

Porta Nuova: 15 anni di progetti tra passato e futuro

Ing. Alessandro Aronica

MSC Associati srl Milano

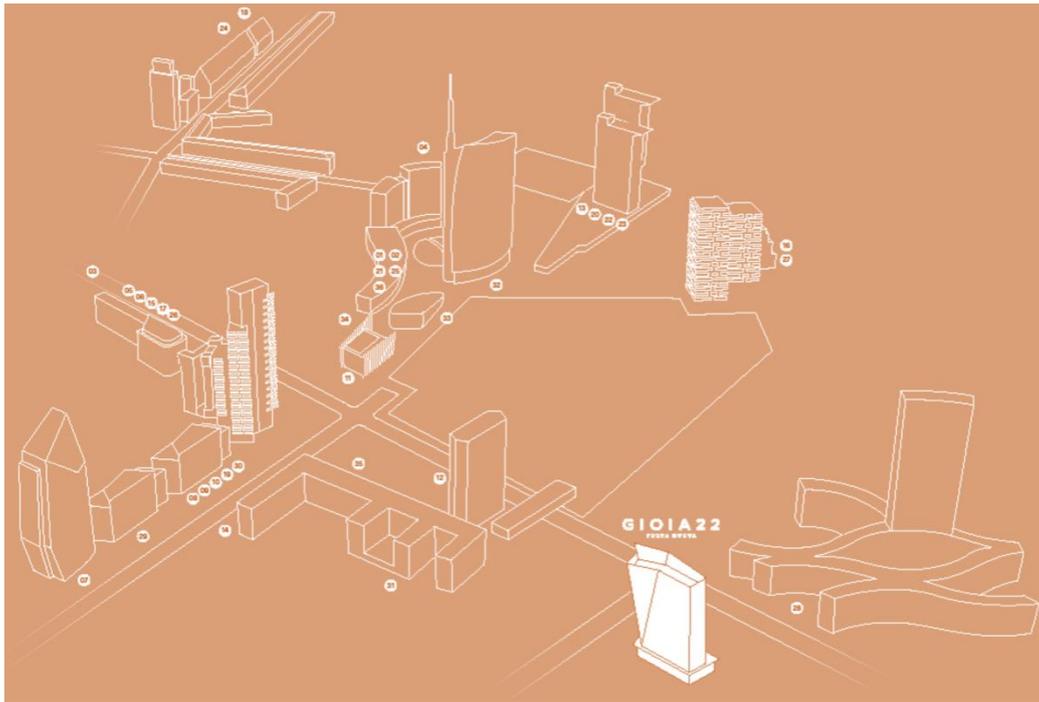
Nell'immaginario di molti progettisti che hanno partecipato alla creazione del nuovo quartiere di Porta Nuova a Milano, spesso si evoca che nell'estate del 2005 quando venne affidato al compianto architetto Cesar Pelli il compito di definire il masterplan di uno dei più organici nuovi quartieri di Europa, questi disegnò un punto di domanda su un foglio e da questo nacque poi l'idea alla base della morfologia del nuovo quartiere Garibaldi.

Nel 2005 l'area antistante la stazione di Porta Nuova Garibaldi era caratterizzata da un forte degrado e costituiva una ferita aperta nel tessuto urbano della città. In soli 10 anni quel quartiere centrale, ma considerato dai milanesi quasi di periferia, oggi è diventato uno dei più ambiti salotti cittadini della città.

La trasformazione urbanistica che Porta Nuova ha introdotto è stata copernicana per la città, tanto da definire uno dei district center più importanti, non solo della città, ma addirittura della nazione. Questo quartiere infatti è stato scelto da moltissime società quale sede dei propri uffici di rappresentanza caratterizzati dalle firme degli architetti più importanti nel panorama nazionale ed internazionale.

Va da sé che le architetture che qui si sono sviluppate hanno permesso la realizzazione di edifici iconici che spesso vengono immortalati negli scatti dei moltissimi turisti che oggi ritengono il passaggio nel quartiere di Porta Nuova una tappa obbligata della visita della città di Milano.

Questa esplosione urbanistica, che ha vissuto la sua prima fase tra il 2008 ed il 2015, oggi si sta allargando verso le aree attigue estendendosi verso nord e verso sud in quanto, il grosso successo ottenuto dal quartiere originario, ha attratto molti investitori (anche esteri) per la riqualificazione e riutilizzo di aree ed edifici posti nelle immediate vicinanze di Porta Nuova.



Quartiere Porta Nuova a Milano

A circa 8 anni dal completamento ed inaugurazione della torre Unicredit, oggi il più alto edificio di Italia con i suoi 231 m, il cui progetto strutturale è a firma dell'Ing. Danilo Campagna, AD della MSC Associati di Milano, viene completata in questi mesi una nuova torre che costituisce appunto lo sviluppo verso nord del quartiere, creando la nuova estensione denominata Porta Nuova Gioia. La "Scheggia di Vetro" è il nome che i milanesi nel tam tam sul web hanno scelto per questo edificio la cui costruzione verrà terminata nel 2020.

La nuova torre sostituisce un edificio molto conosciuto dai Milanesi, perché era quello della vecchia sede dell'INPS, costruito negli anni '60 del secolo scorso, che si elevava per 18 piani fuori terra con una superficie di circa 40.000 metri quadrati e rimasto operativo fino al 2012.



Torre INPS - 1964



Torre INPS - 2014

Nel 2016 l'immobile, allora detenuto dal FIP (Fondo degli Immobili Pubblici), veniva acquistato da Coima sgr, la società presieduta da Manfredi Catella, capofila dell'operazione Porta Nuova che, dopo aver completato la cessione dell'intero complesso al fondo sovrano del Qatar, ha iniziato ad operare in proprio con la società di famiglia.

Dopo un concorso internazionale di architettura che ha visto partecipare le firme più importanti dei progettisti presenti nel panorama nazionale ed internazionale, il progetto è stato affidato all'Arch. Gregg Jones dello studio Pelli Clark Pelli Associati di New York, società già incaricata nel 2006 per il masterplan di Porta Nuova e per la progettazione delle Torri Unicredit site in Piazza Gae Aulenti. Sul sedime del vecchio edificio INPS sorge oggi una nuova torre ad uso uffici il cui progetto strutturale è a firma dell'Ing. Alessandro Aronica, sviluppato all'interno della MSC Associati S.r.l. di Milano, a cui ha partecipato come supervisore l'Ing. Danilo Campagna, Consigliere delegato della stessa società.

Il nuovo edificio, caratterizzato da un'altezza fuori terra superiore ai 120 m, si sviluppa su quattro piani interrati, per un'estensione totale di 26.046 m² e su ventiquattro piani fuori terra, per un'estensione totale pari a 42.386 m².

Il piano delle fondazioni della torre si colloca ad una quota di circa 18 m rispetto al livello della sede stradale; tale circostanza ha richiesto un attento studio delle opere di contenimento dei terrapieni perimetrali allo scavo. Nel dettaglio sono state progettate paratie multi tirantate, con diaframmi in c.a. di spessore 80 cm sul lato nord ed est e con berlinesi in micropali di acciaio sui restanti lati, al fine di consentire la realizzazione dello scavo sul filo del perimetro della fondiaria.



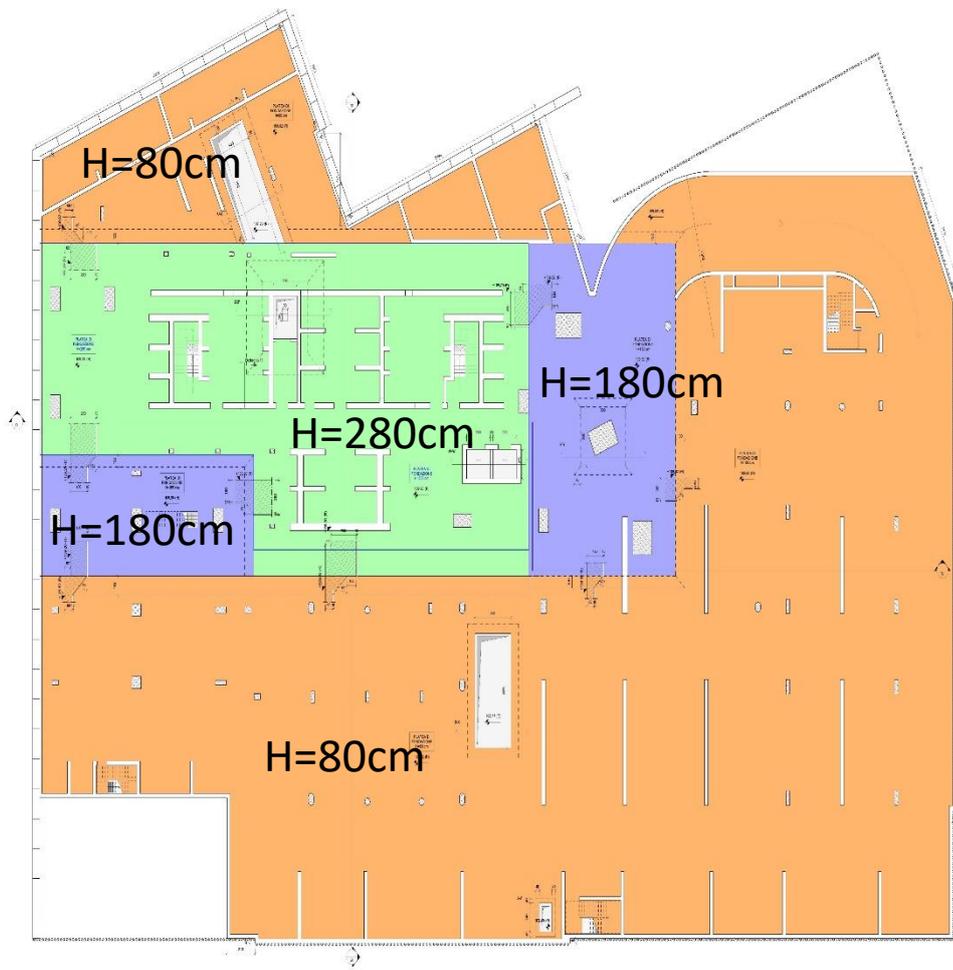
Volume di scavo dei basement della Torre

Le fondazioni dell'edificio e i muri interrati di perimetro sono stati realizzati con tecnologia "vasca bianca" al fine di garantire la compartimentazione idraulica dei piani interrati ed evitarne il possibile allagamento in relazione alla possibile futura risalita della quota dell'acqua di falda.

Lo spessore della platea di fondazione risulta pari a 280 cm sotto i muri in cemento armato della torre, pari a 180 cm sotto la restante sagoma della torre e pari a 80 cm nelle rimanenti aree.

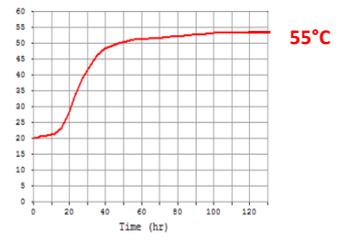
Per questi getti sono stati utilizzati calcestruzzi di classe C28/35 XC2 SCC LH, caratterizzati da un ridotto calore di idratazione al fine di limitare possibili fessurazioni indotte dai sensibili gradienti termici caratterizzanti i getti massivi.

Fondazioni a platea diretta



Calcestruzzi

Fondazionali



Curva adiabatica

Calcestruzzi a basso calore di idratazione



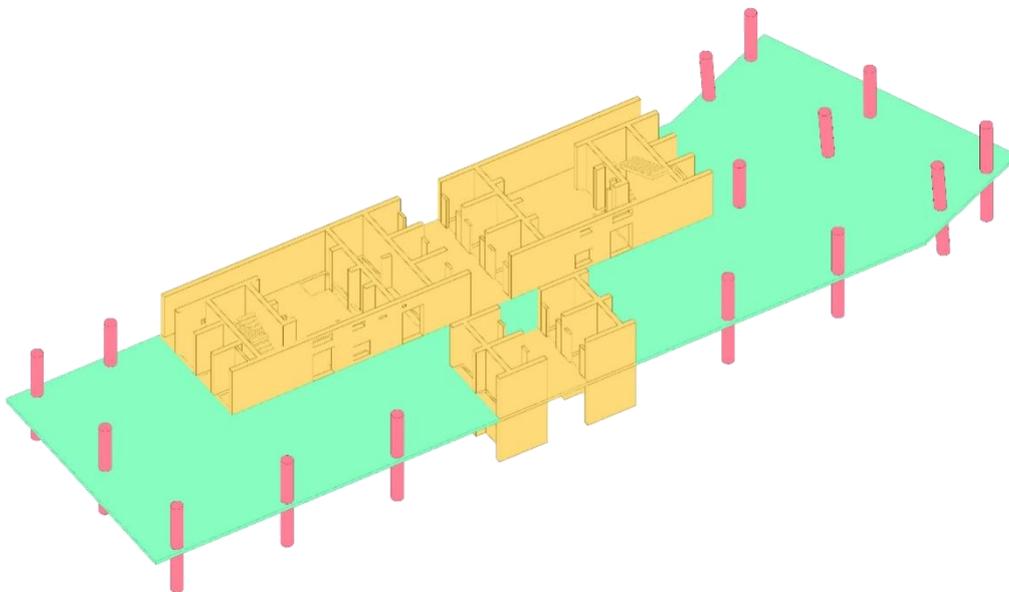
Sistema di compartimentazione

Idraulica tipo «Water proofing»

Vasca Bianca

I nuclei di controventamento della torre, ai quali prevalentemente è affidato l'equilibrio alle azioni orizzontali, come sisma e vento, sono stati realizzati con calcestruzzi C45/55 XC3 S5. In particolare è presente un nucleo primario denominato HIGH RISE CORE, collocato nella zona centrale della torre lato est, che si sviluppa per tutta l'altezza del fabbricato. Al suo interno sono presenti 6 vani ascensore, un vano montacarichi utilizzato anche come ascensore di soccorso, due vani scale, i servizi igienici e alcuni locali tecnologici.

Sempre nella zona centrale, ma sul lato ovest, è invece presente un nucleo secondario, denominato LOW RISE CORE, che si sviluppa dal piano fondazione al piano quindicesimo, il quale contiene quattro vani ascensore. Come comunemente accade per gli edifici alti, al fine di limitare i tempi di collegamento tra la hall di ingresso e i vari piani uffici, gli ascensori presenti nell'HIGH RISE CORE collegano la hall di ingresso con i piani più alti della torre, mentre gli ascensori presenti nel LOW RISE CORE quelli più bassi.



LOW RISE e HIGH RISE CORE nella pianta dell'edificio

Per la realizzazione dei getti in calcestruzzo dei CORE sono stati impiegati speciali casseri rampanti, i quali hanno permesso di far evolvere la costruzione di questi elementi strutturali prima della realizzazione dei solai sottostanti, consentendo quindi un'ottimizzazione dei tempi di realizzazione in relazione alla separazione della cantierizzazione degli impalcati di piano.

All'interno del CORE centrale è stata montata una pompa rampante con braccio estendibile che, ricevendo le miscele di calcestruzzo mediante una potente stazione di pompaggio situata al piano terra, ha permesso l'agevole getto dei muri dei CORE e degli impalcati della torre.

Per quanto concerne gli impalcati di piano, al fine di limitarne lo spessore nella parte fuori terra, questi sono stati realizzati con piastre monolitiche in calcestruzzo tipo C50/60 XC3 S5, armate con barre in acciaio tipo B450C e cavi in trefoli viplati in acciaio armonico ad alta resistenza, tesati successivamente all'iniziale maturazione del getto.

Tale tecnologia costruttiva ha permesso di contenere lo spessore dei solai in soli 28 cm, anche in alcune campate che raggiungono gli 11 metri di luce, permettendo in tal modo di ottimizzare la sezione altimetrica strutturale dell'intero edificio. Lo studio di speciali mix design e additivi presenti nel conglomerato cementizio ha permesso di ottenere delle buone resistenze (>25 Mpa) in soli due giorni dal getto, permettendo quindi di realizzare in breve tempo la post tensione e consentendo all'impalcato di raggiungere celermente l'autoportanza con più rapida rotazione e riutilizzo dei casseri.

Ciò ha permesso di realizzare la cassetatura, l'armatura, il getto e la tesatura dei cavi di ogni singolo impalcato in soli 7 giorni, permettendo quindi, a livello strutturale, di completare un piano della torre alla settimana.

Speciali elementi di collegamento di seconda fase sono stati previsti nell'HIGH RISE e LOW RISE CORE, al fine di poter collegare i getti dei solai con quelli dei muri, realizzati in tempi diversi.



Rendering



Sezione Verticale

Avendo partecipato allo sviluppo delle Torri Unicredit e della nuova Torre in Viale Melchiorre Gioia in qualità di progettisti strutturali incaricati, risulta sicuramente interessante proporre un confronto dell'evoluzione della progettazione strutturale tra le due Torri progettate in anni diversi.

L'evoluzione tecnologica nel corso di questi ultimi 10 anni infatti è stata enorme, basti pensare che nel giugno del 2010 venne presentato l'iphone 4 che oggi è considerato quasi un modello preistorico dei moderni smartphone.

Nel 2006 il progetto architettonico delle Torri Unicredit fu redatto dallo studio Pelli Clark Pelli Associati di New York mentre quello esecutivo edile dalla società Adamson di Toronto. All'interno dello studio Adamson il coordinamento del progetto fu affidato all'architetto Irina Farb, la quale aveva già maturato una grande esperienza nel campo di edifici complessi avendo sviluppato con Cesar Pelli le Petronas Tower di Kuala Lumpur in Malesia. In quegli anni il ritmo della progettazione era scandito da consegne temporali prefissate dei file bidimensionali cad di tutte le discipline progettuali quali quella architettonica, strutturale, impiantistica e civile. Prima di eseguire le riunioni di coordinamento, il coordinatore del progetto eseguiva uno scrupoloso "overlapping" manuale

mediante i riferimenti esterni (xref) dei file cad bidimensionali alla ricerca dei conflitti tra i diversi progetti che poi venivano discussi nei client meeting alla presenza del cliente e di tutti i progettisti.

Caldo è il ricordo del suono dei fogli di carta velina (assimilati quasi a quelli di carta da zucchero) che venivano srotolati in questi incontri per eseguire un confronto diretto tra i vari elaborati progettuali.

Come l'iPhone 4, l'utilizzo degli strumenti cad costituisce oggi un ricordo lontano che fa apparire questa metodologia come obsoleta, specialmente se utilizzata per la progettazione di edifici complessi.

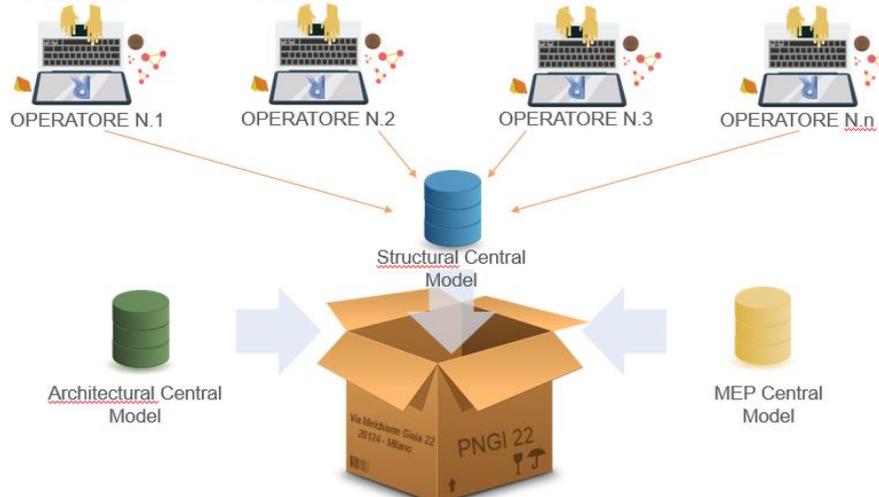
Attualmente nelle orecchie di molti professionisti risuona la parola BIM, acronimo di Building Information Modeling, ovvero l'utilizzo di una tecnologia multi dimensionale e multi disciplinare che permette di costruire nello spazio digitale un edificio in tutte le sue complessità tecniche.

Così come nelle altre discipline progettuali, il mondo del BIM è entrato di forza anche nel campo della progettazione strutturale. Basti pensare infatti che nel 2006 i wireframe per la definizione delle geometrie strutturali venivano costruiti partendo dai disegni cad 2d delle carpenterie strutturali, incrociati con le sezioni verticali fino a definire il modello tridimensionale. Questo processo appare oggi obsoleto se confrontato con l'automazione ora possibile con l'adozione della tecnologia BIM.

Il progetto strutturale della nuova Scheggia di Vetro è stato sviluppato completamente con tecnologia BIM; in particolare il coordinamento interprogettuale tra le varie discipline (architettura, impianti, etc.) è avvenuto mediante la condivisione di modelli sviluppati con il software Revit di Autodesk, nel rispetto delle normative nazionali ed internazionali per la modellazione informativa.

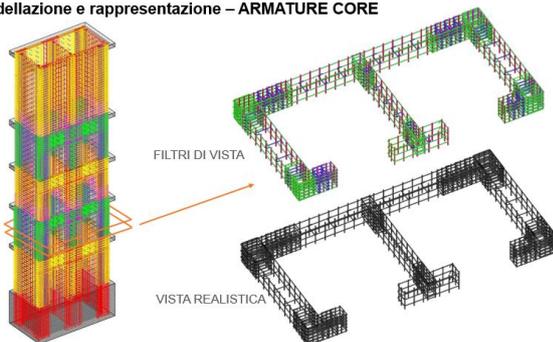
In particolare, per il modello strutturale coordinato, sono stati creati diversi workset di lavoro che hanno permesso a più operatori di lavorare in condivisione temporale; lo stesso è stato poi interfacciato con i modelli edile ed impiantistico, analogamente sviluppati.

Metodo di lavoro - WORKSET

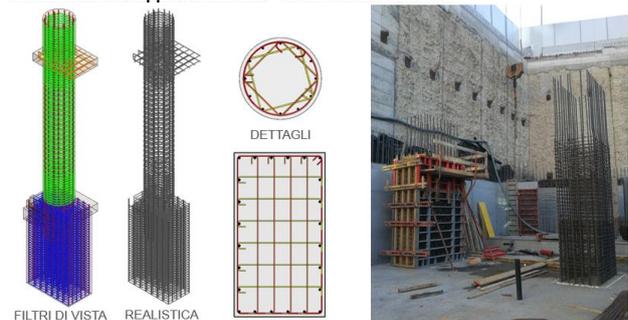


L'adozione della metodologia BIM ha quindi permesso un efficiente controllo tra le diverse discipline progettuali, permettendo un costante e dinamico adattamento del modello strutturale all'evoluzione delle geometrie architettoniche ed alle necessità impiantistiche (quali ad esempio, le forometrie). Il Building Information Modelling ha poi permesso la redazione tridimensionale di molti dettagli strutturali, quali ad esempio le armature parametriche dei pilastri, dei muri scala, dei solai in armatura lenta e delle fondazioni, consentendo in tal modo di analizzare in dettaglio e risolvere le congestioni di armatura nei nodi strutturali, con la possibilità di modifica automatica in caso di variazione dei casseri.

Modellazione e rappresentazione – ARMATURE CORE

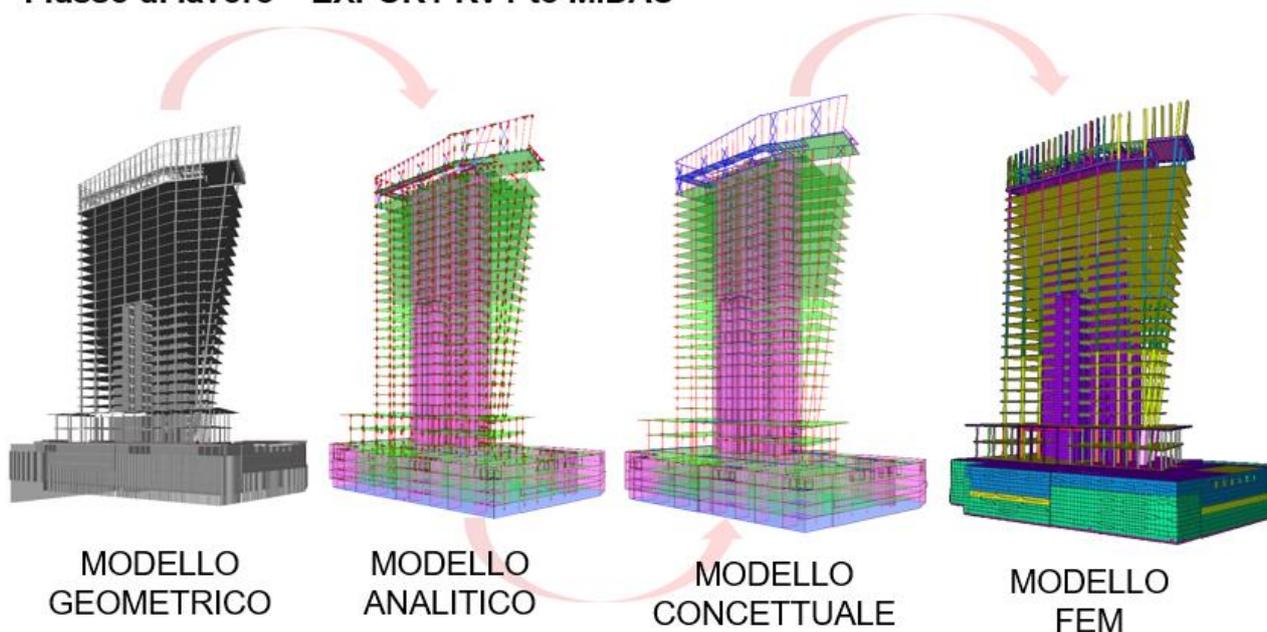


Modellazione e rappresentazione – ARMATURE PILASTRI



Lo sviluppo delle geometrie strutturali, attraverso un modello realizzato con tecnologia BIM, ha permesso di sviluppare con semplicità il corrispondente modello analitico, utilizzato poi come wireframe, per l'implementazione del modello ad elementi finiti realizzato con il programma di calcolo Midas Gen.

Flusso di lavoro – EXPORT RVT to MIDAS

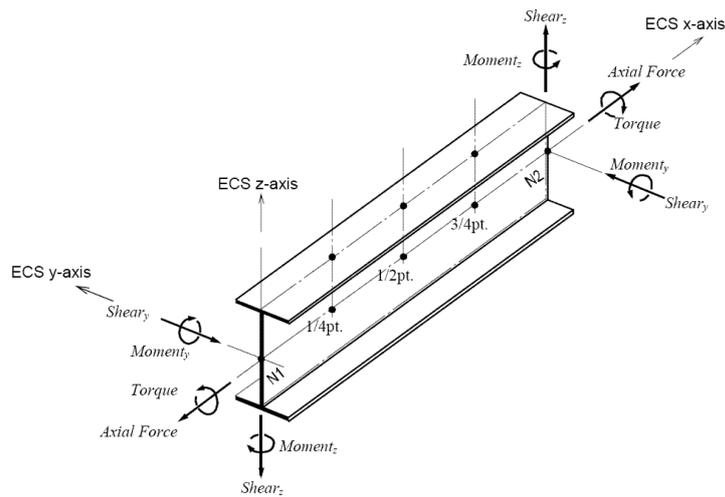


Questa modalità di processo ha permesso quindi nel corso dello sviluppo del progetto un veloce controllo delle geometrie strutturali e delle interferenze derivanti dalle altre discipline. Nel corso delle riunioni di coordinamento il suono della carta velina è stato sostituito da quello delle ventole delle work station utilizzate per l'analisi dei file processati in Navisworks per la visione in tempo reale della sovrapposizione dei modelli di tutte le discipline progettuali.

Il modello ad elementi finiti così realizzato è risultato particolarmente complesso ed è stato elaborato con il codice di calcolo GEN vers. 2018 ver. 2.1 di Midas Information Technology.

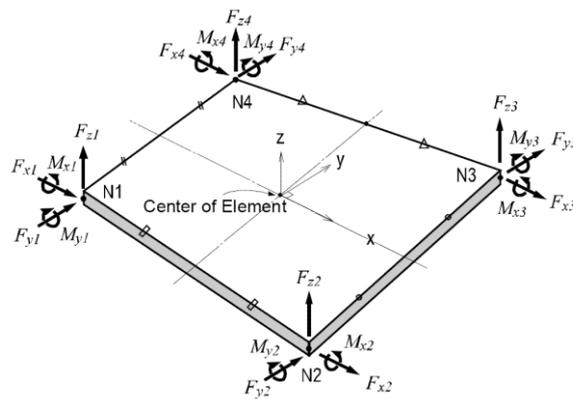
Il layout strutturale è stato realizzato congruentemente alle geometrie degli elementi portanti e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

Nelle modellazioni svolte gli elementi lineari, quali travi e pilastri, sono stati modellati come elementi di tipo beam a 2 nodi.



Nel dettaglio sono stati utilizzati due tipologie di elementi tipo trave "beam" a 2 nodi: quelli di Eulero-Bernoulli per elementi snelli caratterizzati da un rapporto luce altezza $L/d > 10$ considerando la sola deformabilità flessionale. Per gli elementi tozzi, caratterizzati da un rapporto luce altezza $L/d < 10$, quali ad esempio le velette presenti nei muri di controvento, sono stati utilizzati elementi lineari alla Timoshenko che, oltre a considerare la deformabilità flessionale, permettono di introdurre anche la deformabilità a taglio.

Per gli elementi piani quali solette piene ed elementi di controvento in genere sono stati utilizzati elementi di tipo plate a 4 o 3 nodi.

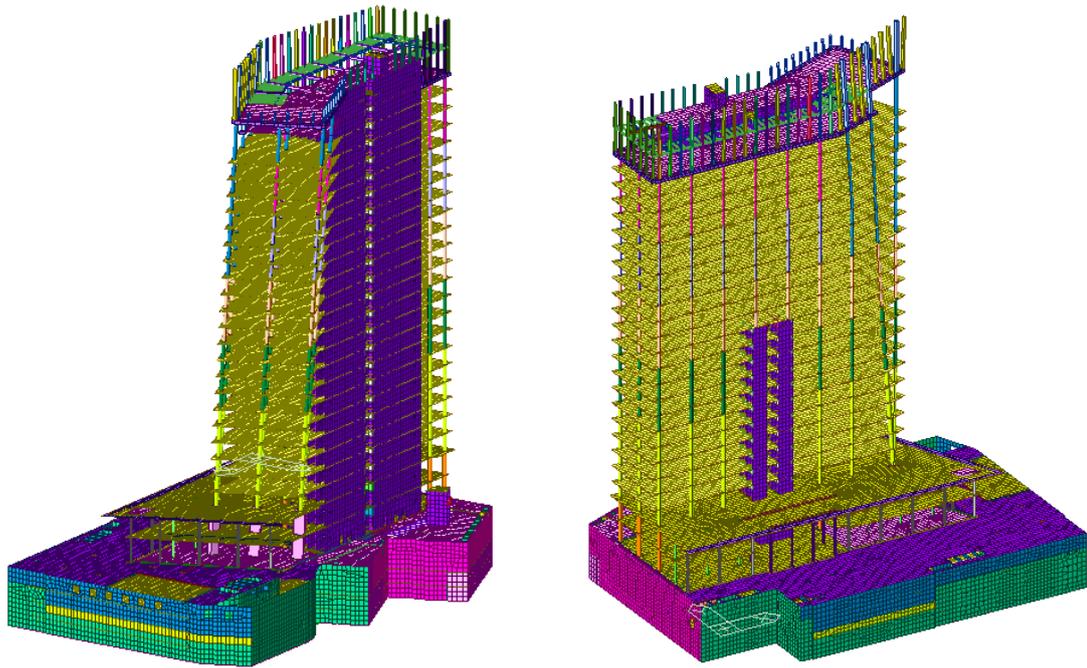


Le verifiche di resistenza sulle sezioni in cemento armato sono state quindi condotte utilizzando i classici approcci di verifica tipici della scienza delle costruzioni di strutture in cemento armato. In particolare, per gli elementi lineari, si è fatto un uso sistematico dei post processor di verifica dei domini di rottura interni al programma.

Nei modelli ad elementi finiti il peso degli elementi strutturali è stato calcolato in automatico dal programma moltiplicando i volumi geometrici dei singoli elementi per le densità dei materiali con cui gli stessi elementi sono costituiti.

I carichi derivanti dai solai degli edifici (peso proprio, finiture e carichi variabili) sono stati implementati come "load path" per i quali sono stati definiti i corrispondenti valori di carico di superficie nelle varie combinazioni elementari di calcolo.

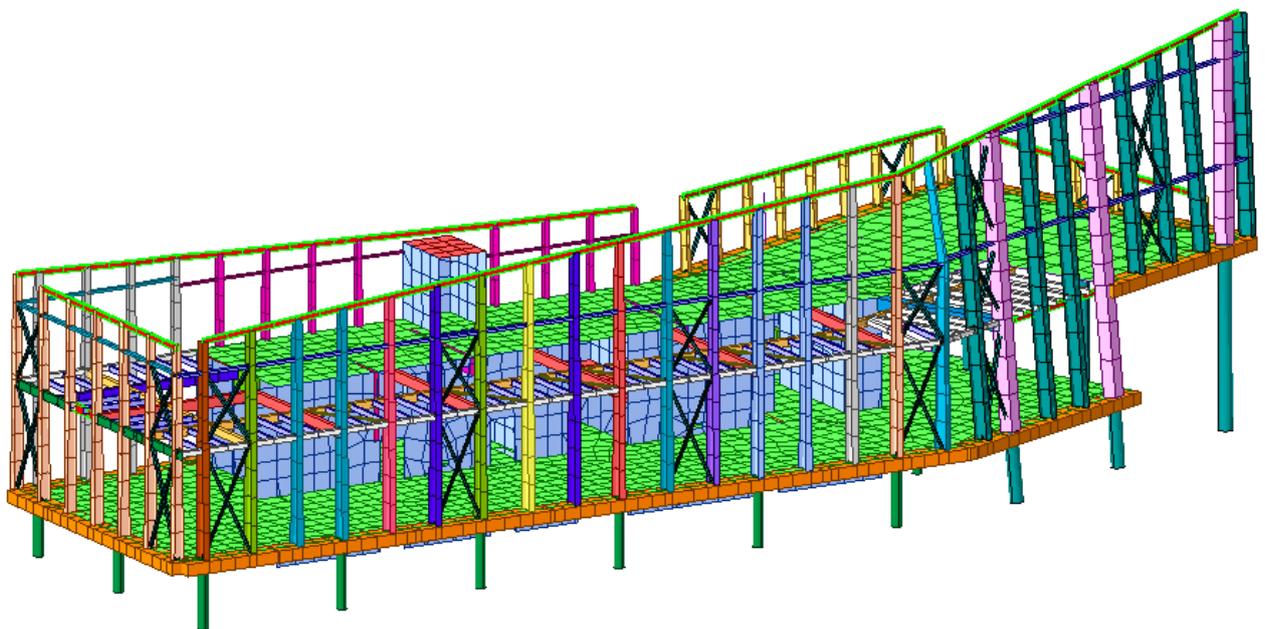
Nel seguito si riportano delle immagini del modello ad elementi finiti utilizzato.



immagini 3D del modello



Prospetto sud del modello

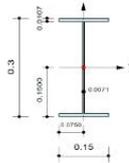


Modello locale della copertura

Per la struttura di copertura realizzata in profili di acciaio, particolarmente utile è stato il post processor presente in Gen per la verifica degli elementi metallici:

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 115055
Material : S275 (No.11)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : IPE300 (No.67)
(Rolled : IPE300).
Member Length : 4.80307



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -38.630$ (LCB:135+, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 68.7366$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 57-, POS:1/2)
 $F_{zz} = 55.5783$ (LCB: 130, POS:J)

Depth	0.30000	Web Thick	0.00710
Top F Width	0.15000	Top F Thick	0.01070
Bot.F Width	0.15000	Bot.F Thick	0.01070
Area	0.00538	Asz	0.00213
Qy0	0.04240	Gzb	0.00281
Iyy	0.00008	Izz	0.00001
Ybar	0.07500	Zbar	0.15000
Wely	0.00056	Wetz	0.00008
Iy	0.12417	Iz	0.03408

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 4.80307$, $L_z = 4.80307$, $L_b = 4.80307$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.02$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 140.9 < 200.0$ (LCB: 90)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 38.630/444.737 = 0.087 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 68.7366/96.4008 = 0.692 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/34.0687 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{b_LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.732 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.136 < 1.000$ O.K

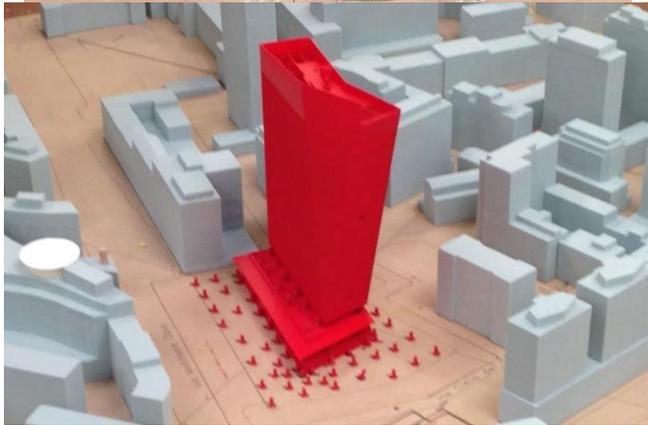
5. Deflection Checking Results
 $L/250.0 = 0.0192 > 0.0065$ (Memb:115055, LCB: 41, POS: 2.4m, Dir-Z)..... O.K

Esempio verifica dei profili metallici della Top Sail di copertura

Il modello ad elementi finiti così realizzato, una volta validato secondo i principi del capitolo 10 delle NTC2018, ha permesso la determinazione delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali primari e secondari nelle diverse combinazioni di carico verticale ed orizzontale.

Per quanto concerne le sollecitazioni sismiche è stata eseguita un'analisi modale elastica lineare, con l'implementazione dello spettro di progetto definito dalla norma.

In merito all'analisi delle sollecitazioni conseguenti all'azione eolica, è stato eseguito uno studio sperimentale in galleria del vento presso i laboratori della RWDI di Londra. Nel dettaglio è stato dapprima eseguito uno studio della microclimatologia locale del sito, dove sono stati analizzati i dati storici in termini di intensità e direzione del vento. Successivamente è stato realizzato un modello in scala 1:350 della torre, compresi gli edifici di prossimità sul quale, mediante apposite turbine, è stato riprodotto il profilo dello strato limite del vento di progetto, opportunamente scalato con il numero di Reynolds.



In relazione a ciò, le analisi condotte sono state multidisciplinari e hanno permesso l'ottimizzazione di diversi temi progettuali.

In primis, attraverso una bilancia aereodinamica posta alla base del modello rigido, sono stati calcolati gli "structural wind loads", ovvero i carichi di vento di progetto poi implementati nel modello ad elementi finiti.

In secondo luogo è stato possibile caratterizzare le effettive pressioni agenti sulle facciate della torre, ciò al fine di valutare al meglio anche gli effetti locali dovuti ai fenomeni di turbolenza.

Come accade poi per gli edifici alti, è stato eseguito un terzo studio denominato "pedestrian comfort", mirato a determinare la possibile presenza alla base della torre di vortici di vento conseguenti alla discesa sulle pareti laterali della torre di flussi di vento agenti in sommità.

Infine, il quarto test denominato "exhaust smoke re-ingestion" è stato eseguito per verificare che i fumi e l'aria espulsa dagli impianti di estrazione non venissero convogliata dai flussi di vento caratteristici nei canali di presa d'aria degli impianti aeraulici.

L'evoluzione della potenza di calcolo del software, rispetto alla release utilizzata nel 2008 per il calcolo della Torre Unicredit, ha permesso inoltre per le analisi della Scheggia di Vetro di studiare più in dettaglio il comportamento delle deformazioni a lungo termine.

Particolari analisi infatti sono state condotte in relazione agli spostamenti differenziali orizzontali degli impalcati di piano, indotti dalla torsione permanente dovuta all'inclinazione della facciata sud, valutando con attenzione il campo deformativo differito nel tempo, correlato con il comportamento viscoso del calcestruzzo.

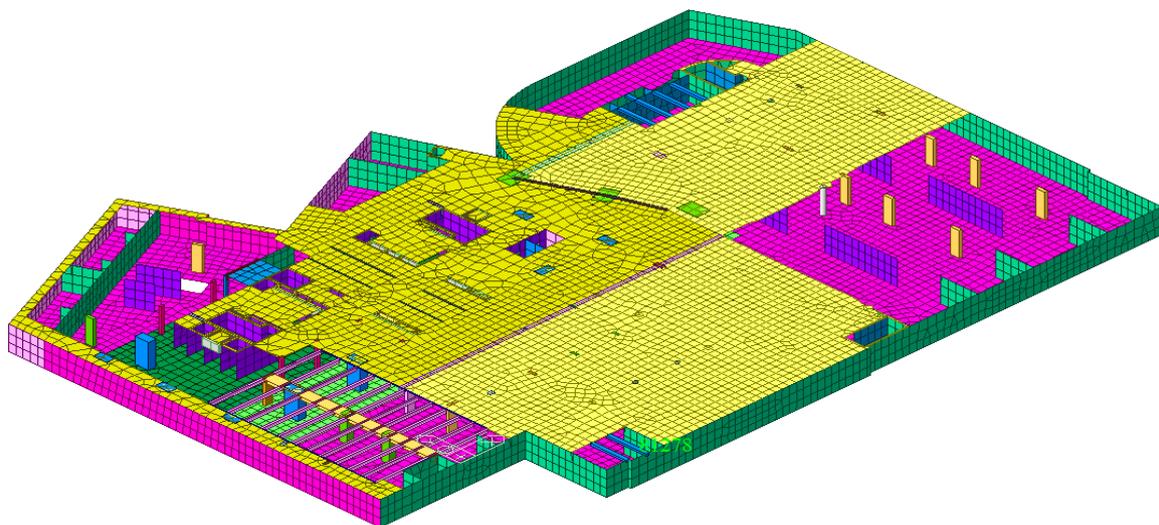
Tali studi sono stati oggetto anche di una tesi di Laurea Magistrale presso il corso di ingegneria civile del Politecnico di Milano, svolta nel periodo della progettazione della torre.

Nel dettaglio è stata realizzata una "construction stage analysis" realizzando uno studio per fasi temporali del modello della torre imponendo le seguenti fasi di costruzione:

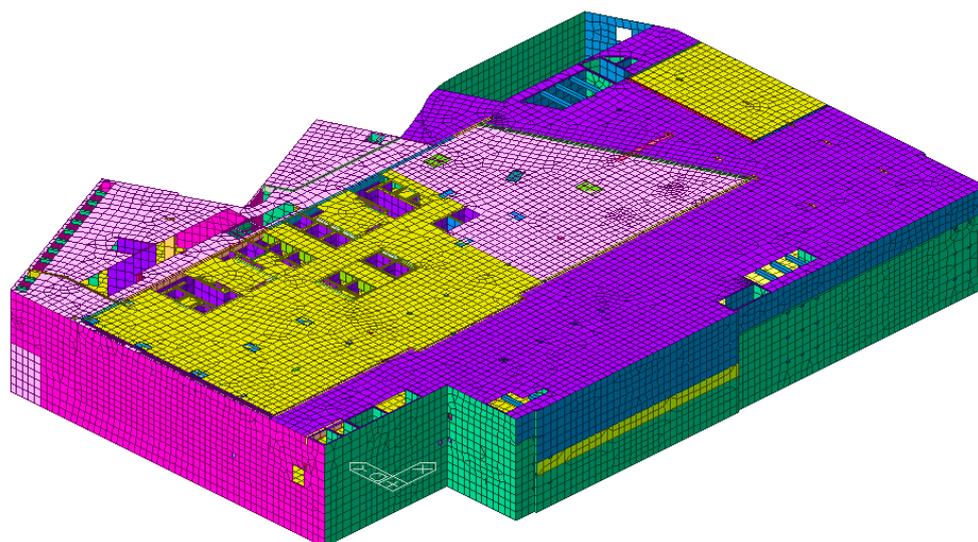
- 75 giorni per il getto della platea di fondazione;
- 21 giorni per ognuno dei quattro piani interrati;
- 14 giorni per i piano terra, primo e secondo;
- 7 giorni per i piani fuori terra oltre il livello 2.

I muri dei core di controvento, realizzati con tecnologia in cassero rampante, sono stati implementati temporalmente in anticipo rispetto alla realizzazione degli impalcati.

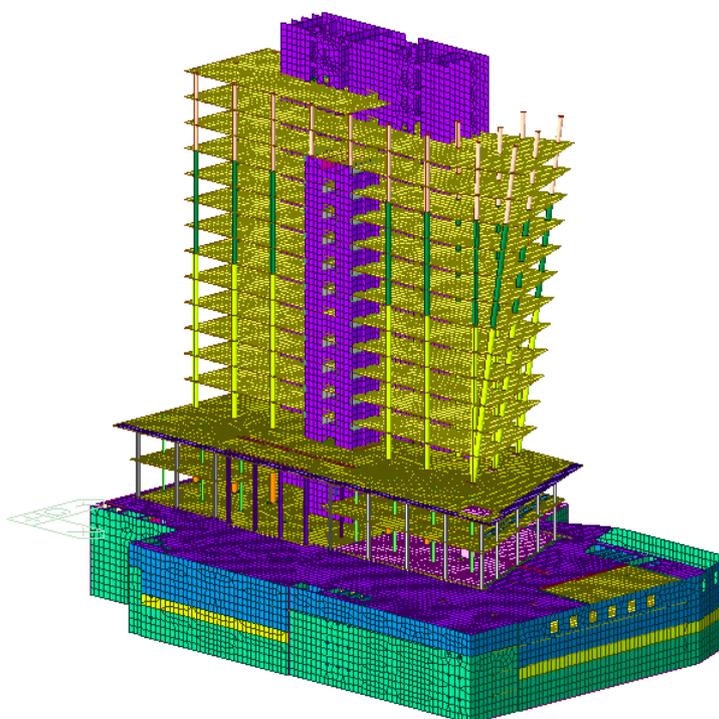
In seguito si propongono alcune immagini dei vari modelli FEM realizzati per l'analisi di costruzione per le fasi temporali implementate:



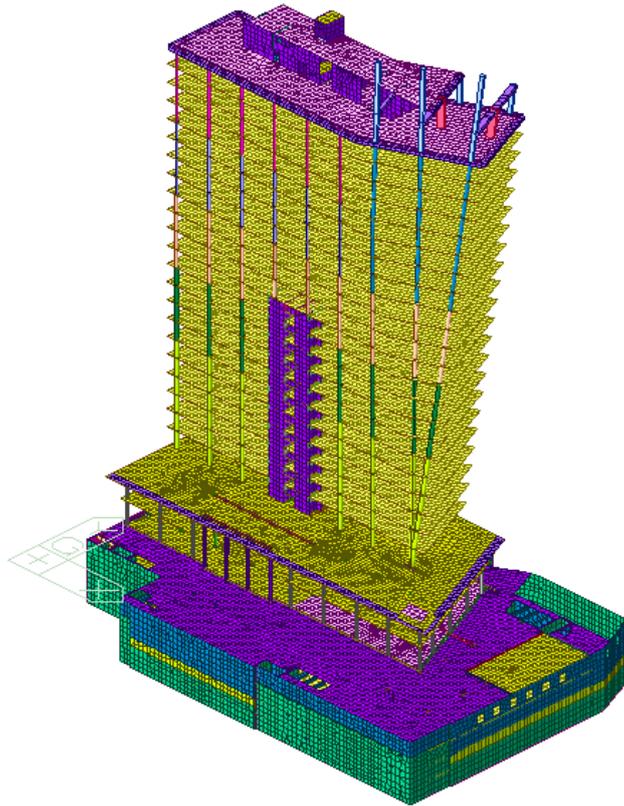
Fondazione



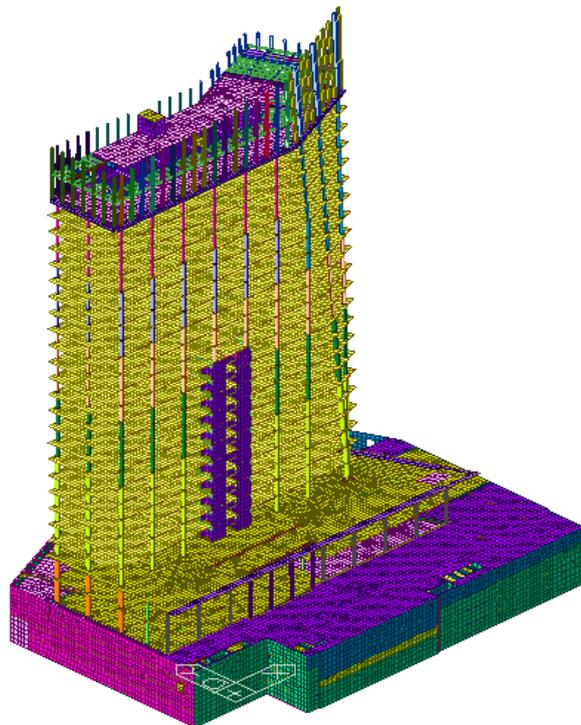
Basement



Fase intermedia

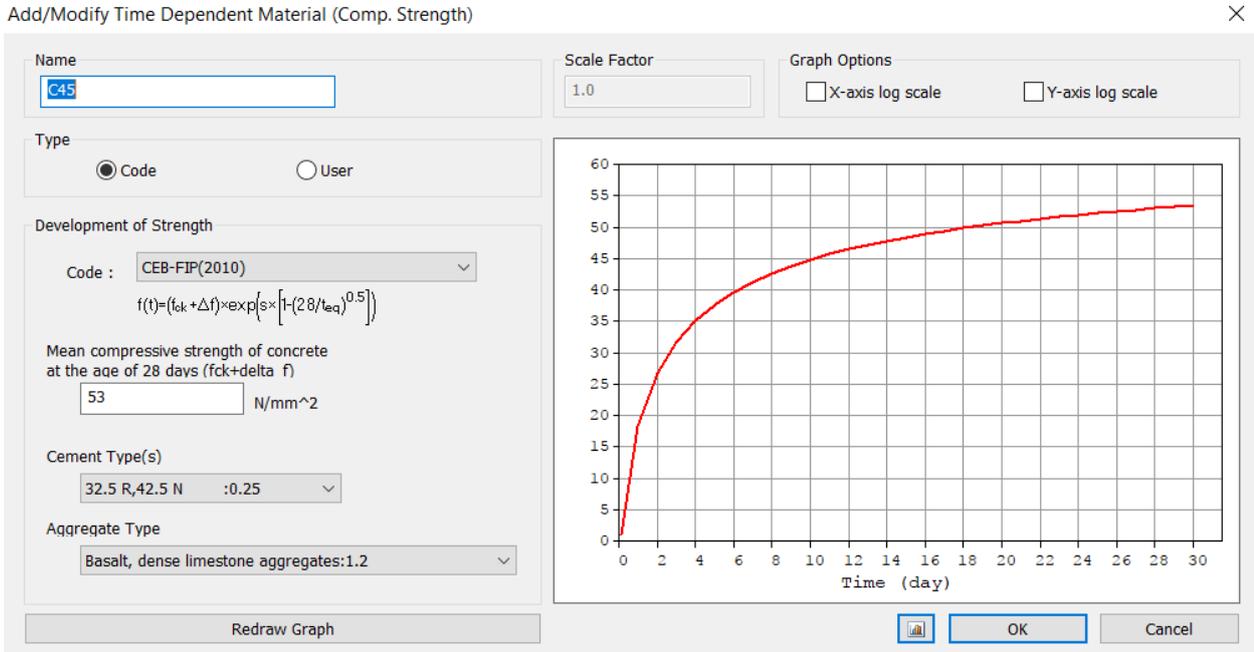


Completamento getti di copertura

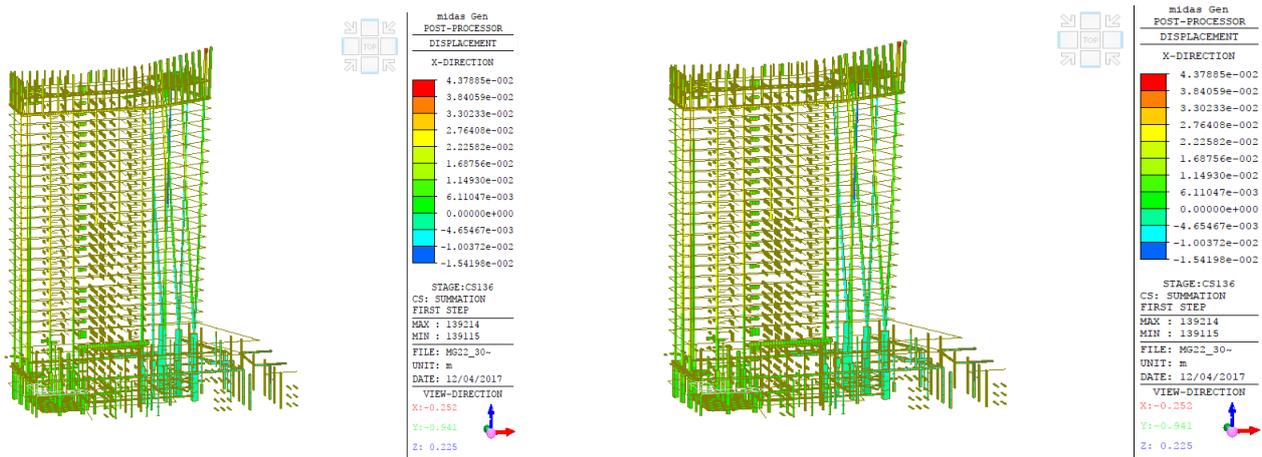


Modello finale

Relativamente il comportamento viscoso delle diverse classi di calcestruzzo utilizzate nel progetto, sono state adottate le funzioni proposte dal CODE CEB FIP 2010 presente nel solutore del programma Gen:



Dall'analisi della costruzione per fasi della torre, oltre lo studio dell'Axial shortening of columns, sono stati studiati gli spostamenti orizzontali differiti degli impalcati al fine di garantire al meglio la deformabilità torsionale della Torre:



Spostamenti orizzontali di piano in uno stage di analisi

La conclusione generale dei lavori è prevista nell'anno 2020 e, con l'apertura degli spazi pubblici presenti alla base della torre, si potrà includere questo nuovo edificio nei percorsi nel nuovo District Center di Porta Nuova.

Ing. Alessandro Aronica

MSC Associati Srl