PORTA NUOVA GARIBALDI (MI) EDIFICI E1-E2
UFFICI E SHOWROOM

Antonio Migliacci[1], Danilo Campagna[1], Andrea Sangalli[1],
Livio Izzo[2], Emanuele Scalvini[2]

1 MSC Associati, Milano
2 CSP Prefabbricati, Ghisalba

SOMMARIO
L'intervento degli edifici E1 – E2 si trova nell'area di Porta Nuova Garibaldi a Milano. L'edificio di Uffici e Showroom è caratterizzato da una superficie fuori terra di 14.500 mq con dimensioni in pianta variabili da 37.30 m a 23.30 m di larghezza e di 144 m di lunghezza con una altezza fuori terra di 30.80 m. La parte commerciale è ospitata da un porticato vetrato al piano terra; i cinque livelli fuori terra sono destinati ad uffici mentre i due interrati a pargheggi e depositi. Alla base del progetto una architettura sinuosa e ondulata capace al tempo stesso di instaurare un rapporto con il contesto e di affermare la propria riconoscibilità.

PORTA NUOVA GARIBALDI (MI) BUILDINGS E1-E2
OFFICIES E SHOWROOM

SUMMARY
Buidings E1-E2 were developed in the Porta Nuova Garibaldi area in Milan. The buildings, designed as one connected to the other, offer space for offices and showrooms. They are characterized by an above ground surface of 14.500 sqm, a total length of 144 m and a variable depth from 23.30 m to 37.30 m. Retail space occupies the ground floor, in front of a glass canopy, while the five above ground floors, reaching the high of 30.80 m, were designed for offices. The two below grade floors were intended for parking and storage. The architectural concept was based on a winding façade which establishes a relationship with the external environment and, at the same time, imposes its image as a landmark.

1. INTRODUZIONE

Dal layout di progetto dell'edificio E2 si constata una parziale sovrapposizione planimetrica del fabbricato con la futura linea metropolitana MM5; di fatto, il corpo alto dell'edificio E2 è realizzato parzialmente sulla proiezione della galleria della metropolitana. Questa sovrapposizione ha portato a sviluppare la progettazione di un impianto fondazionale di tipo indiretto mediante una struttura di tipo a "ponte" in c.a. atta a trasferire le azioni verticali dell'edificio al terreno mediante fondazioni profonde adiacenti la galleria.

Figura 1 - Vista da Podio Garibaldi Repubblica

Figura 2 - Vista da Via del Sud

Gli edifici E1 ed E2 sono collegati tra loro da un corpo di collegamento tale da costituire un unico corpo di fabbrica di notevole estensione longitudinale (144 m); di conseguenza è stato progettato un giunto strutturale posto pressoché in mezzeria. Il corpo di collegamento (luci: longitudinale massima 19.20 m – minima 16.45 m, trasversale 29.90 m), al fine di limitare gli spessori strutturali, è stato progettato mediante l'utilizzo di travi tralicciate miste (travi PREM) abbinate a solai di tipo predalles TSQ dello spessore di 30 cm e campate con luci massime di 7 m: un sistema di travi e solai totalmente autoportante in fase di getto. Le travi PREM, in questa zona previste prive di fondello in calcestruzzo, ma fornite di casseratura in lamierino (sponde e piatto di fondo), presentano una altezza di 90 cm ed una larghezza di 80cm con luce massima di 19.20 m.

Figura 3 - . Sezione tipica edifici

La peculiarità di questi edifici consiste nei notevoli sbalzi presenti su tre fronti, atti a formare una cornice di continuità architettonica. Questi sbalzi, con destinazione d'uso ad uffici-terrazze, presentano luci variabili che arrivano sino a 9.90 m con valori minimi di 4.50 m. Il progetto di una particolare orditura di travi PREM ha consentito di raggiungere l'obbiettivo previsto dalle esigenze architettoniche.

2. OPERE FONDAZIONALI

Le opere fondazionali degli edifici sono caratterizzate dalle seguenti interferenze fondazionali.

Edificio E1 L'edificio è caratterizzato dalla sovrapposizione planimetrica con il Passante Ferroviario che collega le stazioni di Garibaldi e Repubblica.

Edificio E2 L'edificio è caratterizzato dalla sovrapposizione planimetrica con la futura linea della metropolitana M5 che sarà denominata linea lilla.

Nella seguente figura viene mostrata la sovrapposizione tra gli edifici e le interferenze fondazionali. Zona evidenziata in colore blu per E1 e in colore rosso per E2.

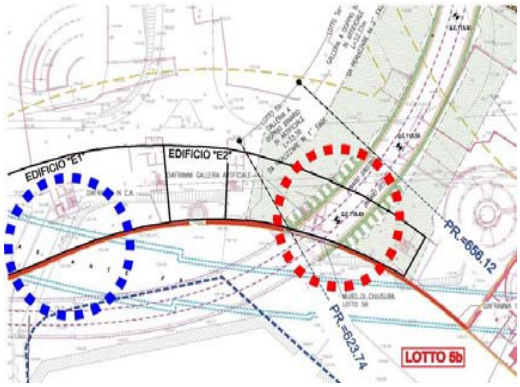

Figura 4 - Interferenza gallerie - opere fondazionali

Le fondazioni dell'edificio E1 sono realizzate mediante una platea in calcestruzzo armato di altezza pari a 1 m. Il progetto strutturale della platea di fondazione dell'edificio E1 è stato definito mediante modellazione in ambiente FEM al fine di appurare che gli stati di sollecitazione trasferiti al terreno non provocassero di conseguenza danneggiamenti alla galleria del Passante Ferroviario. fondazionali. Zona evidenziata in colore blu per E1 e in colore rosso per E2.

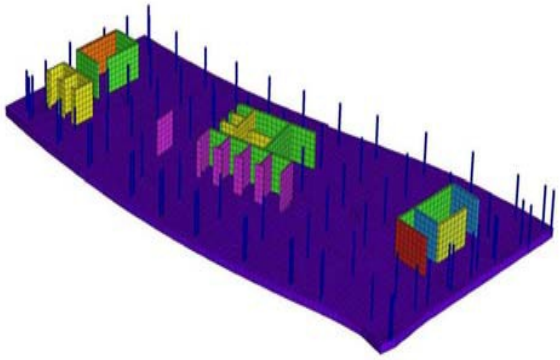

Figura 5 - Modello FEM fondazione E1

Dall'analisi delle risultanze si è dedotto che la pressione effettiva ultima è compatibile con le resistenze strutturali offerte dalla galleria.

Relativamente alle opere fondazionali dell'edificio E2, a seguito della parziale sovrapposizione planimetrica del fabbricato con la futura linea metropolitana MM5, è stata progettata una struttura a "ponte", a scavalco della linea MM5, atta a trasferire le azioni verticali provenienti dall'edificio, ad una quota inferiore a quella della galleria della metropolitana MM5. Tale struttura a "ponte" è stata realizzata attraverso un impalcato in calcestruzzo armato, che di fatto costituisce la platea di fondazione dell'edificio (H=110 cm), e da diaframmi allineati anch'essi in calcestruzzo armato, posti lateralmente alla galleria.

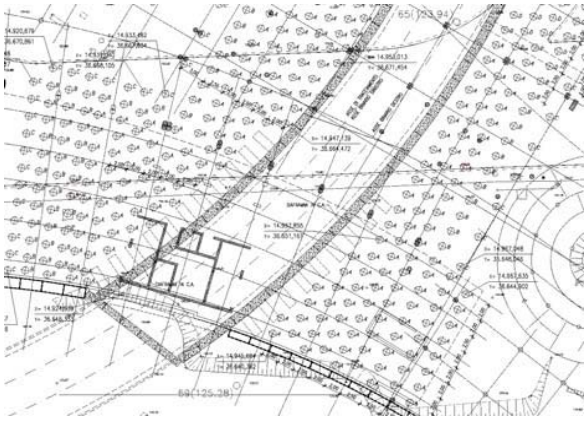

Figura 6 - Sovrapposizione planimetrica E2-MM5

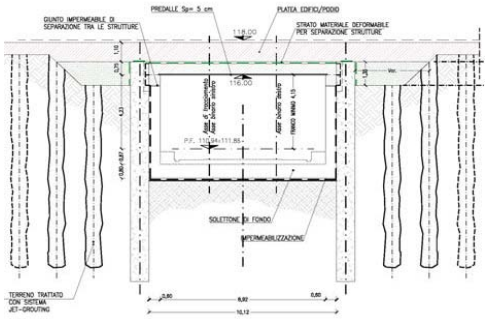

Figura 7 - Sezione a "ponte" fondazionale ed. E2

La struttura a "ponte" risulta inoltre ulteriormente irrigidita dalla presenza di muri in c.a. costituenti il vano scala che a livello di fondazione presentano dei prolungamenti tali da valicare la galleria stessa. La fondazione restante dell'edificio E2 è stata invece realizzata mediante fondazioni dirette di tipo a platea (H=100 cm). Per limitare al massimo i cedimenti differenziali tra la zona a fondazioni dirette e quella a fondazioni indirette (zona "ponte" sopra MM5), il terreno è stato bonificato con una serie di iniezioni di jet grouting. Per tener conto di quanto sopra descritto, è stato sviluppata una modellazione FEM dell'intera fondazione di E2.

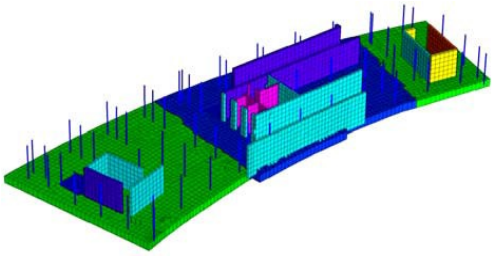

Figura 8 - Modello FEM fondazione E2

3. STRUTTURE DI ELEVAZIONE

L'edificio è formato da due piani interrati e da sei fuori terra. Le opere strutturali sono realizzate prevalentemente mediante calcestruzzo armato.

Le strutture portanti di elevazione sono costituite sia da muri in c.a. che da pilastri aventi principalmente sezione circolare.

I principali orizzontamenti sono così caratterizzabili:

- solai dei livelli interrati: realizzati principalmente mediante lastre di tipo predalles avente spessore pari a 30 cm;
- solaio di piano terra: realizzato mediante due tipologie esecutive differenti: per l'edificio E1 mediante lastre di tipo predalles avente spessore pari a 30 cm;

per l'edificio E2 in parte con la stessa tipologia di solaio appena descritta, in parte mediante getto pieno di calcestruzzo armato avente spessore pari a 25 cm;

- solai alla quota: +137.40, +155.50 e di collegamento tra gli edifici E1 ed E2 ai piani fuori terra: realizzati mediante lastre di tipo predalles TSQ autoportanti avente spessore pari a 30 cm e luci massime sino a 7 m che appoggiano su travi ribassate PREM di tipo prefabbricato tralicciato completato in opera;
- rimanenti solai: realizzati mediante lastre di tipo predalles avente spessore pari a 45 cm.

In corrispondenza di una maglia strutturale, ove le parti in elevazione non coincidono localmente con quelle presenti ai piani sottostanti, è stata adottata la soluzione progettuale di ripresa in falso dei pilastri in elevazione, mediante travi di adeguata rigidezza, in grado quindi di deviare l'andamento dei flussi di carico senza mobilitare deformazioni tali da pregiudicare il corretto funzionamento delle opere di finitura.

Per quanto concerne la resistenza dell'impianto strutturale dall'azione del vento nonché dall'azione del sisma, questa viene fornita dai soli nuclei di controvento costituiti dai vani scala-ascensori. La presenza dei nuclei controventanti, previsti e concordati con il progettista architettonico, consente di ripartire eventuali effetti torsionali sull'insieme attraverso semplici effetti flessionali sui nuclei stessi. alle azioni derivanti dall'azione del vento nonché dall'azione del sisma, questa viene fornita dai soli nuclei di controvento costituiti dai vani scala-ascensori. La presenza dei nuclei controventanti, previsti e concordati con il progettista architettonico, consente di ripartire eventuali effetti torsionali sull'insieme attraverso semplici effetti flessionali sui nuclei stessi.

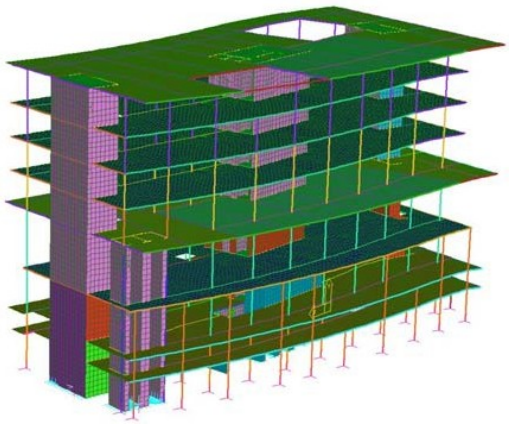

Figura 9 - Modello FEM edificio E1

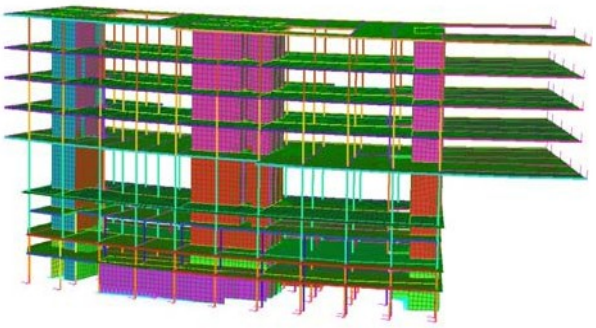

Figura 10 - Modello FEM edificio E2

Dal confronto delle analisi globali effettuate sugli edifici, è risultata più onerosa l'azione del sisma. In corrispondenza del giunto strutturale previsto tra i due edifici sono stati realizzati idonei appoggi sismici atti a garantire il seguente campo di spostamento.

PIANO (QUOTA)	GIUNTO X[mm]	GIUNTO Y[mm]
COP. (154,80)	70	115
P.4 (150,15)	70	115
P.3 (145,95)	60	80
P.2 (141,75)	60	80
P.1 (137,55)	40	50

Figura 11 - Giunto strutturale E1-E2

Le strutture sono state progettate nonché verificate, anche mediante verifiche a caldo, al fine di garantire l'indice di capacità portante definito e richiesto nel progetto di prevenzione incendi; per le strutture è prevista una capacità portante R (dell'indice REI) non inferiore a 120 minuti con incrementi sino a 180 minuti per le strutture orizzontali previste alle quote +124.50 m in quanto dovranno compartimentare zone adibite a parcheggio e zone adibite a negozi.

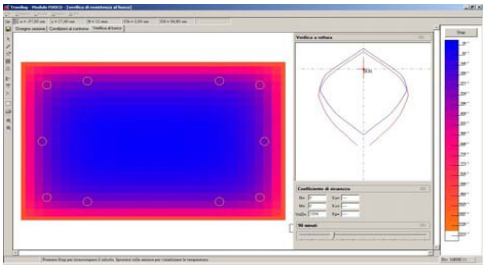

Figura 12 - Analisi del comportamento al fuoco

4. STRUTTURE A SBALZO

La peculiarità degli edifici E1 ed E2 è rappresentata dagli sbalzi previsti alle quote +137.40 e +155.50.

La scelta progettuale voleva perseguire la creazione di una cornice di continuità architettonica.

Tali sbalzi presentano luci variabili che arrivano sino a 9.90 m con valori minimi pari a 4.50 m.

Figura 13 - Stralcio carpenteria +137.40

Nello stralcio di carpenteria sottoriportato, relativo al solaio di quota +137.40, sono evidenziati in colore rosso le strutture verticali portanti e l'orditura prevista delle travi PREM; si possono quindi facilmente osservare i notevoli sbalzi presenti su tre fronti.

Al fine di una maggior comprensione si precisa che la distanza tra gli assi A-B e B-C risulta essere ad un massimo 11.50 m.

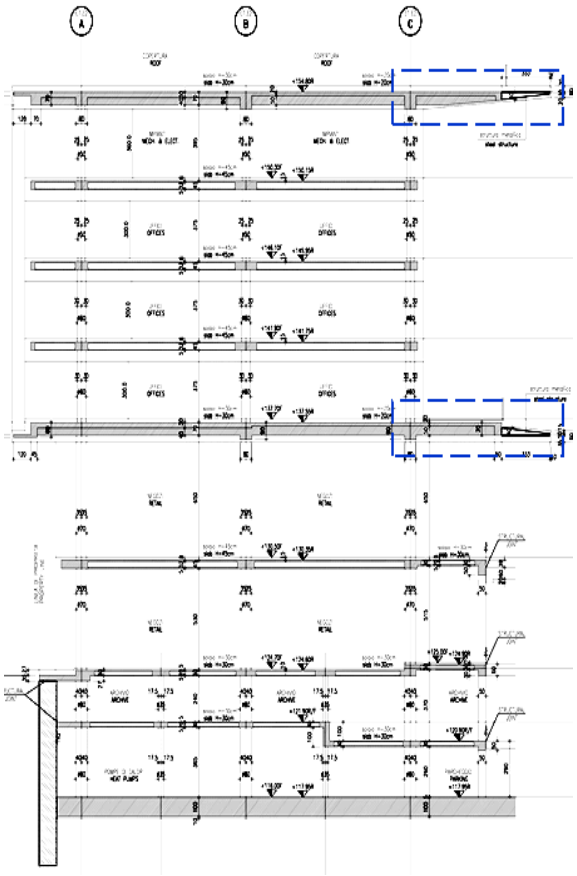

Figura 14 - Sezione strutturale tipica

A seguito di specifiche analisi strutturali, anche nei confronti degli effetti deformazionali, sono state progettate travi PREM di notevole impegno statico aventi minimi spessori strutturali, questo per garantire una notevole riduzione degli spessori strutturali rispetto a tradizionali tecniche di costruzione.

4.1. Analisi di vibratilità sbalzi

Per indagare la risposta dinamica degli sbalzi sotto l'azione di una forzante variabile nel tempo e nello spazio è stato utilizzato il metodo di Richer- Meister-Lenzen con il quale è stato possibile valutare l'ammissibilità di un impalcato in termini di vibratilità. Per la simulazione del passo umano è stata utilizzata una massa di 0.8 KN, scegliendo una frequenza in risonanza con il primo modo vibrare e rientrante nel range frequenze del passo umano (1.6-2.5 Hz). Lo smorzamento è stato assunto pari al 4% ed è stato scelto in funzione del materiale impiegato, alla tipologia di edificio ed alle opere di finitura presenti a progetto. Per la definizione della forzante variabile nello spazio e nel tempo del carico è stato scelto un percorso di carico simulante una persona che passeggi (v=1 m/s) ad una distanza di 1 metro dal parapetto dello sbalzo e parallelamente a questo.

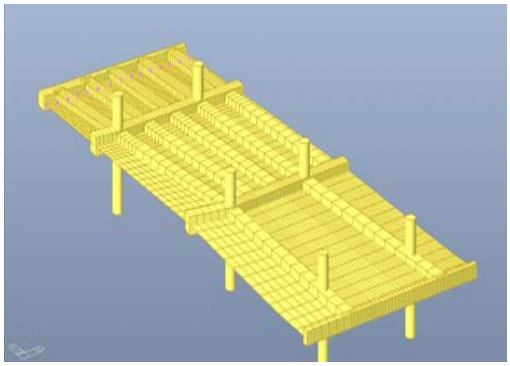

Figura 15 - Modellazione per analisi di vibratilità

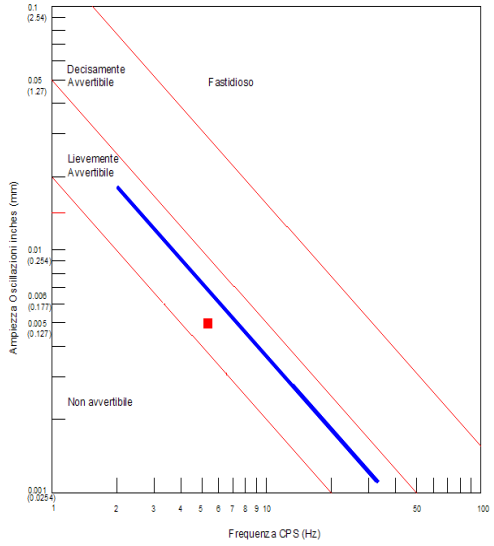

Figura 16 - Diagramma di Reiher-Meister

Dalla time history analysis si ricava lo spostamento massimo che risulta essere pari a 0.175 mm che inserito nel diagramma di Reiher- Meister fornisce dei valori di vibratilità modesti.

4.2. Analisi sbalzi di testata

Altra tipicità degli edifici sono le due facciate laterali, anch'esse sostenute da strutture di piano a sbalzo, che presentano una finitura priva di giunti.

Nella figura seguente viene mostrata la testata di E1.

Figura 17 - Testata edificio E1

Questa scelta architettonica ha richiesto lo studio di dettaglio dell'interazione struttura- facciata. E' stata progetta una struttura in carpenteria metallica atta a minimizzare gli stati tensionali ed i quadri deformativi nelle opere di facciata.

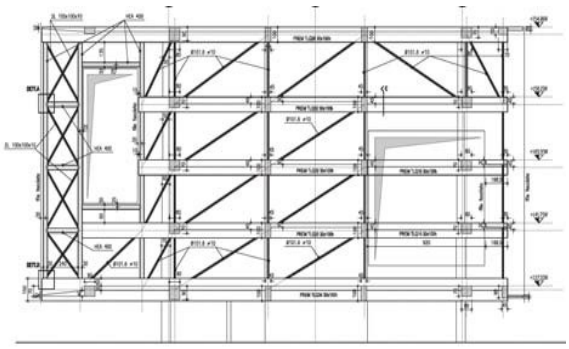

Figura 18 - Carpenteria metallica testata E1

Sono state condotte analisi elastiche per i carichi gravitazionali e l'azione del vento, oltre ad analisi viscose per i soli carichi gravitazionali al fine di poter determinare anche a lungo termine gli stati tensionali nonchè i quadri deformativi nelle strutture limitrofe alle opere di facciata.

Si riportano nel seguito le principali fasi di realizzazione delle strutture inerente la testata dell'edificio E1, e precisamente:

- realizzazione delle strutture dei cinque orizzontamenti fuori terra dell'edificio con successiva rimozione di tutte le opere provvisionali utilizzate allo scopo;
- solidarizzazione dei cinque solai mediante la posa degli elementi in carpenteria metallica nelle modalità di cui all'allegato grafico, previo accurato rilievo geometrico dello stato di fatto di cui al punto precedente;
- realizzazione delle opere interne di finitura
- (impianti, pavimentazioni, pareti, etc..);
- realizzazione delle opere di facciata.

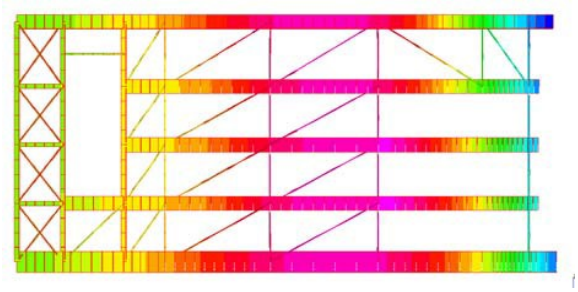

Figura 19 - Campo deformativo testata E1

Particolare attenzione è stata posta al collegamento tra le strutture in c.a., costituite principalmente da travi PREM, con la carpenteria metallica che dovrà avvenire in asse alle strutture in c.a. mediante saldature a completo ripristino. Tali collegamenti sono avvenuti tramite idonee piastre in acciaio dello spessore non minore di 20mm; le stesse sono state predisposte, sia all'intradosso che all'estradosso, durante il getto delle strutture prefabbricate di tipo PREM.

Nel seguito si riportano immagini a completamento di quanto sopra esposto:

Figure 20 e 21 - Carpenteria e travi PREM

5. TRAVI PREFABBRICATE RETICOLARI MISTE

Le scelte del lay-out architettonico hanno imposto stati sollecitazionali non sostenibili con l'adozione di travi tradizionali realizzate in c.a. o in carpenteria metallica, a parità di sezioni geometrico-resistenti; pertanto si è optato per l'adozione di un sistema strutturale resistente di piano costituito da travi prefabbricate reticolari miste, PREM.

L'applicazione della tecnologia PREM ha richiesto un notevole impegno sia in fase di progettazione esecutiva che in fase di produzione degli elementi semi-prefabbricati.

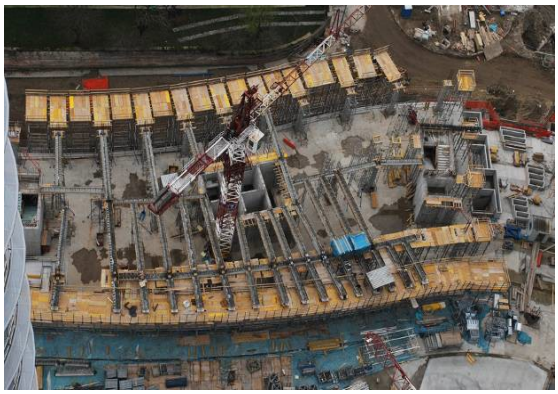

Figura 22 - Vista aerea edificio E1–Posa travi PREM impalcato Livello 1 (+137.40)

Le zone d'intervento possono essere raggruppate in tre aree distinte, caratterizzanti l'edificio e la soluzione individuata:

- gli sbalzi con luce elevata sul lato piazza, le modalità di posa, di collegamento, di getto e monitoraggio di un sistema autoportante;
- la zona di collegamento E1-E2;
- le travi delle facciate est ed ovest.

I due sbalzi di solaio, presenti alle quote +137.40 e +155.50 sono stati realizzati con elementi di trave e sbalzo forniti separatamente in cantiere e uniti dopo la loro posa con successivo ripristino delle armature del traliccio mediante saldatura in opera.

Figura 23 - Nodo trave-pilastro a quattro vie

Tale metodologia, che ha consentito di ridurre il peso dei manufatti garantendo per gran parte delle attività l'impiego della sola gru edile, ha soprattutto permesso di assegnare

differenti monte alle estremità degli sbalzi, pensati completamente autoportanti dopo il ripristino saldato del traliccio. Il lungo fronte degli sbalzi ha richiesto una particolare attenzione alle deformazioni strutturali di lungo termine. In abbinamento alle travi PREM sono stati adottati modo l'intero sistema trave-solaio è risultato privo di puntellazioni in fase di getto permettendo di ridurre al minimo l'incidenza delle deformazioni viscose avendo trasferito il massimo carico possibile sulle armature metalliche.

Figura 24 - Solaio di copertura. Livello 5 (+155.50)

Le monte assegnate durante la posa degli elementi a sbalzo hanno consentito di compensare completamente gli abbassamenti in fase di getto conservando un'aliquota residua per le deformazioni a lungo termine. Ciascuna punta degli sbalzi è stata dotata di una mira per l'assegnazione delle monte: l'attività di monitoraggio ha interessato ogni lavorazione che è stata suddivisa in micro-fasi (monte, peso proprio travi, posa solai, getto) ed ha comportato precisioni millimetriche, prima in stabilimento e successivamente in cantiere. Le testate degli sbalzi sono state inoltre collegate mediante una trave PREM di bordo, progettata e realizzata per consentire il successivo fissaggio del prolungamento in carpenteria metallica di luce pari a 3.5 m: quest'ultimo elemento ha richiesto lo studio di particolari disposizioni d'armatura per il corretto trasferimento delle azioni all'orditura principale.

Figura 25 - Vista intradosso elementi PREM con rastremazione della sezione: solaio di copertura. L5 (+155.50)

Ogni elemento PREM trave+sbalzo è stato corredato di sponde laterali in lamierino metallico per il contenimento del getto, predisposte in stabilimento. Gli sbalzi del piano copertura hanno richiesto un ulteriore sforzo progettuale/produttivo data la presenza della rastremazione architettonica della sezione verso l'alto: tale richiesta ha ulteriormente ridotto le sezioni resistenti e richiesto particolare cura nelle fasi di assemblaggio dei tralicci e durante il getto del fondello prefabbricato in stabilimento: un sistema che complessivamente doveva garantire la completa autoportanza nelle fasi di posa dei solai e nelle fasi di getto.

La zona di collegamento fra i due edifici è stata progettata riducendo il più possibile lo spessore del pacchetto strutturale grazie alla tecnologia PREM: in questo ambito con luci di travi variabili, a seconda della posizione, fra 16.45 m e 19.20 m è stato ancor più importante ridurre le deformazioni legate ai carichi permanenti.

Figura 26 - Orditura delle travi PREM dello sbalzo al livello copertura, L5 (+155.50)

Figura 27 - Zona collegamento E1-E2: travi PREM autoportanti con fondello e sponde in lamierino

Inoltre la presenza di un giunto strutturale ha richiesto la realizzazione, in spessori modesti, di robuste selle d'appoggio. La scelta di non prevedere il fondello in calcestruzzo prefabbricato, ma un'intera casseratura in lamierino metallico, ha consentito di assegnare alle travi l'idonea monta d'officina ed al contempo ridurre i pesi propri durante la fase di montaggio. Le travi sono state abbinate a solai prefabbricati tipo predalles (TSQ, Travi Solaio di Qualità) corredate di tralicci specifici, progettati e prodotti in stabilimento per ottenere la completa autoportanza.

Le facciate est e ovest, interessate da particolari esigenze architettoniche e di finitura hanno richiesto analisi numeriche accurate (nelle varie fasi costruttive) che hanno portato ad un'interessante proposta strutturale basata sull'impiego di "travi parete" autoportanti.

Figura 28 - Fase di montaggio dei conci della trave parete ovest

Ad ogni piano, travi a sbalzo dai pilastri e dai vani scala reggono alle loro estremità una trave di luce complessiva pari a 28.5 m (facciata est) e 17.50 m (facciata ovest) con sezione trasversale 30x100 e 30x150 cm. I vari conci di trave sono stati posati in cantiere e successivamente resi staticamente continui attraverso il ripristino dei tralicci mediante unioni saldate.

Figura 29 - Piastre predisposte nelle travi PREM per il fissaggio dei profilati in carpenteria metallica

Quest'ultima trave inoltre è dotata di particolari piastre in acciaio per il fissaggio delle tirantature in carpenteria metallica a collegamento fra i vari piani, così da scongiurare o limitare fortemente il rischio di spostamenti differenziali non compatibili con il sistema di finitura delle facciate.

Notevole interesse ed impegno ha rivestito anche tutta la fase preparatoria e realizzativa legata alle saldature in cantiere, con la progettazione di tutti i nodi da collegare, la loro esecuzione in cantiere e la loro certificazione da parte di ente terzo con controlli di tipo non distruttivo ai quali sono stati abbinati i risultati di prove specifiche di laboratorio su campioni di alcuni collegamenti tipici.

Figura 30 - Vista d'insieme della facciata nord interessata dagli sbalzi di notevole luce.

Complessivamente sono state impiegate circa 600 tonnellate di acciaio nervato per una produzione di oltre 400 manufatti fra travi e sbalzi.

Figura 31 - Vista d'insieme della facciata est