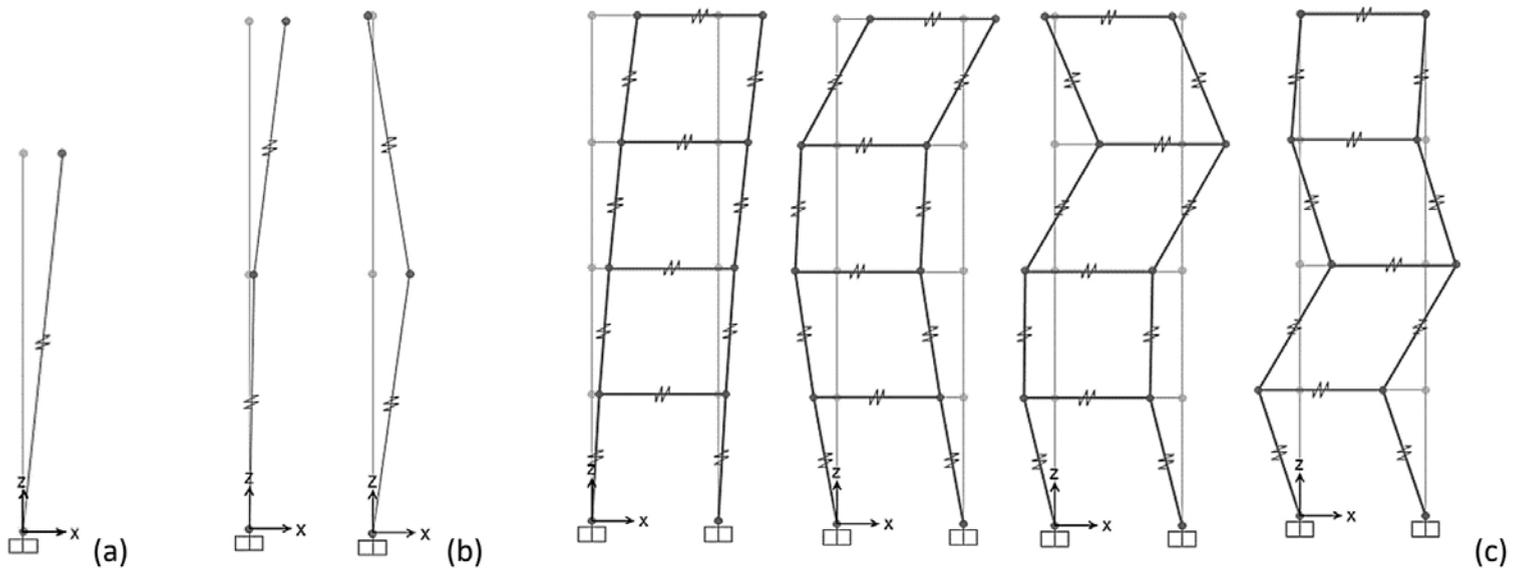


Fig. 11. | Forme modali dei modelli: (a) SDOF MS, (b) 2DOF MSC (primo e secondo modo), (c) 4DOF MS (dal primo al quarto modo).

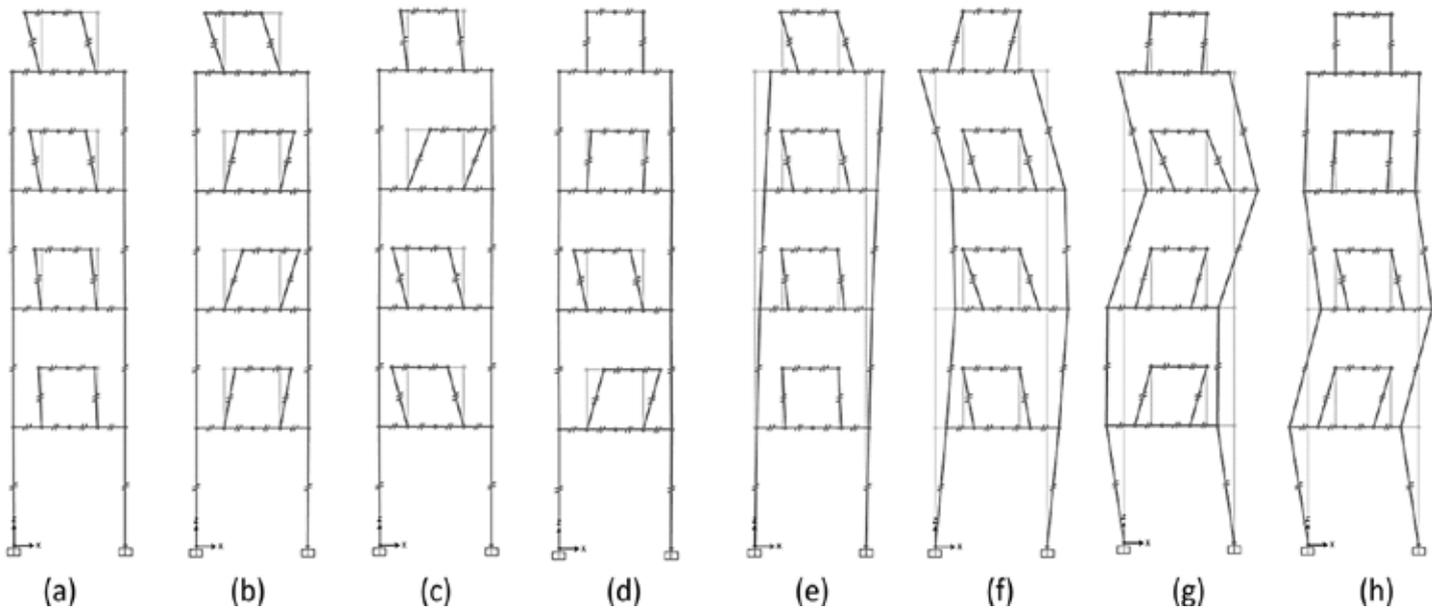


Fig. 12. | Forme modali dei modelli 4+4 DOF MSC: (a) modo 1, (b) modo 2, (c) modo 3, (d) modo 4, (e) modo 5, (f) modo 6, (g) modo 7, (h) modo 8.

elastico di riferimento prescritto dall'Eurocodice 8 [19] ($a_g = 0.35 g$, suolo di tipo B). In figura 13 si mostrano gli spettri in accelerazione con i relativi valori di PGA, nonché lo spettro medio e lo spettro di riferimento nell'intervallo considerato.

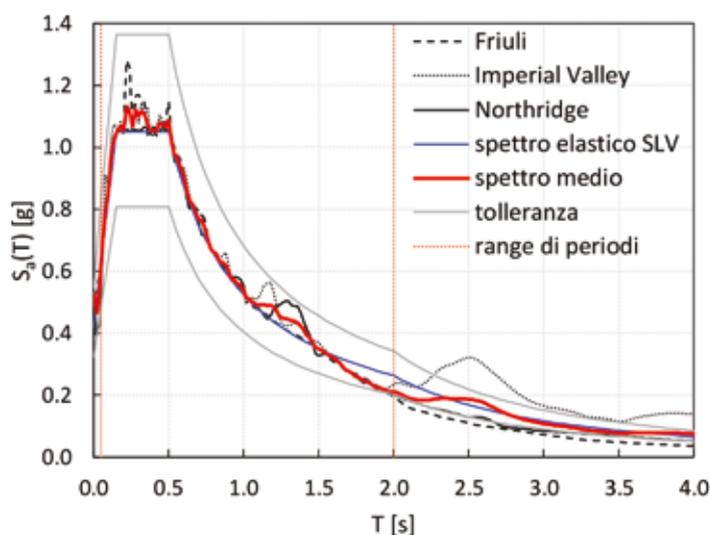
Come discusso precedentemente, la megastruttura e le sottostrutture presentano smorzamenti rispettivamente pari a 0.05 e 0.15. Pertanto, nelle analisi *time-history* lineari si interpola lo smorzamento in funzione del periodo. In particolare, secondo quanto osservato nel precedente paragrafo, i primi quattro modi di vibrare sono i modi delle sottostrutture e i successivi quattro della megastruttura (figura 12). Per questo motivo, ai primi quattro modi viene assegnato un rapporto di smorzamento pari a 0.15 e, ai successivi quattro, pari a 0.05.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi *time history*, ottenuti con l'ausilio del software SAP2000 [37], in termini di spostamento ed accelerazioni in testa, nonché di taglio alla base, registrati in ciascuna analisi di *time history*. In particolare, considerando i

valori di picco, per una stima preliminare dell'efficacia delle sottostrutture nel controllo passivo della struttura, vengono definiti i seguenti tre indici:

- rapporto di spostamento d_{top} tra gli spostamenti in testa di sottostruttura controllata, $d_{top,MSC}$ e megastruttura di riferimento, $d_{top,MS}$, ovvero $d_{top} = d_{top,MSC} / d_{top,MS}$;
- rapporto di accelerazione a_{top} tra le accelerazioni assolute in testa di sottostruttura controllata, $a_{top,MSC}$, e megastruttura di riferimento, $a_{top,MS}$, ovvero $a_{top} = a_{top,MSC} / a_{top,MS}$;
- rapporto di taglio v tra i tagli alla base di megastruttura controllata, $V_{b,MSC}$, e megastruttura di riferimento, $V_{b,MS}$, ovvero $v = V_{b,MSC} / V_{b,MS}$.

I valori dei rapporti di spostamento e accelerazione in testa, per ciascun accelerogramma e modello MDOF, nonché il valore medio, sono riportati rispettivamente in figura 14a e b. Analogamente, i valori del rapporto di taglio sono riportati in figura 15a e b ri-



	Terremoto	PGA [g]
t1	Friuli 1976	0.527
t2	Imperial Valley 1979	0.471
t3	Northridge 1994	0.382

Fig. 13. | Spettri in accelerazione del set di accelerogrammi spettro-compatibili.

spettivamente per i modelli MS e MSC 1 e 2. In particolare, per dimostrare l'attendibilità dei modelli semplificati, nella figura si confrontano i risultati ottenuti adottando entrambe le coppie di modelli SDOF MS – 2DOF MSC e MDOF MS – MDOF MSC.

Dai risultati della figura 14 e 15 emerge che il controllo passivo della megastruttura tramite le sottostrutture consente di ridurre drasticamente la risposta sismica. Infatti, nella configurazione MSC1, lo spostamento e l'accelerazione in testa sono circa il 60%, e il taglio alla base è circa il 30%, del rispettivo modello MS1. Analogamente, nel modello MSC2, lo spostamento e l'accelerazione in testa sono circa il 65%, e il taglio alla base è circa il 30%, del rispettivo modello MS2. Dalla figura 15 si osserva inoltre un'ottima corrispondenza tra i modelli semplificati MDOF, 2DOF, SDOF con uno scarto tra i valori medi dell'1% e 7% rispettivamente per le soluzioni 1 e 2.

A titolo di esempio, in figura 16a e b si confrontano, rispettivamente per i modelli MDOF MS e MSC 1 e 2, la storia temporale del taglio alla base delle configurazioni controllata e non controllata, per il segnale spettro-compatibile di Imperial Valley. Anche in questo caso emerge che il controllo passivo della megastruttura tramite le sottostrutture consente di ridurre drasticamente la risposta sismica globale.

5. SOLUZIONI INGEGNERISTICHE

Nella precedente sezione 4 è stato dimostrato che la configurazione a mega-sub-struttura (MSC) dà luogo a una risposta altamente desiderabile per gli edifici alti sotto carichi sismici e a un notevole miglioramento delle prestazioni rispetto alle soluzioni convenzionali non controllate (MS). Le analisi sono state condotte su modelli a masse concentrate, perfettamente in grado di prevedere la risposta dinamica e di evidenziare i principali aspetti comportamentali. È interessante quindi comprendere come la concezione progettuale dell'MSC possa tradursi in soluzioni ingegneristiche. A tal fine, di seguito vengono esaminati i criteri di organizzazione strutturale dell'MSC adottati in letteratura [24-28, 30, 32-34, 39-40] e proposta una soluzione progettuale per il caso studio.

In generale, le soluzioni ingegneristiche che garantiscano il comportamento atteso e la fattibilità costruttiva dell'MSC devono

tener conto delle seguenti problematiche:

- la sconnessione “fisica” delle parti dell'edificio che devono funzionare da sottostrutture dalla megastruttura, e la separazione della massa dell'edificio tra megastruttura e sottostrutture;
- il movimento relativo tra sottostrutture e megastruttura;
- la rigidità delle sottostrutture definita dal valore ottimale;
- lo smorzamento delle sottostrutture definito dal valore ottimale.

In linea di principio, la sconnessione tra struttura principale e secondaria richiede un giunto (gap) nell'impalcato, la cui posizione va definita in funzione della percentuale di massa da attribuire alle due parti, compatibilmente con aspetti costruttivi e requisiti funzionali.

Con riferimento alla progettazione delle sottostrutture, è necessario definire un sistema resistente ai carichi verticali e che possieda un'adeguata rigidità laterale. Nella sezione precedente si è suggerita l'adozione di un sistema di isolamento sismico alla base delle sottostrutture quale strategia per separare il problema del tuning ottimale dal progetto strutturale: infatti, la rigidità e lo smorzamento necessari per far funzionare le sottostrutture come smorzatori a massa accordata possono essere ottenuti inserendo i dispositivi di isolamento alla base delle sottostrutture, mentre il sistema strutturale delle sottostrutture secondarie può essere progettato per fornire la resistenza e la rigidità necessarie per soddisfare i requisiti funzionali e di sicurezza.

Pertanto, l'isolamento sismico viene utilizzato per dividere il processo di progettazione della sottostruttura in due parti indipendenti, ciascuna correlata ad una funzione specifica: (1) la progettazione del sistema di isolamento, finalizzata ad accordare la massa della sottostruttura alla frequenza ottimale, e a farla funzionare quindi come uno smorzatore a massa accordata; (2) e la progettazione del sistema strutturale, finalizzata a garantire la sicurezza e la funzionalità della sottostruttura, in quanto parte abitata dell'edificio.

Con riferimento allo smorzamento associato alle sottostrutture, necessario per ridurre gli spostamenti della sottostruttura e scongiurare una possibile collisione con il mega-frame esterno, si

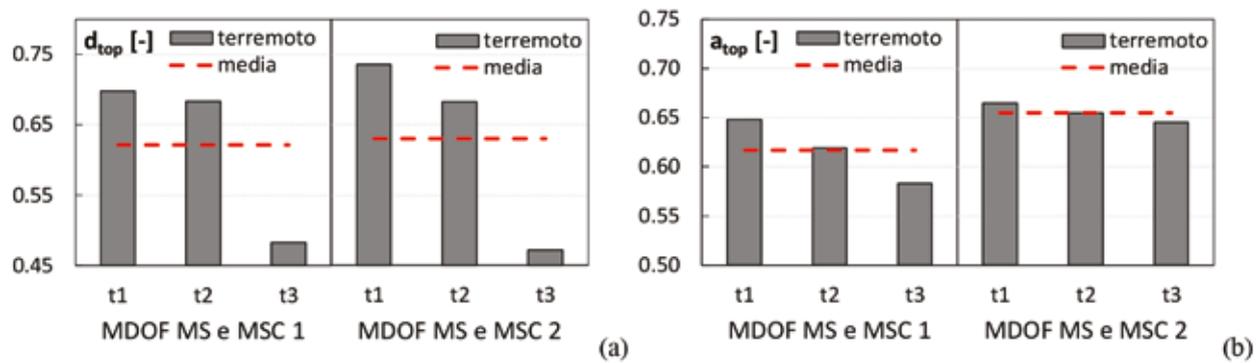


Fig. 14. | Modelli MDOF MS e MSC, (a) rapporto di spostamento in testa, (b) rapporto di accelerazione in testa.

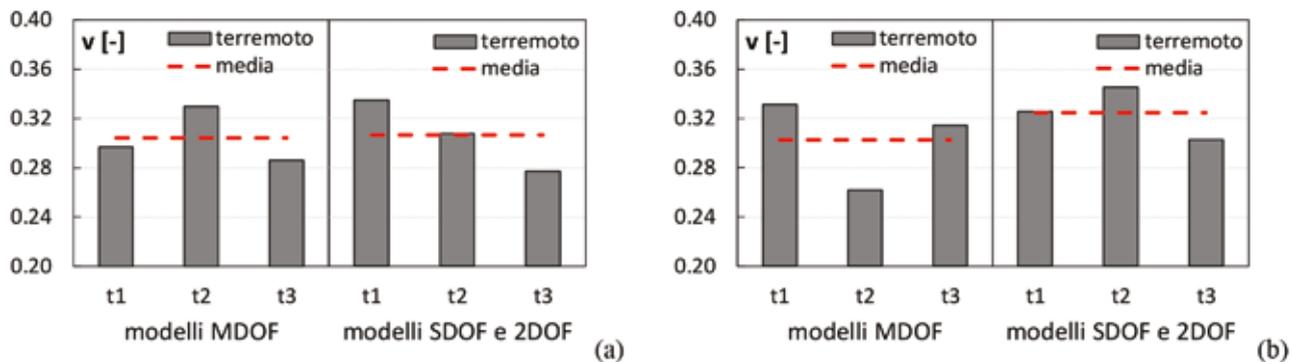


Fig. 15. | Rapporti di taglio v per i modelli MDOF MS e MSC, SDOF FB, 2DOF MSC: (a) MS e MSC 1, (b) MS e MSC2.

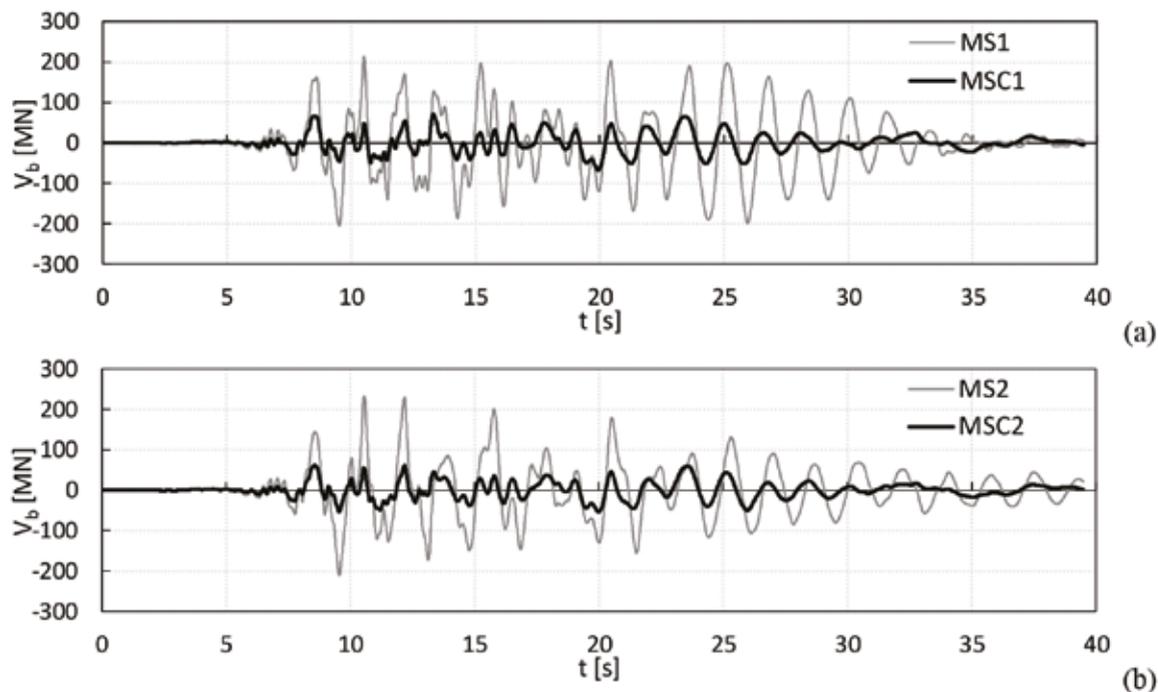


Fig. 16. | Storie temporali del taglio alla base per il segnale di Imperial Valley: (a) modelli MDOF MS1 e MSC1, (b) modelli MDOF MS2 e MSC2.

possono distinguere diverse strategie, consistenti in:

- inserire dissipatori tra la megastruttura e la sottostruttura;
- inserire dissipatori all'interno delle sottostrutture;
- inserire un sistema di isolamento alla base realizzato con isolatori elastomerici ad alto smorzamento, oppure accoppiando isolatori e dissipatori.

effettivamente praticabile questa configurazione strutturale riguarda la mega-trave o in generale la struttura d'impalcato ai piani di trasferimento, su cui scarica la sottostruttura superiore di circa 10 piani. In genere si è in presenza di campate di grande luce soggette ad elevati carichi verticali (carichi gravitazionali di un edificio di 10 piani).

Un altro aspetto ingegneristico che va affrontato al fine di rendere

5.1. Soluzione schematica MSC proposta per il caso studio

Come già osservato in § 2.2, la megastruttura (figura 7d) è composta da quattro mega-colonne angolari continue lungo tutta l'altezza dell'edificio e quattro mega-travi, ciascuna delle quali copre tre piani. Di conseguenza, il mega-frame si compone di quattro blocchi, con i primi tre costituiti da 9 piani e l'ultimo da 12 piani. Sulla base delle precedenti osservazioni, al fine di realizzare la mega-sub-struttura controllata, si prevede l'impiego delle mega-colonne come nuclei servizi (scale, impianti, ascensori) e la sconnessione dell'impalcato delle sottostrutture mediante un giunto in corrispondenza di ciascun solaio (figura 17 a - c). La continuità di tali nuclei servizi lungo la verticale dà luogo ad una pianta cruciforme per i solai delle sottostrutture (figura 17b e d), che a sua volta sono collegate alle mega-travi in corrispondenza dei piani di trasferimento tramite il sistema di isolamento sismico. Infine, i mega-piani sono composti da un sistema di travi reticolari (figura 17a, c, e).

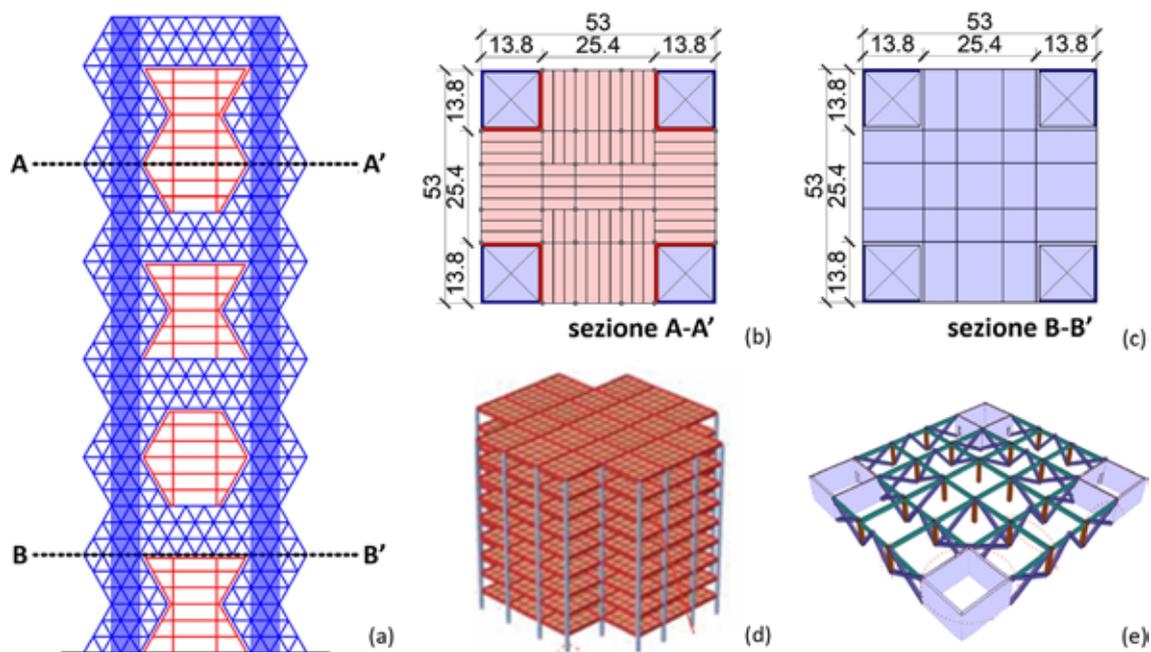


Fig. 17. | (a) prospetto, (b) sezione A-A', (c) sezione B-B', (d) esempio piani sottostrutture [32], (e) esempio piani megatravi [32].

6. CONCLUSIONI

Le strutture diagrid sono molto efficienti in campo elastico grazie alla triangolarizzazione della maglia strutturale, che garantisce un regime di deformazione e sollecitazione assiale. Come invariabilmente evidenziato in letteratura, tuttavia, le strutture diagrid presentano ridotte riserve plastiche, con duttilità e capacità di redistribuzione in campo plastico molto basse, nonostante l'elevata ridondanza strutturale e la significativa sovraresistenza di progetto, dovuta a ragioni costruttive.

Come per tutti gli edifici alti soggetti ad azioni laterali, il comportamento flessionale è governante, e l'effetto evidente del momento ribaltante si rispecchia nel ruolo cruciale delle diagonali d'angolo, sia nella ripartizione delle sollecitazioni in campo elastico che nella sequenza di formazione di cerniere plastiche.

A causa di questa problematica, sfruttando il comportamento statico

in campo elastico delle diagrid, si viene indirizzati naturalmente verso soluzioni a megastruttura, definite da Fazlur Khan come sistemi a massima efficienza. Partendo quindi da un caso studio di struttura diagrid a densità uniforme, l'idea è quella di ottenere un mega-frame infittendo la maglia diagrid in corrispondenza delle zone angolari dell'edificio. La soluzione prevede la presenza di mega-travi, realizzate sempre tramite infittimento della diagrid, che individuano piani di trasferimento, tra i quali il sistema strutturale dei piani intermedi funziona come una sottostruttura. I singoli blocchi, nel caso in esame costituiti da 9 piani e 12 piani solo per il blocco superiore), scaricano il carico gravitazionale sulle megatravi in corrispondenza dei livelli di trasferimento, e tramite queste, alle megacolonne, che risultano pertanto stabilizzate dalla compressione aggiuntiva rispetto alle azioni laterali.

Un ulteriore miglioramento del comportamento strutturale è stato conseguito utilizzando il sistema innovativo di controllo delle vibrazioni proposto da Feng e Mita per ridurre la risposta dinamica degli edifici alti. Il sistema si basa sul principio di smorzamento

di massa e sfrutta la configurazione a mega-struttura controllata per far funzionare le sottostrutture contenute nella mega-struttura come assorbitori (absorber) di energia. Quindi, sconnettendo dalla mega-struttura principale le sottostrutture dei vari blocchi (9-12 piani) si può sfruttare il meccanismo di smorzamento di massa, senza inserire masse esterne, e con rapporti di massa molto elevati, che garantiscono grande efficacia nella riduzione della risposta dinamica e robustezza al variare dell'input dinamico.

La soluzione è stata implementata su modelli semplificati a masse concentrate per i quali, in questo studio preliminare non si è tenuto conto dello smorzamento non proporzionale che caratterizza il sistema. I modelli sono stati analizzati con *time-histories* dedotte da registrazioni naturali che hanno evidenziato la possibilità di ridurre spostamenti e accelerazioni nella mega-struttura fino al 60%, e tagli alla base fino al 30%.

È stata anche esaminata in maniera schematica l'organizzazione strutturale dell'MSC, per consentire l'ingegnerizzazione dell'idea e rendere fattibile l'applicazione pratica del principio. La soluzione prevede l'impiego delle megacolonne che ospitano nuclei servizi e la sconnessione dell'impalcato delle sottostrutture dalle megacolonne lungo un perimetro cruciforme, assicurando un opportuno giunto; i piani di trasferimento sono invece organizzati secondo

una struttura bidimensionale con mega-travi reticolari ordite nelle due direzioni in pianta. Le sottostrutture, infine, sono collegate alle strutture reticolari dei piani di trasferimento tramite un sistema di isolamento sismico, che garantisce il raggiungimento del periodo di 4,6 s e smorzamento del 15%, necessari all'attivazione del meccanismo di *mass damping*.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Baker W., Besjak C., Sarkisian M., Lee P., Doo C.S. (2010). Proposed Methodology To Determine Seismic Performance Factors For Steel Diagrid Framed Systems. 13th U.S. Japan Workshop.
- [2] Kim J., Lee Y.H. (2012) Seismic Performance Evaluation of Diagrid System Buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 21, No. 10, pp. 736-749.
- [3] Asadi E, Adeli H. (2018). Nonlinear Behavior and Design of Mid-To-Highrise Diagrid Structures in Seismic Regions. Engineering Journal, 55(3):161-180.
- [4] Asadi E, Adeli H. (2018). Seismic performance factors for low- to mid-rise steel diagrid structural systems. Struct Design Tall Spec Build, 27:e1505.
- [5] Sadeghi S., Rofooei F. R. (2020). Improving the seismic performance of diagrid structures using buckling restrained braces. Journal of Constructional Steel Research 166.
- [6] Heshmati M., Aghakouchak A.A. (2018). Quantification of seismic performance factors of steel diagrid system. Struct Design Tall Spec Build. 2018; e1572.
- [7] Linardi P.. (2020). Risposta sismica di edifici alti: dalle Diagrid alle Megastrutture. Tesi di Laurea, Università di Napoli Federico II.
- [8] The Arup Journal. (2009). Issue 2:49-51. <https://www.arup.com/perspectives/publications/the-arup-journal/section/the-arup-journal-2009-issue-2>. Accesso: 20 gennaio 2021.
- [9] Tanno Y., Kozuka H., Nakai M., Ohata M.. (2005). PRADA Boutique Aoyama, Japan. Structural Engineering International. 15:1, 28-31, DOI: 10.2749/101686605777963323
- [10] Nakai M.. (2008). Unique Architectural Forms Enabled by Base-Isolation. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [11] Moghaddasi N. S. B., Zhang Y. (2013) .Seismic Analysis of Diagrid Structural Frames with Shear-link Fuse Devices. Earthq Eng & Eng Vib, 12: 463-472.
- [12] Guerriero A.. (2014). Non linear analysis and considerations on the sismic behavior of diagrids structures. Tesi di Laurea, Università di Napoli Federico II.
- [13] Di Paola S. (2015). Analisi non lineari e strategie di progettazione sismica per strutture diagrid. Tesi di Laurea, Università di Napoli Federico II.
- [14] Feng M.Q, Mita A. (1995). Vibration control of tall buildings using mega subconfiguration, Journal of Engineering Mechanics, 121(10):1082-1088.
- [15] Khan Y.S.. (2004). Engineering Architecture. The vision of Fazlur R. Khan. W W Norton & Co Inc, New York.
- [16] Ali M.M. (2001). Art of the skyscraper. The genius of Fazlur Khan. Rizzoli International Publications Inc, New York.
- [17] Taranath B.S.. (2004). Wind and earthquake resistant buildings. Structural analysis and design. Marcel Dekker, New York.
- [18] Iyengar, Hal (1992): High rise system concepts. The14th IABSE Congress, New Delhi, 6-10 March 1992. <https://doi.org/10.5169/seals-13822>
- [19] EN 1998-1:2004. Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), 23 April 2004.
- [20] Gutierrez S.M., Adeli, H.. (2013). Tuned Mass Dampers. Arch Computat Methods Eng 20, 419-431. <https://doi.org/10.1007/s11831-013-9091-7>.
- [21] Chai W., Feng M.Q.. (1996). Seismic performance of mega-sub controlled buildings. The 11th World Conference on Earthquake Engineering, June 23-28, 1996, Acapulco, Mexico. Paper no. 789.
- [22] Chai W., Feng M.Q.. (1997). Vibration control of super tall buildings subjected to wind loads. International Journal of Non-Linear Mechanics, 32(4): 657-668. [https://doi.org/10.1016/S0020-7462\(96\)00094-7](https://doi.org/10.1016/S0020-7462(96)00094-7)
- [23] Feng M.Q., Chai W.. (1997). Design of mega-sub controlled building system under stochastic wind loads. Probabilistic Engineering Mechanics, 12(3): 149-162. [https://doi.org/10.1016/S0266-8920\(96\)00035-5](https://doi.org/10.1016/S0266-8920(96)00035-5)
- [24] Zhang X.A, Wang D., Jiang J. (2005) The controlling mechanism and the controlling effectiveness of passive mega-sub-controlled frame subjected to random wind loads. Journal of Sound and Vibration 283(3-5), 543-560. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2004.04.038>

- [25] Zhang X.A., Zhang J., Wang D., Jiang J. (2005) Controlling Characteristics of Passive Mega-Subcontrolled Frame Subjected to Random Wind Loads. *Journal of Engineering Mechanics*, 131(10):1046-1055.
- [26] Zhang X.A, Qin X., Cherry S., Lian Y., Zhang J., Jiang J. (2009) A New Proposed Passive Mega-Sub Controlled Structure and Response Control, *Journal of Earthquake Engineering*, 13:2, 252-274. <https://doi.org/10.1080/13632460802347422>
- [27] Kalehsar H.E, Khodaie N. (2018) Wind-induced vibration control of super-tall buildings using a new combined structural system. *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, 172, 256–266.
- [28] Li T., Zhang X.A, Wang Q. (2011) Control Characteristics of Mega-sub Controlled Structure System with Friction Damper under Rare Earthquake. *Proceedings of the International MultiConference of Engineers and Computer Scientists 2011 Vol II; Hong Kong, China, Mar 2011*. pp. 791 – 796.
- [29] Li X., Tan P., Li X., Liu A. (2016) Mechanism Analysis and Parameter Optimization of Mega-Sub-Isolation System. *Shock and Vibration*. Vol. 2016, pp. 1-12. Article ID 2605839. <https://doi.org/10.1155/2016/2605839>
- [30] Tan P., Zhang Y., Li X., Li X., Liu A., Zhou F. (2016) Experimental investigation of mega-sub isolation structure'. *Struct Design Tall Spec Build*, vol. 26(16), e1360. <https://doi.org/10.1002/tal.1360>
- [31] Ye Z. and Wu G. (2017) Optimal lateral aseismic performance analysis of mega-substructure system with modularized secondary structures. *Struct Design Tall Spec Build.*, vol. 26, e1387. pp. 1-14. <https://doi.org/10.1002/tal.1387>
- [32] Huang J.Q, Chong X. Jiang Q., Ye X.G, Wang H.Q. (2018) Seismic Response Reduction of Megaframe with Vibration Control Sub-structure. *Shock and Vibration Volume 2018*, Article ID 9427908.
- [33] Martinez-Paneda M, Elghazouli A.Y (2020) An integrated damping system for tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 29(7), e1724. <https://doi.org/10.1002/tal.1724>
- [34] Kawai A., T. Maeda, Takewaki I. (2020) Smart Seismic Control System for High-Rise Buildings Using Large-Stroke Viscous Dampers Through Connection to Strong-Back Core Frame. *Front. Built Environ.*, vol. 6(29), pp. 6-29. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00029>
- [35] Liang Q., Li L., Yang Q. (2020) Seismic analysis of the tuned-inerter-damper enhanced mega-sub structure system'. *Struct Control Health Monit.*, e2658. pp. 1-15. <https://doi.org/10.1002/stc.2658>
- [36] Veletsos A.S., Ventura C.E. (1986). Modal Analysis of non-classically damped linear systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14:217–243.
- [37] SAP2000, CSI Italia srl Software.
- [38] SeismoMatch, SEISMOSOFT, Earthquake Engineering Software Solutions.
- [39] Limazie T., Zhang X.A, Wang X. (2013) Vibration control parameters investigation of the Mega Sub Controlled Structure System (MSCSS), *Earthquakes and Structures*, Vol. 5, No. 2, 225-237.
- [40] Kidokoro R. (2008) Self Mass Damper (SMD): Seismic Control System Inspired by the Pendulum Movement of an Antique Clock. *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*.



Elena Mele

Membro del Consiglio del CTA, professore ordinario di Ingegneria Strutturale presso l'Università di Napoli Federico II dal 2010, dove insegna Progetto di strutture in acciaio e Strutture per edifici alti, e svolge attività di ricerca su diverse tematiche inerenti le strutture metalliche, l'ingegneria sismica, il controllo delle vibrazioni, l'ottimizzazione strutturale.



Diana Faiella

Assegnista di ricerca presso il Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (DiST) dell'Università di Napoli "Federico II". Ha conseguito i titoli di dottore di ricerca in "Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico" nel 2018 e di ingegnere edile nel 2014. Svolge attività di ricerca inerenti alla progettazione ed ottimizzazione strutturale, e al controllo delle vibrazioni.



Pasquale Linardi

Ha conseguito la laurea nell'aprile 2020 in Ingegneria Strutturale e Geotecnica presso l'Università di Napoli Federico II, con la tesi "Risposta sismica di edifici alti: dalle Diagrid alle Megastrutture". Attualmente lavora a Napoli e collabora con lo studio di ingegneria dell'ing. Folco Solimene.

La direzione lavori delle strutture in una grande opera in acciaio e calcestruzzo armato: la “Torre Intesa Sanpaolo” di Torino

The direction of works of a tall building with structures in steel and reinforced concrete: the “Torre Intesa Sanpaolo” in Turin

dr. ing. Bruno Finzi*, dr. ing. Luca Rossini
CEAS srl, Milano

Alcuni degli aspetti più importanti nella realizzazione del grattacielo Torre Intesa Sanpaolo riguardano le attività di controllo e monitoraggio della costruzione, al fine di valutare l'accettabilità delle opere. Oltre a descrivere brevemente le peculiarità strutturali di un'opera così complessa, verrà descritta l'attività della Direzione Lavori strutturale, supportata dai Progettisti e dai Costruttori, per il controllo di accettabilità dei materiali utilizzati e per il controllo dimensionale delle strutture realizzate. Infine, verrà posta l'attenzione sugli aspetti tecnologici della fabbricazione mediante saldatura, fra i più rilevanti e rischiosi nell'insieme dei processi produttivi impiegati. Ciò a conferma dell'importanza del ruolo ricoperto dalla Direzione Lavori delle strutture, che ha il compito di far coesistere la fase progettuale e la fase realizzativa in funzione dell'avanzamento del cantiere.

Some of the most important features about the construction of the Torre Intesa Sanpaolo tall building concern the construction checking and monitoring activities, in order to assess and accept the construction works. The structures of the building will be described as well as the activity of the direction of works, supported by the designers and builders, in order to check the materials compliance and to verify the structures as built. The direction of works of such a complex and tall building is responsible for its compliance to design requirements and has an active role in maintaining the quality and the specific standards through all the construction process and progress where inevitably adjustments and modifications are performed. The director of works role is even harder when architectural design constraints are so tight and ambitious as in this case.

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



Vista della torre in utilizzo.

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

1. INTRODUZIONE

Il progetto della torre per il nuovo centro direzionale Intesa Sanpaolo a Torino è al contempo un laboratorio ambientale ed un progetto urbano, oltre che una grande opera strutturale. Inoltre, è il risultato di un importante lavoro di progettazione che ha coinvolto strutturisti ed architetti di chiara fama internazionale, ed un lavoro di fabbricazione con l'impegno di costruttori italiani di carpenteria di primaria importanza. L'area occupata dalla costruzione, posta a Torino all'incrocio N/E del Corso Inghilterra con il Corso Vittorio Emanuele II, si colloca ai margini del centro storico e al centro di una eccezionale concentrazione di servizi e di attrezzature pubbliche a scala metropolitana in una zona di importanza strategica nell'ambito delle previsioni urbanistiche a medio e a lungo termine della città. La parte di fabbricato che si sviluppa fuori terra (torre) è assimilabile ad un edificio a pianta rettangolare di dimensioni massime 36 x 60 m circa, con l'asse principale longitudinale orientato in direzione nord-sud. La parte interrata invece, occupa l'intero lotto edificabile disponibile con un'impronta di 46 x 161 m circa. Lo sviluppo verticale della torre è caratterizzato dalla presenza di due volumi di estremità aventi le medesime proporzioni, staccate dalla parte destinata ad uffici:

- in basso la sala congressi e conferenze;
- in sommità la serra vetrata, bioclimatica, ventilata naturalmente.

Le scelte progettuali sono state indirizzate dalla ecosostenibilità, tanto da essere considerato il grattacielo più green d'Italia e uno degli edifici di grande altezza più sostenibili al mondo: si citano per esempio i solai realizzati con tegoli prefabbricati dalla forma caratteristica ad "U", orientati in modo tale da costituire veri e propri canali d'aerazione in grado di sfruttare, grazie alla doppia pelle con apribili, i venti della Val di Susa per l'aerazione degli ambienti.

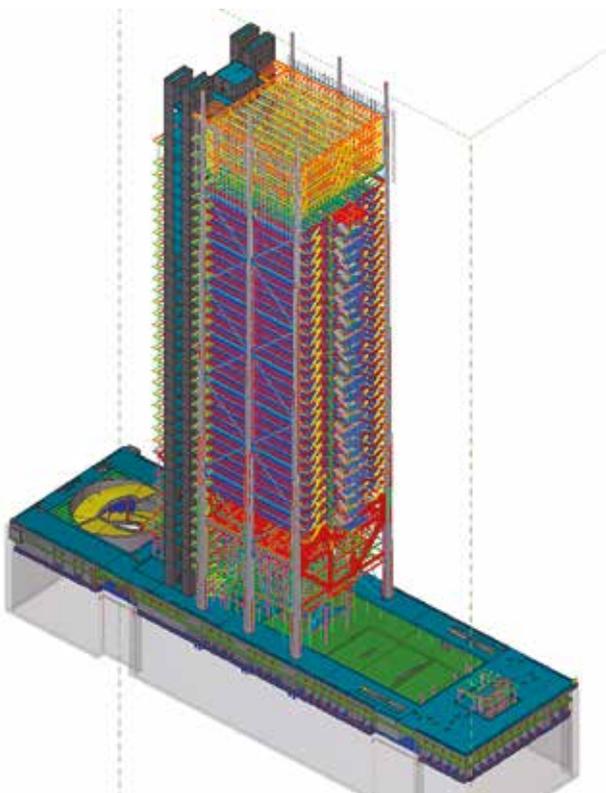


Fig. 1 | Vista strutture della torre - mod. BIM.

Altro esempio è la serra bioclimatica: una struttura in carpenteria metallica che ospita una vera e propria serra, che impedisce che la radiazione solare si accumuli sul tetto e si trasferisca all'interno dell'edificio, con climatizzazione naturale e riutilizzo dell'acqua piovana.

Ad integrazione e supporto dei lavori di costruzione della torre, è stato sviluppato un modello tridimensionale completo e dettagliato della struttura, con il preciso obiettivo di esplorare nuove potenzialità del BIM - "Building Information Modelling" al servizio delle attività assegnate nell'ambito normativo alla direzione lavori strutturale (figure 1-2).

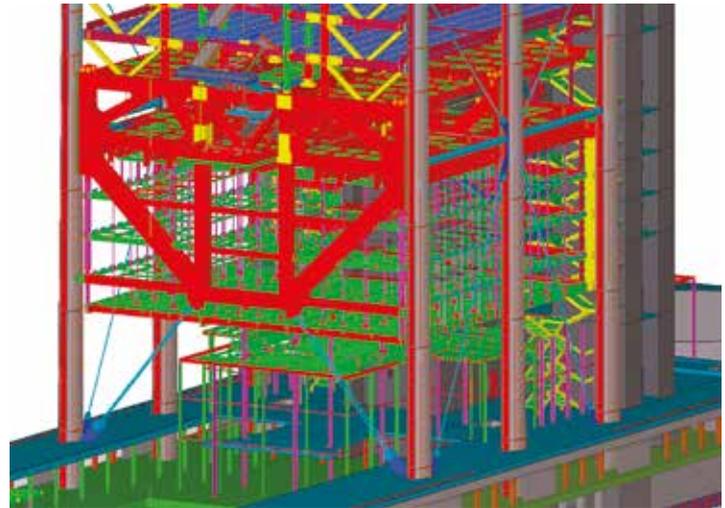


Fig. 2 | Particolare struttura auditorium - mod. BIM.

2. GLI ELEMENTI PRINCIPALI CHE COSTITUISCONO LA STRUTTURA

La torre si configura come una mensola in struttura mista acciaio-calcestruzzo, sviluppata in elevazione e poggiante su un basamento in calcestruzzo, che si estende al di sotto del piano campagna. Nell'ambito di questo schema elementare, si configurano alcuni elementi distintivi, che hanno un ruolo determinante nella definizione dello schema statico del grattacielo e che verranno di seguito esplicitati.



Fig. 3 | Core in fase di costruzione.



Fig. 4 | Megacolonna in officina.

Basement: il basamento dell'edificio, in calcestruzzo armato, si sviluppa per circa 25 m in profondità nel sottosuolo e costituisce, da un lato la fondazione diretta della struttura e dall'altro il contrasto dei diaframmi perimetrali di contenimento del terreno, da cui risultano svincolati al movimento verticale. Le strutture interrato si estendono per 6 piani ipogei, da B0 a B6, dove il livello B0 corrisponde all'attuale piano campagna mentre il livello B6 corrisponde alla platea di fondazione. In corrispondenza delle strutture in elevazione della torre i livelli B5 e B6 sono accorpati in un'unica platea.



Fig. 5 | Megacolonne lato ovest.

Megacolonne: gli elementi verticali portanti sono costituiti da 6 megacolonne, realizzate con un guscio in acciaio e riempite internamente in calcestruzzo. Si sviluppano in altezza dalla base alla sommità della torre ed assumono, oltre ad un rilevante impiego strutturale, anche un importante segno estetico caratterizzante l'edificio (figura 5).

Core: il nucleo centrale e i due nuclei ascensore in calcestruzzo armato costituiscono il principale elemento di controvento della torre. Il nucleo centrale è impostato sulla platea di fondazione e si sviluppa in altezza sino in sommità. In direzione nord-sud i tre core assorbono la quasi totalità delle azioni orizzontali, mentre

nella direzione est-ovest un ruolo fondamentale è svolto dai due core laterali degli ascensori (figura 3).



Fig. 6 | Struttura transfer a livello 6.

Transfer: la struttura di trasferimento è costituita da un graticcio di travi reticolari metalliche che accolgono i pilastri in falso e ne riportano il carico sulle megacolonne e sul nucleo in calcestruzzo armato. Ha la funzione di separare dal suolo tutte le strutture verticali ad eccezione delle megacolonne, del core e degli ascensori panoramici. È collocata a circa 30 m di altezza dal piano stradale, tra il livello 6 ed il livello 7, ed è funzionale alla realizzazione di un auditorium tra i livelli 2 e 6, per il quale è richiesta l'assenza di colonne interne (figure 6-8).



Fig. 7 | Struttura transfer in costruzione.

Strutture in elevazione: la struttura in elevazione è costituita da una serie di elementi che irrigidiscono il sistema strutturale principale. In primo luogo, si può evidenziare un sistema di controventi. Il controvento in corrispondenza alla facciata Sud è composto da un telaio irrigidito nella parte inferiore della torre e da due men-

sole reticolari, accoppiate tra i livelli 7 e 34. La parte inferiore è costituita dalla reticolare di trasferimento, dalle megacolonne e dalle funi di irrigidimento, mentre le due “mensole” superiori sono costituite dalle megacolonne, dalla colonna P05 interna e dai diagonali di irrigidimento, accoppiate alle travi e alle funi presenti nel campo centrale. I controventi nord-sud, formati dalle megacolonne, dalle funi e dalle travi tubolari ogni quattro piani, offrono un modesto contributo alla resistenza alle azioni orizzontali, ma risultano determinanti negli scenari incidentali. Un secondo sistema è costituito dalle strutture reticolari, dalle colonne interne e le travi di impalcato, che completano il sistema resistente. In particolare, la struttura reticolare disposta in direzione longitudinale tra i livelli 34-35, in corrispondenza alle facciate Est e Ovest, ha come funzione principale il far fronte agli scenari accidentali che comprendono il venir meno di una delle megacolonne; il sistema reticolare presente nel settore Nord tra i livelli 6-7, ha lo scopo di sostenere l'estremità dell'edificio realizzata “a sbalzo” rispetto al core. Al sistema portante fin qui descritto, si aggiungono la serra tra i livelli 35 e 38, i piani sospesi tra 2 e 6, che risultano portati dalla struttura principale, ed i “giardini d'inverno”, che emergono a sbalzo dagli impalcati, sul lato Sud.



Fig. 8 | Struttura transfer in costruzione.

Solai: i solai, impostati su travi principali e secondarie in acciaio, sono realizzati mediante le seguenti tipologie: solette realizzate con lamiera grecata e getto di completamento in opera di calce-

struzzo armato per la parte nord dei piani tipo della torre (livelli da 8 a 33) e per tutti i livelli da B0 a 7 e da 34 a 37; solai costituiti dall'accostamento di elementi prefabbricati modulari in calcestruzzo armato precompresso aventi sezione a “U”, solidarizzati mediante getto di completamento in opera (parte sud dei piani da livello 8 a livello 33) e formati in modo da realizzare un'intercapedine orizzontale continua in direzione est/ovest; solai in calcestruzzo gettato in opera, a costituire il collegamento tra i core e le parti nord/sud della struttura.

Facciate: particolarmente caratterizzante è la struttura delle facciate, soprattutto per quanto riguarda la “doppia pelle” realizzata sui lati est ed ovest. Si tratta infatti, di un articolato sistema di passerelle grigliate e pannelli apribili che inglobano le megacolonne e costituiscono una vera e propria intercapedine lungo il perimetro della torre. Grazie a meccanismi di apertura automatica delle lamine in cristallo favoriscono l'utilizzo della ventilazione naturale per la climatizzazione degli ambienti (Figura 15).

3. I MATERIALI IMPIEGATI

I quantitativi più significativi messi in opera sono:

- calcestruzzi armati per strutture di fondazione: 19.000 m³ circa, cls classe C28/35 e C35/45, acciaio B450C;
- calcestruzzi armati per strutture interrate (setti, muri, pilastri, solai): 19.000 m³ circa, cls classe C35/45, acciaio B450C;
- calcestruzzi armati per il nucleo centrale: 6.600 m³ circa, cls classe C70/85 e C45/55, acciaio B450C;
- acciaio per megacolonne: 3.200 t circa, tipo S355 e S460;
- acciaio per strutture in elevazione: 13.000 t circa, tipo S355 e S460;
- acciaio per scale di sicurezza e giardino d'inverno: 650 t circa, tipo S355;
- le lamiere e i profili laminati impiegati hanno spessore in gran parte tra 50 e 100 mm, fino a 200 mm per elementi speciali fucinati;
- solai a getto pieno, solai in lamiera grecata e getto di completamento in calcestruzzo: 26.500 m³ circa, cls classe C45/55, acciaio B450C;
- solai in elementi prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso: 26.000 m³ circa, cls classe C45/55.

Alla luce delle quantità di materiali impiegate nella costruzione di un'opera di così grandi dimensioni e complessità, risulta ancora più importante il ruolo della Direzione Lavori nell'attività di controllo della conformità e di rintracciabilità dei materiali. Ciascun prodotto qualificato infatti, deve costantemente essere riconoscibile per quanto riguarda le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile dalla quale risulti in modo inequivocabile il riferimento:

- all'azienda produttrice;
- allo stabilimento di lavorazione (per l'acciaio);
- al tipo di materiale.

4. LE FASI REALIZZATIVE E IL MONITORAGGIO DELLA STRUTTURA

La realizzazione della struttura è stata suddivisa in due appalti separati. Nel primo, denominato “Scavi e Diaframmi”, sono state eseguite le opere propedeutiche alla realizzazione delle strutture in

elevazione. In particolare, la paratia perimetrale berlinese con micropali, i diaframmi perimetrali per il contenimento del terreno, la realizzazione del solettone in prossimità del piano campagna (liv. B2) del basamento, che funge da contrasto transitorio dei diaframmi, lo scavo sino alla quota di imposta delle platee di fondazione. Inoltre, è stata avviata la campagna di monitoraggio del sito sia in termini di strutture realizzate che di controllo delle aree e degli edifici adiacenti. L'elevazione delle strutture ed il completamento della torre costituiscono un secondo lotto d'appalto, che ha visto la prosecuzione anche delle attività di monitoraggio. Tali attività sono fondamentali poiché i processi di lavorazione e costruzione sono caratterizzati da una variabilità geometrica e dimensionale: in primo luogo perché vengono impiegati prodotti che, anche quando regolamentati da norme che ne definiscono le dimensioni, possiedono tolleranze dimensionali significative rispetto alle dimensioni di riferimento, in secondo luogo perché i processi realizzativi sono costituiti da un rilevante apporto manuale. Per questi motivi c'è l'esigenza di determinare in modo oggettivo, diretto e facilmente utilizzabile, i limiti di accettazione delle lavorazioni in modo da sancire l'accettabilità delle opere. Tutte le misure sono effettuate in modo rigoroso con l'utilizzo di strumenti che esprimano valori numerici discreti. L'accettabilità del lavoro o dell'opera è determinata dal confronto diretto tra il valore riportato dal progetto ed il valore misurato al quale deve essere sommato il valore della tolleranza di ciascuna lavorazione. Pertanto, le tolleranze relative ai prodotti, previste dalle norme tecniche applicabili e dai produttori, che definiscono le variazioni dimensionali ammesse nella costruzione, sono da considerarsi esterne all'intervallo di tolleranza relativo alle lavorazioni e quindi da sommare, con il proprio segno, alle tolleranze specifiche di ogni lavorazione. Ecco allora che la verifica del rispetto delle tolleranze attraverso controlli dimensionali e di posizionamento, di planarità (orizzontalità) e di verticalità delle strutture diventa di rilevanza particolare nel grattacielo, dove eventuali scostamenti amplificherebbero gli inconvenienti derivanti da deformazioni spontanee degli impalcati (concentrazione di sollecitazioni, imperfezioni costruttive locali).

5. IL CONTROLLO DIMENSIONALE DELLA COSTRUZIONE

La procedura utilizzata nella progettazione costruttiva della torre, per l'analisi ed il controllo da parte della Direzione Lavori delle deformazioni prodotte nelle strutture dell'edificio nei vari momenti di costruzione, è definita "Presetting". La problematica nasce dalla complessità strutturale e dalla diversa natura dei materiali costituenti l'edificio: la realizzazione delle megacolonne miste in acciaio-calcestruzzo, dei pilastri interni e del transfer in acciaio e del core in calcestruzzo fa sì che si generi in ciascuno di essi un diverso stato tensionale, producendo deformazioni per i soli carichi verticali che variano in modo non uniforme nel tempo. Oggetto del presetting quindi, è lo studio e l'analisi delle deformazioni che si producono nei principali elementi strutturali sollecitati da azioni verticali, nelle varie fasi costruttive ipotizzate nel modello di calcolo, al momento dell'esecuzione della costruzione, alla fine della costruzione e a tempo infinito. Inoltre, per minimizzare l'effetto della difformità di deformazioni, da un punto di vista strutturale e funzionale, è stato pianificato un sistema di pre-monte.

Nella campagna di controllo attuata, sono state determinate le quote differenziali dei vari punti di livellazione, con strumenti ottici di misura situati in corrispondenza del solaio a livello 7 e installati sui correnti delle travi reticolari della struttura di trasferimento; tali strumenti permettono di rilevare gli spostamenti verticali nel tempo. Nell'ambito dello sviluppo costruttivo del cantiere inoltre, sono poste in essere una serie di procedure realizzative che consentono lo sviluppo in elevazione della struttura con garanzia di verticalità, entro i limiti delle tolleranze imposte. Per quanto riguarda i core, realizzati con la tecnica del cassero autorampante, le attività di controllo topografico si svolgono con quattro differenti tipologie di misura:

- controllo con sistema GPS della sommità del cassero esterno, per il corretto posizionamento dello stesso in termini planimetrici e di verticalità;
- controllo della verticalità con un sistema laser collocato nei vani della struttura interna in elevazione;
- controllo periodico della verticalità mediante misura topografica di target posti nelle pareti verticali esterne;
- controllo periodico della verticalità con filo a piombo posto lungo le pareti in opera, ogni 3-4 rampate.

Per quanto riguarda la carpenteria metallica, vengono effettuati controlli di verticalità sia in fase di realizzazione in officina, sia in fase di montaggio. Durante la realizzazione delle megacolonne, per esempio, tutte le fasi di produzione vengono controllate in stabilimento, tramite controlli geometrici sui singoli elementi e inizialmente mediante un premontaggio di tre elementi contigui assemblati. Successivamente, il rilievo in officina è stato eseguito con scansione laser di ogni singolo concio, che ha permesso di ovviare al premontaggio fisico in officina. La metodologia di rilievo con strumenti di laser scanner a "nuvola di punti" ha permesso di rilevare l'effettiva geometria dell'oggetto esaminato. La costruzione dei conci ha previsto una successione di fasi che potevano

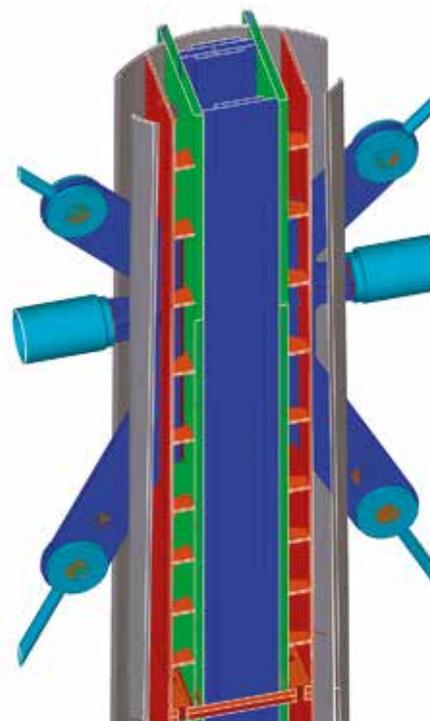


Fig. 9 | Sezione megacolonna - mod. BIM.

influenzare la geometria finale degli elementi, quali la lavorazione meccanica delle flange e dei nuclei di sopravvivenza interni, l'assiemaggio e la saldatura delle flange ai nuclei di sopravvivenza interni e la lavorazione meccanica e foratura finale delle flange saldate ai nuclei (figure 9-10).



Fig. 10 | Dettaglio collegamento tra conci di megacolonna.

6. IL CONTROLLO DELLE SALDATURE

Per quanto riguarda gli aspetti tecnologici di fabbricazione mediante saldatura è stata prodotta una specifica generale per la realizzazione delle giunzioni saldate che definisce in modo ampio e dettagliato i “Requisiti e criteri tecnici generali per la fabbricazione in centro di trasformazione e per il montaggio in opera delle strutture metalliche”. Tale documento emesso a cura dei Costruttori, ma condiviso ed approvato dall'Istituto Italiano della Saldatura (IIS), nella sua veste di ente fiduciario della Direzione Lavori, è stato il riferimento per la definizione ed il controllo continuo delle modalità operative da seguire per la fabbricazione in officina e per il montaggio in opera. Tale specifica contiene tra l'altro le prescrizioni particolari ed aggiuntive, rispetto alle disposizioni legislative vigenti sulle modalità di esecuzione e qualificazione delle procedure di saldatura e del personale addetto alle operazioni di saldatura ed alle tecniche di assemblaggio, all'estensione e ai metodi di controllo delle giunzioni saldate, nonché alle precauzioni costruttive e ai criteri di buona pratica correntemente utilizzate;

ciò costituisce un riferimento importante per la Direzione Lavori, in sintonia con le richieste della normativa europea UNI EN 1090. Le problematiche emerse nella costruzione delle strutture metalliche sono state in alcuni casi di un certo rilievo, ma il confronto diretto e tempestivo tra Impresa Appaltatrice e Costruttori delle Carpenterie con la Direzione Lavori e l'Istituto Italiano della Saldatura, ha contribuito alla soluzione con obiettivo primario la sicurezza dell'opera e in subordine, ma non meno importante, il contenimento dei costi ed il rispetto dei tempi di consegna. Di seguito si citano, a solo titolo di esempio, alcune problematiche affrontate e risolte.

Problematica degli strappi lamellari e lamiere tipo Z 35: per i giunti a T, le lamiere di piattabanda dei giunti a T in acciaio S460 sono lavorate con macchina utensile per realizzare una “imburratura” con materiale di apporto di saldatura uguale a quello che è stato utilizzato per la giunzione; per i giunti testa a testa realizzati con processi di saldatura diversi dall'arco sommerso, una volta realizzato il lembo di saldatura, la fascia centrale è stata asportata con mola o macchina utensile e lo scavo riempito e rilavorato. Tali precauzioni tecnologiche, unite alla messa a punto di adeguate procedure di controllo non distruttivo scrupolosamente seguite dagli operatori IIS, hanno risolto il problema contenendo il numero delle riparazioni in opera (figura 11).



Fig. 11 | Preparazione per giunto testa a testa in officina.

Elementi di nodo fucinati: vista la fondamentale importanza

strutturale delle giunzioni a T a piena penetrazione in croce delle piattabande e delle anime dei transfer, sono stati realizzati nodi per fucinatura. Sono di forma geometricamente complessa e atta al trasferimento ottimale delle sollecitazioni, realizzati in acciaio bonificato tipo UNI EN 10222-4 per l'acciaio P355 QH. Prove integrative a quelle classiche di fornitura e controlli non distruttivi adeguati sono state predisposte per ottenere informazioni dirette e rassicuranti sulle caratteristiche metallurgiche meccaniche e di saldabilità del corpo dei fucinati (figura 12).



Fig. 12 | Esempio di nodo con elemento fucinato.

Giunzioni tra transfer e megacolonne: lo spessore delle otto giunzioni saldate in oggetto è pari a 100 mm, la lunghezza varia tra 7.500 mm e 9.200 mm a cavallo di quota +30 m dal piano campagna e il materiale base è acciaio S460 NL secondo la UNI EN ISO 10025-3. Le dimensioni degli elementi strutturali coinvolti, le difficoltà di accessibilità e di esecuzione legate al mantenimento di un preriscaldamento non inferiore a 100°C hanno portato all'esecuzione dei giunti su piatto di sostegno metallico sul piano interno delle anime e l'esecuzione dei giunti dall'esterno. Inoltre, sia per la difficilissima accessibilità al rovescio della saldatura (una camera di circa 800 mm di lato e alta più di 9 m con gravi rischi per la sicurezza degli operatori ad arco elettrico), sia per il massimo grado di



Fig. 13 | Saldatura in opera a T del transfer.

vincolo dei giunti ed il conseguente rischio di criccabilità a caldo e a freddo dei tratti di giunto riparati, sono state introdotte tutte le precauzioni necessarie per evitare interventi di riparazione estremamente gravosi. In ottemperanza delle disposizioni legislative e secondo i criteri di prudenza costruttiva, la Direzione Lavori ha raccomandato di inserire i giunti transfer-megacolonne tra quelli da esaminare durante il servizio (figure 13-14).



Fig. 14 | Esempio di nodo con saldature a T.

7. CONCLUSIONI

Risulta evidente come la concezione e l'ideazione di un edificio così complesso non possa prescindere dallo studio di un progetto in rapporto alle possibilità e ai metodi di attuazione e di esecuzione dello stesso. La realizzazione di un manufatto architettonico complesso non può d'altronde essere ritenuta una sequenza seriale di fasi, ciascuna esclusivamente dipendente da quella precedente, quanto invece un insieme coordinato di attività interdipendenti di cui è difficilmente individuabile in modo netto un inizio e una fine. Risulta quindi chiaro che la progettazione non può considerarsi assolutamente conclusa quando comincia la fase realizzativa, ma prosegue invece, coadiuvata dalla Direzione Lavori, analizzando di volta in volta e facendo proprie le eventuali necessità di modifiche derivanti dalle esigenze costruttive e dall'utilizzo del prodotto stesso.

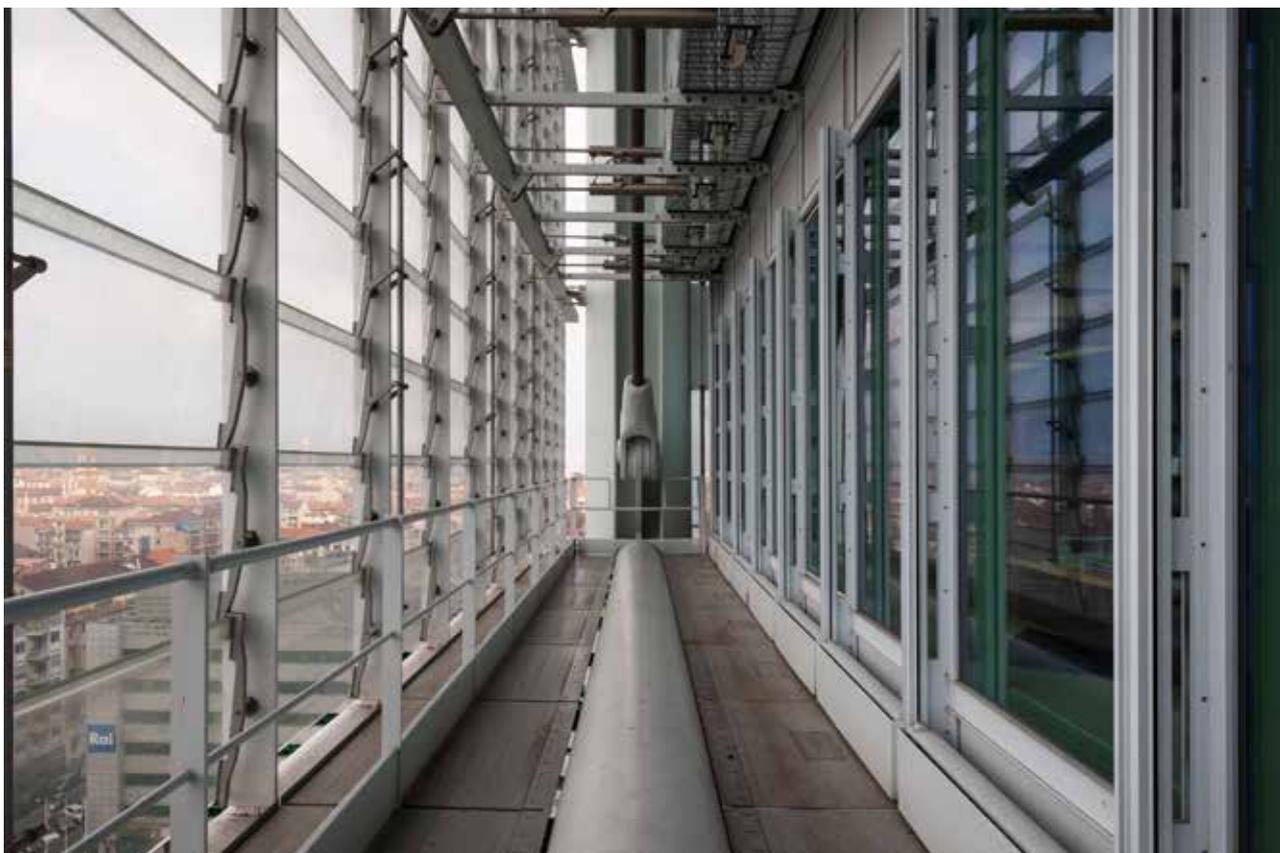


Fig. 15 | Doppia pelle di facciata ovest.

COMMITTENTE: Banca Intesa Sanpaolo
PROGETTO ARCHITETTONICO: Renzo Piano Building Workshop
DIREZIONE LAVORI DELLE STRUTTURE: CEAS
GENERAL CONTRACTOR: Rizzani de Eccher
CARPENTERIA METALLICA: Cimolai, Bit costruzioni, MBM,
Cometal, Officine Bertazzon
CREDITI FOTO: Jaques Pion (foto15) e CEAS (foto da 1 a 14)



Bruno Finzi

Socio fondatore di CEAS, Consigliere Delegato, Direttore Tecnico. Ha svolto ruoli di revisione di progetto, direttore dei lavori e collaudatore per numerosi grattacieli costruiti nell'ultimo decennio in Italia e all'estero tra i quali le Torri di Garibaldi Repubblica, le torri Isozaky, Hadid e Libeskind di Citylife a Milano e il Grattacielo Intesa San Paolo di Renzo Piano a Torino.



Luca Rossini

Project Manager e Ingegnere strutturista, socio di CEAS. Ha maturato esperienza nell'ambito della direzione lavori di grandi opere, come il complesso di Porta Nuova Garibaldi a Milano e il grattacielo Intesa San Paolo a Torino. Altre attività salienti sono le recenti collaborazioni al collaudo statico di grandi strutture, quali le torri di City Life ed i ponti di Expo 2015.

IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE DELLA TORRE INTESA SANPAOLO DI TORINO

THE STATIC TESTING OF THE STRUCTURES OF THE INTESA SANPAOLO TOWER IN TURIN

Paolo Napoli^{1*}, Vittorio Nascè¹, Giambattista Quirico²

¹ Già professori ordinari di Tecnica delle Costruzioni – Politecnico di Torino

¹ Collaudatore statico e tecnico amministrativo della Torre Intesa San Paolo

Il collaudo statico della torre Intesa San Paolo a Torino, svolto seguendo tutto lo sviluppo della costruzione, presenta aspetti di significativo interesse, connessi all'esame e al controllo di alcune singolarità e difficoltà costruttive associate ad aspetti particolari del progetto, ed al riconoscimento di aspetti del comportamento strutturale che sono caratteristici degli edifici alti. Questa nota descrive i momenti di maggiore difficoltà costruttiva dell'opera, e conseguentemente del suo controllo, ed illustra una singolarità di comportamento, derivante dalle scelte estetiche, riscontrata in un elemento strutturale. Si sofferma poi sulle prove dinamiche di insieme in cui, oltre alle usuali misure sotto eccitazione ambientale, è stata applicata una forzante sinusoidale con uno speciale dispositivo idraulico.

The static testing of the Intesa San Paolo tower in Turin, carried out following the entire development of the construction, shows aspects of significant interest, connected to the examination and control of some singularities and difficulties of the construction, associated with particular aspects of the project, and to the recognition of aspects of structural behavior typical of tall buildings. This note describes the moments of greatest constructive difficulty of the work, and consequently of its control, and illustrates a singularity of behavior found in a structural element and deriving from the aesthetic choices. The overall dynamic tests are then focused in which, in addition to the usual measurements under environmental excitation, a sinusoidal forcing was applied with a special hydraulic device.

L'attività di collaudo statico delle strutture del nuovo centro direzionale Intesa Sanpaolo a Torino è iniziata nel 2008 con l'avvio dei lavori del primo lotto che comprendeva l'esecuzione degli scavi, diaframmi, pali e del solaio B2 (solaio di calpestio 2° piano interrato), fase conclusasi con il rilascio dell'atto di collaudo statico nel gennaio 2011. L'attività è proseguita con l'esecuzione delle strutture del secondo lotto riguardante le opere in elevazione iniziate nell'aprile 2010 e terminate nell'ottobre 2014.

È stata una esperienza di particolare interesse, nella analisi del progetto e nelle ripetute visite di collaudo lungo tutto l'arco della costruzione, con l'esame e il controllo di alcune singolarità e difficoltà costruttive che sono associate ad aspetti particolari del progetto, e con il riconoscimento di alcuni aspetti del comportamento strutturale che sono caratteristici degli edifici alti.

Fra le difficoltà costruttive va indubbiamente segnalata la realizzazione delle sei megacolonne, per la loro singolare forma e per la prescrizione rigorosa, dettata dal progetto architettonico, che le superfici dei loro gusci non presentassero alcuna discontinuità apparente. In figura 1 sono illustrate le sezioni verticale e orizzontale della megacolonna in corrispondenza di un giunto fra due successivi tronchi; in figura 2 il tronco di base all'arrivo in cantiere. All'interno dei due gusci è per gran parte realizzata la sezione portante, sia per il riempimento di calcestruzzo che ha anche assicurato la resistenza al fuoco pur in assenza di protezione delle superfici esterne, sia soprattutto per il nucleo centrale di acciaio in lamiere di spessore elevato. Il giunto di montaggio fra i tronchi è

del tipo a contatto per il nucleo centrale ed è saldato di testa per i due gusci. La sezione della megacolonna è fortemente rastremata, da 2805 mm alla base fino a 700 mm alla sommità dell'edificio, per cui i due gusci, che hanno spessore di 30 mm, sono in effetti di forma conica. Una ulteriore complicazione sta nel fatto che il vertice del cono che ne definisce la forma è posto sulla verticale della intersezione fra il diametro minore della forma ellittica e il suo perimetro, ed è quindi eccentrico rispetto alla base. Questa disposizione accentua l'effetto prospettico di rastremazione delle colonne verso l'alto ed inoltre mantiene costante, ad ogni piano, la distanza fra l'asse della trave di bordo del solaio e la parete delle megacolonne, nonostante la loro rastremazione. Per contro il singolo tronco di colonna risulta essere simmetrico rispetto al solo piano passante per l'asse minore della sezione. Evitare qualunque discontinuità della superficie dei gusci in corrispondenza dei giunti saldati dei tronchi di megacolonna, in queste condizioni, ha richiesto un impegno davvero straordinario da parte del costruttore. Altra rilevante singolarità di progetto e di costruzione è rappresentata dai nodi di intersezione fra i correnti superiori delle travi reticolari longitudinali e di quella trasversale del transfer. Le figure 3 e 4 illustrano l'assonometria del transfer ed il nodo di intersezione dei correnti superiori delle travi visto dal basso.

Su questi nodi appoggiano le colonne interne dell'edificio, le cui basi (figura 5) sono incernierate al nodo sottostante, allo scopo di sottrarre la colonna alla flessione che sarebbe stata altrimenti imposta al suo tronco di base dalla deformazione progressiva del

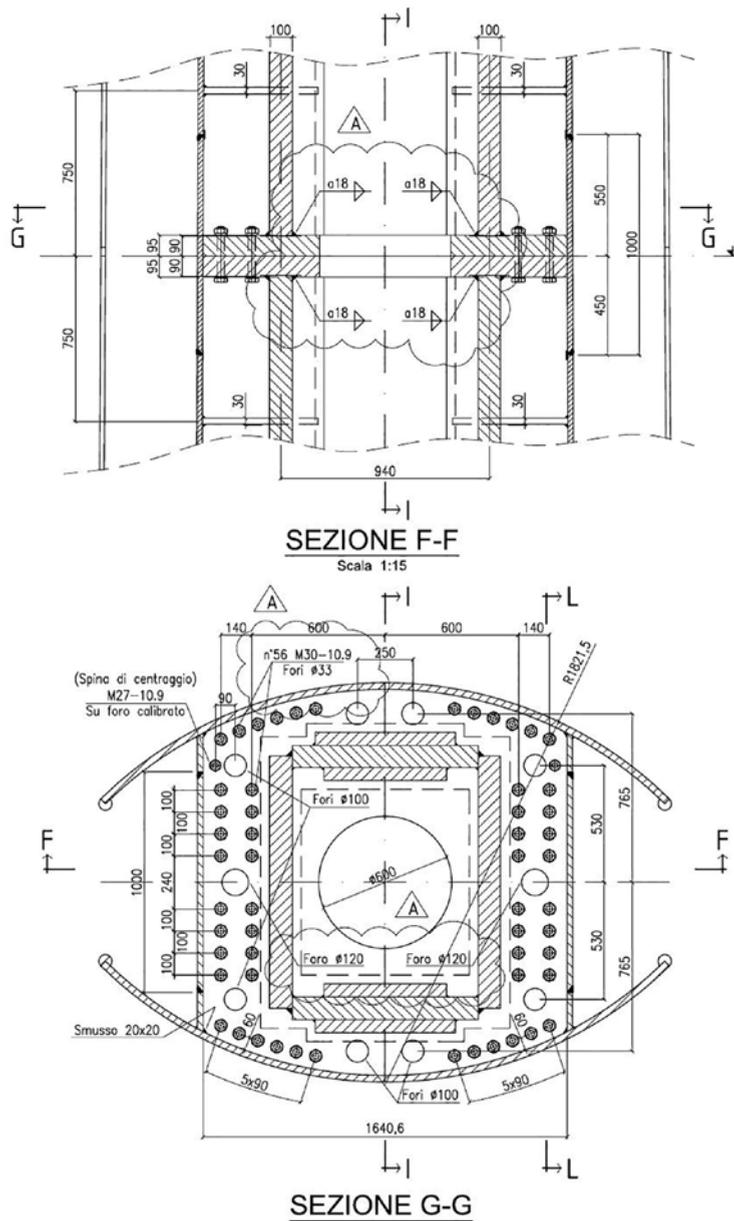


Fig. 1 | Sezione orizzontale e verticale di una megacolonna in corrispondenza della unione tra i conci



Fig. 2 | Concio di base della megacolonna all'arrivo in cantiere.

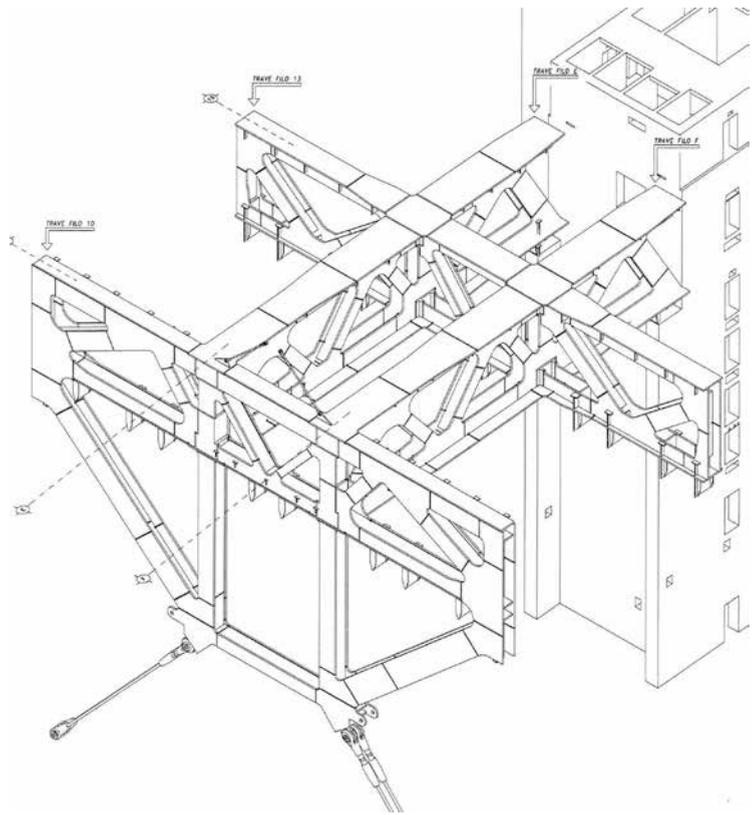


Fig. 3 | Assonometria delle travi reticolari del transfer.



Fig. 4 | Il nodo di intersezione tra i correnti superiori delle travi reticolari trasversali e longitudinali, visto dal basso

transfer durante la costruzione della torre. Si rileva un caratteristico impiego di pezzi forgiati, per realizzare sia la cerniera di base della colonna, sia il nodo della trave reticolare il quale avrebbe altrimenti comportato l'esecuzione di 4 giunti saldati a croce su lamiere di 100 mm di spessore.

Un modello evolutivo del comportamento della intera struttura della torre, nelle successive fasi della costruzione, è stato sviluppato nell'ambito del progetto costruttivo con lo scopo sia di determinare lo stato di sollecitazione e di deformazione di ogni elemento in coerenza con la effettiva evoluzione della struttura e dei suoi vincoli e carichi, sia di assegnare le predeformazioni necessarie per ottenere, a opera compiuta e nel rispetto delle tolleranze ammesse, la corrispondenza geometrica della struttura a quella teorica associata al progetto architettonico.

Il modello ha consentito, in particolare, di analizzare un aspetto caratteristico del comportamento strutturale degli edifici alti, ossia gli effetti delle differenti deformazioni assiali delle varie strutture verticali, qui assai evidente per la diversità di queste strutture: il nucleo dei servizi di calcestruzzo armato con le sue deformazioni elastiche, viscosi e di ritiro; le colonne di acciaio interne all'edificio che appoggiano sul transfer e ne subiscono la deformazione; le megacolonne a struttura composta di acciaio e calcestruzzo, esterne all'involucro climatizzato. La figura 6 rappresenta schematicamente gli spostamenti per la variazione termica invernale dell'orizzontamento al 34° piano in corrispondenza delle colonne: si osserva la grande differenza tra i punti esterni, che esibiscono abbassamenti di 30-50 mm, e quelli interni i cui spostamenti si limitano a pochi millimetri.

Queste analisi hanno anche indirizzato in modo rilevante il progetto delle connessioni dei solai a queste diverse strutture portanti: così ad esempio per l'attacco del solaio alla megacolonna centrale (figura 7), dove l'inserimento di una cerniera ha consentito di limitare nelle strutture orizzontali gli effetti flessionali della inflessione del transfer e delle variazioni termiche stagionali.

Le operazioni di collaudo hanno comportato estesi controlli, indagini e verifiche, richiamate nei 60 verbali di visita in corso d'opera e nei documenti allegati. Sono state eseguite 19 prove di carico statiche, sia in situ che su elementi prefabbricati, e 8 prove dinamiche locali su orizzontamenti e scale, queste ultime finalizzate principalmente al controllo dello Stato Limite di Vibrazione.

Nel corso delle prove di carico è emersa una singolarità di comportamento della struttura di copertura della serra situata alla sommità dell'edificio, derivante dal particolare disegno architettonico dei nodi delle travi reticolari tipo Warren che la compongono. I fazzoletti dei nodi fra diagonali e correnti, come si vede in figura 8, sono contenuti nella dimensione trasversale delle aste e l'attacco delle diagonali è realizzato con perni anziché bulloni come d'ordinario. Questa particolarità dei nodi con unioni a perni – che a differenza delle unioni bullonate non beneficiano ovviamente del serraggio – ha dato luogo, nei primi step delle prove di carico di una zona della copertura, ad una deformabilità significativamente maggiore di quella presumibile in base al modello di calcolo elastico dell'intera struttura della serra, a causa dell'intervento dei giochi perno-foro. Solo con l'aumento del livello di carico la struttura ha acquisito la rigidità attesa, salvo poi ripercorrere in fase di scarico la stessa curva carico-freccia, senza alcun residuo di deformazione a scarico completato. Ripetendo il ciclo di carico-scarico il comportamento si è ripetuto in modo identico. L'effetto dei giochi perno-bullone, riacquistati allo scarico non essendo presente serraggio, ha quindi dato luogo ad un comportamento elastico (residuo nullo allo scarico) ma non lineare nel primo tratto, con

rigidezza crescente al crescere del carico.

Il comportamento globale della struttura è stato indagato mediante prove dinamiche, sia sotto eccitazione ambientale (quindi con input incognito) che sotto l'effetto di una forzante ben definita.

L'edificio si configura come una mensola in struttura mista acciaio (megacolonne e struttura reticolare di trasferimento c.d. Transfer) e calcestruzzo (solai e core) sviluppata in elevazione e poggiante su un basamento in calcestruzzo armato impostato a circa 25 m al di sotto del piano campagna.

La risposta dinamica è stata rilevata attraverso la misura delle accelerazioni orizzontali e verticali in 14 punti distribuiti sull'edificio (figura 9), per un totale di 30 misure eseguite in contemporanea nel periodo compreso dal 18.09.2013 al 04.10.2013 in presenza di eccitazione ambientale (traffico stradale, vento, lavori di cantiere ecc.) e forzate. Le posizioni e le direzioni di misura sono state definite con una procedura di ottimizzazione effettuata su un modello numerico agli elementi finiti. Le fasi di progettazione della sperimentazione e l'analisi dei dati rilevati sono contenute nella relazione del Prof. Donato Sabia in data 03.02.2014. La sperimentazione è stata eseguita dalla Soc. P&P Consulting Engineers di Seriate (BG).

La campagna sperimentale è stata divisa in due parti distinte:

- Fase 1 – Misure di accelerazioni con eccitazione ambientale (traffico stradale, vento, lavori di cantiere, ...)
- Fase 2 – Misure di accelerazioni prodotte da una forzante armonica a frequenza variabile (Sweep Sine) applicata al 39° piano mediante una speciale vibrodina idraulica.

L'applicazione di una forzante dinamica ad un edificio alto, caratterizzato da una frequenza fondamentale inferiore ad 1 Hz, comporta una serie di problematiche che non possono essere risolte impiegando per l'eccitazione una tradizionale vibrodina. Ciò in quanto, dovendo accordare la forzante al primo modo di vibrare della struttura (in questo caso 0,35 Hz), le accelerazioni indotte da una vibrodina tradizionale a rotazione risulterebbero debolissime, a causa della bassa accelerazione connessa alla lentezza della rotazione. È stato quindi necessario ricorrere ad uno speciale dispositivo (figura 10), caratterizzato da una massa elevata (circa 40 kN), fatto muovere lungo una slitta da un pistone idraulico, con movimento programmabile. Le forze dinamiche orizzontali generabili dal dispositivo erano: 6,87 kN per frequenza di 0,40 Hz, 26,25 kN per frequenze di 0,80 Hz o superiori.

L'identificazione delle caratteristiche dinamiche, quali frequenze proprie, deformate modali e smorzamenti dei principali modi di vibrare, è stata effettuata con tecniche di analisi operanti nel dominio del tempo e ad input incognito per la Fase 1 e nel dominio della frequenza, attraverso l'analisi delle Funzioni di Risposta in Frequenza (FRF), ad input noto per la Fase 2.

La Fase 1 ha richiesto tempi di acquisizione molto lunghi per avere una distribuzione statistica significativa dell'azione ambientale ed inoltre per avere la possibilità di selezione misure, o parti di esse, con un basso rapporto Rumore/Segnale e ridurre quindi gli errori nella stima dei parametri.

I risultati ottenuti con l'identificazione dinamica applicando tecniche diverse, nel dominio del tempo (ARMAV, ERA) e delle frequenze (FRF), e per le due fasi (eccitazione ambientale e forzata) sono riportati nella tabella 1.

Modo N.	Descrizione	Frequenze				Fm Frequenza Media	Δ Delta max	(Δ/Fm) %
		Eccitazione Ambientale		Eccitazione Forzata				
		ARMAV	ERA	Direzione X	Direzione Y			
1	1° Flex piano Y-Z	0.359	0.356	-	0.354	0.354	0.005	1.4
2	1° Flex piano X-Z	0.389	0.389	0.385	-	0.385	0.004	1.0
3	1° Tors.	0.524	0.52	-	0.518	0.518	0.006	1.2
4	2° Flex piano Y-Z	1.139	1.137	-	1.141	1.141	0.004	0.4
5	2° Flex piano X-Z	1.313	1.324	1.299	1.304	1.302	0.025	1.9
6	2° Tors.	1.465	1.467	1.467	1.472	1.470	0.007	0.5

Tab. 1 | Risultati prove dinamiche nel dominio del tempo e delle frequenze

Modo N.	Descrizione	FmE Frequenza Media Sperimentale	FmT Frequenza Teorica	$\Delta = \frac{(F_{mE} - F_{mT})}{F_{mE}} \%$
1	1° Flex piano Y-Z	0.354	0.242	32
2	1° Flex piano X-Z	0.385	0.257	33
3	1° Torsionale	0.518	0.374	28
4	2° Flex piano Y-Z	1.141	0.816	29
5	2° Flex piano X-Z	1.302	0.983	24
6	2° Torsionale	1.470	1.163	21

Tab. 2 | Confronto delle frequenze calcolate con modello FEM e misurate sperimentalmente

Si tratta di valori tra loro estremamente coerenti, sia per le frequenze proprie che per le deformate modali identificate. Le differenze massime riscontrate tra le frequenze stimate risultano inferiori al centesimo di Hz. Lo smorzamento viscoso equivalente medio stimato risulta: $\xi \approx 0,01$.

L'esito delle misure dinamiche effettuate sull'intera struttura deve quindi essere considerato molto buono.

La sostanziale coincidenza dei risultati ottenuti dalle misure ambientali, con analisi nel dominio del tempo e ad input incognito, con quelli ottenuti dalle prove forzate permette di affermare che un eventuale controllo nel tempo delle caratteristiche dinamiche della struttura potrà essere effettuato utilizzando esclusivamente misure ambientali che non penalizzano il normale utilizzo dell'edificio e quindi possono facilmente essere ripetute nel tempo.

I risultati delle misure dinamiche sono stati confrontati con i modi di vibrare ottenuti con un modello agli elementi finiti della struttura (figura 11), su cui è stata eseguita una analisi in frequenza

per valutare i principali modi di vibrare. L'analisi è stata fatta ipotizzando una massa pari alla somma dei carichi permanenti più il 60% dei carichi variabili, secondo le indicazioni delle norme NTC2008 per la definizione della massa sismica.

Le frequenze teoriche dei principali modi di vibrare ottenuti con il modello FEM sono riportati nella tabella 2 e messe a confronto con i valori sperimentali, che risultano sensibilmente inferiori, con differenza tra risultati sperimentali e teorici dell'ordine del 30% per tutti i modi di vibrare.

Questa differenza può essere interpretata come conseguenza non tanto di una maggiore rigidità della struttura quanto soprattutto di una minore massa del sistema all'atto della prova. Infatti le misure sperimentali sono state eseguite sull'edificio non ultimato e quindi con una massa permanente presente inferiore a quella finale ipotizzata nell'analisi teorica, e con una entità dei carichi variabili probabilmente prossima allo zero.

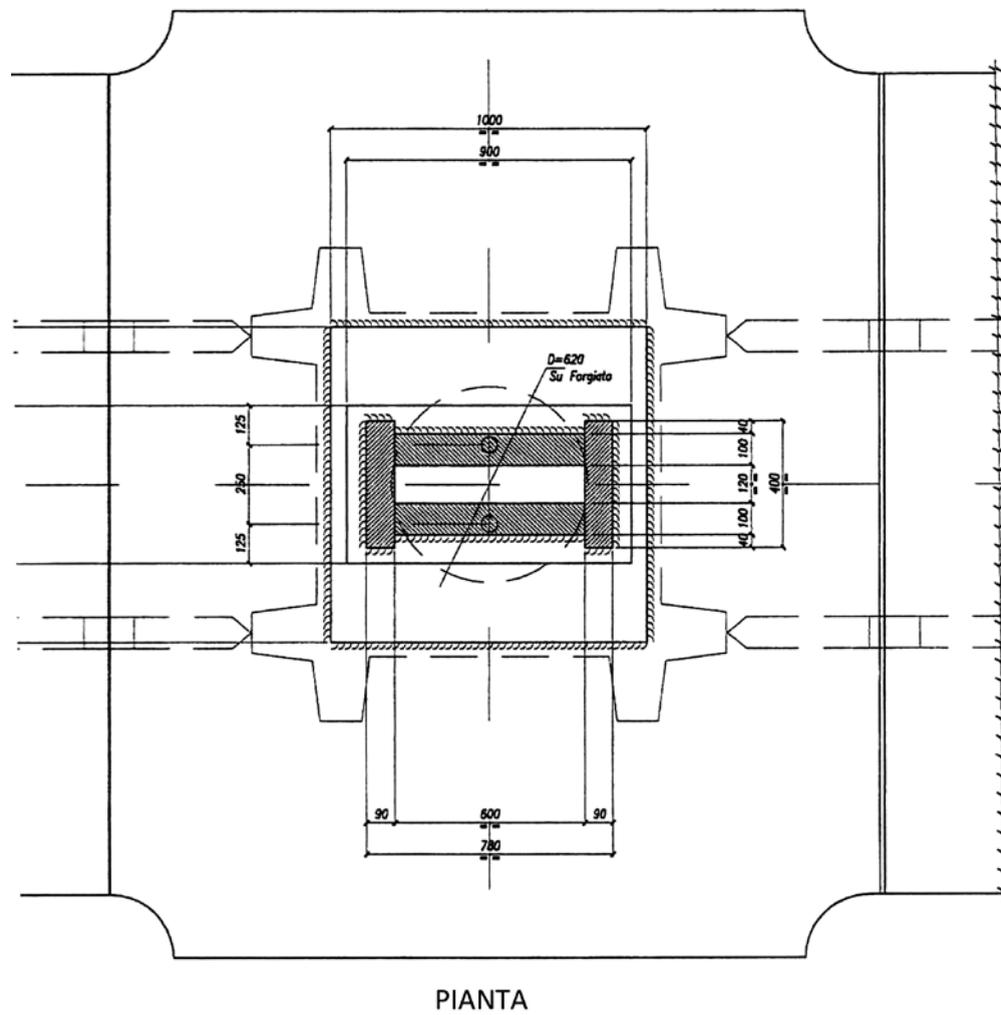
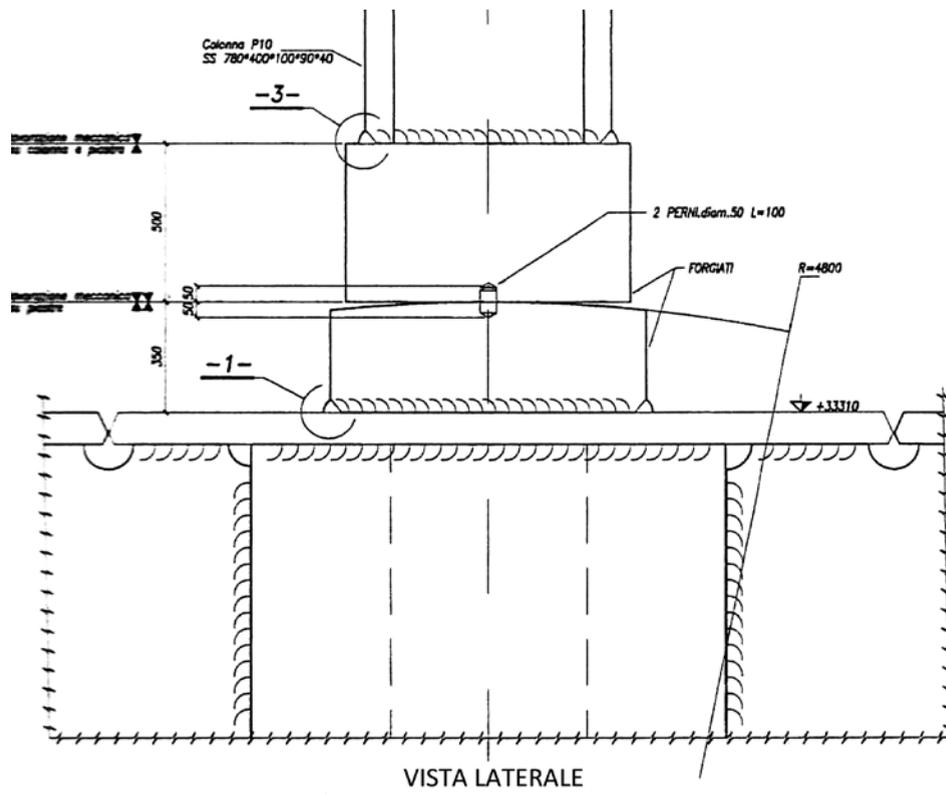


Fig. 5 | L'appoggio di una colonna interna al transfer, dotata di vincolo di cerniera



Fig. 8 | Le travi reticolari Warren della copertura della serra, con i nodi formati esclusivamente con perni

I modi di vibrare teorici e sperimentali appaiono in generale coerenti tra loro. L'unica eccezione è rappresentata dal 1° modo, la cui deformata modale sperimentale è sostanzialmente di tipo traslazionale nel piano Y-Z, mentre la corrispondente deformata teorica associa una rotazione intorno all'asse verticale Z alla traslazione nel piano Y-Z. Questa risposta teorica riflette ovviamente la presenza di una eccentricità tra il baricentro delle rigidezze ed il baricentro delle masse nel modello FEM. L'assenza della componente rotazionale sulla deformata sperimentale induce a pensare che la distribuzione effettiva delle masse al momento delle misure sperimentali fosse tale da ridurre fortemente l'eccentricità teorica ipotizzata: ciò è verosimile se si considera che la massa del core, di entità preponderante, era certamente tutta presente, mentre ad essere ridotti erano i carichi dei solai, che presentano eccentricità (figure 12-17).

Le prove dinamiche locali, finalizzate alla verifica di un soddisfacente comportamento in esercizio, sono state effettuate, sia con eccitazione ambientale che ad impatto su: Solaio L10 zona Nord; Solaio L26 zona Sud-Est; Solaio L32 zona Sud-Ovest; Solaio L32 zona Nord; Scala Est L9-L10; Scala Ovest L14-L15; Scala Giardino

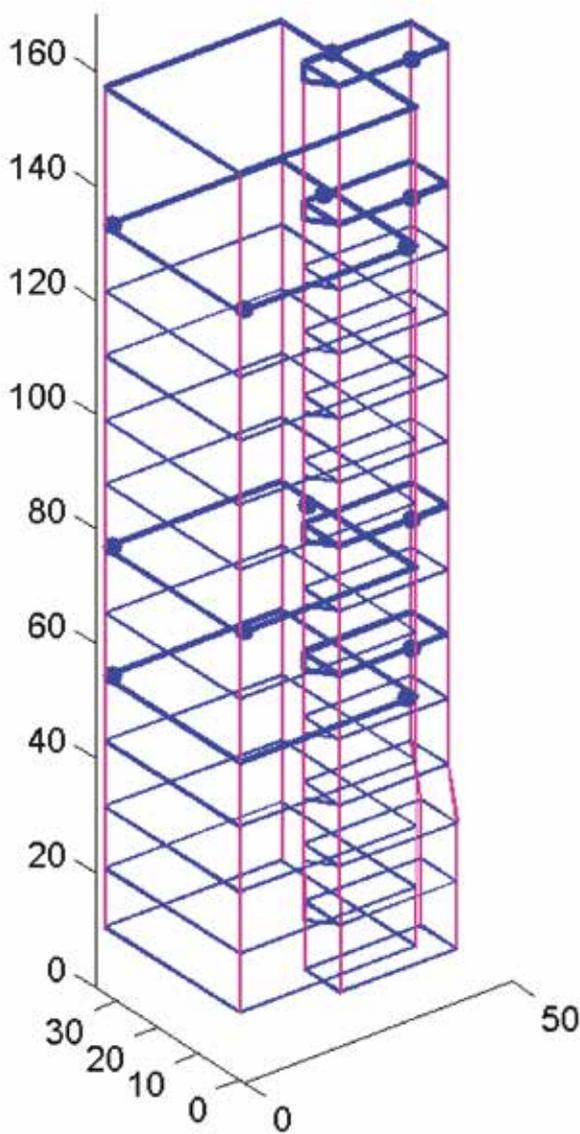
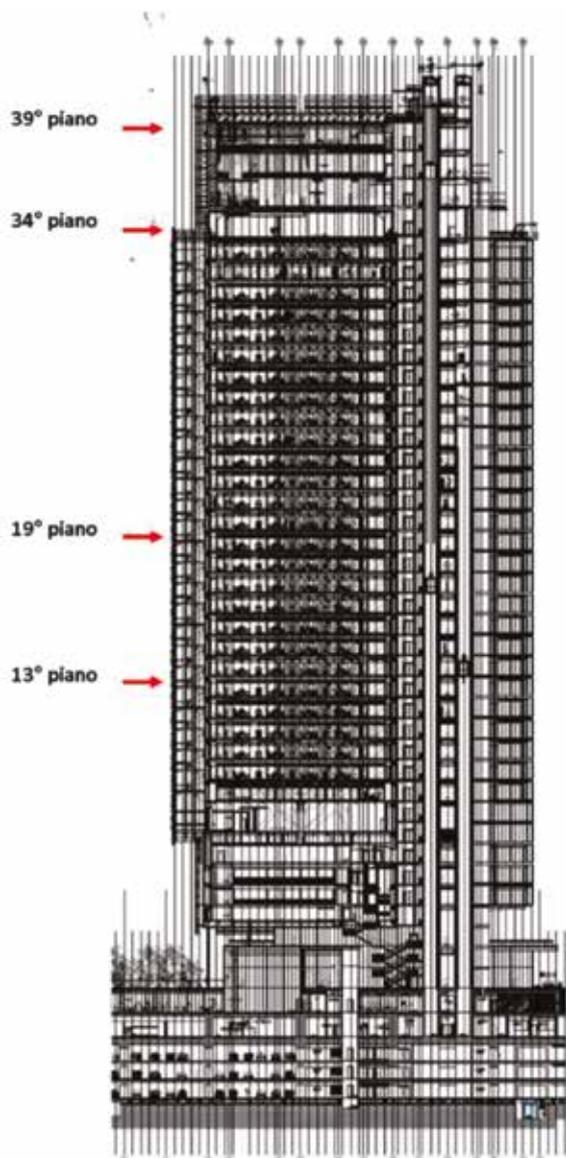


Fig. 9 | Localizzazione degli accelerometri



Fig. 10 | L'attuatore dinamico utilizzato per generare la forzante orizzontale, collocato in sommità alla torre e disposto in direzione longitudinale.

d'Inverno; Copertura Serra. Gli esiti delle misure effettuate sono significativi soprattutto per quanto riguarda il valore della prima frequenza propria rilevata.

Per i solai essa è risultata compresa tra un minimo di circa 7 Hz ed un massimo di circa 30 Hz. Per le scale di sicurezza la prima frequenza propria è stata di circa 7 Hz, che sale a ben 14 Hz per la scala Giardino d'Inverno. Per la Copertura della Serra si è rilevata una frequenza propria di 6,8 Hz per la trave principale e di 14,5 Hz per le travi secondarie.

Si tratta di frequenze elevate, sensibilmente superiori a quelle delle possibili fonti di eccitazione dinamica. Si è perciò ritenuto che l'esito delle misure dinamiche sui singoli elementi strutturali sia stato tale da far presumere un buon comportamento dinamico degli elementi strutturali sotto le azioni di esercizio.

CREDITS:

TORRE INTESA SAN PAOLO A TORINO

Progetto architettonico

Renzo Piano Building Workshop

Progetto strutturale definitivo ed esecutivo

prof. ing. Francesco Ossola – prof. eng. Chris Wise

Progetto costruttivo

prof. ing. Hugo Corres Peiretti

Direzione Lavori delle strutture

dott. ing. Bruno Finzi

Collaudo statico e tecnico-amministrativo

dott. ing. Giambattista Quirico

Consulenza al collaudo statico

prof. ing. Vittorio Nascè – prof. ing. Paolo Napoli

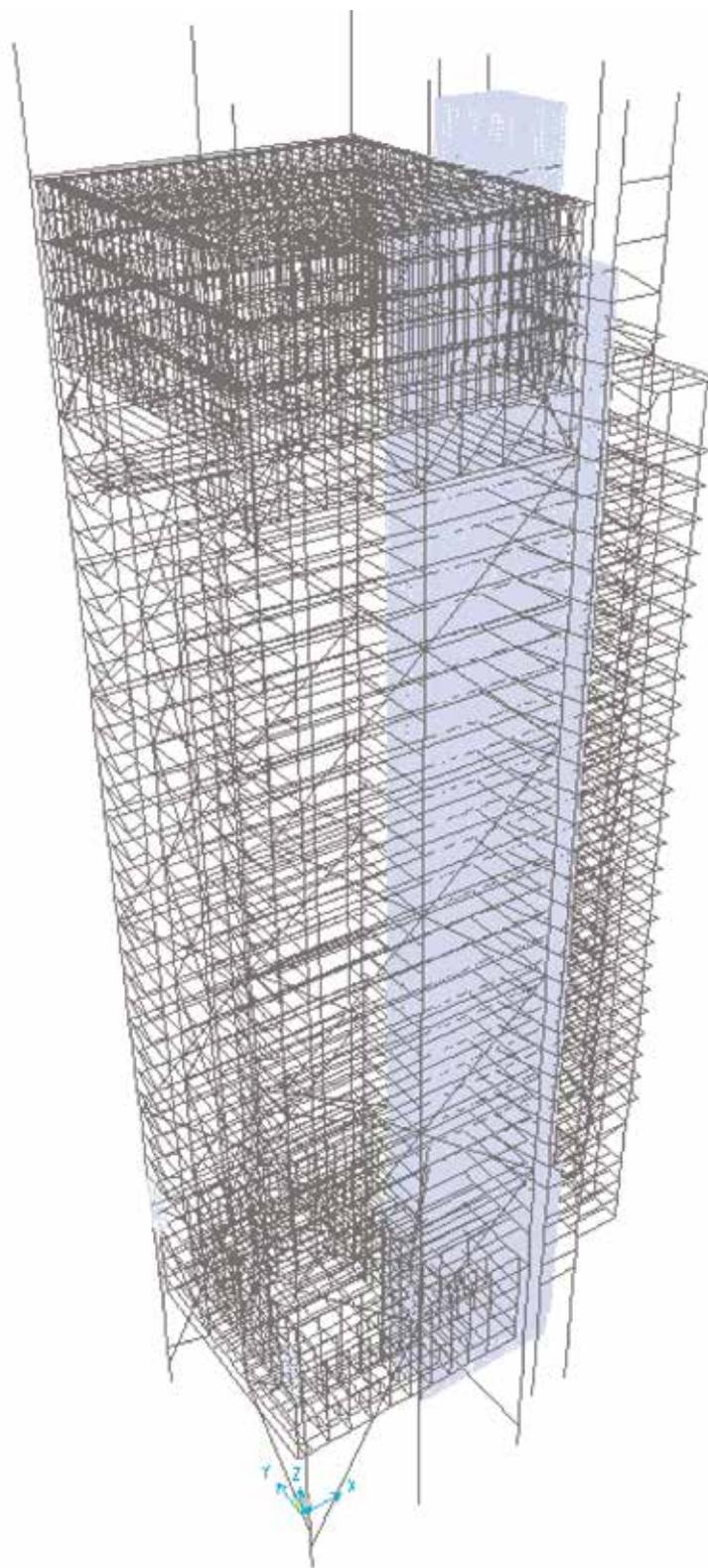


Fig. 11 | Modello agli elementi finiti utilizzato per il confronto tra le previsioni numeriche e le misure sperimentali

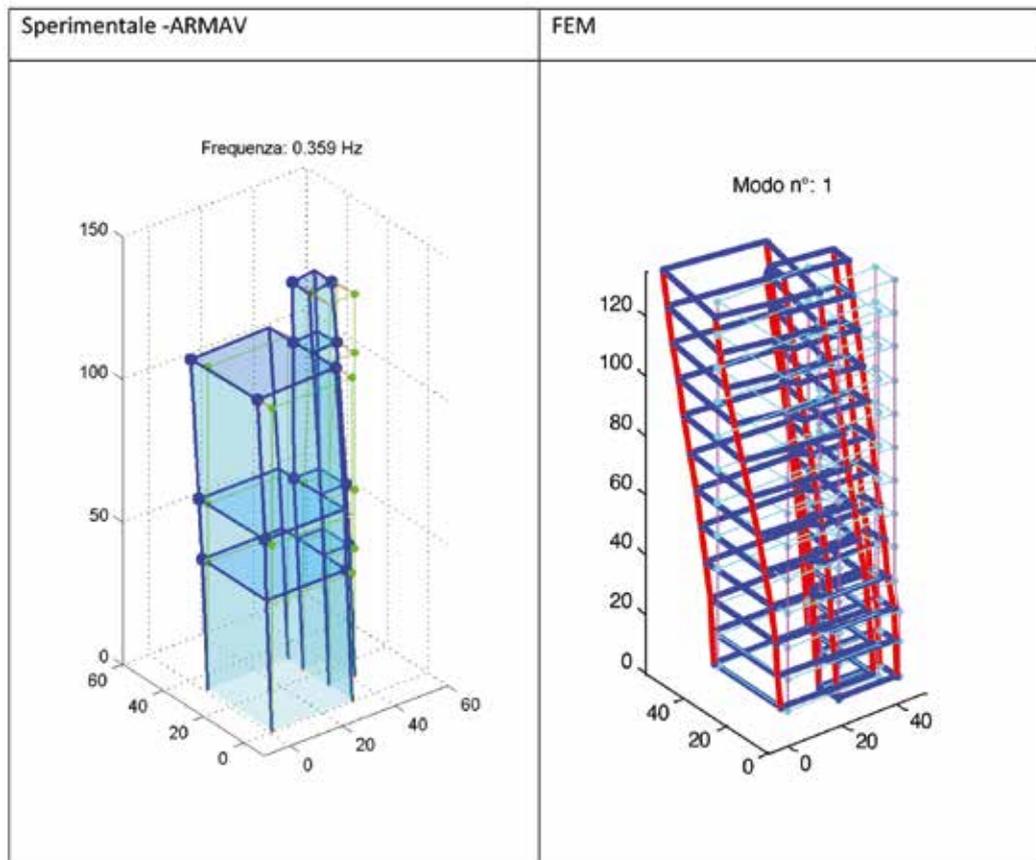


Fig. 12 | Deformata Modale n.1, Confronto Sperimentale-Numerico

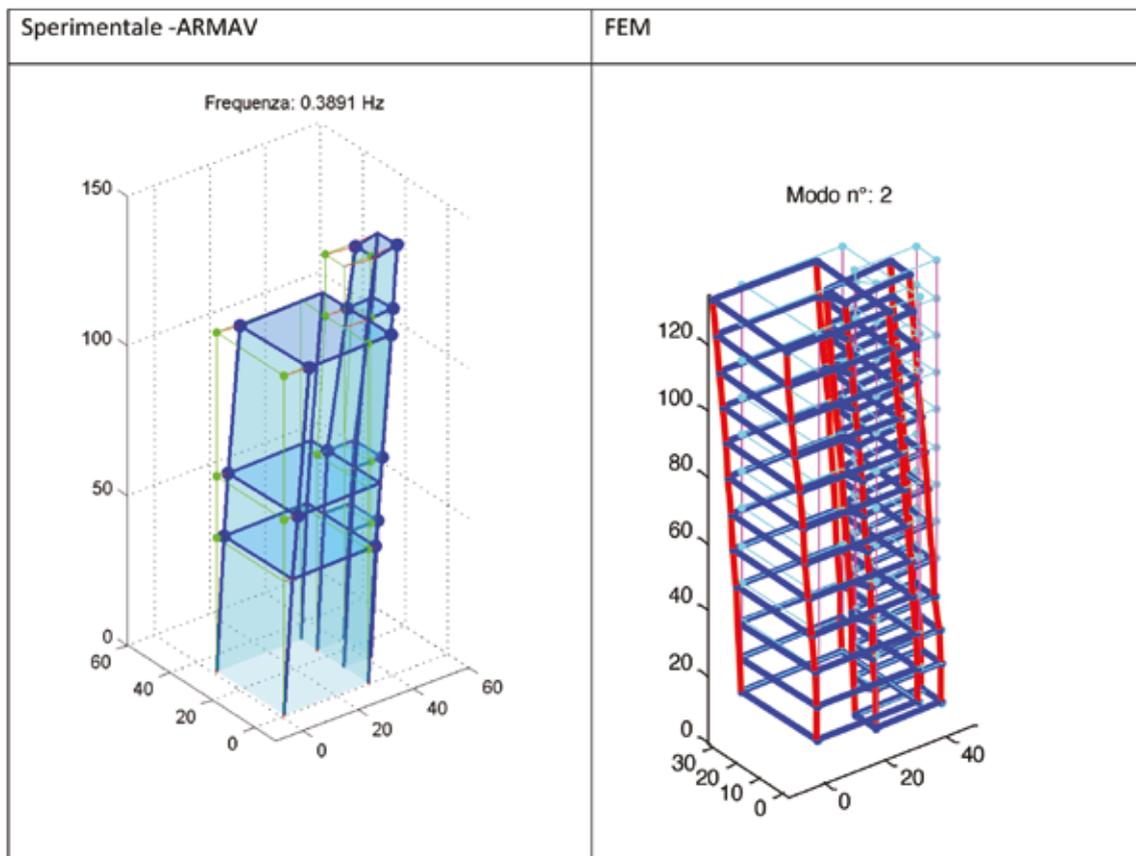


Fig. 13 | Deformata Modale n.2, Confronto Sperimentale-Numerico

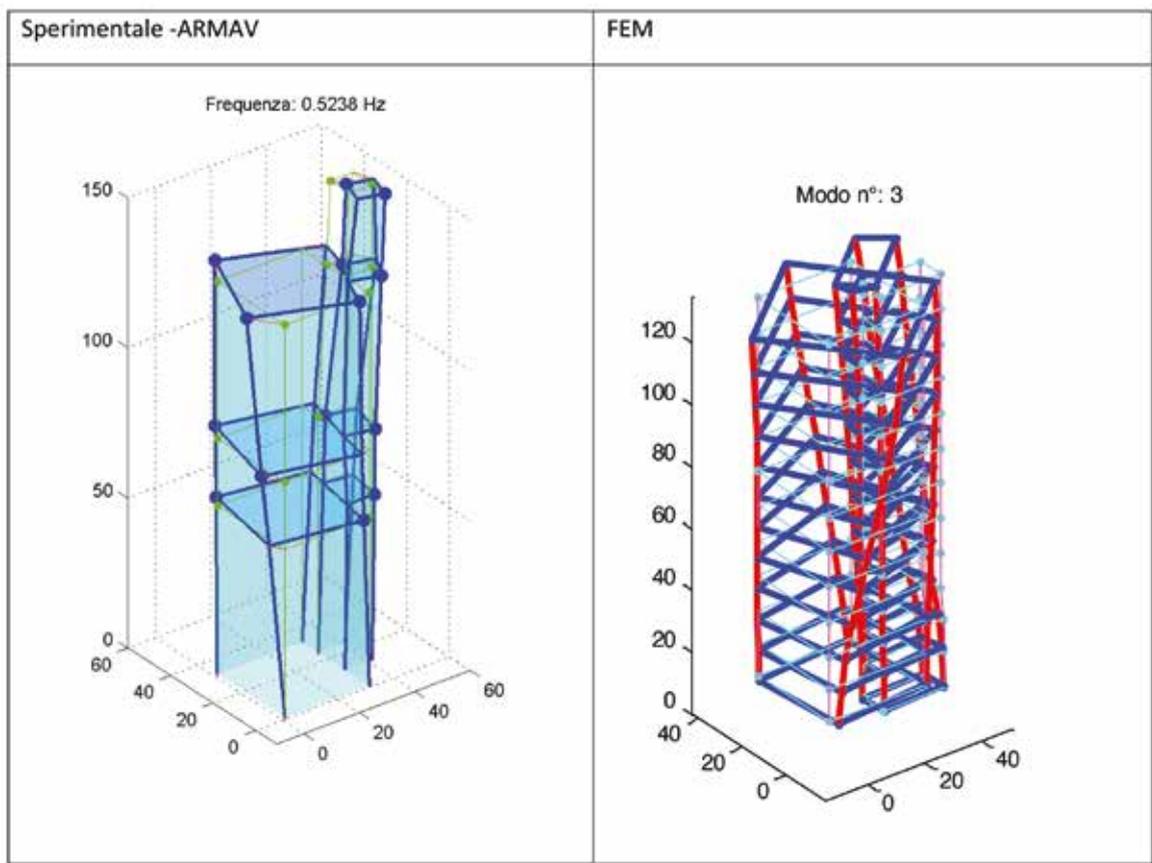


Fig. 14 | Deformata Modale n.3, Confronto Sperimentale-Numerico

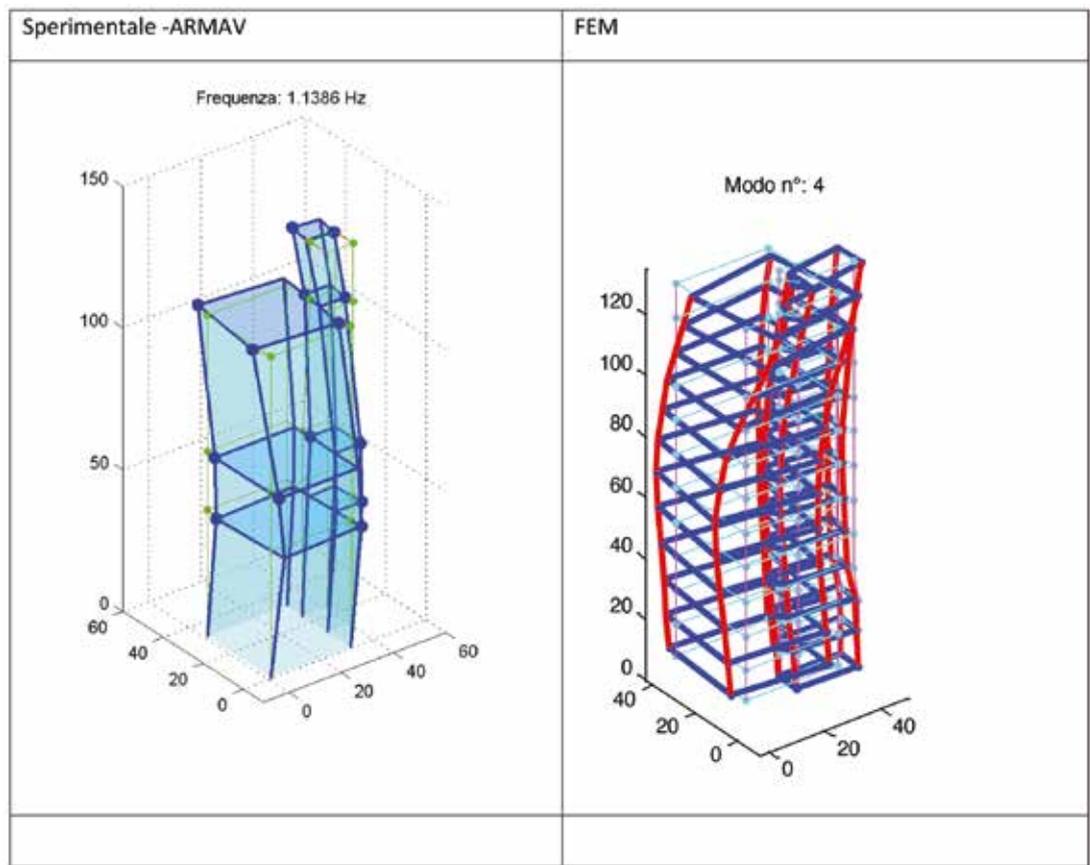


Fig. 15 | Deformata Modale n.4, Confronto Sperimentale-Numerico

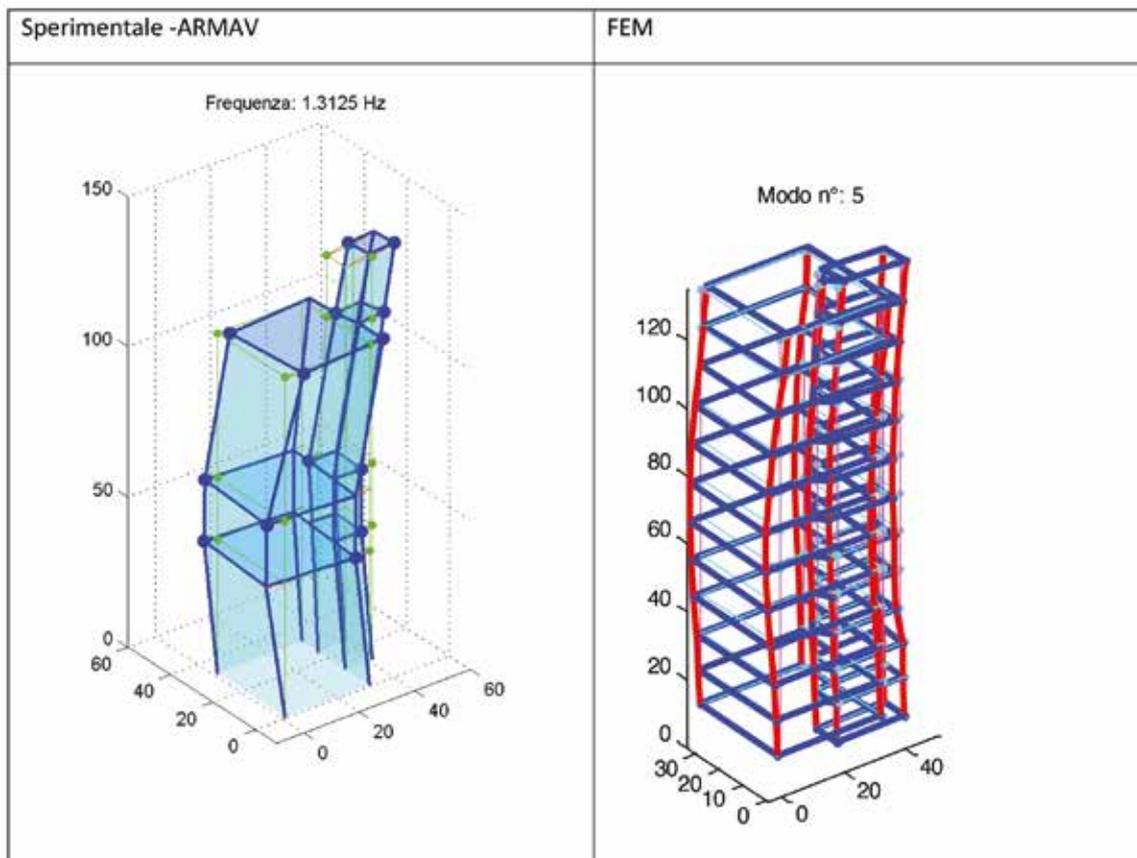


Fig. 16 | Deformata Modale n.5, Confronto Sperimentale-Numerico

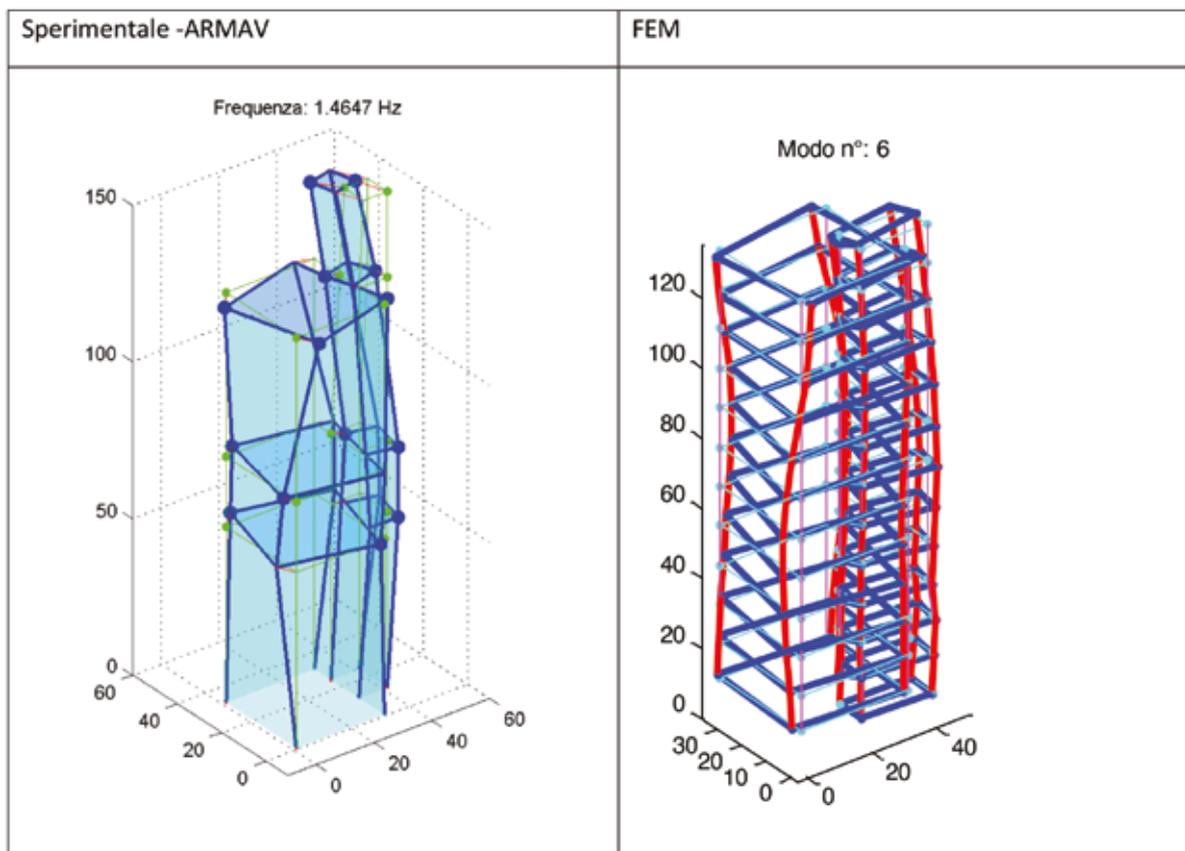


Fig. 17 | Deformata Modale n.6, Confronto Sperimentale-Numerico

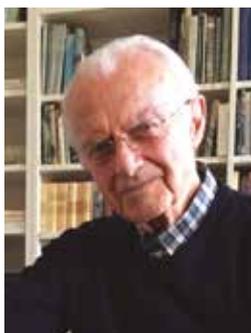
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. UNI EN 1993-1- Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1 Regole generali e regole per edifici. CEN Bruxelles - 2005
 2. Mazzotti, C. & Vincenzi L. Structural identification of a steel structure by forced vibrations, ICOSSAR - International conference of structural safety and reliability, Rome - 2005
 3. Gentile, C. & Martinez y Cabrera, F. Dynamic assessment of a curved cablestayed bridge at the Malpensa 2000 Airport, Milan, Italy. Structural Engineering International, 1:52-58 - 2005
 4. Ewins, D.J. Modal Testing: Theory and Practice. New York: John Wiley & Sons - 2000
 5. Lancellotta, R. and Sabia, D., "Identification technique for soil-structure analysis of the Ghirlandina tower," International Journal of Architectural Heritage, 9; 391-407 - 2015
-



Paolo Napoli

Laureato in Ingegneria Civile, ha insegnato allo Istituto Universitario di Architettura di Venezia e come professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni al Politecnico di Torino. È autore di oltre 70 pubblicazioni scientifiche. È progettista di opere di ingegneria strutturale e di interventi di riabilitazione di edifici storici monumentali.



Vittorio Nascè

Laureato in Ingegneria Civile, è stato dirigente della Società Nazionale delle Officine di Savignano, professore incaricato di Strutture Metalliche Speciali nell'Università di Genova, professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni nella Facoltà di Architettura del Politecnico di Torino. Ha svolto la propria attività universitaria e professionale sia nell'ambito delle strutture di acciaio dei ponti e degli edifici, sia in quello della tutela e del restauro strutturale dei beni architettonici.



Giambattista Quirico

Laureato in Ingegneria Civile, è stato Ingegnere Capo della Città di Torino. Svolge l'attività di libera professione ed è Presidente della Società S.I.TO - Interporto di Torino. È stato progettista e direttore dei lavori di numerose opere pubbliche, ha coordinato la progettazione l'appalto e l'esecuzione delle opere pubbliche della Città di Torino. Collaudatore di importanti opere pubbliche e private, consulente per Enti pubblici e privati per gli aspetti contrattualistici ed ingegneristici, è stato membro effettivo dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP e professore a contratto presso il Politecnico di Torino sulle materie attinenti alla gestione delle Opere Pubbliche.

COSTRUIRE IN ALTEZZA:

la verticalità nell'uso dell'acciaio

BUILDING TOWARDS HEIGHT:

vertical use of steel

Arch. Ph.D. Serena Giorgi*

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

Le città metropolitane sono luogo di sperimentazione in cui l'architettura verticale diventa occasione di sviluppo di tecniche costruttive e innovazione tecnologica per raggiungere primati competitivi. Il grattacielo, da sempre simbolo di sfida ingegneristica ed architettonica, si pone oggi un ulteriore traguardo da raggiungere: quello della sostenibilità e della resilienza. Ne è un perfetto esempio l'edificio 181 Fremont che è riuscito a truardare, attraverso attente scelte progettuali e gestionali, un risparmio delle risorse energetiche e materiche nonché un'alta resilienza ad eventi improvvisi diventando, al tempo stesso, un'icona di verticalità ed eleganza nel distretto Transbay della città di San Francisco.

Metropolitan cities are places of experimentation where vertical architecture becomes an opportunity for the development of construction techniques and technological innovation to achieve competitive records. The skyscraper, a symbol of engineering and architectural challenge, today reaches further goals: sustainability and resilience. Building 181 Fremont is a perfect example of a tall building, which achieves, through precise design and management choices, energy and material resource savings as well as high resilience to sudden events and, at the same time, it becomes an icon of verticality and elegance in the Transbay district of the city of San Francisco.



*Corresponding author. Email: serena.giorgi@polimi.it

MULTIFUNZIONALITÀ IN UN CONTESTO DINAMICO

Il distretto Transbay, situato nell'area nord-ovest della città, è il cuore del centro cittadino e direzionale della città di San Francisco. Il distretto trova le basi della sua formazione nel programma di pianificazione "Downtown Plan" del 1985 e del suo sviluppo nel "Transit Center District Plan" del 2007 che, per prevenire lo sprawl urbano e al tempo stesso accogliere nuovi spazi commerciali e residenziali, ha permesso l'aumento dell'altezza degli edifici e della densità urbana all'interno del distretto stesso. Queste politiche urbanistiche hanno rivalorizzato l'area, che negli anni '80 stava degradando, portando alla formazione dell'immagine attuale del centro urbano, dinamico e compatto, con il caratteristico skyline inserito in un contesto paesaggistico collinare e costiero.

L'area del centro urbano ha trovato il suo successo anche grazie alla riprogettazione della viabilità che ha portato alla conversione di grandi infrastrutture danneggiate a seguito del terremoto del 1989. In particolare, la demolizione della superstrada Embarcadero Freeway nel 1991 e la sua conversione in spazio pubblico, ha permesso la ricucitura del rapporto tra città e zona costiera prima interrotto dal limite fisico rappresentato dall'infrastruttura stessa. Inoltre, nel 2019 il Transbay Transit Center, precedentemente stazione ferroviaria e deposito per autobus, è stato trasformato ed implementato in un centro nodale strategico, l'attuale Salesforce Transit Center, che ospita stazione di autobus regionali, interurbani e treni ad alta velocità, spazi commerciali e un parco di 22.000 m² sul tetto, restituendo uno spazio verde all'interno del distretto.

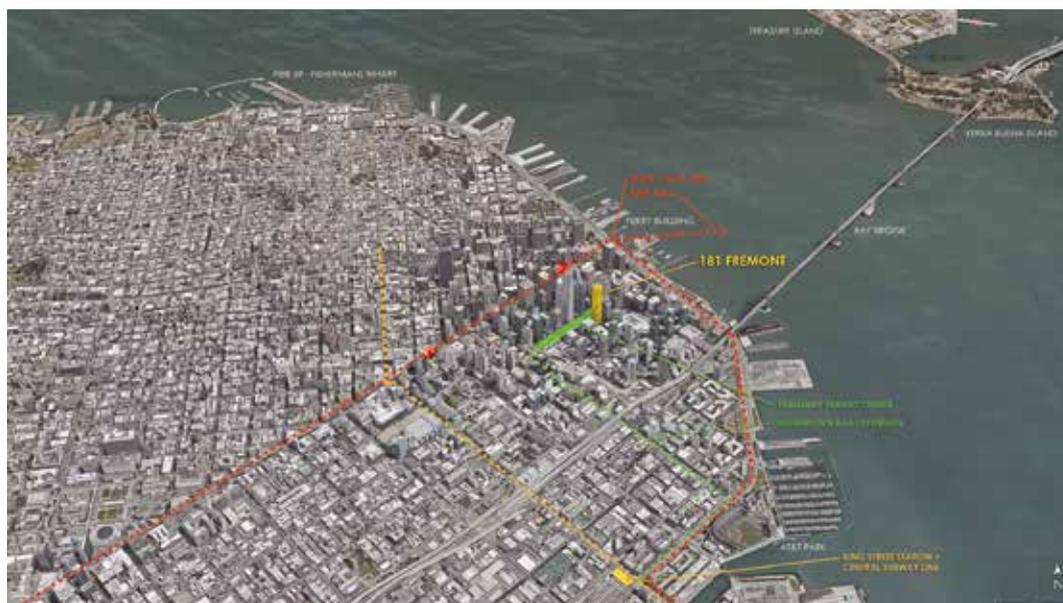


Fig. 2 | Localizzazione dell'edificio 181 Fremont. © Heller Manus Architects



Fig. 3 | Le residenze poste ai piani più elevati della città. © Toby Harriman

Il grattacielo 181 Fremont è uno dei più emblematici edifici situati al centro del distretto Transbay, e rappresenta l'immagine contemporanea del contesto in cui è inserito (figura 2).

Alto 245 m, con 56 piani fuori terra e 5 piani interrati, 181 Fremont rappresenta un'icona di resilienza e innovazione tecnologica. Realizzato nel 2018, il progetto si è basato sull'obiettivo di ospitare diverse funzioni al suo interno, soddisfacendo un equilibrato connubio tra spazi per uffici e residenze. Il grattacielo, per rispondere alle norme di pianificazione, si assottiglia verso l'alto, quindi le superficie di piano più elevate e meno ampie, vengono adattate alle esigenze di spazio residenziale. L'edificio è il terzo più

alto di San Francisco e quello che ospita gli alloggi posti ai piani più elevati di tutta la città (figura 3).

In particolare 35 piani sono destinati a spazi per uffici, pari a 40.600 m², attualmente occupati dall'azienda "Instagram Facebook"; 17 piani sono occupati dalle residenze, per un totale di 13.660 m² suddivisi in 67 unità abitative. L'edificio prevede inoltre un interrato di 5 piani, che si estende per 18 m sotto il livello esistente ed ospita 6000 m² parcheggi.

Dal punto di vista spaziale, la scelta costruttiva della struttura portante ha permesso di realizzare, tra la facciata dell'edificio e il core dei servizi, spazi liberi da pilastri. Ciò restituisce quindi una



Fig. 4 | Piano tipo per uffici (piano 5-13). © Heller Manus Architects

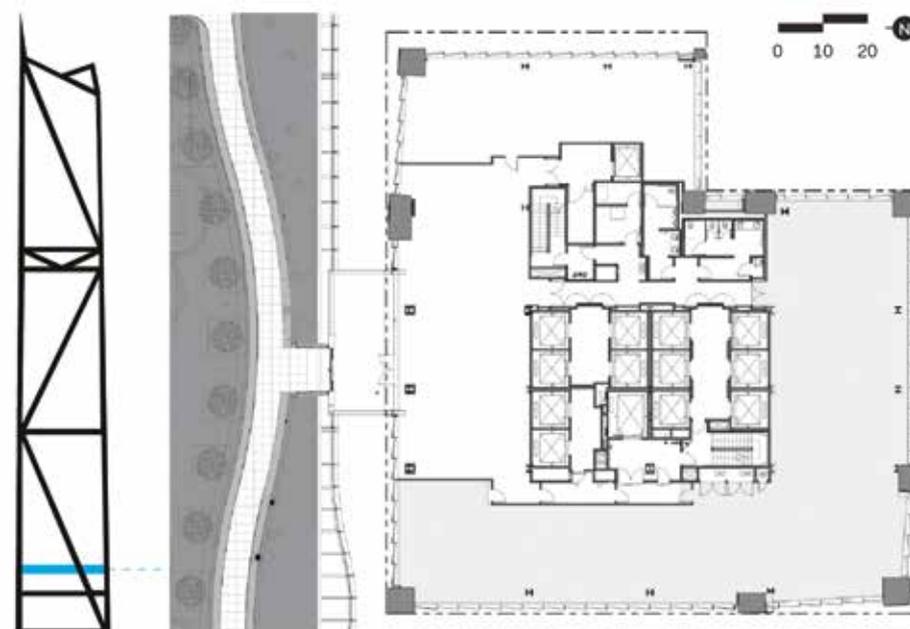


Fig. 5: Piano con accesso al parco sulla copertura del Salesforce Transit Center (piano 7). © Heller Manus Architects

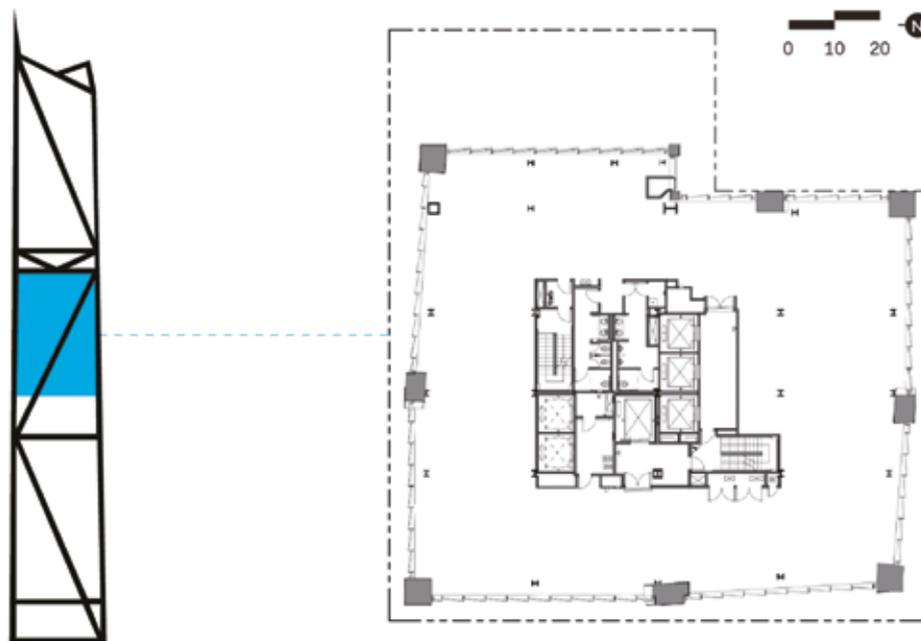


Fig. 6 | Piano tipo per uffici (piano 26-38). © Heller Manus Architects

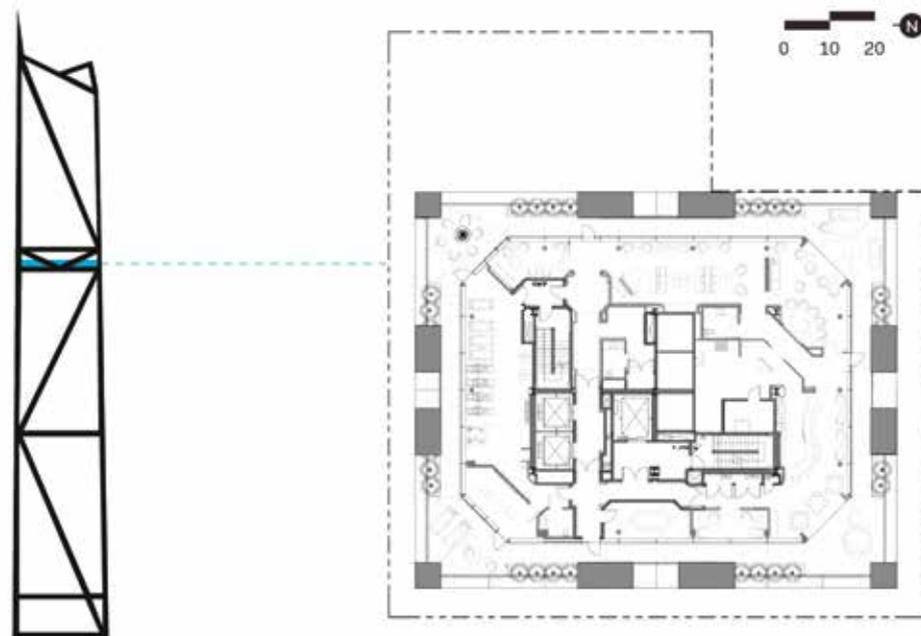


Fig. 7 | Amenities floor (piano 39). © Heller Manus Architects

maggior flessibilità e neutralità spaziale interna e la conseguente possibilità di adattare l'edificio a più funzioni nel corso del suo ciclo di vita (figure 4-8).

VERTICALITÀ E SPAZI APERTI

Particolarmente interessante è l'integrazione degli spazi aperti, non usuale in edifici alti. Il 181 Fremont infatti, tramite una passerella/terrazza situata al settimo piano, prevede un accesso diretto

al parco realizzato sulla copertura del Salesforce Transit Center, cogliendo l'opportunità della vicinanza dello stesso (figure 9-10). All'interno del grattacielo è incluso un collegamento diretto, aperto al pubblico, dal livello strada al punto di accesso al parco, creando un percorso servito da spazi di ristoro e commerciali, situati al piano terra, al quinto e al settimo piano (figura 11).

Il collegamento diretto al Salesforce Transit Center, per coloro che lavorano e abitano al 181 Fremont non solo risulta essere un va-



Fig. 8 | Piano tipo residenziale (piano 40-57). © Heller Manus Architects

lore aggiunto nei momenti di pausa per il facile accesso all'area verde, ma anche un incentivo all'utilizzo di mezzi pubblici grazie alla comodità di fruizione.

Un altro interessante spazio aperto integrato al grattacielo è rappresentato dalla terrazza panoramica che si apre al trentanovesi-

mo piano e circonda l'amenities floor, uno spazio che ospita servizi quali centro fitness, sala yoga, bar/ristorante, sala conferenze e sala lettura/biblioteca. La terrazza, offrendo una vista esclusiva del lungomare di San Francisco e dello skyline del centro urbano, si pone come separazione volumetrica tra uffici e residenze (figure 12-13).

LA STRUTTURA AD ESOSCHELETRO

Il progetto 181 Fremont risulta particolarmente innovativo in quanto rappresenta una risposta ad una triplice sfida che ha trovato soluzione solo grazie ad una attenta progettazione e a tecnologie di costruzione all'avanguardia. La prima sfida è espressa nella forte sismicità della città di San Francisco: è necessaria quindi la costruzione di edifici notevolmente resistenti alle frequenti scosse di terremoto ma con un fattore di oscillazione controllato. Una seconda sfida è costituita dalla risposta alla sollecitazione del vento, che in edifici così alti e snelli costituisce un problema rilevante. La terza sfida è rappresentata dalle ridotte dimensioni della base



Fig. 9: Connessione tra 181 Fremont e il parco sulla copertura del Salesforce Transit Center. © Steve Proehl



Fig. 10 | Passerella/terrazza pubblica di collegamento tra 181 Fremont e il parco del Salesforce Transit Center. © Heller Manus Architects



Fig. 11 | L'atrio aperto sullo spazio pubblico. © Scott Hargis

su cui il grattacielo si innalza: un'impronta di soli 38 x 42 m che ospita un'elevazione di 245 m. Questa particolare condizione di contesto ha precluso la possibilità di realizzare un nucleo strutturale in calcestruzzo che avrebbe garantito maggiore rigidezza contro i carichi dovuti al vento e al sisma occupando tuttavia la gran parte della superficie utile di piano.



Fig. 12 | Lo spazio aperto dell'amenity floor. © Toby Harriman

La risposta alle sfide progettuali è stata trovata nella realizzazione di una struttura portante interamente in acciaio che abbraccia l'edificio, formando un esoscheletro che si dirama in forme triangolari, essendo il triangolo figura indeformabile (figura 14). Il nucleo centrale che ospita i sistemi di risalita, scale e ascensori, è anch'esso composto da una struttura a telaio in acciaio e i solai di tutti i piani sono portati da lamiera grecata in acciaio.

Altrettanto considerevole è la fondazione, ad oggi quella più profonda della città, i cui pali si addentrano nel terreno per 62 m per andare ad intercettare lo strato più resistente.

Sono inoltre presenti due grandi strutture reticolari, una al secondo e l'altra al trentanovesimo piano in corrispondenza dell'amenity floor. Tali strutture permettono di sostenere il peso verticale delle colonne perimetrali sovrastanti e creare spazi sottostanti privi di colonne in facciata (figure 15-16).

La terrazza panoramica all'amenity floor è stata altresì una strategia dei progettisti per diminuire la spinta del vento: la facciata arretrata rispetto al resto del volume del grattacielo interrompe il flusso d'aria riducendone la forza. Uno studio sul carico del vento agente sul grattacielo ha rilevato una riduzione del 3,5-4% dell'accelerazione dovuta al vento nella parte superiore dell'edificio.

Al fine di ottenere poi un edificio meno soggetto alle forze sismiche, sono stati studiate diverse soluzioni progettuali. La soluzione antisismica di smorzatore a massa, pensata nel primo progetto, che prevedeva il posizionamento alla sommità del grattacielo di una massa sferica da 700 t, è stata esclusa prevalentemente per i notevoli costi di costruzione e perché avrebbe impedito la realizzazione dell'attico panoramico: l'intervento immobiliare residenziale più redditizio. Conseguentemente, la scelta strategica dei progettisti è stata quella di diminuire il più possibile il peso dell'edificio e quindi la quantità di acciaio strutturale: la massa dell'edificio, infatti, è una variabile determinante sulla forza sismica agente sull'edificio stesso (figure 17-19). Inoltre sono stati previsti 32 smorzatori viscosi, integrati nel sistema di controventi posizionato in facciata, costituiti ciascuno da tre elementi: una trave centrale rigida e due travi esterne con gli smorzatori a ciascuna estremità. Detti smorzatori, lunghi circa 4 metri, funzionano come ammortizzatori a pistone consentendo all'edificio di oscillare in sicurezza durante i terremoti e forti venti, contenendo gli spostamenti in modo significativo (15 cm). Tra gli smorzatori e i solai sono inseriti cuscinetti in PTFE che permettono all'edificio di muoversi senza attrito e senza deformare i solai (figure 20-21).

SISTEMI PER LA RESILIENZA

Grazie all'innovativo sistema di smorzatori viscosi, 181 Fremont supera gli obiettivi di prestazioni antisismiche del codice della California, e inoltre l'edificio in condizioni di massima sollecitazione presenta un'oscillazione inferiore allo standard previsto per il comfort personale.

Un altro aspetto interessante del progetto 181 Fremont, nei momenti di emergenza come nel caso di incendio o di terremoto, è rappresentato dal sistema di evacuazione che prevede l'utilizzo di ascensori. L'edificio è dotato infatti di dodici ascensori che restano funzionanti durante un'emergenza come via di fuga per gli occupanti e di un ascensore per l'accesso dei vigili del fuoco. L'edificio



Fig. 13 | Lo spazio aperto dell'amenity floor. © Scott Hargis

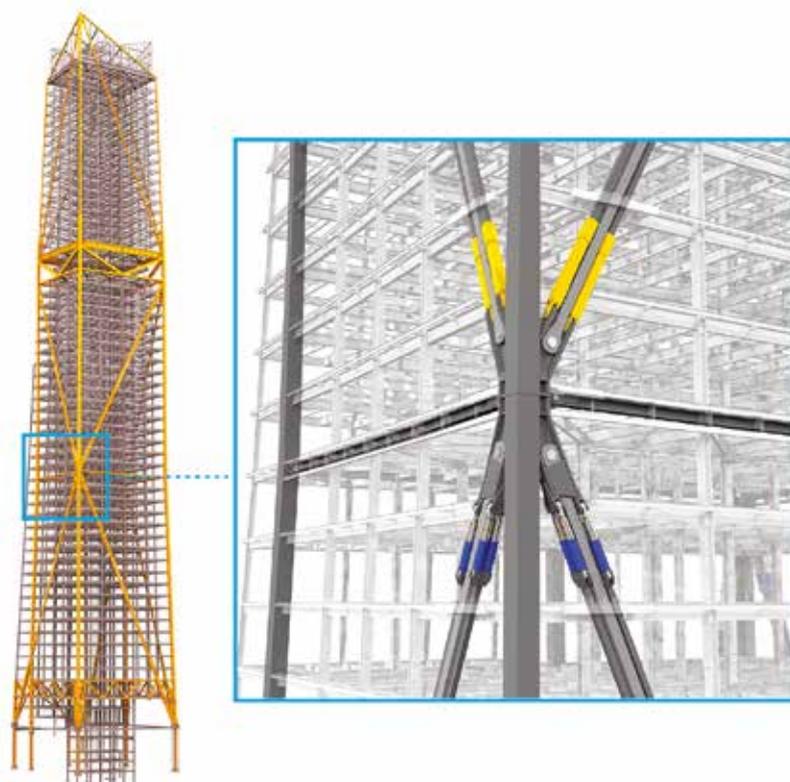


Fig. 14 | Schema della struttura portante e sistema di smorzatori viscosi. © Heller Manus Architects

è stato tra i primi negli Stati Uniti ad utilizzare tale sistema di evacuazione. L'opportunità di poter utilizzare ascensori in caso di emergenza risulta altamente vantaggioso soprattutto per le persone con difficoltà motorie, come anziani e disabili. Inoltre, attraverso questa strategia, 181 Fremont ha eliminato la necessità di una terza tromba di scale, liberando così più di 1000 m² di superficie utile per uffici e residenze.

La realizzazione del sistema di evacuazione ha richiesto un'attenta progettazione del sistema impiantistico e tecnologico dell'edifi-

cio, dalla programmazione dei sistemi di controllo per la segnalazione e spegnimento incendi, all'isolamento ignifugo dell'area degli ascensori di evacuazione. Sincronizzato con i dispositivi di rilevamento del fumo dell'edificio, il sistema di sicurezza avvisa gli occupanti del percorso di uscita più sicuro e veloce, senza la necessità di interazione umana. Per garantire il funzionamento del sistema, l'edificio dispone di un generatore di energia elettrica di emergenza in caso di interruzione della corrente distrettuale.

I test effettuati hanno mostrato che è possibile liberare i cinque



Fig. 15 | Struttura reticolare del secondo piano che garantisce un piano terra privo di pilastri in facciata. © Scott Hargis



Fig. 16 | Struttura reticolare al 39 piano in corrispondenza dell'amenity floor. © Scott Hargis

piani consecutivi maggiormente minacciati da un incendio in meno di 15 minuti e di sgomberare l'intero edificio completamente occupato in meno di un'ora. Tutti questi aspetti hanno contribuito all'ottenimento della certificazione REDI Gold (Resilience Based Design Initiative), che identifica il livello di resilienza dell'edificio: il certificato infatti richiede non solo che gli occupanti possano lasciare l'edificio in sicurezza durante eventi disastrosi ma anche che dopo gravi eventi l'edificio possa essere immediatamente rioccupabile.

STRATEGIE PER LA SOSTENIBILITÀ

L'attenzione dei progettisti, oltre ad essere focalizzata sul soddisfacimento di requisiti di resilienza a eventi improvvisi come il terremoto, è stata rivolta alla sostenibilità ambientale delle soluzioni proposte. A tal fine il team di progettisti è stato affiancato sin dall'inizio da consulenti ambientali che supportassero scelte tecnologiche e gestionali mirate all'ottenimento della certificazione di sostenibilità. Al fine di gestire le innumerevoli sfide progettuali che l'edificio 181 Fremont ha dovuto affrontare, è stato quindi determinante il processo di progettazione e realizzazione basato sull'utilizzo di strumenti BIM (Building Information Modeling) che



Fig. 17 | Struttura portante in acciaio al piano terra, fase di cantiere. © Heller Manus Architects

hanno permesso l'interazione e lo scambio di informazioni continuo tra le diverse competenze professionali.

L'edificio ha infatti ottenuto una certificazione LEED Platinum ed una certificazione Energy Star pari a 100, che rappresentano i punteggi più alti raggiungibili, grazie alle applicazioni di numerose strategie di efficienza e sostenibilità applicate al progetto, attraverso mirate scelte tecnologiche ed impiantistiche.

Il design a dente di sega della facciata continua (figure 22-23) ha permesso di ridurre passivamente l'irraggiamento solare, raggiungendo, secondo le simulazioni effettuate, una riduzione del 6% che ha permesso una diminuzione del consumo di risorse energetiche per il raffrescamento. Le scelte impiantistiche hanno portato a un impianto centralizzato con caldaie a condensazione accoppiato ad una unità di trattamento aria con recupero di calore. La produzione di energia da fonte rinnovabile è comunque limitata, dovuto anche al fattore forma del grattacielo che ha un'area di copertura orizzontale ridotta per l'installazione di pannelli fotovoltaici e solari. Di conseguenza 181 Fremont non ha potuto raggiungere una prestazione da Near Zero Energy Building, ma ha comunque raggiunto un risparmio energetico del 15,2% rispetto al valore di riferimento previsto dalla normativa della California. Per ottenere una maggiore efficienza energetica durante la fase d'uso dell'edificio, i progettisti hanno scelto di installare nel grattacielo una soluzione di gestione e monitoraggio di diversi impianti e sistemi basata su tecnologie IoT (Internet of Things) e sistemi ICT (Information and Communications Technology) che consentono la rilevazione e la misurazione di variabili e caratteristiche utili alla massimizzazione



Fig. 18 | Nodo della struttura ad esoscheletro, fase di cantiere.
© Heller Manus Architects

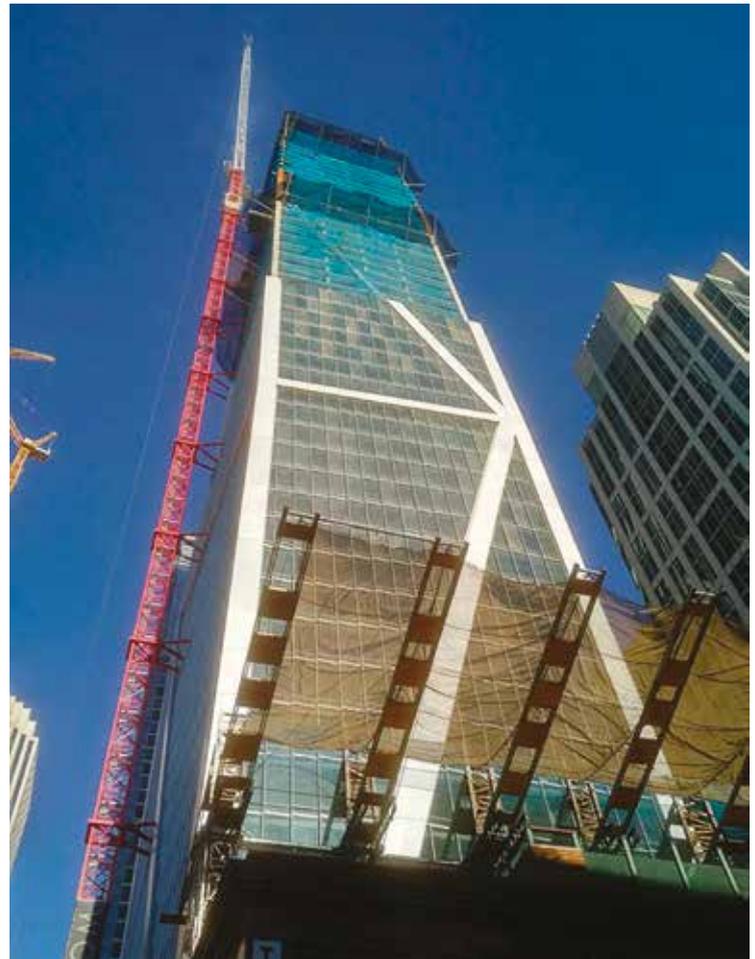


Fig. 19 | Struttura portante e involucro, fase di cantiere.
© Heller Manus Architects

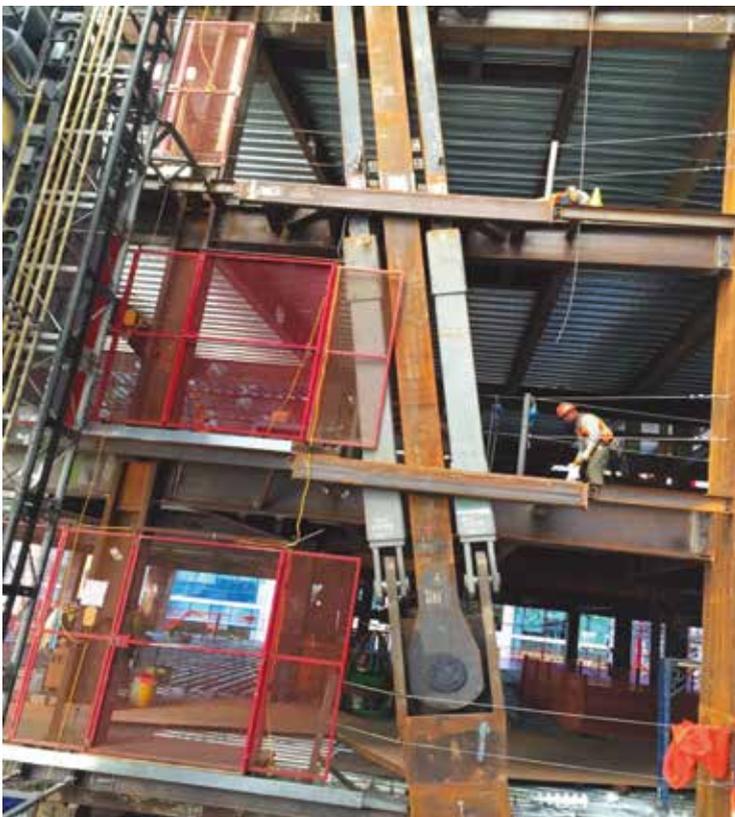


Fig. 20 | Smorzatori viscosi, fase di cantiere. © Arup



Fig. 21 | Smorzatori viscosi, fase di cantiere. © Heller Manus Architects

delle prestazioni energetiche dell'edificio, permettendo l'estrazione e la conversione dei dati in formato grafico, leggibili anche dall'utente stesso. Inoltre i progettisti hanno realizzato un attento impianto di illuminazione per ridurre l'inquinamento luminoso. Oltre al risparmio energetico, l'edificio ha posto attenzione anche al risparmio delle risorse idriche e materiche. Scelta sostenibile è stata infatti la gestione idrica, attraverso la progettazione di un sistema di riciclaggio delle acque in loco che prevede il trattamento e il riutilizzo dell'acqua piovana e delle acque grigie per l'irrigazione e gli scarichi dei WC. Inoltre, la particolare soluzione



Fig. 22 | Involucro a dente di sega. © Heller Manus Architects

costruttiva finalizzata alla riduzione del peso dell'edificio per ottenere benefici antisismici, ha rappresentato una strategia che ha permesso anche una riduzione nell'uso di risorse materiche.

La struttura portante ad esoscheletro integrata con smorzatori viscosi ha infatti consentito di ridurre di circa il 25% la quantità di acciaio necessaria per la struttura portante, rispetto quella della proposta originale che prevedeva l'installazione di smorzatore a massa. Tale ottimizzazione nell'uso dei materiali ha comportato quindi un beneficio ambientale, riducendo il consumo di risorse



Fig. 23 | Morfologia della facciata continua. © Jeffrey Heller.

naturali, ed economico, abbassando i costi di costruzione. Altro criterio di sostenibilità rispettato è stato poi l'utilizzo dei materiali da costruzione di provenienza locale e il riciclo dei materiali in loco. Il raggiungimento dei criteri di sostenibilità, insieme alle soluzioni progettuali, mirate all'adattabilità degli spazi interni, e alle scelte tecnologiche innovative, mirate alla leggerezza, alla reversibilità e alla resilienza, rendono l'edificio 181 Fremont un esempio di architettura verticale, manifesto di contemporaneità.

Owner/Developer: Jay Paul Company
Architect: Heller Manus Architects
Structural Engineer: Arup
Engineer of Record: Arup; Degenkolb Engineers
MEP Engineer: WSP
Civil Consultant: Arup
Environmental Consultant: Langan Engineering



Serena Giorgi

Architetto e Dottore di Ricerca, svolge attività di ricerca presso il Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito del Politecnico di Milano. Si occupa di tecnologia dell'architettura, approfondendo aspetti scientifico-disciplinari che riguardano l'applicazione delle strategie di economia circolare in edilizia e la valutazione della sostenibilità ambientale con approccio Life Cycle a livello di materiali, di tecnologie costruttive e di edificio.

TORRE RCS A MILANO

REVISIONE CRITICA DOPO 15 ANNI

RCS TOWER IN MILAN

CRITICAL REVIEW AFTER 15 YEARS

Arturo Donadio*, Antonio Condello
Studio S.P.S., Milano

Nel presente articolo sono presentati i risultati ottenuti da una revisione critica delle verifiche strutturali della torre RCS a Milano, considerando le prestazioni statiche/sismiche previste dalla recente normativa (NTC18). Sono analizzate le scelte strutturali ed i criteri di verifica utilizzati nel progetto originario. Sono sviluppate analisi sismiche dinamiche lineari e analisi pushover. I risultati ottenuti risultano essere perfettamente comparabili. Nel complesso, considerato il basso livello di sismicità dell'area e nonostante i differenti criteri di verifica utilizzati all'epoca della progettazione rispetto a quelli attuali, la struttura è in grado di esplicare buone prestazioni sia sotto il profilo statico che sismico.

The results obtained from a critical review of the structural checks of the RCS tower in Milan, considering the static / seismic performance provided by current italian standard (NTC18), are presented.

The structural choices and the design criteria used in the original design were analyzed. Linear dynamic and non-linear static seismic analyzes were developed. The results obtained were comparable.

Overall, considering the low seismicity level of the area and despite the different design criteria used at the time of design compared to those of today, the structure offers good performance for both static and seismic actions.

1. INTRODUZIONE

RCS Headquarters, quartiere generale di RCS Mediagroup ubicato in via Angelo Rizzoli a Crescenzago (MI), è un complesso composto da un edificio a C avente 4 piani fuori terra ed un corpo a pianta quadrata avente altezza pari a circa 80 m (denominato "torre RCS", figura 1). I due corpi principali risultano essere separati da un giunto strutturale.

Il progetto ha vissuto una storia lunga e complessa nell'ambito della quale molti sono stati gli incontri con il Committente ed il Coordinatore e Gestore Pirelli R.E. La buona collaborazione fra tutti, in particolare con l'Arch. Stefano Boeri, incaricato della progettazione architettonica, ha consentito di affrontare i vari studi dapprima propedeutici e poi via via più approfonditi fino a giungere alle soluzioni finali. L'esigenza della massima contrazione dei tempi che inizialmente era condizione fondamentale, ha influito decisamente sulle scelte strutturali che prevedevano l'utilizzo di componenti prefabbricati anche di nuova concezione.

Il particolare periodo dei prefabbricatori, con consegne a 12÷16 mesi e i continui ritardi nella concessione per un edificio che buca lo spazio aereo di Linate, portarono ad una revisione del progetto iniziale utilizzando per il telaio perimetrale strutture in acciaio invece che in calcestruzzo.

All'epoca della progettazione, l'area in oggetto era classificata in zona sismica 4. Il progetto delle strutture è stato sviluppato



Fig. 1 | Edificio a torre di 22 piani

nei primi anni 2000 in accordo al quadro normativo vigente all'epoca (D.M. 09/01/1996), senza considerare le prestazioni richieste alle strutture in zona sismica introdotte dalla successiva ordinanza OPCM 3274/2003. Pertanto, le strutture resistenti alle azioni orizzontali, in particolare il nucleo scale-ascensori in c.a., sono state dimensionate considerando le azioni del vento.

Scopo del presente articolo è quello di valutare le prestazioni dell'edificio a torre in accordo al recente quadro normativo definito dal D.M. 17.01.2018 (NTC18) e relativa circolare esplicativa n. 7 del

*Corresponding author. Email: tecnico@spsrl-mi.it]

21.01.2019, comparandole con quelle richieste all'epoca della progettazione.

2. GLI EDIFICI MEDIAMENTE ALTI

2.1. Problematiche generali

La progettazione preliminare degli edifici mediamente alti, richiede una competenza pluridisciplinare che va ben al di là del solo studio architettonico e formale dell'edificio e che riguarda il rispetto di complesse normative di sicurezza, specifiche per tali edifici, la definizione delle strutture irrigidenti e dell'involucro esterno, nel rispetto del coefficiente di trasmissione termico medio richiesto dalle nuove normative, la scelta ponderata di utilizzo di energie alternative (solare termico e fotovoltaico, geotermia).

2.2. Concept

Per la tipologia di edificio, la scelta strutturale è data quasi per scontata: un nucleo centrale realizzato a setti scatolari viene destinato ad accogliere tutte le azioni orizzontali (vento e sisma). A tale nucleo va collegato un impalcato che realizza un piano rigido, prevedendo una struttura perimetrale a telaio che può essere considerata a nodi fissi. Il nucleo centrale diventa il contenitore dei servizi (2 scale indipendenti a tenuta di fumo, cunicoli impiantistici, cunicoli di ventilazione ascensori, aree sicure ecc.).

Normalmente sono esclusi i servizi igienici che, nell'idea più usuale di avere ampia flessibilità di riorganizzazione degli spazi, devono poter essere inseribili in ogni zona predisponendo più colonne di adduzione e scarico. Intorno al nucleo è normalmente previsto un corridoio di 2,00 m circa, che dà accesso a spazi (uffici, appartamenti, *open space*, camere d'albergo, etc.) la cui profondità più usuale è di 6-8 m

Nell'ottica della prefabbricazione si configura così la necessità di un solaio di circa 8-10 m, che porta subito a richiedere componenti prefabbricati dove la precompressione viene a costituire l'indispensabile strumento di controllo delle deformazioni e di contenimento delle altezze e dei pesi.

Il nucleo centrale di controvento o sismoresistente, aumentando la superficie di piano, può essere diviso in 2 o 3 nuclei sismoresistenti realizzando così un impegno strutturale più o meno simile nelle 2 direzioni orizzontali (figura 2).

Le principali esigenze richieste alla tipologia di edifici in oggetto sono:

- 1) Ridurre al minimo il peso dell'impalcato per ridurre le masse soprattutto in zone sismiche e, per ridurre i costi.
- 2) Ridurre al minimo l'altezza di impalcato nei limiti della deformabilità del solaio.
- 3) Decidere l'altezza d'interpiano operando comunque tra le 2 scelte preliminari:
 - flessibilità massima scegliendo pavimenti galleggianti ($H = 0,20$ m), controsoffitti ispezionabili ($H = 0,50$ m), con altezza interna di 3 m, e un interpiano quindi di 4 m. È la scelta usuale per liberi spazi destinati ad uffici.
 - minimo interpiano, ottimizzando una distribuzione impiantistica solo a soffitto, utilizzando anche spazi interni al solaio e scendendo al pavimento tramite il sistema di partizione interna e di canaline portacavi esterne, con un

interpiano che può arrivare a 3,40 m, con altezza interna di 2,80 m.

- Quando gli spazi non debbano essere disponibili a varianti successive e le esigenze distributive siano definite, come avviene sicuramente per gli alberghi, la seconda soluzione si rivela decisamente più economica.
- 4) Attuare comunque una distribuzione impiantistica flessibile, ispezionabile, manutenzionabile, modificabile seguendo le esigenze degli spostamenti dei posti lavoro ed economica.
 - 5) Verificare la necessaria resistenza al fuoco.
 - 6) Verificare il rispetto delle severe prescrizioni di isolamento acustico.
 - 7) Scegliere una precisa categoria di consumo energetico e decidere se utilizzare energie alternative.
 - 8) Prevedere una climatizzazione con centralizzazione della ventilazione, del ricambio d'aria e del controllo di umidità relativa.

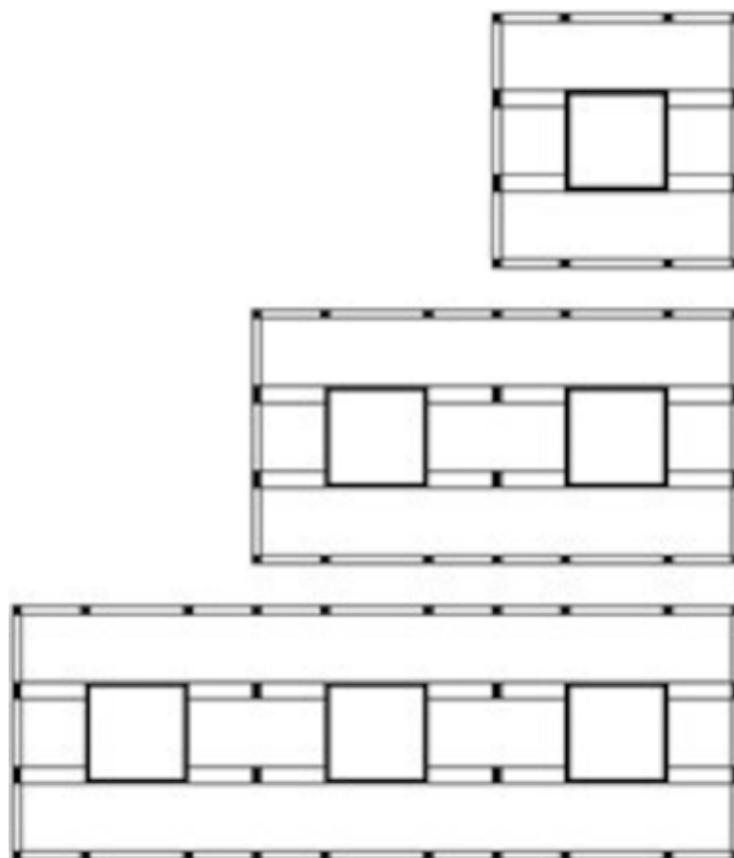


Fig. 2 | Schemi strutturali tipici per edifici medio-alti

2.3 Motivi per utilizzare la prefabbricazione

La valutazione se fosse stato conveniente utilizzare componenti strutturali di serie o sistemi di prefabbricazione, non fu affatto facile, perché tali prodotti, quando anche fossero stati disponibili sul mercato, non erano normalizzati per un'edilizia a molti piani, e non lo sono stati perché ne è mancata la richiesta in Italia.

Si avverte quindi l'esigenza di articolare nel modo più chiaro possibile quali possono essere le possibilità di utilizzo di sistemi evoluti ed innovativi, individuandone i vantaggi e le prerogative che consentano al progettista di puntare sulla scelta preliminare della prefabbricazione.



Fig. 3 | Fase di costruzione del complesso

Innanzitutto la prefabbricazione deve essere il mezzo per elevare la qualità dell'opera e per ridurre i tempi di costruzione. Ne consegue evidentemente una riduzione di costi, come conseguenza, non come premessa.

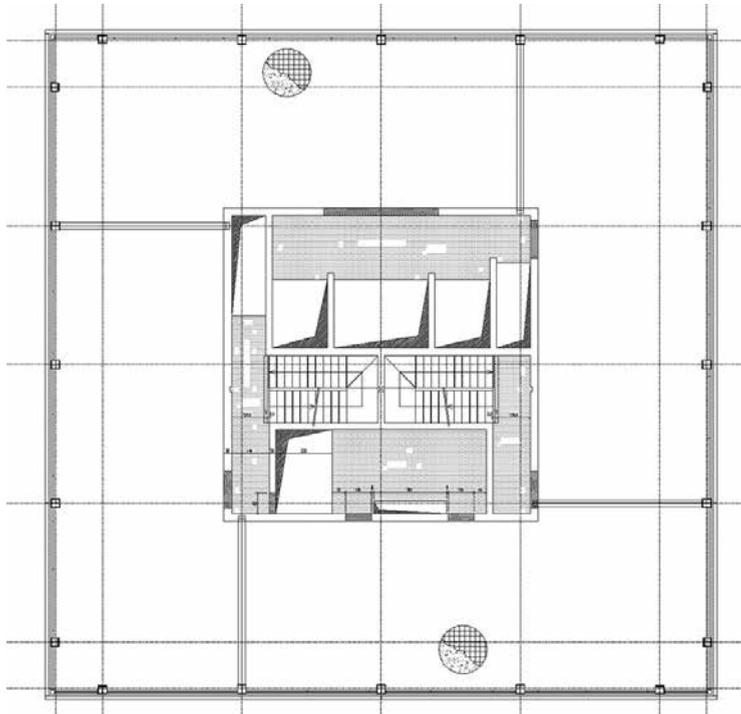


Fig. 4 | Pianta piano tipo

Occorre pensare ad una prefabbricazione di componenti di serie prodotti da diverse aziende specializzate sulla base di specifiche tecniche dettagliate, ma tutti integrati in un progetto esecutivo di precisione meccanica. La prefabbricazione deve tendere ad essere totale, arrivando all'obiettivo che la fine del montaggio coincida con la consegna dell'edificio.

I componenti prefabbricati non sono quindi solo quelli strutturali, ma occorre una componentistica prefabbricata a blocchi (blocchi servizi, blocco ascensore, blocco scala, blocco impianti), una prefabbricazione globale della distribuzione impiantistica sezionata in modo da essere pre-inserita nei singoli elementi in stabilimento e quindi collegata in opera e infine una componentistica delle partizioni interne ed esterne a componenti prefiniti.

Vanno preferite finiture che possono essere realizzate in stabilimento e il montaggio dei componenti deve avvenire senza danneggiare le finiture. Questo significa che anche il montaggio strutturale deve possibilmente essere fatto a secco, i componenti del solaio non devono richiedere cappe collaboranti, ma sigillature, che i getti di collegamento siano contenuti in sedi apposite senza bisogno di casseri e che per le unioni strutturali ci si avvalga di inserti speciali da imbullonare.

La coordinazione infine dei fornitori e l'oculata scelta di portata della gru automontante inserita nel vano montacarichi possono portare ad una elevata velocità di realizzazione. Montando 250 m² al giorno si può realizzare un piano ogni 4 giorni, e i 25 piani del nostro edificio campione in cento giorni.

Le fondazioni, queste certo non prefabbricate, sono in questi edifici, soprattutto se in zona sismica, (oggi quasi sempre) di notevole estensione. Con un impegno notevole di risorse e una pianificazione precisa delle attività possono essere realizzate in tempi analoghi.

I mesi di tempo necessari per le fondazioni permettono la prefabbricazione in stabilimento di tutti i componenti, così che a fondazioni terminate si può subito dare corso al montaggio.

3, LA STRUTTURA DELLA TORRE RCS

3.1. Generalità

L'edificio presenta un solo nucleo irrigidente baricentrico. Essendo definiti i requisiti di utilizzazione uffici di un'unica azienda, è stato previsto anche l'inserimento dei servizi entro il nucleo resistente (figure 3-5).

Il nucleo presenta muri portanti di spessore di 25 e 30 cm mentre il telaio perimetrale si avvale di colonne esterne in acciaio. Gli orizzontamenti di 30 cm di spessore sono realizzati con componenti prefabbricati, mentre le solette interne del nucleo controventante sono gettate in opera in c.a. pieno.

In sommità è presente un eliporto, realizzato con profili in acciaio, progettato per elicotteri di tipo AB412.

La fondazione è costituita da una platea diretta in c.a. di spessore 100 cm con muri di irrigidimento di spessore di 40 cm.

I calcoli originari sono stati eseguiti con riferimento alle normative italiane vigenti a tutto l'anno 2003, senza considerare fenomeni sismici, ma ponendo comunque molta attenzione alla ricerca di una monoliticità strutturale e all'omogeneizzazione di comportamento di una struttura che si presenta come composta acciaio/calcestruzzo.

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, le strutture sono state soggette ai seguenti sovraccarichi:

- Sul piano tipo:
 - sovraccarico permanente: 1,20 kN/m²;
 - sovraccarico accidentale: 3,50 kN/m²;
 - sovraccarico accidentale zona scale: 4,00 kN/m².
- Sull'eliporto:
 - sovraccarico permanente: 1,00 kN/m²;
 - sovraccarico accidentale: elicottero tipo AB 412 sovraccarico accidentale su grigliato pedonabile: 2,00 kN/m².
- Spinta del terreno sulle intercapedini considerando i parametri, secondo i dati della relazione geotecnica:

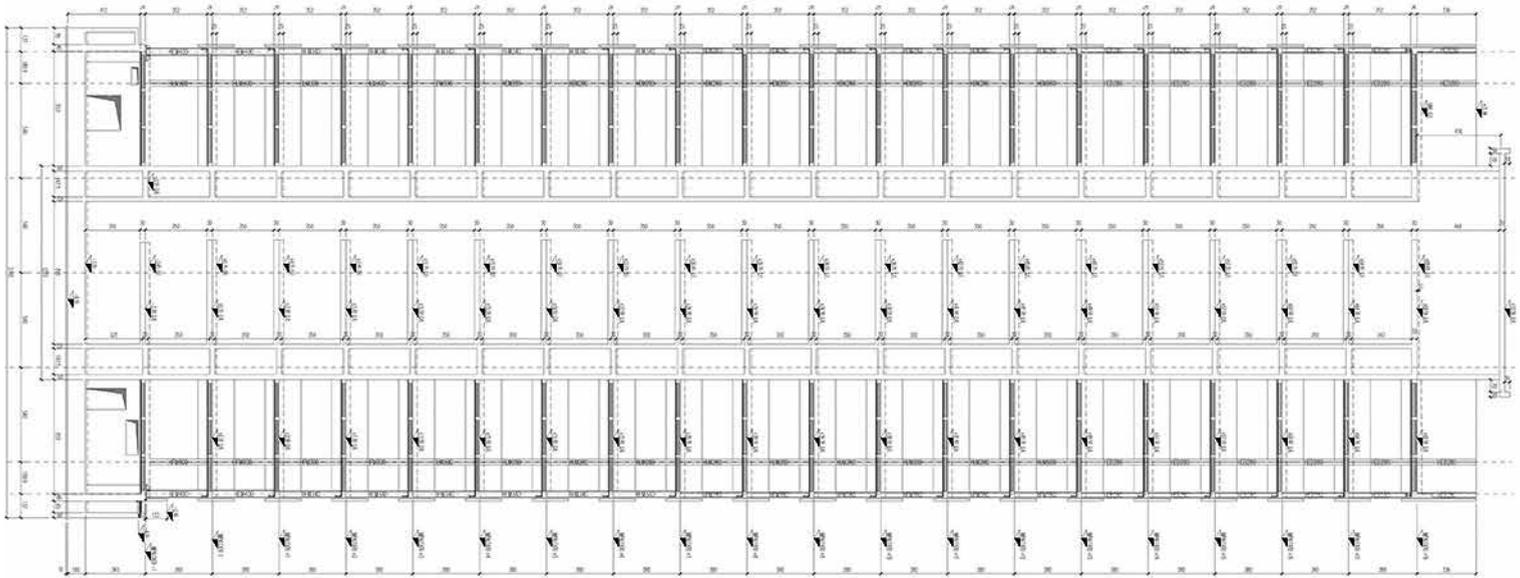


Fig. 5 | Sezione verticale

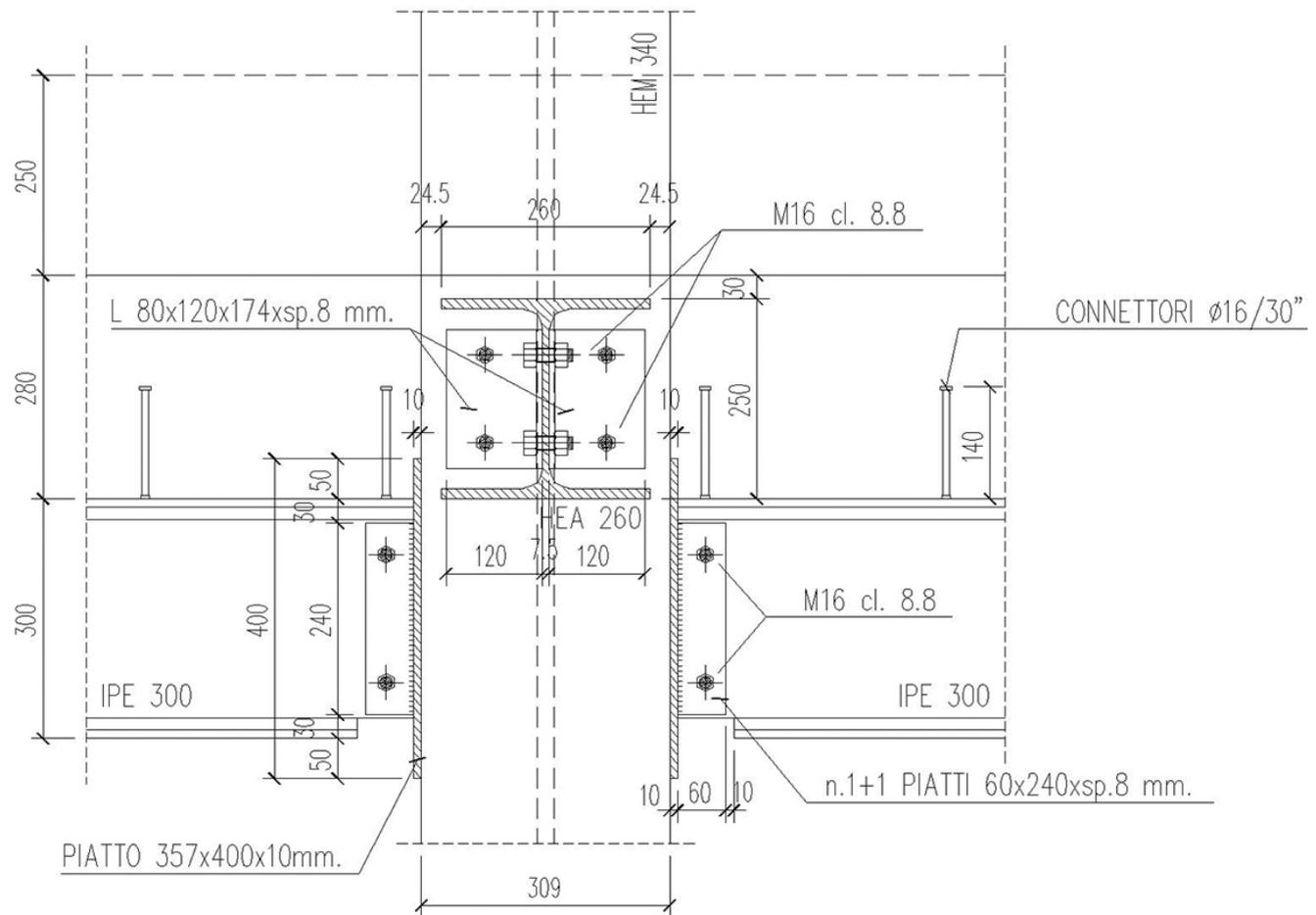


Fig. 6 | Nodo tipologico trave-colonna laterale

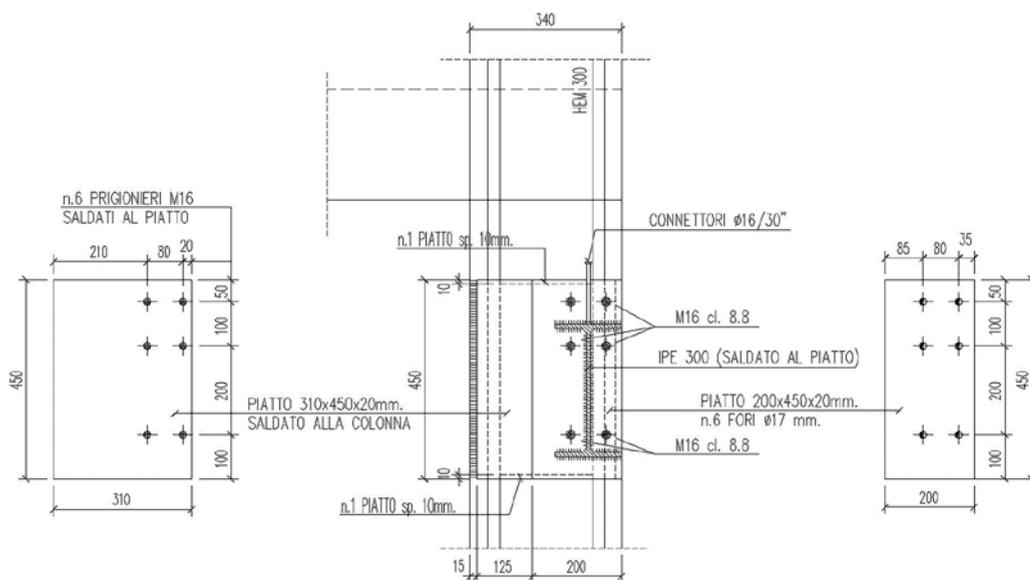


Fig. 7 | Nodo tipologico trave-colonna d'angolo

Il suolo all'intradosso della platea di fondazione, ad una quota di circa -8,10 m rispetto alla quota di via Rizzoli, è stato modellato, nel progetto originario, con un letto di molle a costante di Winkler pari a 5,0 daN/cm³. La pressione ammissibile sul terreno a tale quota è stata posta pari a 4,00 daN/cm² alla quale, da relazione geotecnica è associato un cedimento al centro della platea di fondazione di circa 6 cm. Per l'azione del vento essendo sotto i 1000 m s.l.m., si è considerata una pressione cinetica di riferimento pari a 0,40 kN/m² Zona 1, e con classe di rugosità D.

3.2 Travi e colonne metalliche

Le travi in acciaio sono state progettate come non collaboranti con l'impalcato, salvo poi procedere comunque alla realizzazione di un collegamento idoneo a favorire il comportamento a diaframma (figure 6-8).

Le travi perimetrali in acciaio sono soggette al carico distribuito derivante del solaio e dalle due forze concentrate derivanti dagli appoggi dei pannelli di facciata, di peso pari a 1,2 t/m.

Si è controllato che la freccia massima per soli sovraccarichi ac-

cidentalmente risultasse essere inferiore ad L/400.

La soluzione strutturale in pianta non prevede pilastri d'angolo ragione per la quale si sono studiate travi d'angolo IPE300 che sono state collegate alle colonne prossime all'angolo con uno schema di mensola con luce di calcolo di 1,70 m. Anche in questo caso si è controllato che la freccia massima per i sovraccarichi risultasse inferiore a L/200 (limite per gli sbalzi).

Il collegamento delle travi d'angolo IPE300 ha richiesto lo studio di un nodo di incastro con due flange collegate da 6 prigionieri M16 che tenesse conto anche delle deformità delle piastre stesse. Le travi interne al solaio sono invece delle HEA260 il cui il collegamento alle colonne è realizzato con squadrette con bulloni M16 classe 8.8; la trave HEA260 è collegata con tali bulloni a

due squadrette L80x120x8 mm, a loro volta imbullonate ad una flangia delle colonne con schema di calcolo a cerniera. Il collegamento travi HEA260 al nucleo scale è realizzato con bulloni M16 classe 8.8 con lo schema di calcolo che ha previsto un vincolo a cerniera con una piastra a "filo" muro, a sua volta zancata nel getto, "appendendo", per così dire, il carico ricevuto.

Nella torre sono presenti 3 tipologie di colonne:

- A. colonne di facciata standard;
- B. colonne di facciata su cui scaricano le travi HEA260;
- C. colonne prossime all'angolo.

È prevista una rastremazione delle colonne nello sviluppo in altezza della torre; le singole colonne sono spezzoni da circa 12 m, dunque sono giuntate tra loro ogni 3 piani a circa 1,2 m dalla quota rustica di impalcato.

Il dimensionamento è stato effettuato scontando i sovraccarichi accidentali per grandi aree di influenza, in accordo con la normativa vigente.

Le colonne sono state dimensionate innanzitutto con il metodo semplificato delle aree di influenza e considerando i carichi verticali centrati assialmente; in un secondo momento è stata predisposta una mesh ed elementi finiti dove tutti i carichi sono stati considerati con le loro reali eccentricità introducendo effetti di pressoflessione su colonne con lunghezza di libera inflessione pari all'interpiano e si è anche considerato che le colonne risultano disallineate tra loro, dato che mantengono come filo fisso l'esterno di una flangia. I risultati delle due analisi sono stati praticamente coincidenti e ciò deriva dal fatto che i momenti parassiti sono risultati di lieve entità.

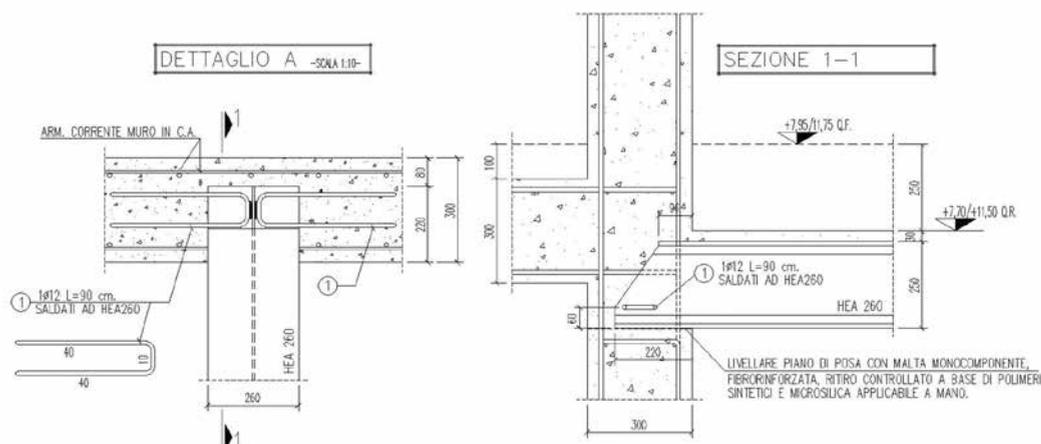


Fig. 8 | Collegamento trave HEA260/parete in c.a.

mentre la tensione verticale minima vale

$$\sigma_{\min} = 4,1 - 2,9 = 1,2 \text{ MPa}$$

Il nucleo rimane sempre compresso.

Considerando le sole pareti esterne del nucleo, la tensione tangenziale vale:

$$\tau = 2900 / (2 \times 12 \times 0.3) = 4,0 \text{ MPa} < \tau_{co} = 6,3 \text{ MPa} (R_{ck} = 35 \text{ MPa}).$$

L'armatura diffusa prevista in progetto pari a 1+1 $\Phi 12 / 20$ cm verticali e 1+1 $\Phi 8 / 20$ cm orizzontali per ogni parete risponde alle esigenze statiche e normative dell'epoca.

3.4 Struttura di fondazione

La fondazione consiste in una platea in c.a. dello spessore di 100 cm di dimensioni in pianta di circa 28x28 m. La platea è irrigidita da una serie di muri in c.a. dello spessore di 40 cm. La platea riceve il carico verticale dal nucleo centrale in c.a. e dalle colonne che scaricano sui muri irrigiditi da 40 cm, oltre ai carichi orizzontali derivanti dalle intercapedini contro terra. È stata realizzata una mesh tridimensionale con elementi shell che ha riprodotto non solo la platea, ma anche tutti i muri irrigiditi ed i muri controterra, oltre ai muri del nucleo scale nel piano interrato, con tutte le forometrie previste dal progetto architettonico ed impiantistico (figura 12). Le reazioni delle colonne sono state modellate come singole forze concentrate in sommità dei muri irrigiditi, mentre le reazioni del nucleo centrale in c.a. sono state modellate come carichi uniformemente distribuiti lungo le pareti del nucleo.

La presenza del solaio al livello -1 è stata considerata impedendo con appositi vincoli gli spostamenti orizzontali dei muri irrigiditi e del nucleo scale-ascensori. Dai diagrammi di sforzo si è evinto che la pressione massima sul terreno, in corrispondenza della mezzeria del nucleo centrale in c.a., è pari a 0,4 MPa, valore compatibile con la pressione massima ammissibile definita nella relazione geotecnica.

Sono inoltre state previste armature apposite per soddisfare le verifiche nei confronti del punzonamento dei muri in c.a.

Per quanto riguarda i muri di irrigidimento da 40 cm dai diagrammi delle verifiche in automatico con le armature correnti si è notato che sono stati sempre verificati, tranne presso le aperture delle porte - dove dunque sono stati previsti infittimenti localizzati di armature. In sommità alla torre è stato previsto un eliporto (poi non realizzato) in grado di accogliere elicotteri di tipo AB412, con

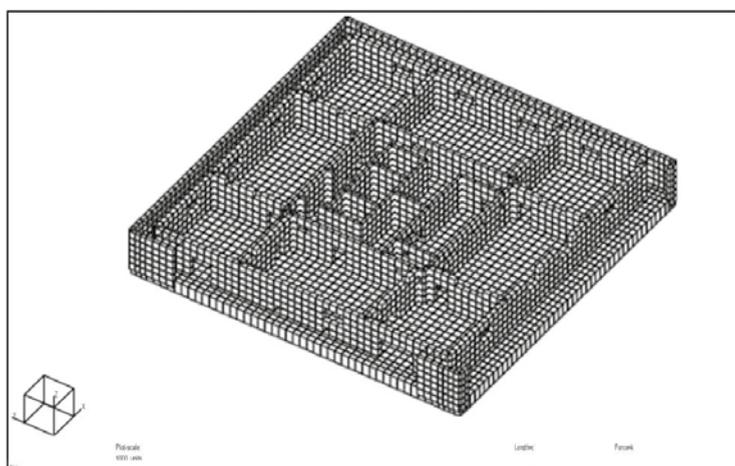


Fig. 12 | Mesh struttura di fondazione

peso massimo al decollo di 54 kN. L'eliporto in progetto si componeva di una soletta in lamiera grecata con massetto in calcestruzzo (spessore totale 5,5+6,5 cm) che si appoggiava su un ordito di travi in acciaio primarie e secondarie; le travi principali, appoggiate sui muri portanti in c.a. del nucleo centrale, sorreggevano a sbalzo parte del piano dell'eliporto.

3.4.1 L'interazione con il corpo basso

Il valore assoluto dell'abbassamento della torre stimato geotecnicamente in circa 6 cm, ha indotto ad approfonditi studi, in relazione alla contiguità del corpo "basso", semplicemente giuntato al corpo "alto". Si è studiata l'interferenza fondale fra i due edifici nel timore di un importante effetto "trascinamento" indotto dalla torre sul corpo "basso". Il terreno granulare rassicurava sulla velocità di deformazione, con esiti differiti praticamente trascurabili.

Detto ηt lo spostamento massimo, in funzione dei carichi in gioco poteva con buona approssimazione dirsi:

- in fase di costruzione $\eta t_{COSTR} = 4,47$ cm;
- in fase di posa permanenti $\eta t_{PERM} = 0,39$ cm;
- in esercizio $\eta t_{acc} = 1,14$ cm

Totale = 6,00 cm

Dunque, studiando opportunamente le fasi di costruzione, lo spostamento verticale della torre da governare, era di soli 11 mm.

Nello studio di approfondimento geotecnico sono stati affrontati principalmente i seguenti aspetti:

1. analisi critica dei dati geotecnici disponibili;
2. stima dei cedimenti assoluti della torre;
3. analisi dei cedimenti differenziali, dovuti alle disomogeneità dei terreni di sedime ed alla effettiva distribuzione dei carichi in fondazione;
4. analisi dell'interazione col corpo basso;
5. indicazioni sul monitoraggio da effettuarsi in corso d'opera.

Per la valutazione dei parametri da inserire nei modelli, si è proceduto ad una critica rielaborazione di tutte le informazioni disponibili correlando i dati delle prove in sito con i parametri principali che rappresentano le proprietà meccaniche dei terreni coinvolti.

Sulla base dei dati acquisiti ed interpretati si è proceduto anche alla elaborazione di modelli semplificati per l'interazione terreno-struttura e modelli relativamente più complessi agli elementi finiti in condizioni assialsimmetriche per l'edificio a torre con la principale finalità di indagare sul cedimento totale atteso.

La tabella 1 riassume i valori medi di SPT e lo scarto quadratico medio relativamente ad ogni fascia di terreno.

Profondità da p.c. (m)	ZONA 1 (lato via)		ZONA 2 (ambito 2)		ZONA 3 (torre)	
	Nspt- valore medio	Devia zione stand	Nspt- valore medio	Devia zione stand	Nspt- valore medio	Devia zione stand
0.0-6.0	46	23	56	29	60	31
6.0-	81	33	73	23	83	22
10.0-	-	-	49	3	77	17
20.0-	-	-	-	-	92	14
>28.0	-	-	-	-	32	4

Tab. 1 - Valori SPT e scarto quadratico medio

3.4.2. La modellazione geotecnica

Si è calcolato il cedimento mediante il metodo proposto da R. Berardi e R. Lancellotta, che è basato sull'analisi retrospettiva di oltre 200 casi reali analizzati statisticamente. Si osserva che il cedimento atteso è dell'ordine di 50 mm con decorso rapido (per la natura incoerente dei terreni) ovvero praticamente esaurito in fase costruttiva. Gli spostamenti orizzontali e le rotazioni rigide in seguito all'applicazione dei carichi orizzontali (vento) risultano dell'ordine di:

$S_h = 1,13$ mm (al livello del piano di posa delle fondazioni);

$r = 0,18$ mrad (milliradiani).

Considerando l'altezza dell'edificio di circa 80 m, la componente rigida dello spostamento in sommità (alla quale si deve aggiungere quella dovuta all'elasticità dell'edificio) è dell'ordine di:

$S_h = 1,13 + 0,18 \times 80 = 15,5$ mm

Gli spostamenti ottenuti sono ampiamente tollerabili dalle strutture e compatibili con la funzionalità dell'edificio.

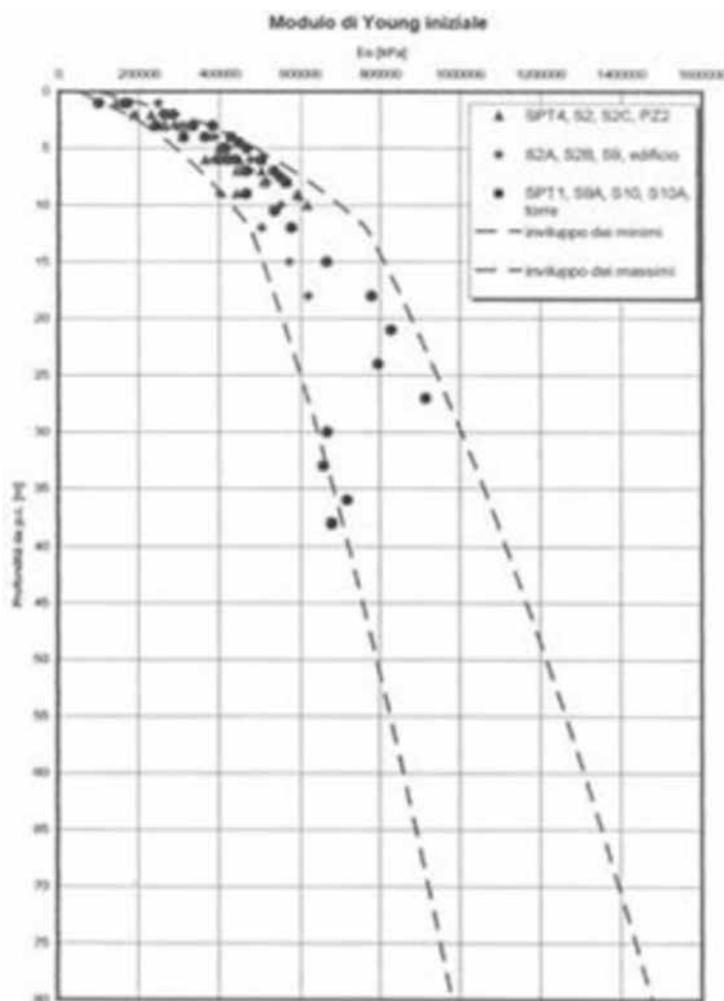


Fig. 13 | Estrapolazione dei moduli minimi/massimi

In considerazione della forma dell'impronta della fondazione, della sostanziale simmetria dei carichi, si è condotta anche un'analisi assialsimmetrica sempre finalizzata alla stima del cedimento totale. Da tale modello è stato possibile ottenere anche informazioni qualitative sulla distribuzione della pressione di contatto e sull'entità dei cedimenti differenziali. Per l'analisi si è adottato il

codice di calcolo PLAXIS 8.2 con un modello del terreno di tipo Hardening in grado di tener conto dell'influenza del confinamento tensionale sul modulo e del comportamento non lineare anche a basi livelli di deformazione. I parametri del terreno considerati sono stati estrapolati dalla figura 13, nella quale si riportano gli involuipi dei valori minimi e massimi di modulo iniziale correlati con i valori ottenuti dalla prova CSPT.

La legge di variazione del modulo assunta è la seguente:

$$E = E_{ref} \times [(c - \cos \varphi' - \sigma'_3 - \sin \varphi') / (c - \cos \varphi' + p_{ref} \times \sin \varphi')]^m$$

dove:

E_{ref} = valore del modulo alla pressione di confinamento di riferimento p_{ref} , correlato con i dati delle prove;

c = coesione (assunta 1 kPa);

φ' = angolo di resistenza al taglio operativo (assunto 36°);

σ'_3 = tensione principale minima (variabile con la profondità, calcolata con $K_0 = 0,412$);

p_{ref} = confinamento di riferimento assunto pari a 100 kPa;

m = esponente che governa la forma della curva di correlazione.

La curva che involuppa i minimi è rappresentata dai seguenti parametri:

$E_{ref} = 500.000$ kPa; $m = 0,55$;

mentre quella che involuppa i massimi è rappresentata dai seguenti valori:

$E_{ref} = 800.000$ kPa; $m = 0,50$.

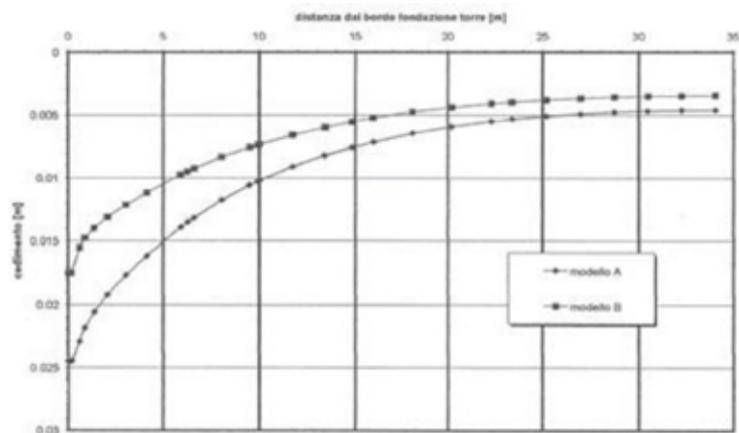


Fig. 14 | Andamento del cedimento della torre indotto all'edificio 2.

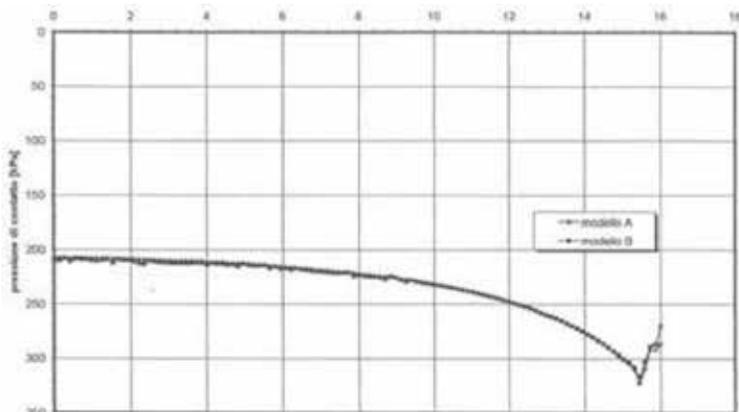


Fig. 15 | Andamento delle pressioni di contatto per la torre.

Nel passaggio dai valori di modulo iniziali ai valori di modulo operativi, è necessario tener conto delle marcate non linearità che il terreno manifesta con il crescere delle deformazioni di taglio.

I moduli operativi, adottati nell'analisi numerica, sono pertanto descritti dai seguenti parametri:

$E'50^{ref} = 50.000 \text{ kPa}$; $m = 0,55$ (involuppo dei minimi);

$E'50^{ref} = 80.000 \text{ kPa}$; $m = 0,50$ (involuppo dei massimi).

Il carico è stato applicato al modello alla quota di riferimento relativa al livello 1, comprensivo del peso della fondazione per una pressione media pari a circa 250 kPa.

Si sono condotte le analisi relativamente ai due modelli limite A e B (per i minimi e i massimi).

Nelle figure del seguito si riportano la geometria del modello ed i principali risultati delle analisi: la fondazione è stata modellata con elementi, analogamente alle pareti principali che sono state posizionate in corrispondenza del cerchio di area equivalente. I setti di irrigidimento sono stati inseriti per il solo piano interrato. Per tener conto che i setti della porzione centrale si sviluppano per tutta l'altezza, per il materiale costituente si è adottato un modulo elastico 100 volte superiore.

In merito all'interazione con l'Edificio 2, si è preso atto dell'informazione che la costruzione dei primi 5 piani sarebbe avvenuta in fase praticamente contestuale con la torre. Il completamento della costruzione della torre si è stimato avrebbe comportato un ulteriore cedimento di 30÷40 mm per la torre stessa, con cedimento indotto massimo all'edificio 2 di circa 20 mm (valor medio della stima). Nel grafico di figura 14 si mostra l'incremento di cedimento indotto dalla torre all'edificio 2.

4. VERIFICA AI SENSI DELLE ATTUALI NTC18

Si analizza di seguito il comportamento della struttura e le relative verifiche ai sensi del recente quadro normativo vigente (NTC18 e relativa circolare esplicativa).

Si mostra in figura 16 un'immagine del modello FEM tridimensionale creato ed analizzato mediante il software MIDAS Gen 2021.

La modellazione ha fatto ricorso all'utilizzo di:

- elementi monodimensionali a 2 nodi di tipo "beam" per i pilastri e le travi;
- elementi bidimensionali a 4 nodi di tipo "wall" per le pareti di taglio aventi solo rigidezza membranale.

Le velette sopra le aperture presenti nelle pareti del nucleo in c.a. sono considerate incastrate alle pareti stesse.

La struttura è vincolata all'estradosso del piano di fondazione, escludendo dall'analisi sismica le masse relative all'impalcato immediatamente soprastante in quando si configura come un box-type foundation. I carichi verticali sono stati applicati come floor load. Il carico di facciata è stato applicato come beam load.

4.1 Analisi dinamica lineare

Lo studio è stato condotto mediante analisi modale con spettro di risposta e fattore di comportamento applicando l'azione sismica in due direzioni ortogonali (figura 17).

Sono stati assunti i seguenti parametri:

- vita nominale 50 anni;
- classe d'uso II;
- categoria di sottosuolo C.

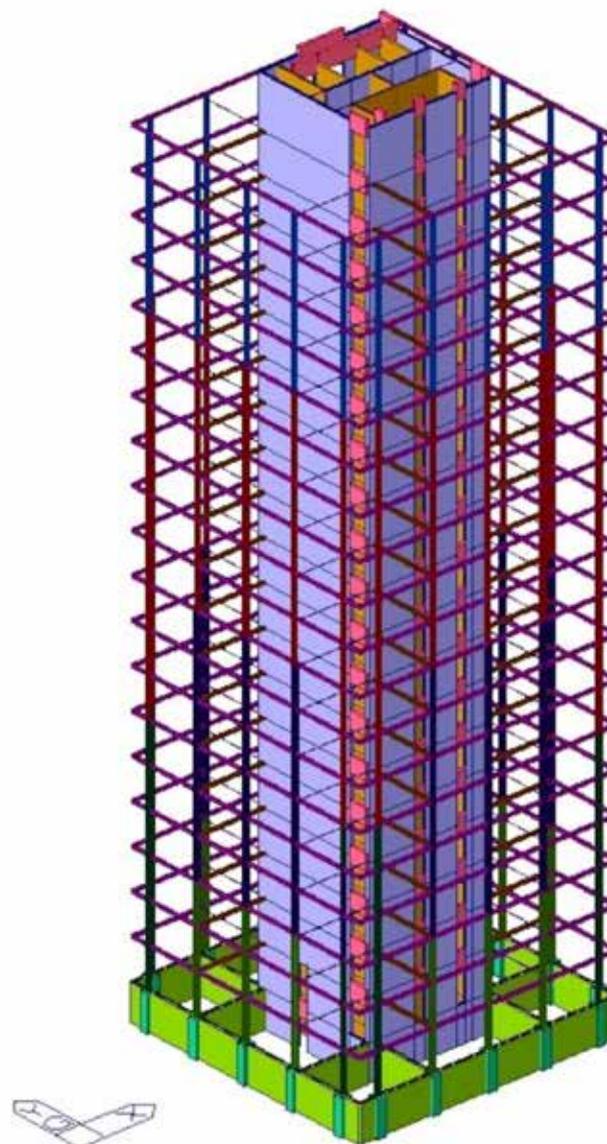


Fig. 16 | Vista mesh tridimensionale

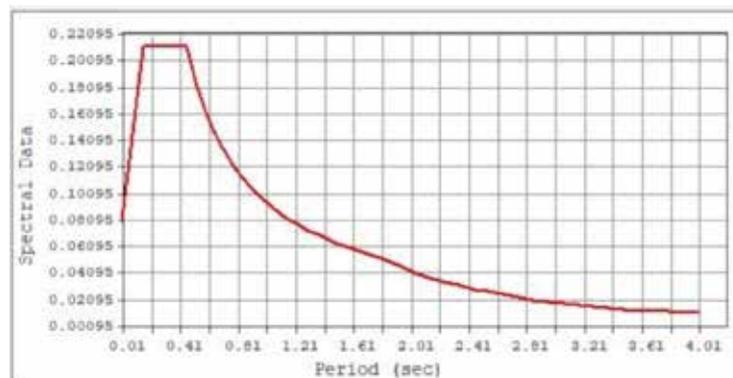


Fig. 17 | Spettro di progetto SLV (q=1.5)

Gli impalcati sono stati considerati rigidi nel proprio piano considerata la presenza della soletta superiore di completamento avente spessore 4 cm. Nel rispetto della normativa vigente si è considerata un'eccentricità accidentale aggiuntiva spostando il baricentro

delle masse, in ogni direzione, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano. Si è inoltre combinata l'azione sismica agente in una direzione con il 30% dell'azione sismica agente in direzione perpendicolare. Sono stati considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa, in particolare i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi tale per cui la massa partecipante totale superi l'85% della massa totale. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa (CQC). Ai fini dell'analisi sismica, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.2.6 delle NTC18 e relativa circolare, è stata assunta una rigidità fessurata degli elementi pari al 75% di quella iniziale elastica.

Story	Level (m)	Sum (kN/g)
Roof	73.3	229.3436
21F	68.5	787.2662
20F	64.7	762.7616
19F	60.9	762.7616
18F	57.1	762.7616
17F	53.3	766.0132
16F	49.5	769.2648
15F	45.7	769.2648
14F	41.9	769.2648
13F	38.1	769.2648
12F	34.3	769.2648
11F	30.5	770.6251
10F	26.7	771.9854
9F	22.9	771.9854
8F	19.1	772.7372
7F	15.3	773.5083
6F	11.5	773.5277
5F	7.7	773.6873
4F	3.9	773.8469
3F	0.1	772.447
2F	-3.7	0
1F	-7.1	0
Total		14871.582

Tab. 2 – Masse sismiche di piano

Si riportano nelle tabelle 2-4 le masse sismiche di piano e le caratteristiche modali principali della struttura in termini di modi di vibrare, percentuali di masse partecipanti e relative forme modali. Osservando i risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare si evince un comportamento regolare della struttura nelle due direzioni laterali principali.

Il primo modo flessionale presenta un periodo pari a 1,88 s e coinvolge una percentuale di massa pari a circa il 60% (figura 18).

Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	3.3504	0.5332	1.8753
2	3.7582	0.5981	1.6719
3	5.8078	0.9243	1.0819
4	16.7168	2.6606	0.3759
5	17.3528	2.7618	0.3621
6	19.4293	3.0923	0.3234
7	30.6456	4.8774	0.2050
8	39.0497	6.2150	0.1609
9	42.9813	6.8407	0.1462
10	45.3870	7.2236	0.1384

Tab. 3 – Periodi di vibrare

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROT-N-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	6.2871	6.2871	59.9334	59.9334	0.0223	0.0223
2	60.3317	66.6188	6.1516	66.085	0.5812	0.6036
3	0.2756	66.8943	0.0686	66.1536	79.8765	80.48
4	0.4014	67.2957	17.3351	83.4887	1.2172	81.6972
5	8.4783	75.774	0.9836	84.4723	4.9876	86.6848
6	11.6429	87.417	2.6133	87.0856	3.7686	90.4534
7	0.2033	87.6203	0.2428	87.3284	3.4358	93.8892
8	1.2571	88.8774	4.7612	92.0896	0.0712	93.9604
9	4.0353	92.9126	0.9399	93.0295	0.685	94.6454
10	0.4617	93.3743	0.3431	93.3726	1.4709	96.1163

Tab. 4 – Percentuali masse partecipanti

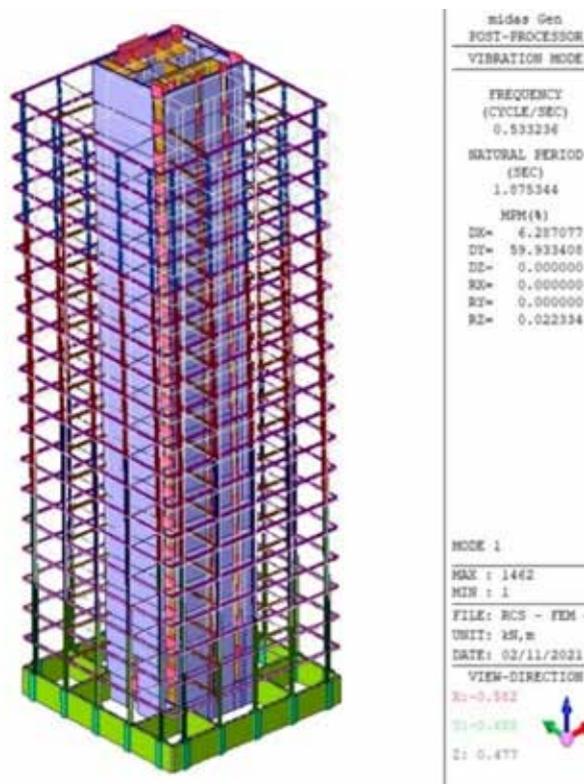


Fig. 18 | Modo 1

Il secondo modo di vibrare flessionale in direzione Y con periodo pari a 1,67 s e mobilita anch'esso circa il 60% della massa totale

(figura 19).

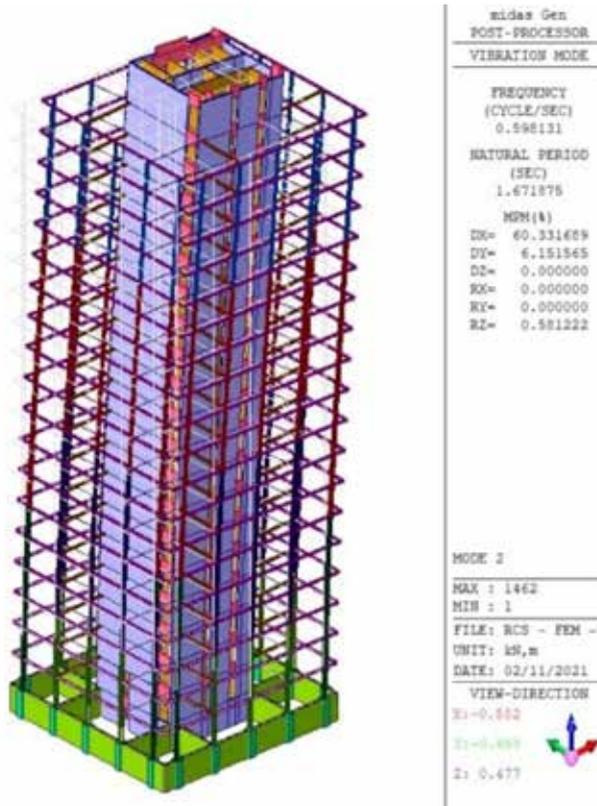


Fig. 19 | Modo 2

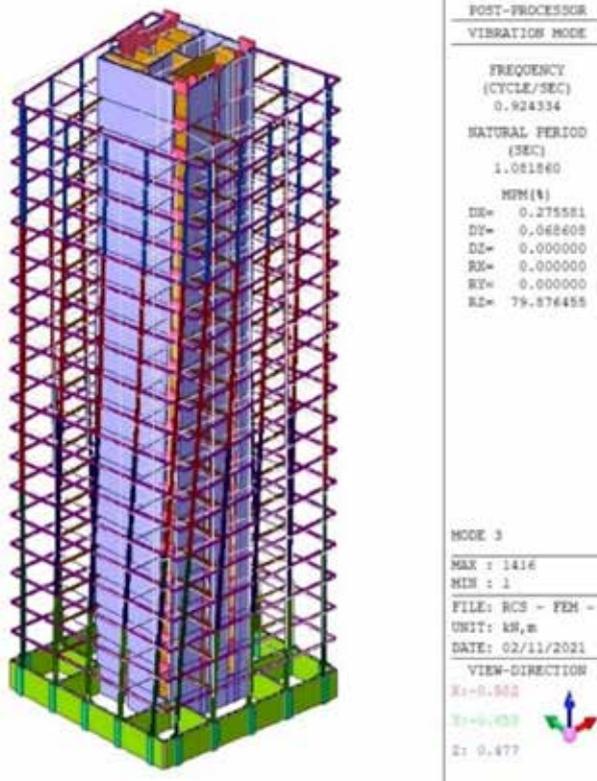


Fig. 20 | Modo 3

Il terzo modo di vibrare è torsionale e coinvolge circa 80% della massa totale (figura 20). Essendo il periodo della forma torsionale

inferiore a quello delle due forme traslazionali principali, si esclude il comportamento deformabile torsionalmente della struttura. Pertanto, assumendo un comportamento non dissipativo, escludendo la deformabilità torsionale, la struttura risulta essere classificabile a pareti e pertanto il fattore di comportamento allo SLV è pari a (formula 7.3.2 NTC18):

$$q_{ND} = 2/3 \times 3 \times 0,8 = 1,6 \rightarrow q = 1,5$$

Per il comportamento sismico assunto, non sono richiesti requisiti aggiuntivi in termini di duttilità a condizione che le resistenze a flessione/pressoflessione siano limitate a quelle relative al comportamento sostanzialmente elastico.

Nella relazione precedente il coefficiente 0,8 tiene conto della non regolarità in altezza della struttura, mentre 3 rappresenta il valore base del fattore di comportamento indicato nella tabella 7.2.II delle NTC18 per una struttura a pareti in classe di duttilità B.

Gli effetti delle non linearità geometriche valutate in accordo alla relazione 7.3.3 delle NTC18 risultano essere trascurabili essendo $\Theta_{max} = 0,03 < 0,1$.

Nella tabella 5 sono mostrati i valori dei taglianti alla base della struttura per lo stato limite SLV.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Sisma X	-5089.727238	1698.645874	-0.000001
Sisma Y	-1698.645874	-5107.151321	-0.000002

Tab. 5 - Taglianti sismici alla base SLV

L'azione sismica SLV risulta essere circa il 3,5% della massa della struttura:

$$5107,2 / (14871,6 / g) = 3,5\%$$

Si riporta di seguito un confronto tra il tagliante sismico e quello dovuto all'azione del vento SLU (amplificato per il coefficiente parziale delle azioni variabili pari a 1,5).

$$V_{Ed,W} = 1,5 \times 2900 \text{ kN} = 4350 \text{ kN (vento)}$$

$$V_{Ed,E} = 5107 \text{ kN (sisma SLV)}$$

Risulta:

$$V_{Ed,E} / V_{Ed,W} = 1,17\%$$

Infine, si mostrano nelle figure 21-22 i valori degli spostamenti sul piano orizzontale per effetto dell'azione sismica SLV.

In accordo al paragrafo 7.3.3.3 delle NTC18, gli spostamenti sismici reali della struttura si ottengono amplificando gli spostamenti ottenuti dall'analisi elastica per il fattore di duttilità in spostamento pari a $\mu_d = q = 1,5$ (essendo $T1 < Tc$). Il valore massimo dello spostamento è quindi pari a 68,37 mm (circa $h/1000$, essendo $h=70$ m l'altezza dell'edificio).

4.2 Verifica RIG/SLD

In accordo al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC18, allo SLD risulta:

$$dr / h = (d_{rx}^2 + d_{ry}^2)^{0,5} / h = 0,001 < 0,005$$

La verifica di rigidità (RIG) allo SLD risulta essere soddisfatta considerando uno spostamento limite di interpiano pari a 0,005 (tamponature collegate rigidamente alla struttura).

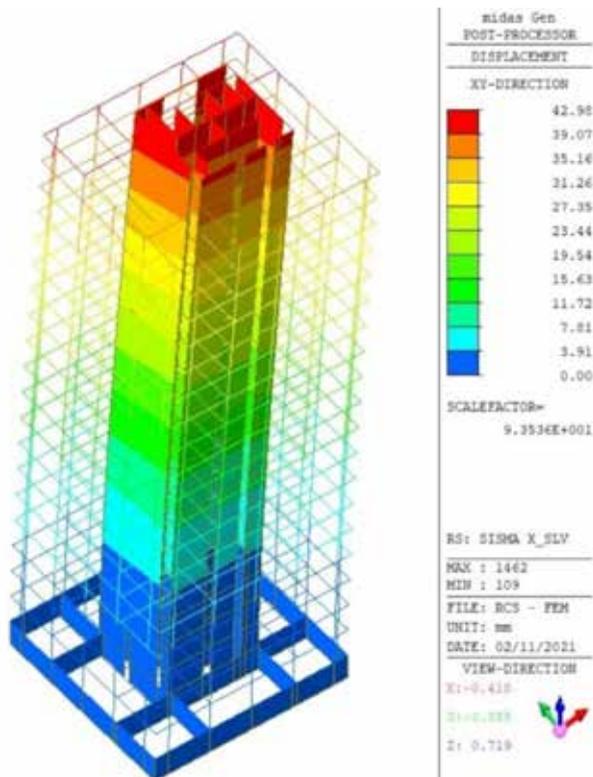


Fig. 21 | Spostamenti SLV sisma X

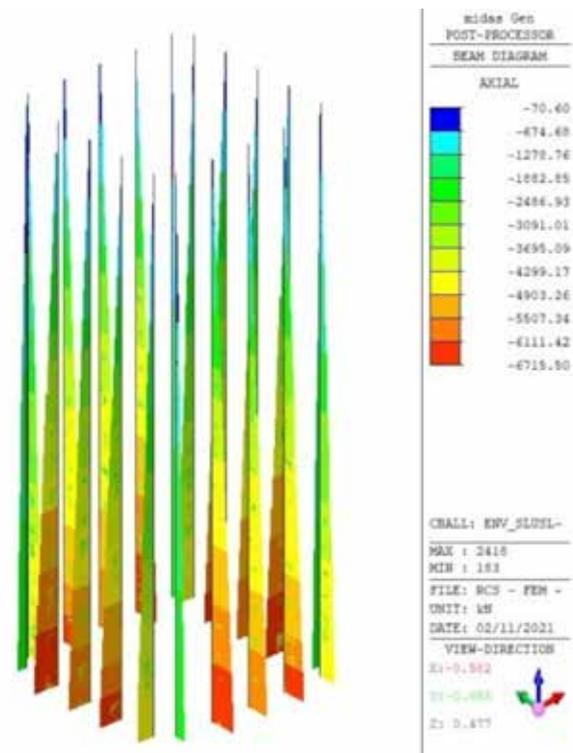


Fig. 23 | Involuppo SLU/SLV dello sforzo normale nelle colonne

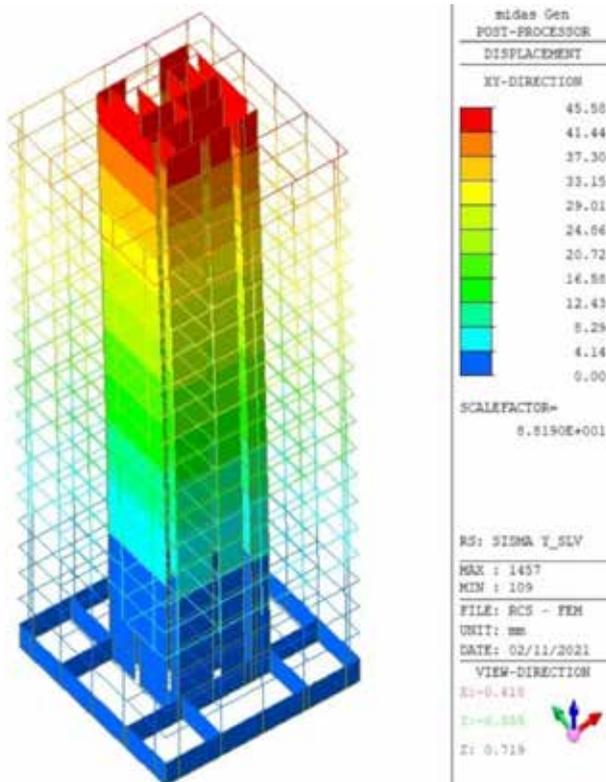


Fig. 22 | Spostamenti SLV sisma Y

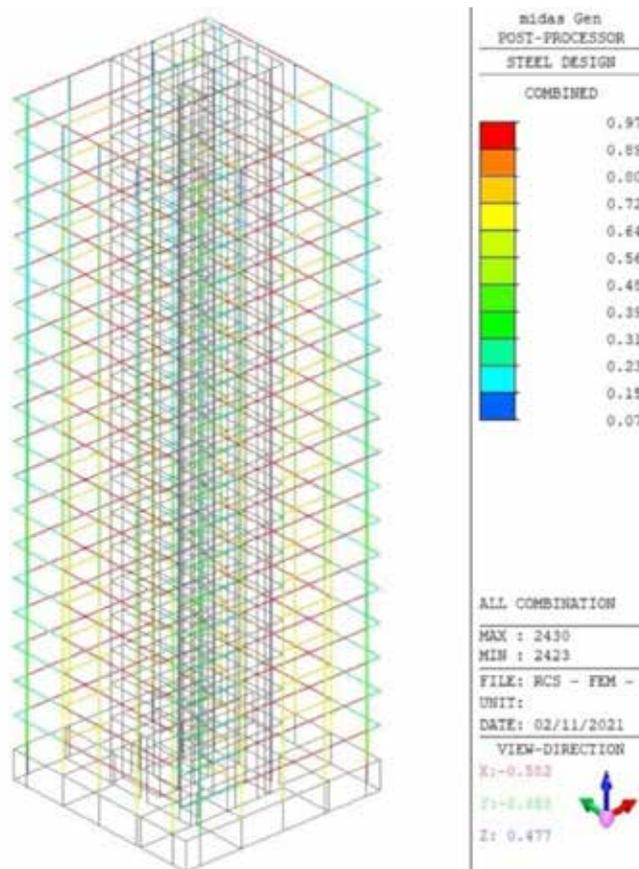


Fig. 24 | c.s. SLU/SLV acciaio

4.3 Verifiche SLU/SLV travi/colonne metalliche

La figura 23 mostra lo sforzo normale di involucro agente nelle colonne in acciaio. Quindi, si mostrano i valori dei coefficienti di sfruttamento ($c.s. = E_d/R_d$, $E_d =$ effetto, $R_d =$ resistenza) relativi alle strutture metalliche. Per le colonne, data la presenza del nucleo di controvento in c.a. (struttura a nodi fissi), si è assunta una

lunghezza libera di inflessione pari all'altezza di interpiano (figura 24).

Tutti gli elementi in acciaio risultano essere verificati anche ai sensi della normativa vigente.

4.4. Verifiche SLV nucleo di controvento

Nelle figure 25-27 sono mostrate le sollecitazioni di involucro SLV agenti nel nucleo di controvento in termini di sforzo normale, tagli e momenti flettenti.

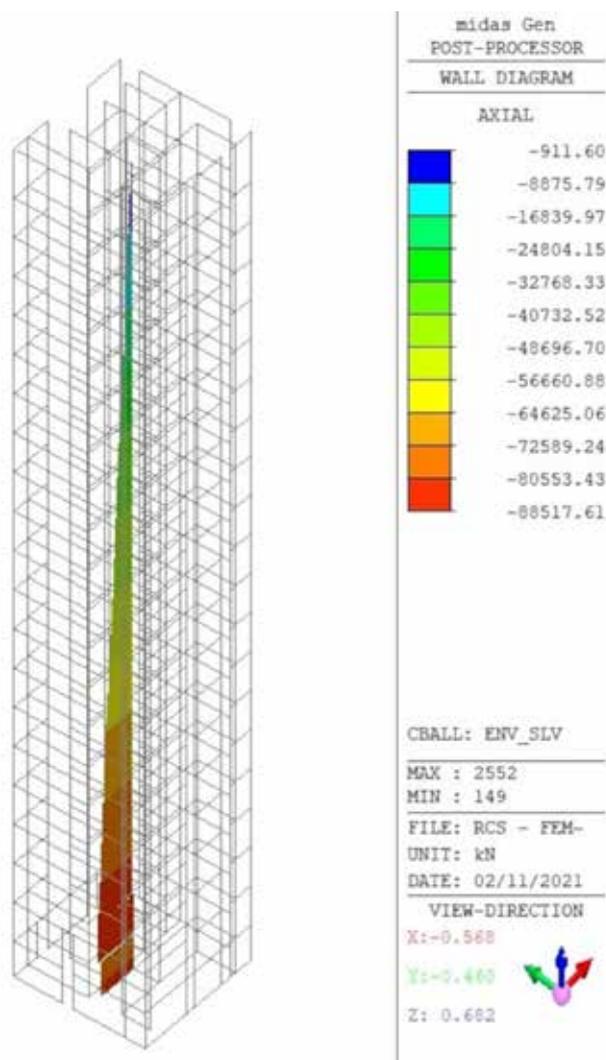


Fig. 25 | Involuppo dello sforzo normale

Nella figura 28 si mostra la verifica a pressoflessione (dominio al limite elastico) della parete armata con 1+1Φ12/20, in corrispondenza della sezione sollecitata dal momento flettente massimo per la combinazione più gravosa.

Essendo il coefficiente di sfruttamento pari a 0,4 < 1,0, la verifica è soddisfatta.

Dalla figura 29 si osserva che per la combinazione più gravosa considerata nella verifica precedente il nucleo risulta essere sostanzialmente tutto compresso.

Tale risultato è coerente con il calcolo manuale riportato in precedenza con riferimento all'azione del vento (pari a circa 85% dell'azione sismica), per la quale risultava l'assenza di sforzi di trazione nella sezione del nucleo.

Si mostrano, infine, i coefficienti di sfruttamento a taglio

$$(c.s. = V_{Ed} / V_{Rd}).$$

Tutte le pareti presentano un'armatura orizzontale costituita da 1+1Φ8/20 in acciaio FeB44k (figura 30).

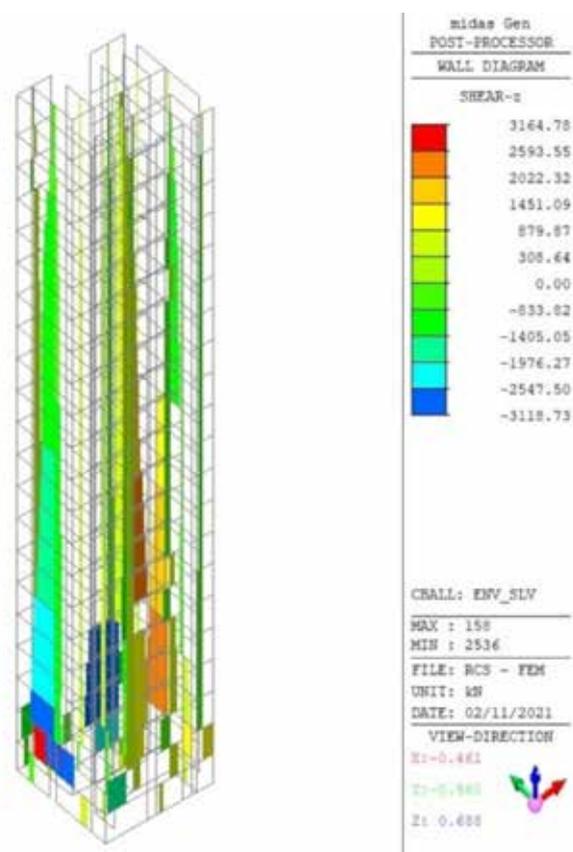


Fig. 26 | Involuppo azione di taglio SLV

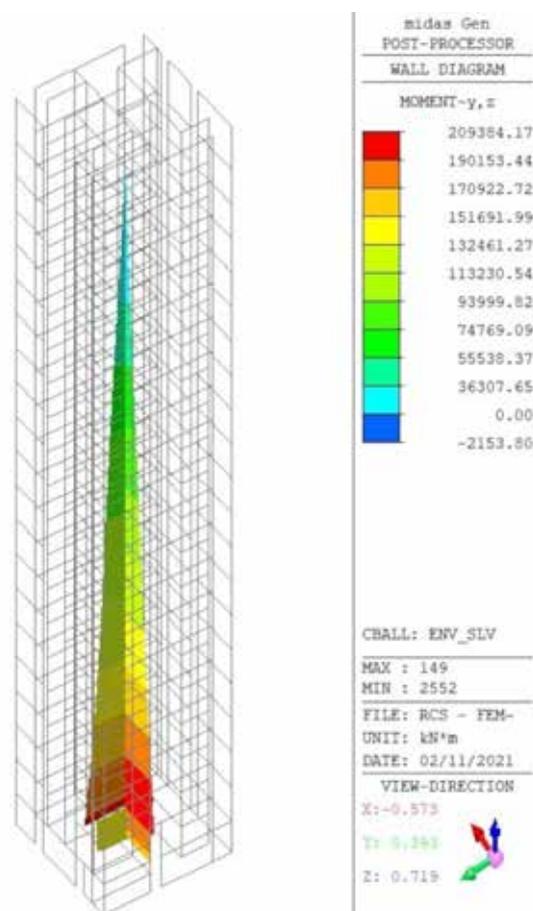


Fig. 27 | Involuppo momento flettente SLV

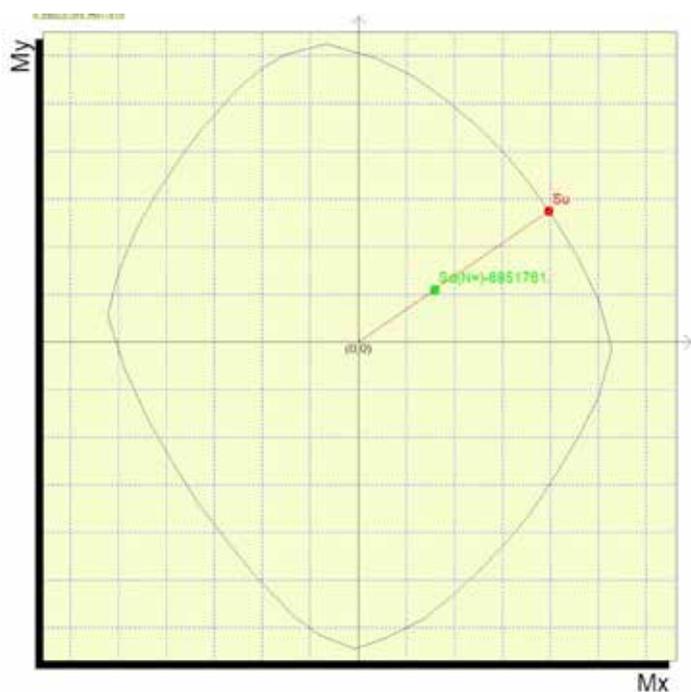


Fig. 28 - Dominio resistente sostanzialmente elastico

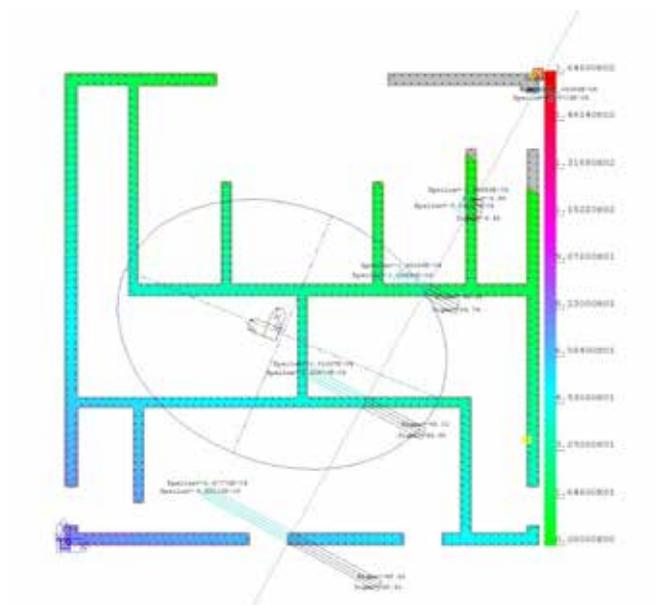


Fig. 29 | Stato tensionale nella sezione

Si evince che sono presenti n. 3 pareti che richiederebbero una variazione dell'armatura orizzontale da $1+1\Phi 8/20$ a $1+1\Phi 14/20$.

4.4 Analisi pushover

Al fine di indagare il comportamento non lineare della struttura, è stata eseguita un'analisi statica non lineare in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.3.4.2. delle NTC18 considerando modelli a plasticità concentrata. Sono state impiegate due distribuzioni di carico per ogni direzione orizzontale e verso di applicazione dell'azione sismica: profilo proporzionale alle masse di piano (accelerazione costante) e profilo proporzionale alle forze di piano

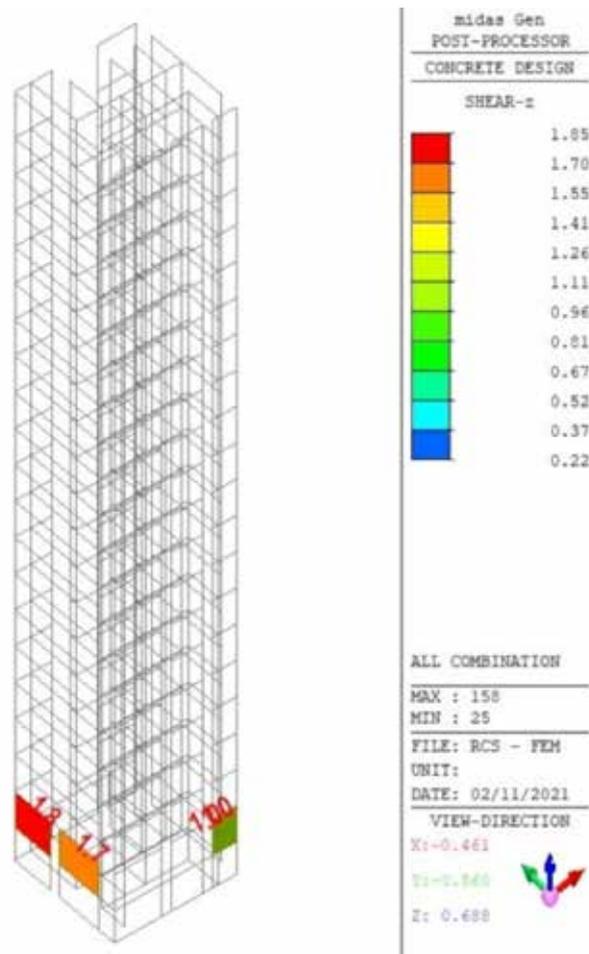


Fig. 30 | c.s. SLV verifica a taglio

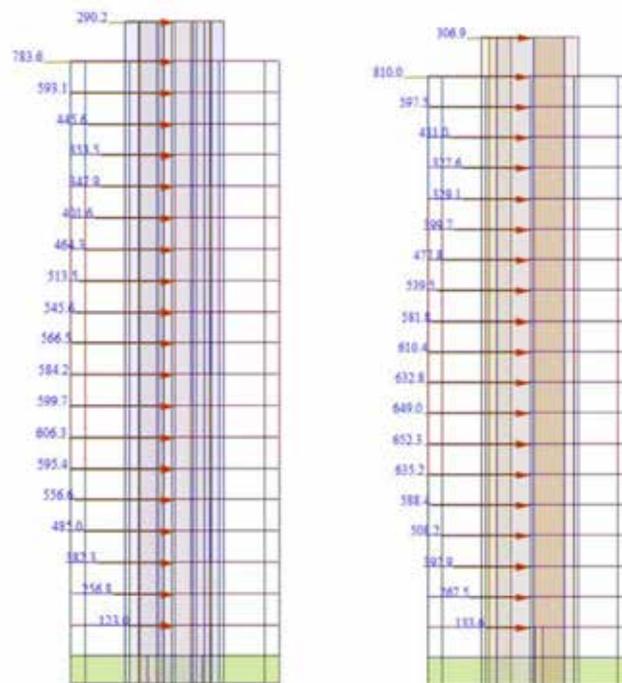


Fig. 31 | Profili di carico proporzionali alle forze di piano: direzione X e Y agenti su ciascun impalcato ricavate dall'analisi dinamica lineare descritta in precedenza. L'analisi è stata svolta sia in direzione positiva che negativa (figura 31).

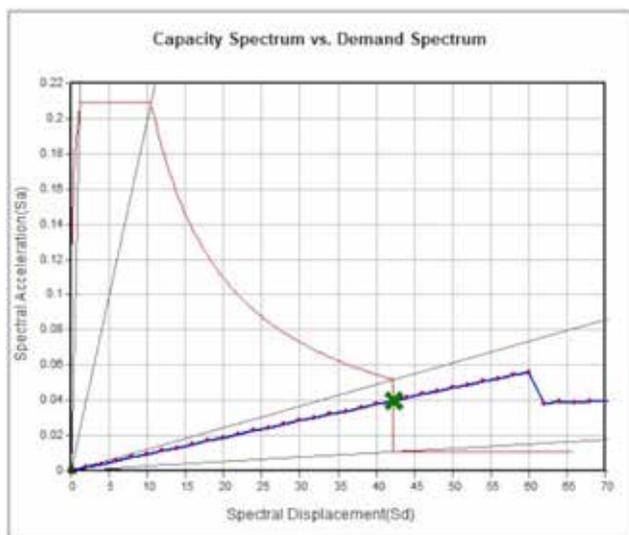


Fig. 32 | Dominio ADRS: direzione X proporzionale alle masse

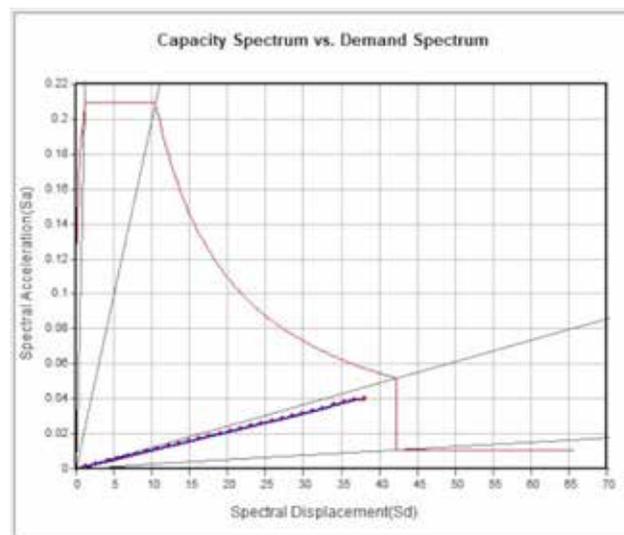


Fig. 35 | Dominio ADRS: direzione Y proporzionale alle forze di piano

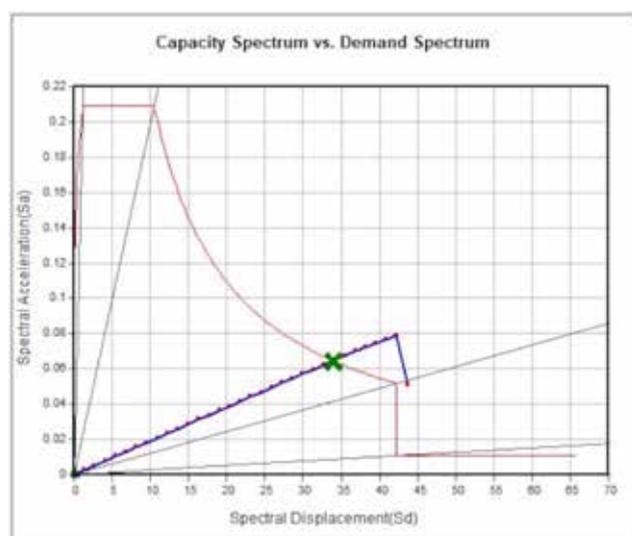


Fig. 33 | Dominio ADRS: direzione X proporzionale alle forze di piano

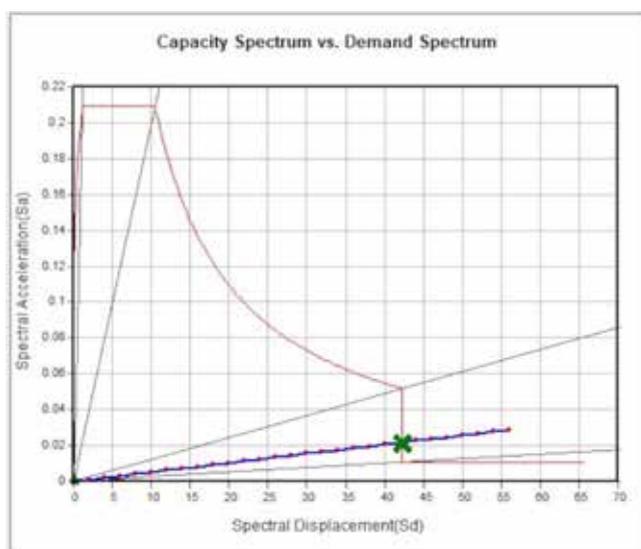


Fig. 34 | Dominio ADRS: direzione Y proporzionale alle masse

Il punto di controllo è il baricentro di massa dell'ultimo impalcato (escluso il torrino).

Tra i criteri di arresto dell'analisi è stato definito un criterio basato sul raggiungimento della resistenza a taglio di un elemento (meccanismo fragile).

L'andamento delle curve di pushover normalizzate nel piano ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) con l'individuazione del punto di prestazione (PP) è mostrato nelle figure 32-35 (in rosso è riportata la curva di domanda, mentre in blu la curva di capacità). PP è stato valutato mediante il metodo dello spettro di capacità richiamato al paragrafo C7.3.4.2 della circolare n. 7/2019. La risposta direzionale nel verso positivo e negativo è risultata simile.

In direzione Y, per il profilo di carico proporzionale alle forze di piano, non è individuabile il punto di prestazione PP in quanto la curva di capacità non intercetta mai la curva di domanda a causa del collasso fragile di alcuni elementi strutturali. Quindi, il risultato ottenuto dell'analisi pushover conferma quanto valutato mediante l'analisi dinamica lineare: crisi per taglio di alcuni elementi strutturali.

Nella tabella 6 sono sintetizzati i principali risultati ottenuti dall'analisi in termini di periodo effettivo del sistema (T_{eff}), smorzamento viscoso equivalente (ξ_e), taglio massimo alla base della struttura (V_{Ed}), accelerazione e spostamento spettrale del punto di prestazione (S_a , S_d). Essendo il valore dello smorzamento viscoso equivalente pari in tutti i casi al 5%, la struttura rimane sempre in campo elastico a causa delle rotture premature a taglio. Si noti che il periodo effettivo del sistema coincide con quello valutato mediante l'analisi modale.

Caso di carico	T_{eff} (s)	ξ_e (%)	V_{Ed} (kN)	S_a (g)	S_d (mm)
MASSE X	1.67	5	5813	0.04	42.2
FORZE DI PIANO X	1.67	5	6287	0.065	33.9
MASSE Y	1.88	5	3164	0.02	42.23
FORZE DI PIANO Y	-	-	-	-	-

Tab. 6 – Risultati principali pushover

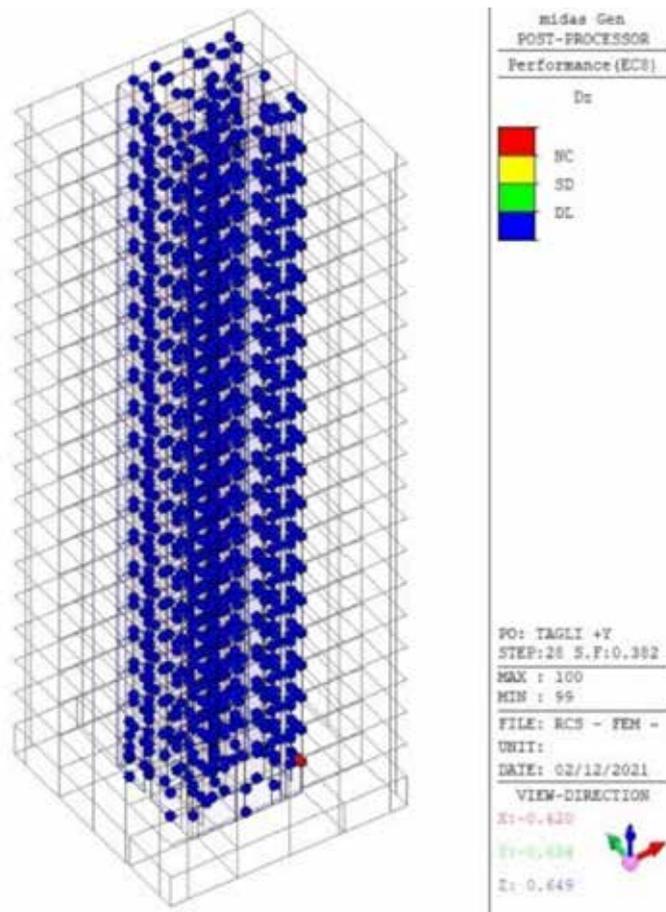


Fig. 36 | Cerniere a taglio direzione Y profilo proporzionale alle forze di piano

Nella figura 36 è mostrato lo “status” delle cerniere plastiche a taglio per il profilo di carico proporzionale alle forze di piano in direzione Y. In rosso, l’elemento che raggiunge il collasso fragile a taglio e determina l’arresto dell’analisi di spinta. Si noti che la posizione di tali elementi coincide con le pareti che per l’analisi dinamica lineare richiederebbero un incremento dell’armatura trasversale.

5. Conclusioni

I risultati ottenuti dalle analisi mostrano che, nonostante l’edificio in oggetto sia stato progettato in accordo al D.M. 09/01/1996, esso risponde molto bene alle prestazioni richieste dal recente quadro normativo definito dal D.M. 17.01.2018 (NTC18) e relativa circolare esplicativa n. 7 del 21.01.2019.

Infatti, tutte le strutture metalliche/c.a. risultano essere verificate per le condizioni di carico statiche e sismiche previste dalla recente normativa in accordo ai criteri di verifica attuali, ad eccezione di n. 3 pareti in c.a. che richiederebbero una variazione del quantitativo di armatura trasversale. Tale risultato ottenuto mediante analisi sismica dinamica lineare è confermato dalle analisi statiche non lineari.

In conclusione, nonostante le differenze nei metodi di verifica e di valutazione delle azioni agenti sulla struttura tra la normativa utilizzata all’epoca della progettazione e quella vigente, l’edificio è in grado di esplicare adeguate prestazioni sia sotto il profilo statico che sismico anche alla luce delle recenti evoluzioni normative. Si evidenzia che questo ultimo aspetto non era stato considerato negli anni 2000 durante le fasi di progettazione, considerata la zona sismica 4 ove è ubicata l’opera e quindi l’effetto predominante dell’azione ventosa.



Arturo Donadio

Fondatore dello studio SPS nel 1988.

Progettista di importanti opere in c.a., acciaio e legno lamellare.

Da molti anni partecipa a organizzazioni tecniche ed è autore di oltre 50 articoli.



Antonio Condello

Ph. D. in ingegneria delle strutture, progettista e socio di SPS s.r.l.

È autore di numerose pubblicazioni su riviste scientifiche internazionali.

MOLE ANTONIELLIANA, 68 anni fa lo spaventoso crollo

A cura della redazione di Costruzioni Metalliche

La nostra bella rivista entra nel suo 73esimo anno di vita. Abbiamo alle spalle un buon pezzo di storia delle costruzioni in acciaio [1], dei suoi protagonisti, degli sforzi fatti in anni in cui c'era tutto da ricostruire. Vogliamo perciò ricordare con un minimo di sistematicità quello che è passato su queste pagine, ripubblicando alcuni articoli nella loro forma originale.

Cominciamo, visto che in questo numero si parla di edifici alti, da un fatto che riguardava l'edificio italiano più alto negli anni 50: la Mole Antonelliana, la cui altezza totale era di circa 165 metri dal piano stradale.

“Nel cuore della tempesta abbiamo attraversato la città con un'auto per renderci conto della situazione. In piazza Castello la “1400” è stata investita da un vortice che l'ha trascinata di fianco per una decina di metri: la “1400” pesa 11 quintali. Sembrava di viaggiare immersi in una vasca d'acqua. In via Po la sabbia ci copriva il parabrezza e toglieva la già scarsa visibilità (...).

Si udì uno schianto, come un boato allucinante, pensammo al crollo di una grossa casa. Era la Mole!”

Così scriveva la Stampa 68 anni fa.

Nel pomeriggio del 23 maggio 1953 una tempesta di sabbia e poi un temporale si abbattono su Torino, provocando cinque vittime. Sopraggiunse poi un vento, fortissimo, che fece crollare gli ultimi 47 metri della guglia della Mole, simbolo della città torinese, piombando a terra da oltre 120 metri, senza provocare miracolosamente la morte di nessuno.

Non era la prima volta che succedeva un incidente alla Mole. L'11 agosto 1904. Infatti a Torino capitò un violentissimo nubifragio. Tra lampi e tuoni, improvvisamente un boato più forte, «innaturale». I cittadini si affacciano dalle finestre, aprono la bocca sconcertati: un fulmine ha colpito la Mole Antonelliana, l'edificio in mattoni più alto del mondo, provocando il crollo della statua posta sopra la guglia. La forza della natura si era riversata tutta sul genio alato in cima alla Mole, voluto e costruito da Antonelli perché simbolo protettore della città. Da quel violento temporale, la fisionomia dell'edificio non fu più la stessa: il genio alato, dopo esser crollato a causa del fulmine, fu sostituito da quella che oggi è la stella a cinque punte che tutti conosciamo. Oggi il genio è custodito all'interno della Mole.

Possiamo immaginare cosa possono avere provato i torinesi che assistevano impotenti a questo scempio: una vaga idea del dolore che possono avere provato si ha se si pensa alle lacrime agli occhi che ogni torinese ha avuto quel sabato in cui bruciò un altro simbolo cittadino: la Cappella del Guarini in piazza Castello.

Ma veniamo all'articolo che presentiamo oggi: fu pubblicato sul numero 2 del 1961 di Costruzioni Metalliche: eravamo arrivati al primo centenario dell'unità d'Italia e quell'anno per tutta Italia ci fu un fiorire di iniziative che presentavano il gran ciclo risorgimentale che aveva portato all'unificazione di tante regioni che parlavano la stessa lingua, avevano gli stessi ideali e volevano tornare a camminare insieme.

Torino aveva preparato una mostra grandiosa che si snodava dal Valentino ed arrivava costeggiando il Po, fino alla zona dove si concentravano molti edifici nuovi, realizzati appunto per ITALIA 61.

E proprio per quell'occasione venne completata la ricostruzione della guglia. Come sarebbe stato molti anni dopo per la Cappella del Guarini, anche la Mole Antonelliana venne ricostruita, più bella e più forte che prima.

Riportiamo pertanto l'articolo dell'ing. Ferdinando Prunotto che minuziosamente riporta le fasi della ricostruzione a partire dal progetto di restauro (a cui lavorarono i proff. Giuseppe Albenga e Arturo Danusso) fino alle fasi realizzative di cantiere eseguite dall'Impresa Gonnet di Torino.



Le foto di figura 1 e 2 sono state scattate durante il montaggio della stella.

Il cuore della nuova guglia, interamente metallico, fu realizzato dalla Società Nazionale Officine Meccaniche di Savigliano su progetto dell'ing. Aristide Antoldi. Per l'allestimento del cantiere,

l'Impresa si avvalse della consulenza del prof. Zignoli. Venne anche coinvolto l'ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture) di Bergamo per l'esecuzione di prove su modello a scala ridotta, a coronamento di un approccio estremamente meticoloso a cui lavorarono personalità di altissimo valore scientifico e professionale.



Fig. 1 | Nella foto: a sinistra l'Impresario geom. Giulio Gonnet e, con il cappello, l'ing Scaroina che seguì tutti i lavori



Fig. 2 | Nella foto il signor Giulio Gonnet durante il montaggio della stella [2]

Bibliografia

- [1] “70 ANNI DI ‘COSTRUZIONI METALLICHE’: I PRIMI ANNI”, a cura della Redazione (Costruzioni Metalliche, n. 1/2019)
“70 ANNI DI ‘COSTRUZIONI METALLICHE’: GLI ANNI 1955-1960 - (SECONDA PARTE)”,
a cura della Redazione (Costruzioni Metalliche, n. 4/2019)

- [2] “La Stella della Mole è costituita da un nucleo a forma di dodecaedro – solido ottenuto unendo 12 pentagoni regolari – da cui si staccano altrettante punte di forma piramidale. Nel caso specifico, i lati dei pentagoni sono di 17 centimetri e le punte sono lunghe un metro, e solo in questo differiscono dal modello a punte corte di Niceron. Le 60 facce delle 12 piramidi sono di acciaio spesso un millimetro e mezzo, fissate con bulloni e con la punta di rame. Il dodecaedro è uno dei cinque solidi regolari platonici – gli altri sono il cubo, il tetraedro, l’ottaedro e l’icosaedro – disegnato secondo la sezione aurea: la “divina proporzione” si ritrova nel rapporto tra il lato e la diagonale dei pentagoni. Il “dodecaedro stellato” della Mole pesa 240 chilogrammi ed è largo due metri e 40 centimetri.” (dal sito de “La Stampa”)

Mole Antonelliana

Ricostruzione della guglia

dr. ing. Ferdinando Prunotto

I problemi della ricostruzione

I problemi affacciatisi alla mente dei tecnici incaricati degli studi per la ricostruzione della guglia sono stati molteplici e di diversa natura. Essi possono essere così raggruppati:

1) Accertamento delle preesistenti condizioni statiche delle mole alla data del 23 maggio 1953 e cause del crollo ad esse collegate;

2) Accertamento delle condizioni di integrità del moncone;

3) Possibilità di ricostruzione, scelta del sistema di ricostruzione ed ancoraggio della parte da ricostruire sul moncone.

I problemi relativi alla ricostruzione sono stati separati e posposti a quelli degli accertamenti per chiarezza e metodo di esposizione; ma è evidente che sono stati proprio questi a far scaturire tutti gli altri.

Prima di addentrarci tuttavia in più minuti particolari sarà bene tentare una descrizione sommaria della intera struttura per aiutare il lettore a meglio comprendere i termini con cui vengono determinate le singole parti.

Il grande edificio sorge su una pianta quadrata di mt. 37,80 di lato con due sporgenze adibite alle scale laterali ed un avanzamento frontale di sostegno al maestoso pronao.

Tale pianta si mantiene immutata sino al piano di imposta della grande cupola composta da due volte a padiglione concentriche su pianta quadrata.

Il peso dei quattro fusi di cui è costituita la volta e delle strutture superiori viene trasmesso direttamente a venti pilastri sottostanti, mediante otto fasce a T per fuso che incurvandosi e compenetrandosi terminano a diverse altezze contro le costole angolari.

La grande cupola termina dopo mt. 40,55 di monta in un quadrato di mt. 5,40 sul quale si imposta un lucernario pure quadrato, con un peristilio esterno di venti colonne, chiamato « tempietto ».

La trasformazione successiva della pianta da quadrata in circolare avviene attraverso la struttura tronco conica del cosiddetto « cupolino » che rap-

presenta non altro nella sua funzionalità che una serie di mensoloni radiali destinati a ripartire il carico delle sovrastanti strutture su entrambi gli ordini sottostanti.

Seguono, infine a completamento della esilissima guglia tre ordini circolari, (uno doppio e due semplici), la piramide ottagonale e la cosiddetta guglietta che ripete per ben altre due volte il susseguirsi della piramide all'ordine circolare sino a giungere alla grande stella terminale a quota 165,15 metri (1).

Scartata a priori la possibilità di ricostruire la guglia in muratura secondo il vecchio sistema dell'Antonelli ed anche quella in cemento armato in conseguenza del notevole aumento di peso che essa

(1) La quota è riferita al piano stradale di via G. Ferrari.



Fig. 1 - La Mole Antonelliana prima del crollo.

avrebbe comportato sulle strutture sottostanti, è prevalsa la soluzione della struttura portante in ferro.

Altro problema era quello relativo all'ancoraggio della nuova struttura al moncone, problema che ha comportato numerose considerazioni ad attento esame.

La zona di ancoraggio della struttura portante della guglia è stata localizzata tra il cupolino e la sommità del tempietto.

Vediamone le ragioni.

Al di sotto della sommità del tempietto, il punto più prossimo per un eventuale ancoraggio era la sommità della grande cupola, ma prescindendo dalla sua notevole distanza dal punto di frattura e dalle difficoltà non lievi che si sarebbero incontrate per raggiungerla rimane il fatto indiscutibile che essa rappresenta il punto chiave di tutte le parti sovrastanti e di cui era bene non alterare le condizioni di resistenza, ormai stabilizzate e migliorate dai lavori di rinforzo appena ultimati. Rimaneva infine la zona compresa tra il cupolino e la sommità del tempietto, intendendo per sommità del tempietto quella immediatamente al disotto della base del cupolino.

Dal punto di vista statico ciascun punto di tale zona dava garanzie sufficienti per un buon ancoraggio della struttura metallica.

Tuttavia è stato opportuno localizzare la zona di ancoraggio della nuova struttura al moncone nell'interno proprio del cupolino onde eliminare in modo assoluto tagli e rotture che altrimenti si sarebbero rese necessarie.

Il cupolino è costituito dunque come già abbiamo detto da due parti, collegate da due ordini di archi rovesci armati e collegati a catene su pianta ottagonale annegate nelle murature.

Tale costituzione ne fa pertanto un complesso monolitico e non spingente perfettamente rispondente alle esigenze della ricostruzione tanto più che ogni sua parte era in ottime condizioni con assoluta assenza di crepe e di lesioni.

Infine è bene ricordare che i fianchi del tempietto sotto l'azione del vento sono soggetti ad effetti di scorrimento e mentre tali effetti erano assorbiti nel passato dalla rigidità di unione dei pilastri con le trabeazioni, e dalle maggiori murature delle gabbie interne non è stato accertabile il grado di resistenza di tali strutture alle ricordate azioni di scorrimento per cui si è ritenuto prudente introdurre all'interno del tempietto delle croci di Sant'Andrea in corrispondenza delle finestre esistenti.

Queste dunque sono state le risultanze degli studi preliminari eseguiti sia dai funzionari del Municipio nonchè dai tecnici dell'impresa GONNET che conduceva allora i lavori di rafforzamento e tali studi divennero i principi informativi a cui si attennero i progettisti del restauro professori Giuseppe ALBENGA e Arturo DANUSSO.

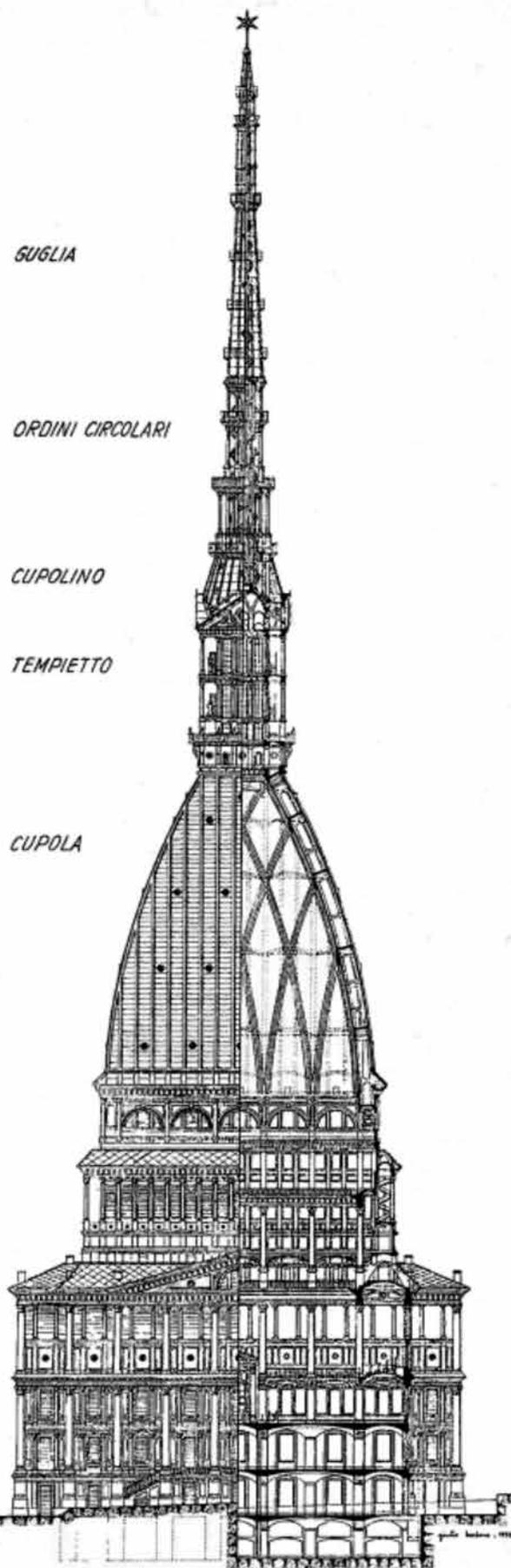


Fig. 2 - Vista e sezione della Mole come fu progettata dall'Antonelli.

Riporto alcuni dati principali del loro progetto.

Le forze in gioco sono:

a) una eventuale quota parte del peso delle due corone di colonne: 20 tonn. per ciascuna delle interne e 9 tonn. per ciascuna delle esterne;

b) il peso proprio della struttura progettata;

c) il peso del tubo d'anima della guglia in acciaio valutabile in 50 tonn.;

d) l'azione del vento, che per una spinta di 150 kg/mq. determina all'attacco fra tubo metallico ed anello in calcestruzzo un momento di 700 tonn. m. ed una componente di taglio di 21 tonn.

In conseguenza è stata prevista una struttura in calcestruzzo armato, interposta fra la nuova guglia e la cupola, che sostiene il piede di un tubo metallico costituente l'anima della nuova guglia e lo incastra robustamente entro un anello in calcestruzzo a forte armatura. Da questo anello si irradiano otto contrafforti ciascuno dei quali incorpora due delle sedici colonne esistenti. I contrafforti poggiano su quattro travi in c.a. fra loro incrociantesi, e queste su venti delle trentadue colonne che sostengono il tempietto posto a coronamento della grande cupola.

La parte metallica eseguita dalla Soc. NAZIONALE OFFICINE DI SAVIGLIANO su progetto dell'ing. ANTOLDI consta di due parti: parte superiore al cupolino e parte inferiore al medesimo.

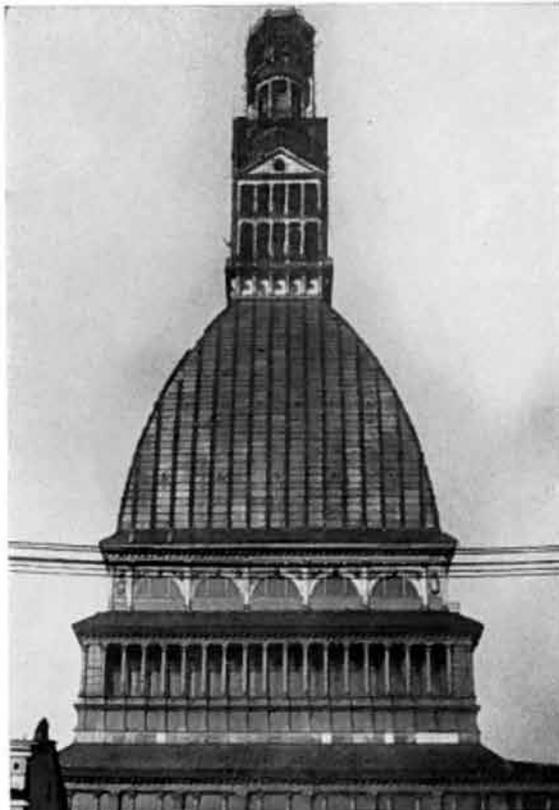


Fig. 3 - La Mole dopo il crollo.

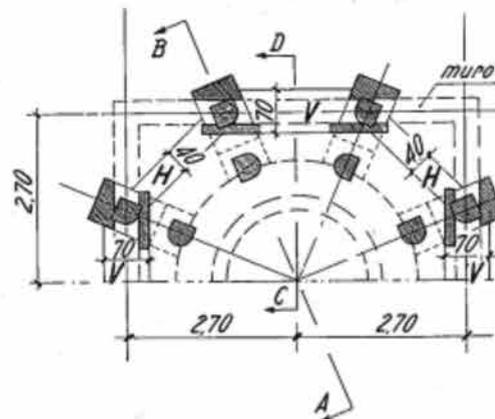
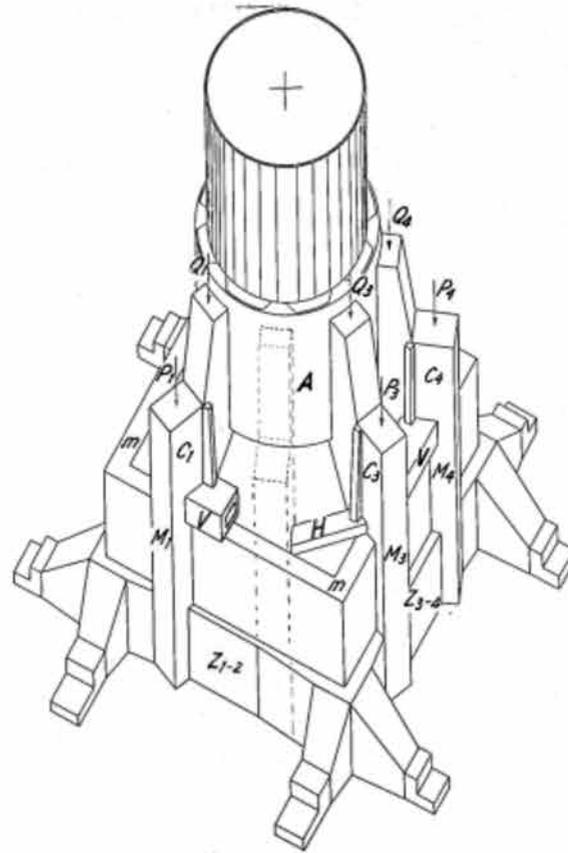


Fig. 4 - Vista assonometrica dell'ancoraggio. Pianta collegamenti «H» e «V».

La parte superiore di sostegno della guglia è costituita da un tubo rastremato sviluppantesi da questa quota 95,83 a quota 161,90 con diametro degradante da mm. 3450 a 380 e spessori da 18 a 12-10 mm.

A quota 161,90 è incastrato il tubo portante la stella di mt. 2,40 di diametro, con 11 punte, in acciaio inossidabile.

Internamente al tubo si sviluppa una scala metallica che da quota 95,83 a quota 126,36 è a doppia elica e da questa a quota 156,66 è ad elica semplice.

Il tubo è incastrato al piede a mezzo di un anello imbullonato al tamburo della parete in c.a. sistemata nel cupolino.

Il tubo è costituito da 20 settori divisi in 8 o 4 o 2 spicchi flangianti verticalmente e orizzontalmente dimensionati in modo da poter passare attraverso al passaggio di dimensioni 1,30x1,30 sul vertice del cupolino.

Tale avvertenza è risultata però inutile in quanto i pezzi sono stati sollevati tutti dall'esterno mediante l'impianto di cui diremo tra breve. Detti elementi vengono fissati a mezzo bulloni e quindi saldati tra di loro.

La loro massima altezza è di mt. 4,62 mentre il peso massimo di un solo spicchio ha raggiunto gli 11 ql. da innalzare a quota 128 metri.

Alcuni di essi sono finestrati per il passaggio ai ballatoi esterni posti alle diverse quote. I gradini delle scale sono saldati alla parete del tubo e tra di loro, nonché collegati da una fascia interna ad elica pure saldata in modo che il tutto conferisca una maggiore rigidità al tubo stesso. Infatti tale accorgimento ridurrà ancora di molto la già piccola freccia elastica che in sommità, sotto l'azione di un vento di 177 km/ora (e quindi con una pressione di 150 km/m² secondo le esperienze su modello scala 1:50 eseguite alla galleria del vento del Politecnico di Torino) dovrebbe raggiungere cm. 18,—.

Per la parte inferiore al fine di trasmettere le sollecitazioni prodotte dal blocco di c.a. sul sottostante intercolonnio del tempietto, le colonne in muratura sono state rivestite di lamiera e collegate tra di loro a mezzo di un traliccio tubolare doppio saldato alle lamiere stesse fino alla base dell'intercolonnio in modo da raggiungere gli archi della cupola.

Superiormente, inferiormente e in mezzo, detti rivestimenti sono uniti tra di loro con ferri a C doppi in modo da abbracciare le fasce in muratura dei diversi ripiani. Detti ferri per quattro fasce si prolungano fino ad interessare così otto colonne dell'intercolonnio esterno. La continuità di rivestimento delle colonne è assicurata sulle due facce libere, e sulle altre due facce a mezzo di squadre saldate al tronco superiore e al tronco inferiore e collegate tra di loro con bulloni.

LA REALIZZAZIONE

Progettata la nuova ardita struttura, l'Ufficio Tecnico dei Lavori Pubblici del Comune di Torino ha predisposto un capitolato speciale d'appalto le cui norme imponevano all'Impresa Gonnet (che si è aggiudicata il lavoro) di eseguire la ricostruzione sulla base del progetto di massima citato nonché di assumerne la completa responsabilità al fine di garantire un lavoro per quanto possibile accurato e sicuro.

Per questi motivi e per poter predisporre una attrezzatura di cantiere efficiente, razionale e particolarmente adatta per questo compito, l'Impresa si è rivolta al prof. Zignoli che ha impostato e risolto il non semplice compito.

Particolarità esecutive

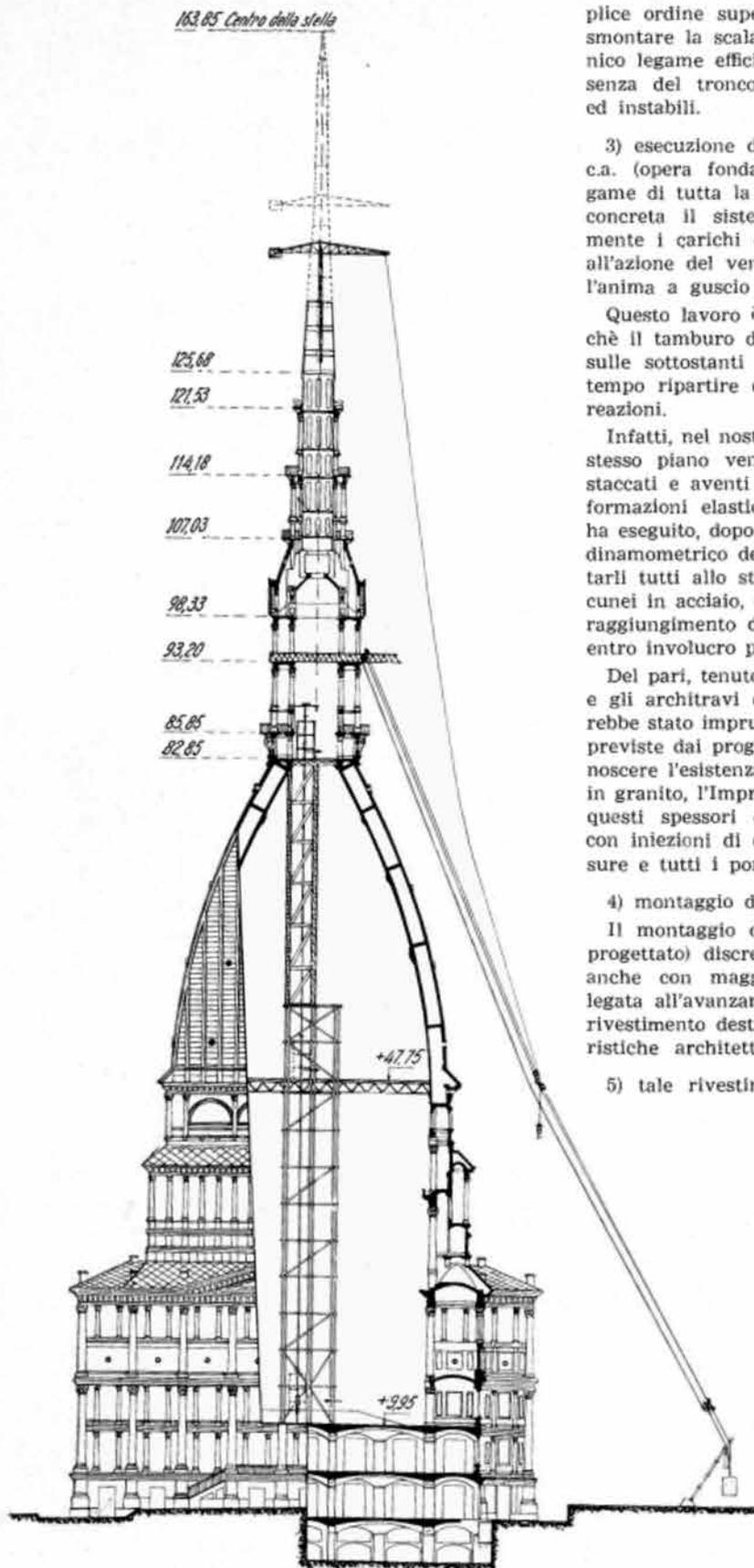
Se si esaminano, i dettagli dei lavori da compiere per ripristinare la guglia secondo il progetto esposto, si constata che le operazioni necessarie si possono dal punto di vista esecutivo, suddividere in cinque stadi aventi caratteristiche diverse:

1) demolizione dal punto della frattura di quanto era inutilizzabile e lesionato ;

2) collegamento e rinforzo mediante strutture provvisorie in acciaio, delle colonne del tempietto esterno ed interno, dell'ordine inferiore e del sem-



Fig. 6 - La guglia in fase di ricostruzione.



plice ordine superiore onde poter, senza pericolo, smontare la scala interna che costituiva allora l'unico legame efficiente di quelle parti che, per l'assenza del troncone caduto erano rimaste slegate ed instabili.

3) esecuzione del tamburo a otto contrafforti in c.a. (opera fondamentale perchè costituisce il legame di tutta la nuova struttura con la vecchia e concreta il sistema previsto per ripartire equamente i carichi dovuti ai pesi sovrastanti nonché all'azione del vento) e ancoraggio dell'incastro dell'anima a guscio cilindrico della nuova guglia.

Questo lavoro è stato di delicatezza estrema perchè il tamburo deve ricevere uno stabile appoggio sulle sottostanti strutture collegate e nello stesso tempo ripartire egualmente su di esse le relative reazioni.

Infatti, nel nostro caso dovevamo far cadere sullo stesso piano venti superfici di appoggio di ritzi staccati e aventi caratteristiche diverse, quindi deformazioni elastiche diverse. Per questo l'Impresa ha eseguito, dopo il disarmo dell'opera, un controllo dinamometrico dei singoli appoggi in modo da portarli tutti allo stesso valore, mediante chiusura di cunei in acciaio, che furono saldati al momento del raggiungimento del carico prestabilito e chiusi poi entro involucro protettivo di pastina di cemento.

Del pari, tenuto conto che esistono fra le colonne e gli architravi degli spessori di laterizio, che sarebbe stato imprudente caricare con le sollecitazioni previste dai progettisti i quali non ne potevano conoscere l'esistenza in quanto mascherati dalle parti in granito, l'Impresa ha ritenuto prudente cerchiare questi spessori con anelli d'acciaio e rinforzarli con iniezioni di cemento per bloccare tutte le fessure e tutti i pori.

4) montaggio del guscio cilindrico in acciaio.

Il montaggio di questo guscio (opportunamente progettato) discretamente facile si poteva eseguire anche con maggiore rapidità, ma tale opera è legata all'avanzamento delle altre opere esterne di rivestimento destinate a dare alla guglia le caratteristiche architettoniche stabilite dall'Antonelli.

5) tale rivestimento esterno comporta l'applicazione di elementi in pietra con tutti i relativi rinforzi ed ancoraggi metallici.

Questo è un vero lavoro da mosaicista, infatti è stato necessario:

a) disegnare tutti i pezzi uno per uno in modo che si adattassero l'uno all'altro;

Fig. 8 - Schema del cantiere con gru, il piano inclinato di guida del gancio gru, l'ascensore di servizio e i ripiani provvisori.

b) eseguire i relativi modelli per i maestri scalpellini che dovevano ridurre i blocchi di granito alle misure volute e poichè la guglia si rastrema mentre sale, ogni pezzo ha modello diverso;

c) mettere a posto con diligenza estrema ad altezza variabile fra i 120 e 165 mt. da terra i pezzi suddetti.

Per realizzare nel modo migliore e secondo le prescrizioni del Capitolato d'Appalto la massima possibile protezione del personale addetto al lavoro, del pubblico circolante nelle strade adiacenti alla Mole e dei fabbricanti prospicienti, il prof. Zignoli, valendosi anche dei consigli dei Tecnici dell'Ente Nazionale per la Previdenza degli Infortuni, ha ideato il cantiere illustrato dai disegni e dalla seguente relazione.

Organizzazione di cantiere

I concetti fondamentali considerati per lo studio del cantiere sono stati i seguenti:

1° rendere completamente sicuro il lavoro del personale anche alle massime altezze.

Per raggiungere questo scopo è stata studiata una gru (1) a braccio girevole con carrello che scorre orizzontalmente e consente di porre in opera il materiale in qualsiasi posizione entro il cerchio di 7 mt. di raggio con centro sull'asse della torre.

La gru sale man mano che la costruzione avanza, sempre mediante manovre eseguite all'interno del

(1) Riassumo brevemente i dati principali della gru.

a) dati tecnici

sbraccio massimo	m.	7
sbraccio minimo	m.	1
carico massimo	tonn.	1,5
altezza del fusto	m.	15
velocità di sollevamento	m/min.	20
velocità di traslazione lungo il braccio	m/min.	6
velocità di rotazione	al min.	1/2 giro

Faccio notare che le velocità sono state scelte basse onde evitare eccessive reazioni dinamiche e per consentire una regolazione millimetrica. Il peso della gru è di 4 tonn. La costruzione specialissima e leggera è stata studiata apposta per rendere più facili le manovre.

b) descrizione

La gru è costituita da un fusto tubolare in acciaio ad alta resistenza con sbraccio a traliccio, ancorato tramite due croci orizzontali in travi d'acciaio alla struttura della torre. Per limitare al minimo il momento flettente sulla struttura gli argani sono sistemati posteriormente al braccio e vengono manovrati dal basso mediante pulsantiere. Il peso del braccio è equilibrato e il momento massimo dovuto al carico di tonn. 1,5 per m. 7 = 10,5 t.m. è ridotto a metà mediante il contrappeso costituito dagli argani e dalla zavorra. Il momento massimo agente è perciò sia sul fusto della gru che sulla torre di 5,25 t.m.

Il sovraccarico (oltre al momento anzidetto) costituito dalla gru e da tutti gli accessori, oltre il carico, è di 10 tonn. perfettamente centrato.

tubo in acciaio per cui il manovratore non correrà alcun pericolo essendo riparato dalle pareti del tubo e dal piano di posa della gru. Per la garanzia del personale una impalcatura di tubi metallici in acciaio tipo Innocenti costruiti secondo le ultime norme antinfortunistiche, segue l'innalzarsi della guglia mantenendo sempre la doppia impalcatura di sicurezza e le reti di protezione.

2° guidare i carichi lungo la maggior parte della traiettoria per evitare urti contro l'edificio.

Ciò si è ottenuto formando un piano inclinato a due funi portanti parallele sulle quali scorre un carrello guida del carico.

Quando questo ha raggiunto la quota 97 da terra lascia il carrello e prosegue verticalmente come qualsiasi gru a braccio orizzontale.

3° permettere un montaggio preciso.

Scopo raggiunto conferendo alla gru i tre movimenti corrispondenti alle coordinate cartesiane spaziali. Sollevamento, traslazione orizzontale e rotazione del braccio per 360°.

4° limitando inoltre la manovra al solo imbragamento dei carichi a terra in posizione comoda e sicura e alla liberazione degli stessi quando questi sono portati in posizione di montaggio si è ot-



Fig. 9 - Montaggio dei due ultimi settori metallici sottostanti la stella.

tenuto di evitare i maneggi intermedi e quindi limitare al massimo le manovre che sono sempre pericolose.

5° ridurre al minimo il tempo di trasporto del calcestruzzo per evitare che iniziasse la presa durante le manovre.

Ciò si è ottenuto versando direttamente il calcestruzzo della betoniera nella benna rovesciabile della gru e sollevando rapidamente tale benna.

Il tempo per una manovra può ritenersi:

scarico della benna	minuti	0,5
sollevamento per 110 m. alla velocità di 20 ml. al primo	»	5,5
rotazione e scarico	»	2,0
		<hr/>
Totale	»	8,0

Il calcestruzzo può essere così versato nella cassa-forma dopo otto minuti dall'uscita dalla betoniera.

6° ridurre al minimo le azioni sulla struttura.

Durante il montaggio della guglia (tubo e parti murarie esterne ad esse) la gru sarà montata in centro al guscio d'acciaio e si solleverà con i propri mezzi automaticamente, come avviene per le gru e per montaggio dei ponti militari italiani ideati dal prof. Zignoli.

Nel periodo di ripristino del tempietto e di getto del calcestruzzo del tamburo, la gru sarà invece spostata rispetto all'asse del tubo per lasciare possibilità di discesa della benna lungo il tubo stesso per portare alle casse-forme il calcestruzzo necessario. Onde evitare eccessivo movimento delle funi durante il sollevamento e la discesa in caso di vento, per una metà della corsa il gancio a sospensione bifilare sarà guidato da un apposito apparecchio funicolare. Sono in tal modo ridotte al minimo per la brevità dello sbraccio le azioni sulla struttura in montaggio (30 ton. m.) mentre la sospensione bifilare con sufficiente distanza (1mt.), delle funi garantisce la stabilità del gancio ed evita i pericolosi moti rotatori.

Infine appare logico far notare in questa sede come altre opere provvisorie siano, state eseguite e progettate (sempre dalla stessa ditta Gonet) in carpenteria metallica leggerissima come i disegni e le fotografie possono documentare; quali ad esempio:

- la speciale struttura della gru;
- il solaio al piano di arrivo della teleferica (quota 95 mt.);
- il piano di imposta dei ponteggi tubolari relativi alla zona della piramide e della guglietta;
- il tratto dell'incastellatura dell'ascensore di servizio (portata 400 kg. categoria B) da quota 53 a quota 85 nonché le travi di sostegno dell'impalcato a quota 47 che già erano state eseguite per il consolidamento della grande cupola.

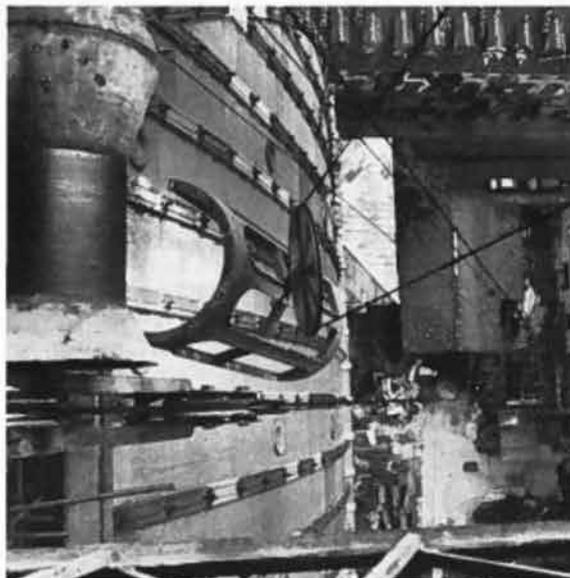


Fig. 10 - Sollevamento degli ultimi settori della guglia.



Fig. 11 - Sollevamento della stella terminale.

Programma e successione delle operazioni

Prima operazione

Montaggio del cantiere. Sistemazione della gru, del piano inclinato e della betoniera.

Seconda operazione

Rimozione di tutti gli elementi di dubbia resistenza e controllo di tutti gli altri. Eventuali iniezioni nelle parti murarie poco sicure.

Terza operazione

Rinforzo di tutti gli spessori in laterizio posti sulle colonne del tempietto mediante cinture di ferro ed iniezioni di cemento.

Quarta operazione

Preparazione delle casse-forme dei contrafforti e appoggi delle quattro travi principali e getto delle medesime. Il getto è garantito e reso compatto da vibratori a spillo immersi nella massa, al fine di limitare le vibrazioni sulla restante struttura.

Quinta operazione

Preparazione degli ammorsamenti delle lesene (M) al muro esistente, preparazione delle casse-forme relative e getto delle lesene.

Sesta operazione

Preparazione delle casse-forme dei contrafforti e getto relativo.

Settima operazione

Preparazione delle casse-forme dell'anello e getto relativo, le due ultime operazioni eseguite senza soluzioni di continuità per meglio assicurare la monoliticità del complesso. Vibrazioni con apparecchio a spillo.

Ottava operazione

Controllo definitivo di tutta la costruzione fino alla sommità dell'anello. Montaggio dei dispositivi in acciaio per l'irrigidimento del tempietto a garanzia contro gli sforzi taglianti. Collocamento dei collegamenti con la struttura superiore.

Nona operazione

Disarmo.

Decima operazione

Controllo dell'appoggio dei travoni a croce sulle colonne sottostanti suddividendo ugualmente i carichi come previsto dai progettisti. Per ottenere ciò, come già accennato, sono stati previsti dispositivi



Fig. 12 - Particolare delle nuove scale, rete di protezione e palco per sostegno ponteggio esterno.

per il montaggio di dinamometri tarati, e sistemati, a carico esatto ottenuto, dei cunei doppi in acciaio di sicurezza, annegati in pastina grassa di cemento.

Undicesima operazione

Montaggio del tubo in acciaio e delle parti murarie connesse.

Può apparire che queste note siano troppo sommarie, ma ciò è dovuto ad inderogabili esigenze di spazio. Molti argomenti e problemi sono stati appena sfiorati, altri taciuti; come ad esempio i risultati delle prove sul modello svolte presso l'Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (I.S.M.E.S.) di Bergamo, argomenti e problemi che certo sarebbero destinati a suscitare vivo interesse nel nostro ambiente di tecnici e costruttori.

I lavori sono giunti ormai alla fine e la stella è tornata a svettare nel cielo di Torino, quale simbolo concreto dell'eccezionale ardimento architettonico di Alessandro Antonelli.

La conservazione di questo monumento è certo il modo migliore per onorare la memoria di questo nostro grande architetto.

Seguono alcuni dettagli costruttivi (facenti parte di un foglio di grandi dimensioni allegato all'articolo)

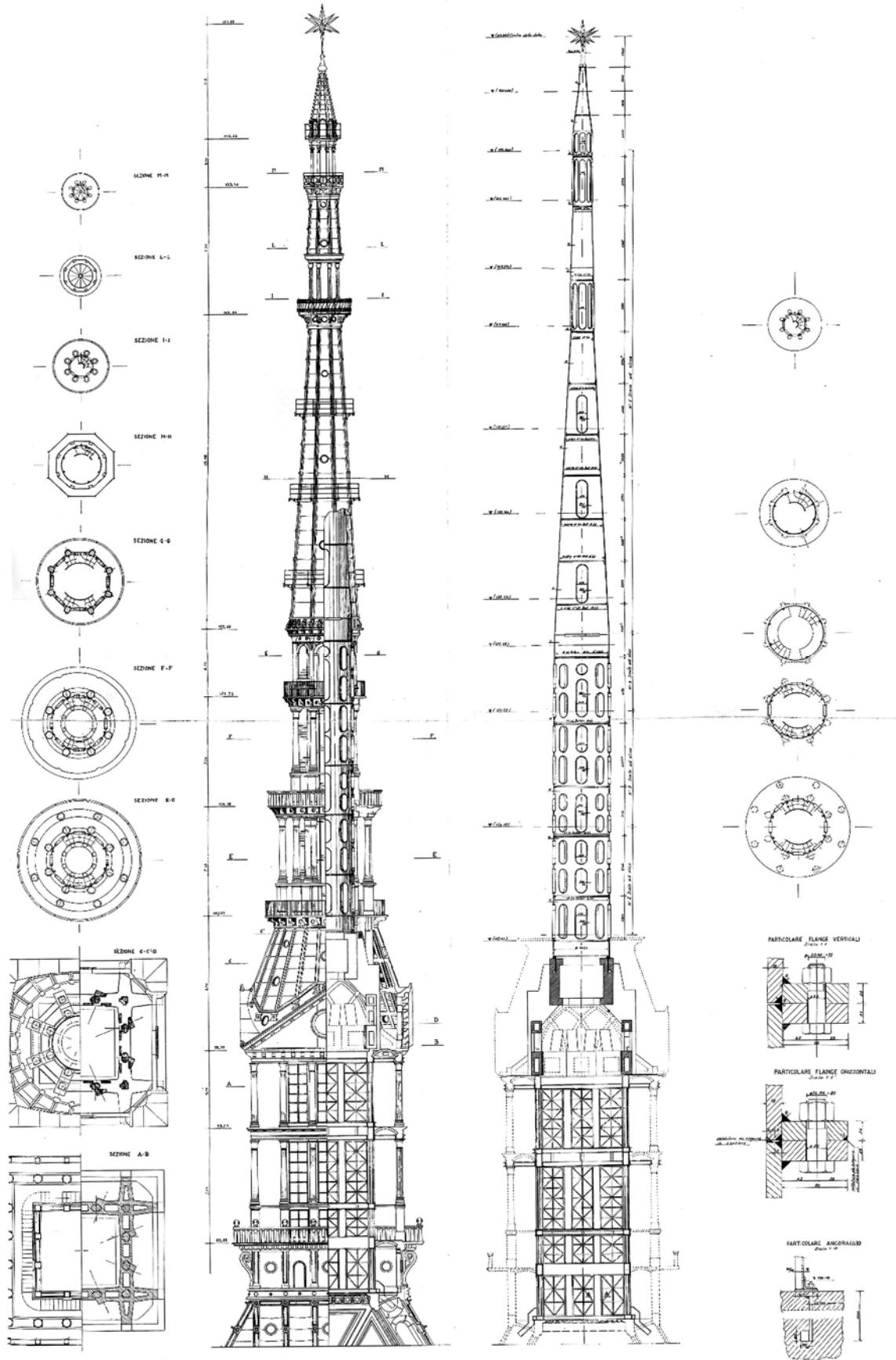


Fig. 5 - Ricostruzione della guglia della Mole Antonelliana.

COMPORTAMENTO DEGLI ACCIAI INOSSIDABILI

in esposizione atmosferica

Behavior of stainless steels in atmospheric exposure

A. Brenna, S. Beretta, M. Ormellese, F. Bolzoni*

Politecnico di Milano - Dipartimento di Chimica, Materiali Ingegneria Chimica "Giulio Natta" - Laboratorio di corrosione dei materiali "Pietro Pedeferrì"

A partire da questo numero della rivista "Costruzioni metalliche" inizia una rubrica dal titolo "PILLOLE DI CORROSIONE", nell'ambito della quale saranno proposti approfondimenti sul degrado dei materiali metallici più utilizzati nel settore delle costruzioni. Saranno presentati articoli relativi sia al comportamento a corrosione dei materiali metallici sia a casi di studio ("case histories"). Gli autori coinvolti saranno in primo luogo docenti e ricercatori che si occupano dello studio dei fenomeni di corrosione e della loro prevenzione. La rubrica è coordinata dai prof. Fabio Bolzoni, Andrea Brenna, Matteo Gastaldi del Politecnico di Milano, Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica Giulio Natta.

Gli acciai inossidabili trovano spazio nel campo dell'edilizia e delle infrastrutture come soluzione alternativa all'acciaio al carbonio qualora si richieda una migliore resistenza a corrosione, nel caso di vite di servizio particolarmente lunghe o laddove si preferisca ridurre o evitare interventi periodici di manutenzione e ripristino dei sistemi di pitturazione e rivestimenti. Gli acciai inossidabili sono caratterizzati da proprietà estetiche quali lucentezza e brillantezza. La maggiore resistenza a corrosione rispetto agli acciai al carbonio è dovuta alla presenza in lega di cromo, in tenore minimo del 12% [1]. Il cromo a contatto con l'ambiente consente la formazione di uno strato di ossido di cromo molto sottile e compatto che conferisce grande resistenza alla corrosione a contatto con acqua o condense. Negli acciai inossidabili possono essere presenti anche altri elementi di lega, come il nichel, o il molibdeno che rafforza ulteriormente la resistenza alla corrosione localizzata.

Corrosione atmosferica

La corrosione in atmosfera dei metalli avviene a causa della presenza di uno strato di liquido a contatto con il metallo, dovuto a piogge, condense o spray marino in prossimità del mare [2]. La presenza di contaminanti nell'atmosfera ne determina la classe di corrosività: si distinguono, in accordo alla normativa UNI EN ISO 9223 [3], sei classi di corrosività (da molto bassa (es. ambiente indoor) fino a corrosività via via crescenti di atmosfere industriali, marine e marino-industriali). Queste classi di corrosività atmosferica sono determinate sulla base dei valori attesi di velocità di corrosione dei più diffusi metalli per applicazioni ingegneristiche e architettoniche (acciaio, zinco, rame e alluminio). I principali fattori influenti riportati nella normativa sono la temperatura, l'umidità relativa dell'ambiente, e il tasso di deposizione di specie chimiche potenzialmente aggressive come cloruri e anidride solforosa (SO₂). In generale, si fa riferimento ai seguenti quattro ambienti: 1) rurale: ambiente sostanzialmente non inquinato, lontano dagli scarichi atmosferici industriali e dalle zone costiere; 2) urbano: località residenziali o commerciali con inquinamento leggero o moderato, per esempio dovuto a traffico veicolare o a industrie leggere; 3) industriale: località caratterizzate da inquinamento elevato per la presenza di industrie pesanti soprattutto chimiche e metallurgiche; 4) marino: località vicino alle coste.

Gli acciai inossidabili, se scelti correttamente in funzione dell'ag-

gressività ambientale, presentano un'ottima resistenza a corrosione atmosferica. Specialmente in ambiente industriale, marino, o peggio ancora industriale-marino, possono comunque presentare problemi di corrosione legati a:

- puntinatura della superficie: macchiatura (staining) o, nel caso di attacchi penetranti più severi, vaiolatura (pitting) in atmosfere marine e industriali;
- corrosione in fessura (crevice) in presenza di interstizi e spazi morti (discontinuità superficiali);
- corrosione per contatto galvanico, che il più delle volte non interessa gli acciai inossidabili ma i materiali meno nobili ai quali questi sono spesso collegati (acciaio al carbonio o zincato a caldo, alluminio).

La corrosione per vaiolatura e in fessura è dovuta alla presenza di cloruri nelle acque a contatto con il materiale oppure depositati dallo spray marino nel caso di strutture vicino alla costa. Gli acciai inossidabili possono essere soggetti anche a altre forme di corrosione, come ad esempio la corrosione intergranulare e la tenso-corrosione, che avvengono in presenza di combinazioni specifiche materiale-ambiente, non oggetto di questa trattazione.

Principali acciai inossidabili e campi di applicazione

Per gli acciai inossidabili è molto usata la designazione AISI (American Iron and Steel Institute). In tabella 1 sono elencati i tipi principali di acciai inossidabili utilizzati nelle costruzioni, classificati con la designazione AISI e per confronto con la designazione in accordo con EN 10027-2. Sono riportati i principali elementi di lega. In ambienti potenzialmente aggressivi per gli acciai inossidabili, è possibile fare ricorso a un indice, detto indice PREN (Pitting Resistance Equivalent Number) che consente di classificare gli acciai inossidabili in base alla composizione chimica dell'acciaio, con particolare riferimento agli elementi che maggiormente contribuiscono alla resistenza a corrosione, cioè cromo, molibdeno e azoto:

$$\text{PREN} = \%Cr + 3.3\%Mo + 16\%N$$

Maggiore è il PREN, maggiore è resistenza alla corrosione localizzata per pitting (vaiolatura). Questa classificazione è utilizzata in quanto il PREN è di facile determinazione, anche se occorre tener presente che fornisce solo un'indicazione di massima. Altri parametri come la finitura superficiale (in particolare la rugosità),

*Corresponding author. Email: fabio.bolzoni@polimi.it

EN 10027-2	AISI	Struttura	C	Cr	Ni	Mo	N max
1.4301	304	Austenitica	0,07	17,0-19,5	8,0-10,5	-	0,11
1.4306	304L	Austenitica	0,03	18-20	10-12	-	0,1
1.4401	316	Austenitica	0,07	16,5-18,5	10,0-13,0	2,00-2,50	0,11
1.4404	316L	Austenitica	0,03	16,5-18,5	10-12,5	2,00-2,50	0,1
1.4016	430	Ferritica	0,08	16,0-18,0	-	-	-
1.4512	409	Ferritica	0,030	10,5-12,5	-	-	-
1.4006	410	Martensitica	0,08-0,15	11,5-13,5	0,75 max	-	-
1.4028	420	Martensitica	0,26-0,35	12,0-14,0	-	-	-
1.4462	2205	duplex	0,03	21,0-23,0	4,5-6,5	2,5-3,5	0,10-0,22

Tab. 1 | Designazione, microstruttura e composizione chimica (elementi principali) degli acciai inossidabili più comuni (EN 10088-1)

oppure la presenza di particolari specie chimiche nell'ambiente, non sono contemplate nell'indice PREN. Ad esempio, gli acciai inossidabili austenitici AISI 304 e AISI 316, due acciai tra i più comuni, hanno rispettivamente indice PREN di circa 18 e 25 (l'acciaio AISI 316 ha in più, rispetto al 18% di cromo presente anche nel 304, circa il 2-3% di molibdeno).

Le tipologie più diffuse di acciai inossidabili sono: gli acciai ferritici, gli austenitici (non magnetici), i duplex che presentano una struttura austeno-ferritica e gli acciai martensitici. Queste tipologie si differenziano per struttura metallografica, composizione chimica e proprietà caratteristiche come ad esempio lavorabilità, resistenza meccanica, saldabilità e resistenza a corrosione. In questa trattazione sono riportate le principali tipologie di acciai inossidabili con particolare riferimento alla resistenza alla corrosione atmosferica.

Acciai inossidabili ferritici

Gli acciai inossidabili ferritici, nei quali il principale elemento aggiunto in lega è il cromo, mostrano buona resistenza meccanica e moderata resistenza alla corrosione [4]. Questa aumenta con la percentuale di cromo e con l'introduzione in alcune leghe del molibdeno. Tralasciando le proprietà meccaniche, di lavorabilità e di saldabilità non oggetto di questa trattazione, è possibile suddividere gli acciai ferritici più diffusi in tre gruppi:

1. gli acciai tipo AISI 409, che presentano il più basso contenuto di cromo (11-14%) e sono i meno costosi. Questi materiali sono adatti in ambienti leggermente o non corrosivi, o applicazioni in cui è accettabile una lieve e localizzata macchiatura di ruggine;
2. gli acciai tipo AISI 430 (i ferritici maggiormente impiegati) o le varianti stabilizzate (AISI 430Ti, AISI 439) il cui contenuto di cromo è compreso tra il 14 e il 18%, che raggiungono una resistenza a corrosione più prossima a quella dell'acciaio austenitico AISI 304, sostituendolo in alcune applicazioni;
3. gli acciai ferritici speciali (es. AISI 434, AISI 436, AISI 444) che contengono come elemento di lega il molibdeno, per una maggiore resistenza alla corrosione. La resistenza a corrosione

dell'acciaio AISI 444 può essere paragonata a quella dell'acciaio austenitico AISI 316.

L'interesse verso questi materiali è dovuto anche alla minore sensibilità al costo delle materie prime, soprattutto il nichel, garantendo prezzi più stabili rispetto agli acciai austenitici. Ovviamente il criterio della convenienza deve poi abbinarsi alla scelta consapevole del materiale per la specifica applicazione, sia dal punto di vista meccanico che in termini di durabilità della costruzione.

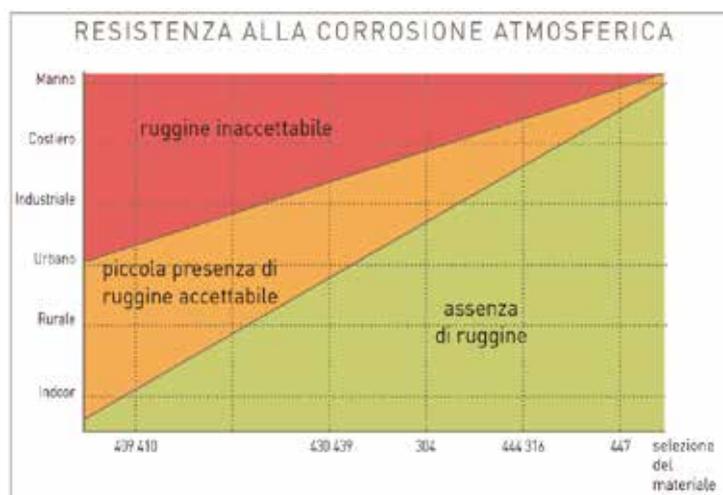


Fig. 1 | Utilizzo di acciai inossidabili ferritici e austenitici in diverse classi di corrosività atmosferica [4]

Facendo riferimento alla corrosione atmosferica, gli acciai ferritici possono essere impiegati in condizioni molto varie ma in generale, fatto salvo gli acciai ferritici "speciali" particolarmente ricchi in cromo e molibdeno, non sono adatti per applicazioni in atmosfere inquinate di tipo industriale e marino-industriale. Viceversa, in ambienti lontani dalla costa e debolmente aggressivi, possono trovare applicazione anche i ferritici tradizionali come l'acciaio AISI 430 (figure 1-2).

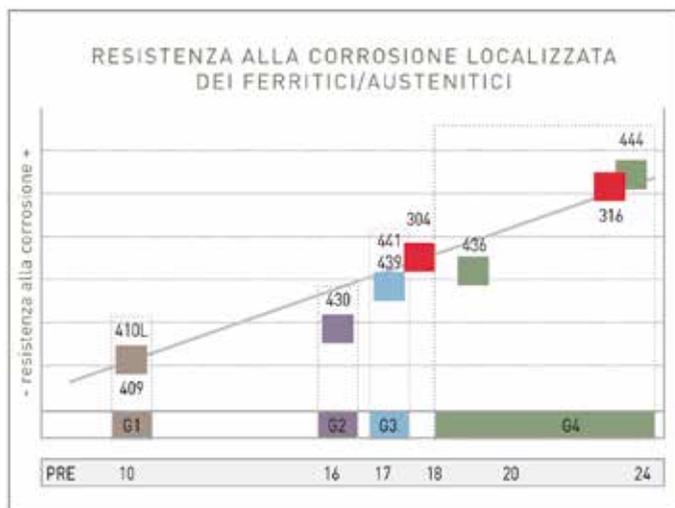


Fig. 2 | Analisi comparativa della resistenza alla corrosione localizzata di acciai inossidabili ferritici e austenitici [4]

Acciai inossidabili austenitici

Gli acciai inossidabili austenitici contengono, oltre al già citato cromo in quantità tra il 18% e il 25%, anche il nichel generalmente dall'8% al 20%. Il nichel è in grado di stabilizzare la microstruttura di questi acciai, migliorando in generale le proprietà meccaniche e la tenacità anche a bassa temperatura. Possono anche contenere molibdeno, con conseguente aumento dell'indice PRE e della resistenza a corrosione. Sono gli acciai inossidabili più largamente utilizzati in molti settori, tra cui quello delle costruzioni metalliche. Gli acciai austenitici senza molibdeno più impiegati sono l'acciaio AISI 304 (detto anche 18/10, con composizione nominale 18% cromo, 10% nichel, PREN circa 18) e le relative varianti per strutture saldate, AISI 304L (basso carbonio) e AISI 321 (acciaio stabilizzato). Questi acciai non presentano problemi di corrosione in località urbane. Dopo diversi anni possono mostrare una leggera opacizzazione e qualche puntinatura ma senza attacchi penetranti allarmanti. Viceversa, in ambienti industriali fortemente inquinati e in ambienti con cloruri sono soggetti a puntinature localizzate, in genere superficiali. Come descritto in seguito, è fondamentale considerare anche la rugosità superficiale nel determinare la resistenza a corrosione in ambiente esterno. In generale, in ambienti poco inquinati qualsiasi tipo di finitura superficiale è accettabile. Al crescere della corrosività ambientale occorre preferire superfici lisce a bassa rugosità.

Gli acciai austenitici AISI 316 (composizione nominale 18% cromo, 10% nichel, 2-3% molibdeno, PREN 24-28), e le relative varianti per strutture saldate AISI 316L (basso carbonio) e AISI 316Ti (stabilizzato al titanio), sono nettamente più resistenti alla corrosione grazie alla presenza di molibdeno, per cui hanno un discreto comportamento anche in atmosfere inquinate e costiere. All'aumentare del tenore di molibdeno la resistenza a corrosione migliora, pertanto in ambienti inquinati è opportuno raccomandare l'utilizzo di un acciaio AISI 316 con molibdeno superiore al 2,5%. Sono comunque da evitare geometrie, giaciture, disposizioni o finiture superficiali che possono favorire la permanenza alla superficie di ristagni d'acqua o di depositi di qualsiasi genere oppure possono creare fessure o interstizi (come può succedere ad esempio nel caso di reti, in corrispondenza a saldature male effettuate oppure a giunzioni meccaniche). In atmosfere marine o industriali fortemente inquinate da elevati tenori di cloruri, questi acciai

possono venire fortemente attaccati. In questi casi è necessario ricorrere ad acciai più legati con un PREN superiore. A titolo indicativo, è possibile fare riferimento a questa scala prestazionale valida per strutture a contatto con acqua [5]: l'acciaio 304 è indicato per applicazioni in acque potabili o dolci con contenuto di cloruri inferiore a 100-300 ppm (a seconda della composizione specifica dell'acciaio e della rugosità superficiale); l'acciaio 316 può operare invece fino a massimo di 1000 ppm di cloruri. Per applicazioni con contatto permanente o intermittente con acqua salmastra (cloruri > 1000 ppm) o di mare (20000 ppm cloruri) bisogna ricorrere a acciai più legati ricchi in cromo e molibdeno (del tipo super-austenitico o duplex).

Tra le applicazioni pioneristiche degli acciai inossidabili nell'architettura si può annoverare la Chrysler tower di New York, dove è stato usato un acciaio tipo tipo 302, con resistenza alla corrosione molto simile a quella dell'acciaio 304. Le moderne applicazioni architettoniche utilizzano prevalentemente l'acciaio inossidabile austenitico AISI 304 e AISI 316 (ad esempio le Petronas Twin Towers, Kuala Lumpur, Malesia), e raramente acciai più legati (un esempio è l'acciaio duplex 2205 del Millennium Footbridge, nel Regno Unito) [2]. Due esempi di sculture, il "bean" (fagiolo) a Chicago (USA) e la barca a Rejkjavik (Islanda) sono riportati nelle figure 3 e 4.

Acciai inossidabili austeno-ferritici (duplex)

Sono acciai a microstruttura in parte ferritica e in parte austenitica. Il comportamento alla corrosione migliora all'aumentare



Fig. 3 | Il fagiolo ("bean") di Chicago, acciaio inossidabile tipo 316



Fig. 4 | La barca (Rejkjavik, Islanda), acciaio inossidabile tipo 316

del tenore di cromo e molibdeno. Le due leghe più comunemente utilizzate in ambienti fortemente inquinati e ricchi di cloruri sono 2205 (22% cromo, 5% nichel 3% molibdeno, PREN 32-35) e 2507 (25% cromo, 7% nichel, 4% molibdeno, PREN 37-42).

Acciai martensitici

Gli acciai martensitici rappresentano una minoranza rispetto alle altre tipologie già descritte. L'acciaio inossidabile martensitico ha caratteristiche meccaniche resistenziali molto elevate essendo possibile sottoporlo a tempra. In generale la loro resistenza alla corrosione è minore rispetto a quella degli austenitici. I tipi più diffusi sono l'AISI 410 e l'AISI 420 con il tenore di cromo tra l'11,5% e il 13,5%.

Finitura e trattamenti superficiali

La presenza di difetti superficiali, imperfezioni, contaminanti può ridurre notevolmente la resistenza a corrosione degli acciai inossidabili. Anche la finitura superficiale dell'acciaio può giocare un ruolo importante. Le finiture da acciaieria rappresentano le condizioni standard di fornitura di laminati a caldo e a freddo. Quelle più comuni sono designate con 1D (leggermente ruvida e bassa riflettività, è ottenuta dopo laminazione a caldo e ricottura, cui segue un decapaggio per eliminare la scaglia di laminazione); 2D (opaca, ottenuta da laminazione a freddo, adatta a trattamenti successivi); 2B (finitura liscia più comune ottenuta su lamiera o nastri mediante una particolare laminazione a freddo); 2R (più liscia e brillante di 2B, ottenuta in atmosfera inerte controllata).

A queste finiture se ne possono aggiungere altre (es. lucidatura meccanica e spazzolatura, pallinatura, elettrolucidatura, finiture decorate) che consentono di ottenere particolari effetti superficiali e specifiche caratteristiche estetiche. La normativa UNI EN 10088-2 [6] riporta tutte le possibili finiture superficiali ottenibili su lamiera o nastri al variare del processo di produzione e successive lavorazioni.

Essendo la corrosione un fenomeno che interessa la superficie del materiale, sono da preferire superfici lisce e esenti da irregolarità che possano favorire l'innescio di fenomeni corrosivi. Ciò potrebbe essere attribuito a due effetti principali:

- aumentando la rugosità, aumenta la facilità di condensa e la possibilità di accumulo di agenti corrosivi, come i cloruri. Ne consegue che le superfici più ruvide saranno più suscettibili alla corrosione;
- le superfici ruvide disturbano l'integrità dello strato protettivo che conferisce la resistenza a corrosione agli acciai inossidabili. Viceversa, su superfici lisce la formazione dell'ossido di cromo sarà più uniforme e esente da imperfezioni.

Al fine di assicurare una buona resistenza a corrosione in ambiente urbano e industriale (condizioni di media aggressività) è raccomandabile una finitura 2B o superiore. La normativa UNI EN 10088-2 raccomanda una rugosità superficiale pari o inferiore a 0,5 µm (finitura 2K) per superfici esposte a elevati tenori di particolato, inquinamento, cloruri e nelle applicazioni dove la pulizia è difficile. Valori di rugosità maggiori di 0,5 µm comportano una riduzione della resistenza alla corrosione.

Pulizia, decapaggio e passivazione

La maggior parte dei problemi di corrosione riscontrati in ambienti in cui l'acciaio inossidabile normalmente si comporta in modo soddisfacente, può essere ricondotta a una pulizia inadeguata della

superficie dopo la fabbricazione o durante l'esercizio.

Generalmente la pulizia consiste in un lavaggio con semplice acqua e sapone o detersivi neutri, ponendo cura di operare un accurato risciacquo. L'attenzione va anche posta nell'evitare il danneggiamento della finitura dell'acciaio, evitando che la polvere presente o il mezzo utilizzato per l'operazione stessa provochi danni al manufatto. I contaminanti di natura organica, quali grasso lubrificante, olio, vernice, impronte, residui di colla e sporco, possono essere rimossi utilizzando un idoneo agente di prelavaggio o sgrassaggio privo di cloro/cloruri. Gli inquinanti inorganici, in primis i sali a base di cloruri, possono essere rimossi anche con un getto d'acqua ad alta pressione.

Nel caso di pulizia meccanica è da evitare l'utilizzo di spazzole con setole in acciaio al carbonio.

Gli ossidi che si possono formare in conseguenza di riscaldamenti a temperature elevate in presenza di ossigeno (principalmente in saldatura, ma anche residui di laminazione a caldo) devono essere rimossi, sia per motivi estetici, sia per assicurare la massima resistenza alla corrosione.

In figura 5 è riportato un esempio di ossidi formati in seguito ad un'operazione di saldatura in atmosfera non controllata.



Fig. 5 | Presenza di ossidi di saldatura su una superficie di acciaio inossidabile (omaggio a Pietro Pedeferrì).

Si esegue un'operazione chimica chiamata decapaggio. A seconda della composizione chimica dell'acciaio inossidabile si usano bagni acidi a base di acido solforico, oppure miscele di acido nitrico, sia a temperatura ambiente che a caldo. Il decapaggio può essere effettuato anche con paste decapanti apposite per la saldatura.

A valle del decapaggio è possibile realizzare un trattamento di passivazione. Il processo è normalmente condotto utilizzando soluzioni meno aggressive rispetto a quelle del decapaggio: in genere si tratta di soluzioni diluite di acido nitrico, HNO₃. La passivazione può anche essere condotta per mezzo di paste passivanti.

Per i dettagli sul decapaggio e la passivazione è possibile riferirsi alle prescrizioni riportate nelle norme [7-8].

Bibliografia

- [1] P. Pedferri, Corrosion Science and Engineering, Springer International Publishing, 2018
 - [2] C. Leygraf, I. Odnevall Wallinder, J. Tidblad, T. Graedel, Atmospheric Corrosion, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., 2016
 - [3] UNI EN ISO 9223, Corrosione dei metalli e loro leghe - Corrosività di atmosfere - Classificazione, determinazione e valutazione, 2012
 - [4] La soluzione ferritica. Proprietà, vantaggi, applicazioni. Guida essenziale agli acciai inossidabili ferritici, International Stainless Steel Forum (ISSF), Pubblicazione monografica disponibile su www.centroinox.it, 2007
 - [5] Corrosion of Wrought Stainless Steels, ASM Handbook, Volume 13B: Corrosion: Materials, S.D. Cramer, B.S. Covino, Jr., editors, p. 54-77, 2005
 - [6] UNI EN 10088-2, Acciai inossidabili - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura delle lamiere, dei fogli e dei nastri di acciaio resistente alla corrosione per impieghi generali, 2014
 - [7] ASTM A380 Standard Practice for Cleaning, Descaling, and Passivation of Stainless Steel Parts, Equipment, and Systems
 - [8] ASTM A967 Standard Specification for Chemical Passivation Treatments for Stainless Steel Parts
-



Andrea Brenna

Ricercatore nel settore scienza e tecnologia dei materiali, collabora all'interno del gruppo PoliLaPP (Laboratorio di Corrosione dei Materiali "Pietro Pedferri") del Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta" del Politecnico di Milano. L'attività scientifica si colloca nell'ambito della corrosione dei materiali metallici e sua prevenzione. I principali interessi sono: la corrosione dei metalli in ambienti naturali e industriali, con particolare riferimento al terreno e all'atmosfera, la protezione catodica, le tecniche di monitoraggio della corrosione, la corrosione delle opere in calcestruzzo armato



Silvia Beretta

Tecnico laureato categoria EP presso il Politecnico di Milano. Lavora nel gruppo di ricerca PoliLaPP (Laboratorio di Corrosione dei Materiali "Pietro Pedferri") del Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta" del Politecnico di Milano. Le sue principali mansioni sono: coordinamento e gestione consulenza con aziende private, esecuzione e supervisione di prove di corrosione, organizzazione e gestione di corsi di formazione.



Marco Ormellese

Professore ordinario al Politecnico di Milano, presso il Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta". Svolge attività di ricerca e consulenza presso PoliLaPP, Laboratorio di Corrosione dei Materiali "Pietro Pedferri". Si occupa di corrosione e protezione dei materiali metallici con particolare interesse alla protezione catodica, alla corrosione localizzata degli acciai inossidabili e del titanio, alla corrosione delle opere in calcestruzzo armato e ai sistemi di protezione aggiuntiva (inibitori e rivestimenti).



Fabio Bolzoni

Professore associato al Politecnico di Milano, presso il Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta". Svolge attività di ricerca all'interno del gruppo PoliLaPP (Laboratorio di Corrosione dei Materiali "Pietro Pedferri"). I principali ambiti di ricerca sono legati alla corrosione dei materiali metallici e sua prevenzione, con particolare interesse alla durabilità delle opere in calcestruzzo armato, alla corrosione in ambito industriale, in particolare in fragilimento da idrogeno nel settore oil and gas, alla protezione catodica di strutture metalliche e in c.a.



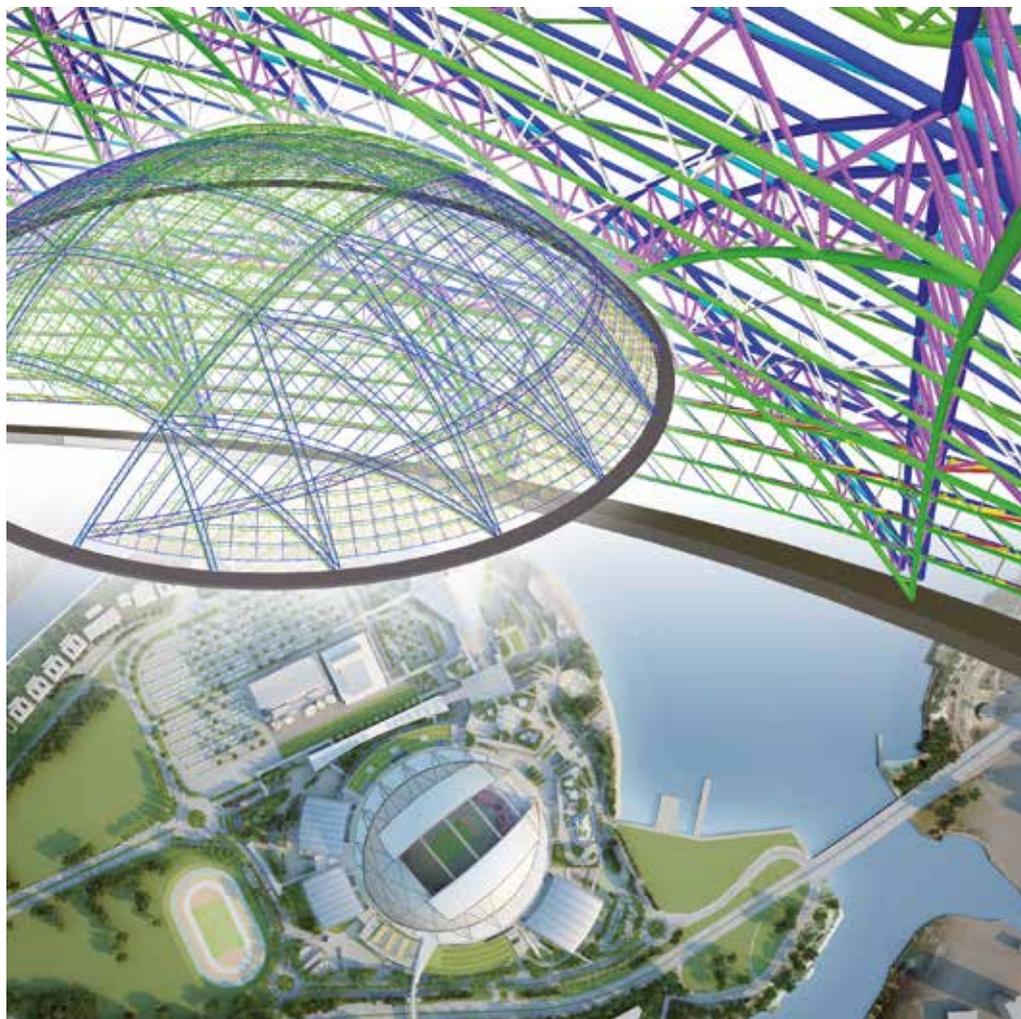
Matteo Gastaldi

Professore Associato in Scienza e Tecnologia dei Materiali al Politecnico di Milano dove tiene corsi sui materiali da costruzione, tradizionali ed avanzati e sulla loro durabilità. La sua attività di ricerca, svolta all'interno del gruppo mCD - Materiali Cementizi e Durabilità del Politecnico, è incentrata sulla durabilità dei materiali da costruzione e in particolare del calcestruzzo armato. È responsabile del laboratorio del gruppo mCD.

HARPACEAS – MORE THAN BIM

since 1990
HARPACEAS
 More than BIM

Fabrizio Ferraris – Direttore Marketing e Comunicazione Harpaceas
 (harpaceas.it)



Lo scopo di un'impresa non è solo la produzione del profitto, anche se esso serve in quanto misura della capacità dell'impresa stessa di crescere e affermarsi, bensì l'esistenza stessa dell'azienda come comunità di persone che si muove unita e che è coinvolta in finalità condivise. L'impresa lega quindi tra loro competenze, persone, bisogni, aspirazioni personali e mette in campo azioni e strategie per incanalarli nel solco del progresso per lo sviluppo del bene comune.

Oggi Harpaceas è un gruppo di più di cinquanta persone che promuove e realizza valori personali come l'onestà e la trasparenza, valori professionali come la spinta all'eccellenza e alla sinergia tra competenze diverse e valori collettivi, come il riconoscimento del merito, l'assunzione delle responsabilità, il rispetto degli impegni. Harpaceas nasce a Milano nel 1990 da un gruppo di ingegneri provenienti da due tra le realtà di maggior rilievo nel panorama dell'ingegneria milanese: lo studio Finzi & Associati e la CEAS. Nel corso dei primi trent'anni di vita l'azienda ha sempre avuto come driver l'innovazione. Il portfolio attuale dei prodotti lo testimonia. Oggi l'azienda è in grado di offrire al mercato prodotti e

servizi per tutta la filiera delle costruzioni, software BIM (Building Information Modeling) tra i più diffusi a livello mondiale, oltre che software per il calcolo strutturale e geotecnico. La proposta si completa con i servizi per l'implementazione del BIM e di formazione specialistica.

Il 2020 è stato l'anno del trentennale di Harpaceas, ma tutto è cambiato a causa della pandemia e i festeggiamenti sono stati messi da parte per cogliere la sfida che l'emergenza sanitaria imponeva, imparando a gestire il lavoro in modo diverso. Per Harpaceas è stata occasione di riflettere sugli anni passati, per rilanciare il brand e mettere in campo nuove modalità e nuove strategie per rimanere ed essere sempre più competitivi.

Sono molte le tappe salienti che hanno caratterizzato la crescita dell'azienda sia sul fronte della distribuzione di software per il mondo delle costruzioni che sul fronte dei servizi correlati. Harpaceas è stata tra le prime aziende in Italia a scommettere sulla digitalizzazione, in primis, della progettazione e poi di tutte le altre fasi della vita di un'opera costruttiva.

La scelta dei software da proporre al mercato italiano è da sempre uno dei fiori all'occhiello dell'azienda. Vengono infatti valutati molti aspetti oltre alla mera

valenza tecnica, come ad esempio l'affidabilità del produttore e la sua stabilità finanziaria. L'obiettivo di questo metodo è quello di offrire un prodotto che possa rendere soddisfatti nel tempo i clienti che si rivolgono ad Harpaceas. In questo ambito l'intuito per scovare un software innovativo non è scontato. Nella storia dell'azienda è successo più di una volta e solo per fare alcuni esempi, l'introduzione di Tekla Structures e di Solibri in Italia e la promozione del BIM nel nostro paese fin dai primi anni del nuovo millennio.

I lettori di questa rivista avranno visto che Harpaceas è presente da molti anni su ogni numero con inserzioni pubblicitarie e con redazionali tecnici che hanno come protagonista Tekla Structures, il software BIM per la progettazione costruttiva di opere in acciaio e in cemento armato, più diffuso al mondo, Italia compresa. Tekla Structures è una di quelle intuizioni che vent'anni fa hanno fatto in modo che il software X-Steel, come si chiamava a quell'epoca, arrivasse in Italia quasi sconosciuto. Oggi nel nostro paese Tekla Structures è uno standard di settore ed è stato utilizzato dalle car-

penterie e dai progettisti strutturali più importanti del nostro paese sfruttandone tutte le potenzialità nei progetti più iconici degli ultimi vent'anni.

“More than BIM”, il claim che è stato scelto in occasione del rinnovamento dell'immagine fatto per il trentennale, esprime bene l'evoluzione che l'azienda ha compiuto e la direzione che vuole prendere per quanto riguarda la promozione del BIM in Italia. È la storia di Harpaceas a dimostrare che l'azienda possa collocarsi tra i pionieri del BIM, sia nell'offerta al mercato che nell'attività di promozione culturale sulla digitalizzazione dei processi nell'ambito delle costruzioni.

Nel 2013 Harpaceas ha organizzato il BIM Summit, il primo convegno in Italia sul BIM. Grazie all'alto profilo dei relatori, scelti tra i maggiori esperti del settore nel nostro paese, alla qualità degli interventi, tutti dedicati alle tematiche legate alla metodologia BIM, il BIM Summit è stato fin da subito il punto di riferimento per gli stakeholder di settore. Il 2021 sarà l'anno della quinta edizione del BIM Summit e come per le precedenti sarà anche l'occasione per presentare tematiche ed applicazioni innovative e guardare alle nuove frontiere della digitalizzazione del comparto.

L'attività legata alla promozione del BIM di Harpaceas è rivolta a tutto il territorio italiano, organizzando seminari, convegni e corsi di formazione con le associazioni di categoria, Ordini Professionali e presso Scuole e Università. Harpaceas mette in campo le proprie competenze e il proprio staff, partecipando alla definizione dell'impianto normativo di riferimento per il BIM in Italia presso

UNI e a livello europeo presso il CEN, fornendo il proprio supporto ai clienti e il proprio contributo agli stakeholder, che operano in Italia e in Europa, per la digitalizzazione del mercato delle costruzioni.

Recentemente Harpaceas ha ottenuto la Certificazione del Sistema di Gestione per la Qualità (norma di riferimento UNI EN ISO 9001:2015) per l'attività di consulenza su metodi e strumenti, formazione specialistica, produzione software per la digitalizzazione dei processi di progettazione, costruzione e gestione di opere edili e infrastrutturali e integrazione informatica tra sistemi digitali. Questo importante riconoscimento è frutto dell'impegno e della professionalità dell'organico che compone l'azienda, così come tutti i risultati ottenuti che hanno portato Harpaceas ad essere attore protagonista della trasformazione digitale del settore delle costruzioni e dell'adozione del BIM in Italia.

Oggi il parco clienti, superiore alle 7000 unità, rappresenta tutte le categorie del comparto: progettisti architettonici, strutturali e impiantisti, società di ingegneria, imprese di costruzione, produttori, general contractor, sviluppatori e gestori immobiliari, pubblica amministrazione locale e centrale, nonché i comparti Oil&Gas ed EPC (Engineering, Procurement and Construction).

Harpaceas è quindi pronta ad affrontare il mercato e le sfide che si stanno delineando nel prossimo futuro, garantendo il massimo supporto a tutti i clienti e migliorando le proprie performance per essere sempre di più un punto di riferimento di eccellenza per tutti coloro che operano nella filiera delle costruzioni.





1928-2021

LESLIE E. ROBERTSON, lo strutturista del World Trade Center

Leslie Earl “Les” Robertson è morto nella sua casa di San Mateo, in California, l’11 febbraio, un giorno prima del suo 93° compleanno.

Nato a Manhattan Beach, nella contea di Los Angeles, Robertson è stato un grandissimo ingegnere strutturista che ha realizzato, per architetti altrettanto importanti, edifici alti in tutto il mondo. Ricordiamo la US Steel Tower di Pittsburgh (Philip Johnson), la Bank of China Tower di Hong Kong (IM Pei), le torri Puerta de Europa di Madrid (Johnson e John Burgee), lo Shanghai World Financial Center (Kohn Pedersen Fox) e il Meyerson Symphony Center di Dallas (Pei).

E soprattutto è ricordato come il padre delle torri gemelle del World Trade Center di New York.

Robertson ha lavorato a stretto contatto con l’architetto Minoru Yamasaki al progetto e ha aperto la strada a diversi sistemi innovativi ingegneristici nella costruzione e nella progettazione del mega-progetto di Manhattan della metà del secolo scorso: si ricorda il primo utilizzo di una megastruttura spaziale e stabilizzatrice per un grattacielo (utilizzato in seguito anche presso la US Steel Tower); il primo utilizzo di pannelli prefabbricati a più colonne e pareti spandrel per consentire spazi interni privi di colonne e resistere alla forza laterale generata dal vento (e dagli uragani), e la creazione di smorzatori meccanici per ridurre l’oscillazione dell’edificio in caso di vento forte.

Robertson ha iniziato come giovane ingegnere strutturista all’inizio degli anni ‘50 dopo essersi laureato in scienze presso l’Università della California, a Berkeley. A trent’anni (1963) si è trasferito a Seattle, città natale di Yamasaki, sotto la guida della società di ingegneria civile e strutturale Worthington & Skilling che, dopo alcuni anni si era trasformata nella Skilling, Helle, Christiansen e Robertson (SHCR). La costruzione delle emblematiche torri gemelle del World Trade Center, al tempo le più alte costruzioni di New York, di 417 e 415 metri di altezza sopra Lower Manhattan, iniziò nel 1968 (la Torre Nord) e nel 1969 (la Torre Sud).

Nonostante i suoi primi legami personali e professionali con la West Coast, Robertson ha vissuto e lavorato a New York per la maggior parte della sua vita.

Dal 1985 al 1990, Robertson è stato anche presidente del Council on Tall Buildings & Urban Habitat (CTBUH) con sede a Chicago. “È giusto dire che probabilmente non c’era un presidente più amato, o qualcuno con più capacità di coinvolgimento, di Les. Dire che ci mancherà è, letteralmente, un enorme eufemismo”, ha ricordato Antony Wood, CEO di CTBUH, al momento della sua scomparsa.

“Les ha avuto un atteggiamento sempre cordiale con tutti, anche per me personalmente”, ha detto Charles J. Carter, presidente dell’AISC.



“L’ho incontrato per la prima volta da studente universitario, quando ha accettato di incontrarci per una mattina per discutere del suo edificio recentemente completato della Bank of China. Mi ha chiarito l’intero concetto del sistema laterale dell’edificio (come studente!) in circa 20 minuti con pochi schizzi e un esperimento fisico brillantemente semplice che ha dimostrato di aver trovato un modo creativo per eliminare la flessione delle colonne. Abbiamo perso un gigante del cui lavoro si continuerà a parlare per le generazioni a venire”.

Lo ricordiamo dunque così con qualche immagine di rito, rimandando i nostri lettori che volessero approfondire la sua poliedrica figura al testo dal titolo *“The Structure of Design: An Engineer’s Extraordinary Life in Architecture”*, in cui Les ha raccontato la sua vita e la sua carriera.

La Redazione

(Immagini tratte dal sito AISC, USA)





La progettazione delle strutture in caso di incendio è un ramo affascinante dell'ingegneria strutturale che giorno dopo giorno diviene sempre più importante nell'attività dei progettisti. Non è più infatti concepibile pensare di progettare un edificio senza avere tra gli input della progettazione le indicazioni delle compartimentazioni e la domanda di resistenza al fuoco relativa dei componenti strutturali. Analogamente anche un corretto documento di collaudo dovrebbe precisare i limiti di fruibilità di ogni parte della struttura nei confronti della resistenza al fuoco (R), della tenuta al fumo (E) e della capacità di isolamento termico (I). Ricordo che il mio primo incontro col fuoco avvenne, circa cinquant'anni fa, con un limpido quanto piccolo libro scritto da Italiano Tiezzi, uno dei padri della storia della protezione al fuoco italiana scomparso di recente. Era l'unico testo che parlava di resistenza strutturale al fuoco. Oggi invece possiamo contare su numerosi testi sia stranieri che italiani, alcuni dei quali veramente ben fatti. Su queste pagine molti di tali lavori sono stati adeguatamente recensiti.

Freschissimo di stampa ecco il libro del prof. Franco Bontempi e dei suoi collaboratori, Alessandra Aguinagalde e Francesco Petrini, dal titolo "Progettazione strutturale antincendio", edito da Flaccovio, Palermo. Si tratta di un volume che riassume circa 15 anni di insegnamenti, ricerche, consulenze e partecipazioni a comitati normativi nel campo della progettazione strutturale antincendio, e che vuol essere principalmente uno strumento sintetico e pratico per affrontare il delicatissimo tema delle costruzioni soggette a incendio. Lo sviluppo del volume è di tipo classico: nei pri-

mi quattro capitoli si trattano le basi della progettazione a fuoco: si richiamano le nozioni base da tener presente (curve nominali di incendio, descrizione energetiche dell'incendio, della potenza termica rilasciata RHR, comportamento fisico-meccanico dei materiali soggetti al fuoco, etc.). Seguono poi altri quattro interessantissimi capitoli che trattano in modo sistematico le peculiarità delle strutture con particolare riguardo alle strutture in acciaio in fase di incendio in spazi confinati e lo sviluppo di effetti negativi come il *thermal buckling* ovvero l'instabilità che si manifesta in un elemento soggetto ad espansione contrastata, sia positivi, come il *bowing effect* che permette di sopportare i carichi in stato di danneggiamento avanzato per la struttura, allorché si possono sviluppare meccanismi resistivi per azione funicolare o membrana. Per queste complessità di calcolo, può essere necessaria l'implementazione di procedimenti di analisi strutturale non lineare sia per materiali che per geometria, che tengano conto dell'evoluzione della temperatura sulla struttura. Sono pertanto analizzati gli effetti di instabilità che possono insorgere in un incendio con numerosi esempi di modellazione di travi e telai soggetti ad incendio fino alla modellazione di un edificio intero in acciaio. Viene riportata una descrizione particolareggiata dei test in scala reale svolti sull'edificio multipiano di Cardington, vera miniera di informazione per ricercatori e cultori della materia.

Infine, cilieghina sulla torta, il capitolo 9 che svolge, in forma d'appendice, un'ampia analisi dei metodi non lineari. Pur essendo procedimenti complessi, sono innegabilmente utili nel caso dell'analisi postuma di un incidente, processo tipico di ingegneria forense, e per lo svolgimento di simulazioni di supporto per spiegare gli effetti di un incendio nelle sue fasi evolutive. E, non ultimo, sono procedimenti necessari nel caso in cui si voglia sviluppare un progetto con approccio prestazionale spinto sino alla valutazione del grado di robustezza della struttura soggetta agli estremi effetti derivanti da un'azione accidentale qual è il fuoco.

In definitiva uno utile strumento in più per la nostra attività lavorativa.

(A cura di Riccardo De Col)

Franco Bontempi, Alessandra Aguinagalde, Francesco Petrini

PROGETTAZIONE STRUTTURALE ANTINCENDIO

ISBN 9788857912417

2021 Dario Flaccovio Editore

pp 340

Euro 58,00

Gli autori:

Franco Bontempi, è ordinario di Tecnica delle Costruzioni – Università degli Studi di Roma La Sapienza.

Alessandra Aguinagalde, ingegnere civile strutturista, è attualmente Fire Safety Engineer presso International Fire Consultants Ltd, GB.

Francesco Petrini, ricercatore di Tecnica delle Costruzioni – Università degli Studi di Roma La Sapienza, si occupa di performance-based design e scenari multi-hazard.

QUADERNO DEL CTA N. 4

“IL CAPITOLATO TECNICO PER LA REALIZZAZIONE DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO”



La realizzazione di una costruzione in acciaio richiede l'intervento di diversi “attori”, ognuno dei quali è chiamato a svolgere la sua parte. C'è un Committente che commissiona l'opera e stipula un contratto con un Appaltatore, dove con questo vocabolo intendiamo una carpenteria metallica che approvvigiona il materiale, lamiere profilati bulloni, lo lavora, lo spedisce in cantiere e lo monta, cioè realizza l'opera. Certamente l'Appaltatore per poter realizzare ha bisogno di un progetto, cioè un insieme di documenti (disegni di progetto, dettagli ti-

picci, etc.) che dicano cosa realizzare, e quindi occorre un Progettista che prepari il tutto, secondo le indicazioni del Committente.

Ma il progetto non basta. Oltre a dire all'Appaltatore *cosa* occorre realizzare, bisogna anche dirgli *come* bisogna realizzarlo, cioè con quali modalità operative, con quali controlli, con quale livello di qualità sostanzialmente, e quindi anche con quale livello di spesa. Il documento che illustra e stabilisce come realizzare le strutture è il Capitolato Tecnico, che deve essere redatto anch'esso dal Progettista. Il capitolato è dunque un documento che va allegato ad un contratto di appalto al quale fa riferimento, e che ha lo scopo di definire le specifiche tecniche delle opere che andranno ad eseguirsi per effetto del contratto stesso, di cui è parte integrante.

Come può fare un progettista a redigere un Capitolato Tecnico? Occorre mettere assieme parecchie nozioni di ambiti molto diversi, perché la realizzazione di una struttura in acciaio è un processo molto complesso, e quindi l'attività di stesura di un Capitolato è una attività molto onerosa. Per fortuna esistono, ed esistevano in passato, capitolati aziendali, sviluppati da grosse aziende che si occupano anche di costruzioni e che sono dotate di strutture tecniche in grado di sviluppare al proprio interno della documentazione tecnica. Quindi spesso questi capitolati sono stati usati anche da vari progettisti, che li hanno impiegati come riferimento culturale e tecnico.

Questo perché in Italia non è mai esistito un Capitolato Tecnico di riferimento. In Inghilterra invece esiste una sorta di capitolato unificato, pubblicato dalla BCSA, The British Constructional Steelwork Association, l'associazione dei costruttori di carpenteria inglesi, e dallo SCI, Steel Construction Institute, una associazione culturale

per la propaganda e lo sviluppo dell'impiego delle strutture in acciaio (BCSA e SCI pubblicano una nutrita serie di volumi relativi alle strutture metalliche). Questo capitolato si chiama “National Structural Steelwork Specification for Building Construction” (NSSS), ed esiste anche in una versione compatibile con la marcatura CE delle strutture, secondo EN 1090-1. Sviluppato con sforzo congiunto di accademici, tecnici e costruttori, può essere usato da qualunque Committente in una commessa che preveda la fornitura di carpenteria metallica. Infine possiamo citare un analogo documento statunitense: si tratta dell'AISC 303 “Code of Standard Practice for Steel Building and Bridges”, anch'esso impiegato in molte commesse negli Stati Uniti.

In questo quadro si colloca il Quaderno n. 4 del CTA che presenta il testo di un Capitolato Tecnico di riferimento, che può essere impiegato da qualsiasi progettista così come è, oppure completato e specializzato per le particolari esigenze di un'opera. Il testo è stato sviluppato in collaborazione tra CTA, UNICMI, IIS, AIZ, COLGOM Vernici Industriali e HARPACEAS.

Ci piace ricordare che l'idea di preparare un Capitolato di riferimento era stata, alcuni anni fa in ambito ACAI, di Giancarlo Coracina, che aveva dato preziosi consigli sui contenuti ed aveva discusso e commentato le prime bozze.

La prima edizione è stata poi pubblicata nel gennaio 2016 da UNICMI e CTA con il titolo: “UX94 – Guida al capitolato tipo per le strutture metalliche”. Essa si è avvalsa sostanzialmente delle informazioni tratte dalle UNI EN 1090-2:2011, oltre che di esperienze aziendali. Ove le prescrizioni della UNI EN 1090-2 risultavano in contrasto con quelle delle NTC2008, in vigore al momento della stesura del documento, si è dato precedenza alle NTC.

Il documento attuale è la revisione del precedente, necessaria per aggiornarlo alle NTC2018. Anche le UNI EN 1090-2 sono state aggiornate nel 2018, ed anche di questo si è tenuto conto nella revisione del documento, così come dell'aggiornamento delle normative che riguardano la verniciatura.

Dopo il capitolo 1 del Quaderno che è introduttivo, il capitolo 2 è il vero testo del Capitolato di riferimento. Il capitolo 3 è un commentario che spiega le scelte che sono state fatte circa le prescrizioni contenute nel capitolo 2. Dopo la bibliografia, una Appendice accenna ad una direzione di sviluppo futuro di questo capitolato, cioè l'incorporazione dei concetti e delle modalità di progettazione BIM, concetto recepito, al momento, dall'ultima edizione del capitolato inglese NSSS.

I soci CTA troveranno il Quaderno n. 4 allegato gratuitamente a questo numero di Costruzioni Metalliche. I non soci possono acquistarlo dal sito del CTA (www.collegiotecniciacciaio.it).

Novità in casa Costruzioni Metalliche

Accogliamo con grande piacere l'ingresso di nuovi soci nella famiglia dei collaboratori della rivista.

In particolare, entrano a far parte del Comitato di Redazione: Mauro Eugenio Giuliani, Elena Mele, Paolo Napoli.

E diamo il benvenuto, nel Comitato Scientifico, al prof. Massimo Majowiecki.

Qui di seguito un breve presentazione anche se, a dir il vero, sono figure di grande rilievo e ben note al nostro pubblico.

Massimo Majowiecki

Laureato in ingegneria all'Università di Bologna, inizia la carriera accademica che lo porterà ad essere professore associato. Nel 1978 fonda a Bologna uno studio di progettazione strutturale, MJW structures. Ha progettato opere di notevole interesse, quali la copertura di Piazza Italia alla Fiera di Milano, la copertura del Palazzo dello Sport di Atene, lo Stadio delle Alpi di Torino e la copertura dello Stadio Olimpico di Roma, il Centro Congressi Italia all'EUR (Roma), le nuove stazioni della TAV (Roma Tiburtina e Firenze), i padiglioni espositivi delle Fiere di Bologna e di Roma.



Mauro Eugenio Giuliani

Laureato in ingegneria al Politecnico di Milano, è libero professionista in Milano dal 1991 ed in Madrid dal 1993. Svolge attività di progettazione di strutture speciali in c.a., c.a.p. e acciaio. Professore a contratto presso il Politecnico di Milano, è fondatore e direttore della Società Redesco Progetti srl. Ha progettato dall'inizio della sua attività soprattutto strutture di ponti, in c.a.p. e compositi, ed in maniera crescente strutture per l'Architettura, affiancando Architetti di fama nella progettazione di edifici complessi in Italia ed all'estero. È spesso relatore in congressi nazionali e internazionali ed autore di numerose pubblicazioni.



Elena Mele

Membro del Consiglio Direttivo del CTA e professore ordinario di Ingegneria Strutturale presso l'Università di Napoli Federico II dal 2010, dove insegna Progetto di strutture in acciaio e Strutture per edifici alti, e svolge attività di ricerca su diverse tematiche inerenti le strutture metalliche, l'ingegneria sismica, il controllo delle vibrazioni, l'ottimizzazione strutturale.



Paolo Napoli

Membro del Consiglio Direttivo del CTA, laureato in Ingegneria Civile, ha insegnato allo Istituto Universitario di Architettura di Venezia e come professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni al Politecnico di Torino. È autore di oltre 70 pubblicazioni scientifiche. È progettista di opere di ingegneria strutturale e di interventi di riabilitazione di edifici storici monumentali.



Grazie Giancarlo!

Pubblichiamo molto volentieri questa lettera di Giancarlo Coracina, Presidente del CTA nel biennio 2008-2009. È uno sprone per continuare insieme a lavorare per la nostra Associazione, nel solco tracciato 55 anni fa da i fondatori del CTA che vollero lanciare “lo studio ed il perfezionamento della tecnica della costruzione metallica”. Auguriamo a Giancarlo, ed alla sua famiglia, tanti anni felici.

Faccio molta fatica a scrivere questa lettera: gli anni sono passati in fretta da quel lontano 1982, anno in cui mi sono iscritto al CTA e ho iniziato a partecipare agli attesi congressi biennali che via via si sono succeduti. Occasioni queste che mi hanno consentito di incontrare tanti amici più eruditi di me, semplice tecnico di una azienda di carpenteria metallica, con i quali ho potuto crescere sia culturalmente che professionalmente. Il mondo delle costruzioni, nelle sue diverse articolazioni, era allora interesse primario della mia attività, e ancora oggi risveglia in me una particolare attenzione per conoscerne le evoluzioni. I ricordi mi servono non più per rivivere nostalgicamente il passato, ma per constatare gli enormi progressi fatti nell'ambito della ricerca, ingegneria e tecnica realizzativa.

Ho un solo profondo rammarico nel constatare la persistente insensibilità delle aziende di costruzione verso la “cultura” dell'acciaio, limitando il loro interesse al solo risvolto economico settoriale. Sarebbe importante invece che queste riuscissero a fare il salto di qualità, scoprendo che la cultura è il seme su cui far nascere e sviluppare poi ogni ambito produttivo.

Con vivo piacere ho visto in questi ultimi anni un vigoroso risveglio delle attività del Collegio, attraverso la proposizione e la organizzazione di attività e interessanti iniziative sicuramente frutto del fattivo contributo dei diversi componenti il Consiglio Direttivo che, sotto la guida del Presidente, hanno impresso una svolta da tempo desiderata.

E che dire della rivista Costruzioni Metalliche che ha raggiunto un così alto livello qualitativo, e in ambito grafico e ancor più in quello dei contenuti sapientemente trattati. Obiettivo raggiunto per merito congiunto del Direttore responsabile e della diligente Redazione. Complimenti e avanti così!

Sto scrivendo questa lettera a mano. Faccio molta fatica a impegnare gli occhi per anticipare che questo è l'ultimo mio anno di associazione. Ormai sono arrivato al capolinea rimanendo pur sempre un vecchio CTA.

Faccio sin da ora i miei migliori auspici per un sempre più ampio e corposo sviluppo del Collegio e rivolgo nel contempo un cordiale e affettuoso augurio a tutti i soci, siano questi benemeriti, anziani o neofiti.

Cordialmente

Giancarlo Coracina

Faccio sin da ora i miei migliori auspici per un sempre più ampio e corposo sviluppo del Collegio e rivolgo nel contempo un cordiale e affettuoso augurio a tutti i soci, siano questi benemeriti, anziani o neofiti.

Cordialmente

Giancarlo Coracina

XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

Rinvio all'anno 2022

L'anno scorso è stato un anno imprevedibile che rimarrà indelebile nella memoria di tutti. La pandemia, ancora in corso, ha causato un numero elevatissimo di vittime ed ha stravolto la vita di tutti trasformandola in un surrogato di quella a cui eravamo abituati. Il nuovo anno è cominciato con l'auspicio che l'avvio della campagna vaccinale potesse determinare un rapido miglioramento della situazione. Purtroppo, le incertezze che caratterizzano questo periodo sono ancora troppo numerose per poter programmare una ripresa in sicurezza di attività, come quelle congressuali, che comportano naturali assembramenti di persone.

Il Congresso del C.T.A. ha, da sempre, riunito le tre anime della costruzione in acciaio: la componente accademica, la componente dei professionisti e la componente industriale. Si tratta di componenti per le quali sono previste tempistiche diverse per il completamento della campagna vaccinale. Il Consiglio Direttivo del C.T.A. ha unanimemente evidenziato la necessità di garantire anche per il prossimo Congresso la sinergia tra le diverse anime della nostra associazione, accomunate dalla passione per l'arte della progettazione in acciaio. Pertanto, crediamo che, dando a tutti i nostri soci, agli abituali partecipanti al congresso e ai nuovi potenziali partecipanti il tempo di navigare attraverso le incertezze che dobbiamo affrontare in questo momento, ci metteremo in una posizione migliore per tenere una conferenza stimolante dal punto di vista scientifico e professionale, sicura e con quella convivialità che ha sempre caratterizzato i congressi del C.T.A.

Con tali premesse, sebbene a malincuore, il Consiglio Direttivo all'unanimità ha assunto la decisione di rinviare il XXVIII Congresso C.T.A., originariamente previsto per il mese di settembre 2021 a Francavilla a Mare (Pescara).

Ci auguriamo di poter ancora contare su tutti gli appassionati delle costruzioni in acciaio, mentre lavoriamo duramente per organizzare e offrire un evento piacevole per tutti nel 2022, sempre a Francavilla a Mare.

Il Presidente CTA
Vincenzo Piluso

Comitato organizzatore CTA Tel. 02/784711

informazione
giornaliera
per il professionista



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

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

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

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

Pubblicizza la tua azienda su

COSTRUZIONI METALLICHE



ADVERTISING SALES & COMMUNICATION AGENCY

Concessionaria
di pubblicità
per questa rivista

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

APPROFITTA DEL **BONUS PUBBLICITÀ**

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

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

CDJ *Win*

Computer Design of Joints

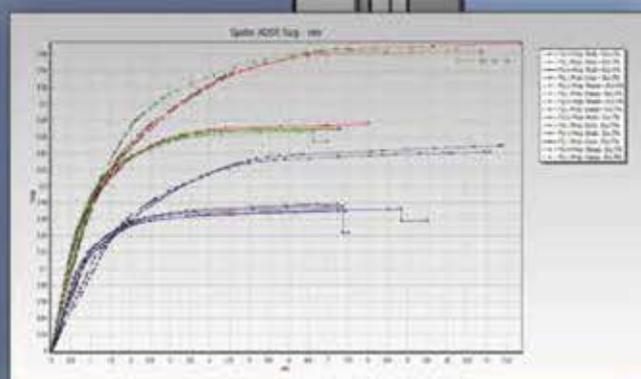
2021 Edition **FEA Connection**

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

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

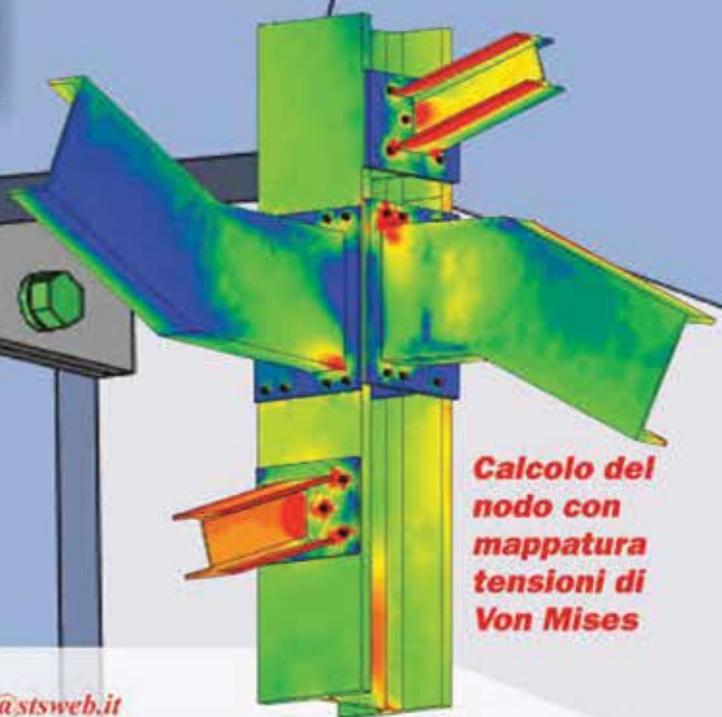
- Elementi finiti 3D di tipo «tetraedo» - Meshatura tridimensionale del nodo
- Soluzioni di elevatissima precisione - Granularità meshatura personalizzabile

**Navigatore Fotorealistico
dell'intera struttura***



NOVITÀ

**Implementato il calcolo FEM
del nodo con riferimento alle
sollecitazioni provenienti
dall'analisi **PushOver**
(sia STS che OpenSees®)
del CDS *Win***



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

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.
Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it



Software Tecnico Scientifico®

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

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

