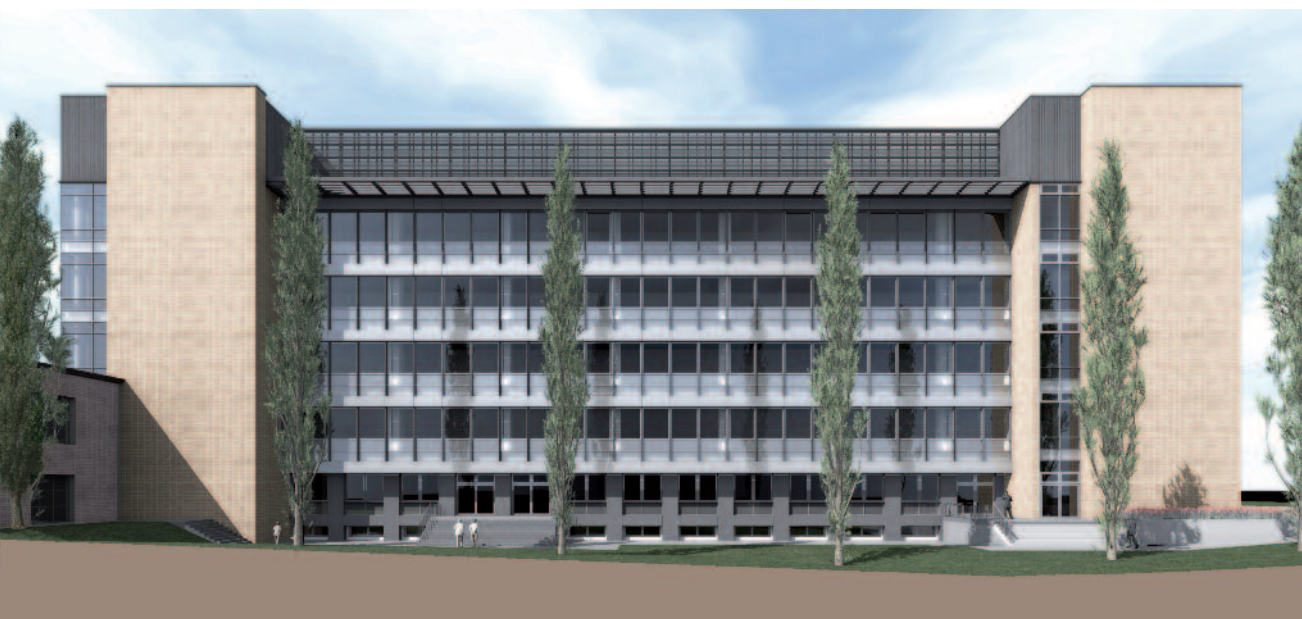


# Progetto e realizzazione del centro oncoematologico (CO-RE) dell'Azienda Ospedaliera di Reggio Emilia - Arcispedale Santa Maria Nuova

Andrea Benassi<sup>1</sup>, Mauro Ferrari<sup>1</sup>, Vanni Donelli<sup>2</sup>, Mauro Nasi<sup>3</sup>, Alberto Calza<sup>3</sup>, Tiziano Binini<sup>4</sup> ■



## Progetto/Nome dell'opera:

CO-RE Centro Oncoematologico Reggio Emilia

## Ubicazione:

Reggio Emilia, Italia

## Committente:

Azienda Ospedaliera di Reggio Emilia - I.R.C.C.S. - Arcispedale Santa Maria Nuova

## Progettisti strutture prefabbricate:

Ing. Andrea Benassi, Ing. Mauro Ferrari

## Progettisti strutture in opera:

Ing. Mauro Ferrari, Ing. Vanni Donelli

## Progettisti architettonici:

Arch. Mauro Nasi, Ing. Alberto Calza, Ing. Tiziano Binini & collaboratori (Arch. Lucia Mosconi, Arch. Emanuele Piccinini, Ing. Raffaele Ramolini, Ing. Alberto Baroni)

## Principali Ditte appaltatrici:

Consorzio Cooperative Costruzioni (CCC), Società Cooperativa (Bologna)

Orion Costruzioni Spa (Reggio Emilia)

Gesta Spa - Global Service Makers (Reggio Emilia)

## Anno completamento lavori:

2013

## 1. Descrizione della struttura, del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche del sito

La struttura descritta in questo documento è una nuova costruzione ospitante il centro oncoematologico "CO-RE" dell'arcispedale Santa Maria Nuova di Reggio Emilia, situata alle spalle dell'esistente complesso ospedaliero (sul retro dell'attuale Pronto Soccorso).

L'edificio è caratterizzato da una pianta rettangolare di dimensioni complessive 82x47 m (Figura 1), ed è composto da un piano interrato, cinque piani in elevazione ed un piano tecnico di copertura destinato ad accogliere impiantistica varia ed una struttura metallica, per un'altezza fuori terra pari a circa 26 m (nelle Figure 2 e 3 due esempi di piante di piani fuori terra). La tipologia strutturale rispecchia sostanzialmente quella dei fabbricati contigui appartenenti al polo ospedaliero limitrofo.

Il comparto giace su alluvioni di pianura limo-sabbiose percorse a vari livelli da corpi canalizzati ghiaioso-sabbiosi derivanti dall'attività di alvei ed esondazioni dei corsi d'acqua locali. Per ovviare al problema legato alla presenza di accentuate anisotropie e alle mediocri qualità meccaniche del volume del terreno d'appoggio, i principali edifici dell'area interessata, incluso

<sup>1</sup> APE Spa, Montecchio Emilia (RE) - ✉ ape@ape.it

<sup>2</sup> Studio Tec3 Ingegneria Srl, Reggio Emilia - ✉ tec3@tec3.org

<sup>3</sup> Studio Cairepro s.c., Reggio Emilia - ✉ segreteria@cairepro.it

<sup>4</sup> Studio Binini Partners Srl, Reggio Emilia - ✉ info@bininipartners.it

quello descritto in questo documento, sono stati dotati di un piano interrato e di fondazioni a platea, configurazione che ha determinato un buon comportamento delle strutture in elevazione. Lo sgravio operato con lo scavo dei sotterranei rappresenta infatti una sostanziale aliquota dei pesi relativi a costruzioni di taglia importante come quella della struttura presa in esame, tanto che il livello tensionale con cui si sollecita il substrato è relativamente modesto se paragonato all'assetto geostatico naturale. Questa soluzione è sembrata alquanto razionale, considerando sia la capacità di limitare le deformazioni differenziali, sia la sensibile soggiacenza della falda idrica rispetto al piano d'imposta.

L'edificio è progettato in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008 e s.m.i.). La struttura resistente è mista telaio-pareti, costituita da un telaio spaziale formato da travi e pilastri in c.a. con maglia strutturale quadrata di lato 7.8 m e quattro nuclei di controventamento in c.a. posizionati agli angoli della struttura contenenti i vani scala e gli ascensori. L'interpiano medio è di 4.5 m con solai di spessore 35 cm (tranne il sesto solaio, di spessore 40 cm) realizzati mediante lastre tralicciate. Le travi sono semi-prefabbricate e puntellate al montaggio, di spessore 45 cm e larghezza variabile, ribassate rispetto al solaio.

I pilastri sono prefabbricati con nodo a secco, gettati in opera dopo il posizionamento delle armature integrative per solidarizzare l'unione trave-pilastro e fornire un livello di iperstaticità caratteristico del sistema costruttivo descritto.

La fondazione è realizzata mediante una platea dello spessore di 60 cm con nervature incrociate in entrambe le direzioni, di altezza rispettivamente pari a 160 cm per le nervature sotto i vani scala e quelle disposte lungo la direzione di orditura dei telai principali e 120 cm per quelle poste ortogonalmente ad esse.

Data la lunghezza dell'edificio, superiore a 80 m, è stato posizionato un giunto strutturale a metà lunghezza, mantenendo comunque la continuità strutturale grazie alla presenza in corrispondenza del giunto di dispositivi di vincolo dinamico (shock transmitters) accoppiati con connettori a taglio.

Al piano interrato è presente un muro perimetrale controterra, giuntato sismicamente rispetto al corpo principale dell'edificio, in modo da rendere la sua risposta dinamica indipendente da quella della struttura.

## 2. Azioni sulla struttura e parametri di progetto

La destinazione d'uso dell'edificio ricade all'interno della definizione presente in normativa di

*“costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità”* (Classe IV,  $C_U = 2.0$ ). Per quanto riguarda la vita nominale, invece, la struttura è classificabile tra le *“grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica”*, e quindi associabile a  $V_N = 100$  anni.

Sono stati considerati i quattro stati limite previsti dalla normativa (SLO,  $a_g/g = 0.09$ ; SLD,  $a_g/g = 0.11$ ; SLV,  $a_g/g = 0.25$ ; SLC,  $a_g/g = 0.27$ ) per la verifica di spostamenti e deformazioni, dello stato tensionale, dei dispositivi di vincolo dinamici e del martellamento.

Per quanto riguarda il fattore di struttura, è stato adottato un valore pari a  $q = 3.6$ , discendente dal fatto che l'edificio è una *“struttura mista equivalente a pareti”* (più del 50% dell'azione sismica è affidato ai setti), è regolare sia in pianta, sia in altezza (nel rispetto delle variazioni di massa e rigidità ai piani) e non è deformabile torsionalmente ( $r_{\min}/I_s > 0.8$ ).

Le ulteriori azioni presenti sulla struttura (azioni antropiche sui solai, tamponamenti, neve, vento, effetti termici) sono state valutate coprendo in modo il più realistico possibile tutte le situazioni tipiche presenti in una struttura ospedaliera come quella in esame, ponendo particolare attenzione ai carichi concentrati potenzialmente presenti.

Gli elementi non strutturali (quali tamponature e tramezzi) sono stati rappresentati unicamente in termini di massa, trascurandone il contributo di rigidità e resistenza durante l'analisi, ma, poiché il loro danneggiamento e quello dei relativi collegamenti può provocare danni a persone, sono stati verificati per gli stati limite precedentemente descritti. In aggiunta, poiché la struttura ricade in Classe IV, si è verificato che durante l'azione sismica non si producessero danni, soprattutto agli elementi non strutturali, tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa verifica è stata effettuata imponendo una limitazione agli spostamenti interpiano.

Le fondazioni sono state dimensionate per rimanere in campo elastico. I possibili effetti nella sovrastruttura indotti da spostamenti relativi del terreno sono stati inibiti realizzando una platea caratterizzata da un reticolo di nervature.

## 3. Modelli di riferimento per le analisi e risultati

Sono stati sviluppati ed analizzati diversi modelli allo scopo di indagare e verificare i singoli aspetti peculiari della struttura in modo conservativo (modelli solidi, unifilari, con fondazione

esuolo alla Winkler o senza fondazione, con o senza dispositivi di vincolo dinamici ecc.). In particolare, alcuni dei modelli valutati sono rappresentati nelle Figure 4 e 5.

In generale, la fondazione è stata modellata mediante elementi bidimensionali di spessore definito (platea) ed elementi beam (cordoli) su suolo alla Winkler, tenendo conto sia dell'effettiva rigidezza mediante una procedura che assegna un coefficiente correttivo al modulo elastico degli elementi beam, sia dell'effettiva superficie di appoggio della fondazione e della distribuzione di sollecitazione.

Le travi prefabbricate sono state modellate mediante elementi beam. Dato che nel modello unifilare il solaio è definito da asse ad asse, senza tener conto della striscia che in realtà è occupata dalla trave, in tale caso il peso specifico delle travi è stato opportunamente ridotto per tenere conto dell'effettivo peso degli orizzontamenti.

I pilastri sono stati modellati anch'essi con elementi beam, mentre per i setti sono stati utilizzati elementi quadrangolari a 4 nodi, la cui matrice di rigidezza è ottenuta per sottostrutturazione utilizzando come elementi base un numero variabile di elementi lastra-piastra a 4 nodi. La modellazione dei setti è stata sviluppata prendendo in considerazione aspetti importanti legati ai problemi di locking degli elementi alla Kirchhoff, di drilling, di connessione con gli elementi beam innestati sia perpendicolarmente, sia nel piano del setto.

Il modulo elastico delle strutture in elevazione (travi, pilastri, setti) è stato ridotto al 60% del valore corrispondente alla sezione integra per tenere conto della fessurazione potenzialmente presente durante l'azione sismica.

Gli shock transmitters sono stati modellati attraverso elementi truss, assegnando una rigidezza  $k$  dipendente dalla forza nominale massima  $F_c$

allo stato limite di collasso ed il 5% della semicorsa di progetto  $d/2$ :

$$k = \frac{F_c}{0.05 \cdot d/2} \quad (1)$$

Per quanto riguarda i connettori a taglio, invece, si è ricorso ad elementi beam svincolati alle traslazioni lungo il proprio asse

Si è svolta un'analisi dinamica modale utilizzando gli spettri di risposta previsti dalla normativa (analisi spettrale con i vettori di Ritz), al fine di valutare l'azione sismica agente. Si è quindi optato per un'analisi lineare dinamica considerando 20 modi di vibrare per ogni direzione di ingresso del sisma, ottenendo così, per ciascuno stato limite considerato, una massa partecipante sempre superiore all'85% della massa totale e senza trascurare nessun modo con massa partecipante superiore al 5%. A titolo di esempio, i periodi e le masse partecipanti relative ai vari modi, per lo SLV e per due direzioni di ingresso del sisma (longitudinale e trasversale) sono riepilogate nella tabella sottostante, mentre in Figura 6 è rappresentata la deformata associata al primo modo.

#### 4. Dimensionamenti, verifiche ed esecuzione lavori

I dimensionamenti degli elementi strutturali e non strutturali, così come le verifiche sismiche, sono stati condotti in accordo con le metodologie accennate nella prima parte di questo documento. In particolare, gli elementi non strutturali e gli impianti sono stati dimensionati facendo riferimento al metodo indicato al §7.2.3 delle NTC08, con il quale è possibile determinare una forza equivalente posizionata nel centro di massa dell'elemento, in funzione,

Tabella 1 - Modi e periodi di vibrazione della struttura (combinazione SLV)

Modo	Periodo [sec]	Coeff. di Part.	Li / L1	Massa Modale	MMi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
98	0.63	1.34517e+00 3	100	1.8e+0 06	59	59	0.2956
102	0.15	-6.81907e+00 2	51	4.6e+0 05	15	74	0.4132
104	0.06	5.29962e+00 2	39	2.8e+0 05	9	83	0.2599
97	0.63	4.39993e+00 2	33	1.9e+0 05	6	90	0.2937
103	0.12	3.89426e+00 2	29	1.5e+0 05	5	95	0.3693
101	0.19	1.68742e+00 2	13	2.8e+0 04	1	96	0.4132
99	0.44	-9.01761e+00 1	7	8.1e+0 03	0	96	0.4132
100	0.24	-4.48265e+00 1	3	2.0e+0 03	0	96	0.4132
113	0.63	1.06070e+00 3	100	1.1e+0 06	37	37	0.2943
114	0.62	-9.96779e+00 2	94	9.9e+0 05	32	69	0.2979
117	0.18	6.33611e+00 2	60	4.0e+0 05	13	82	0.4132
120	0.05	4.81902e+00 2	45	2.3e+0 05	8	90	0.2585
118	0.16	-3.76541e+00 2	35	1.4e+0 05	5	95	0.4132
119	0.10	-2.91483e+00 2	27	8.5e+0 04	3	97	0.3391
116	0.24	-4.88443e+00 1	5	2.4e+0 03	0	97	0.4132
115	0.44	2.13510e+00 1	2	4.6e+0 02	0	97	0.4132

fra l'altro, della quota dell'elemento e delle sue condizioni di vincolo, dell'altezza della struttura e del rapporto fra il periodo di vibrazione dell'elemento e di quello della struttura.

La verifica dei collegamenti in fondazione, realizzati mediante scarpe metalliche e tirafondi, è basata sulla sperimentazione effettuata presso l'Università di Bologna per quanto riguarda l'aderenza fra calcestruzzo e componenti metalliche

e quella effettuata presso la Fondazione Eucentre per quanto riguarda le scarpe metalliche.

Nelle immagini che seguono, è testimoniata l'attività riguardante la definizione del progetto architettonico e di quello strutturale (Figure 7 e 8), oltre alle fasi di lavorazione in cantiere (Figure da 9 a 15). La Figura 16 è un rendering utile a fornire un'idea abbastanza precisa della struttura ultimata.

### Bibliografia

Ceccoli C. (2005) - Studio sperimentale dell'aderenza tra barre d'armatura e la malta di inghisaggio all'interno degli scatolari di fondazione, Rapporto DISTART, Università degli Studi di Bologna.

D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Enexsys S.r.l. (2013) - WinStrand Structural Analysis & Design, Manuale teorico e d'uso.

Figura 1  
Schema architettonico:  
pianta piano interrato.

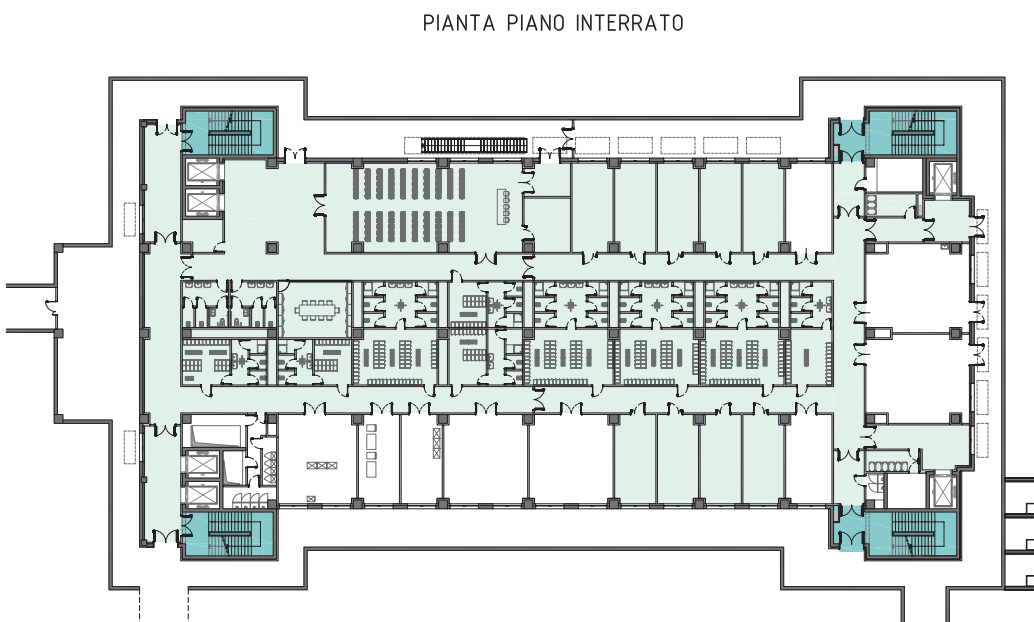
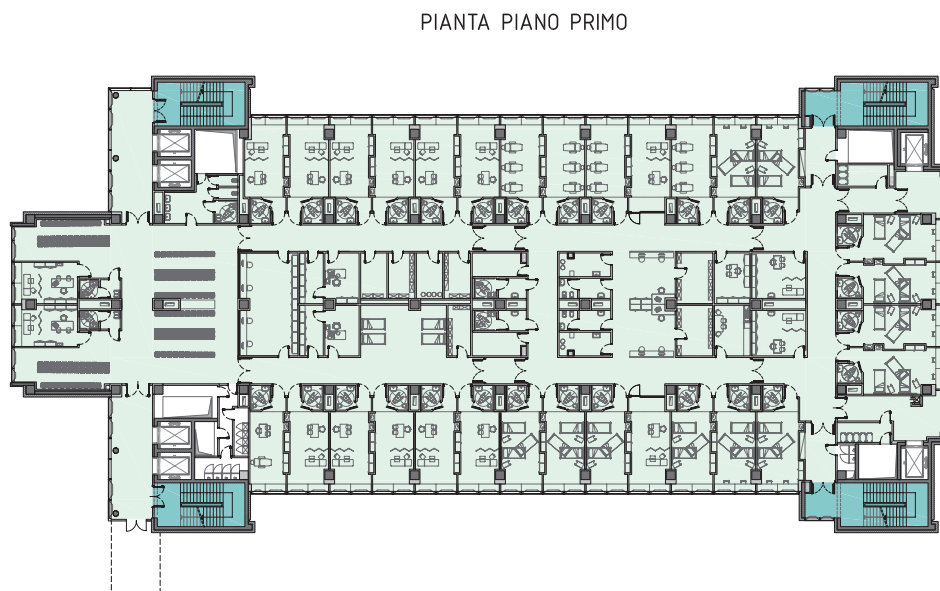


Figura 2  
Schema architettonico:  
pianta piano primo.



PIANTA PIANO QUARTO

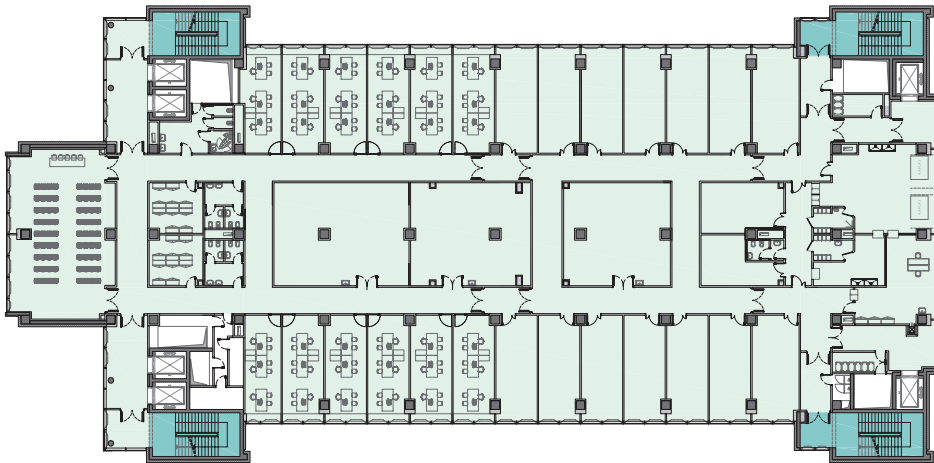


Figura 3  
Schema architettonico:  
pianta piano quarto.

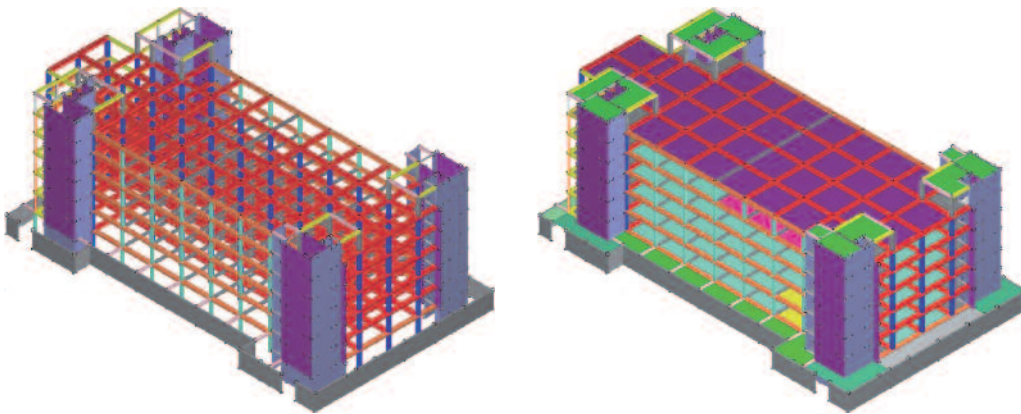


Figura 4  
Modelli 3D senza  
fondazione: scheletro della  
struttura (a sinistra); schema  
impalcati (a destra).

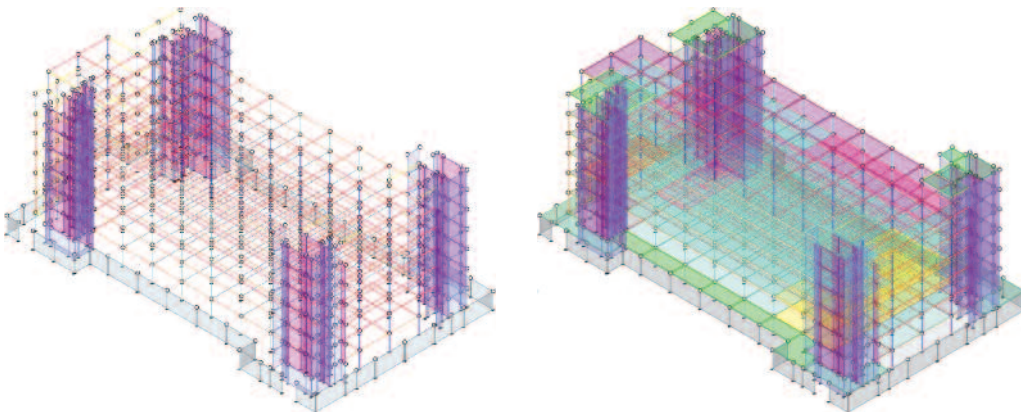


Figura 5  
Modelli unifilari senza  
fondazione: scheletro della  
struttura (a sinistra); schema  
impalcati (a destra).

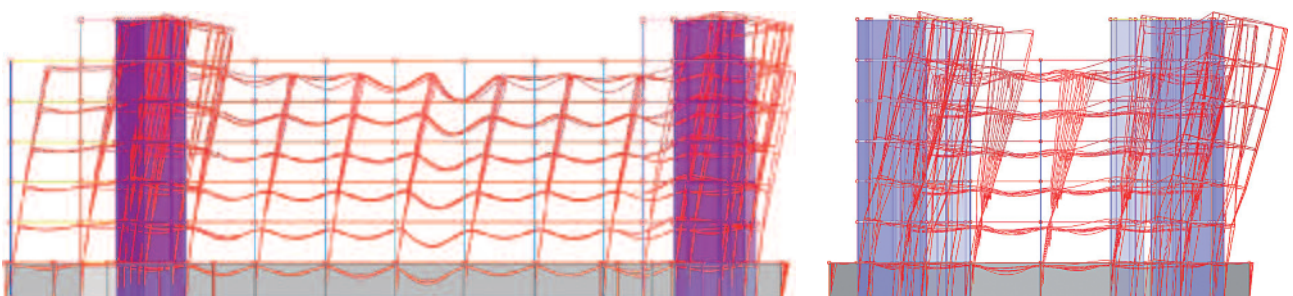


Figura 6  
Primo modo di vibrare della  
struttura in direzione  
longitudinale (a sinistra) e  
trasversale (a destra).

Figura 7  
Schema architettonico:  
sezioni strutturali.

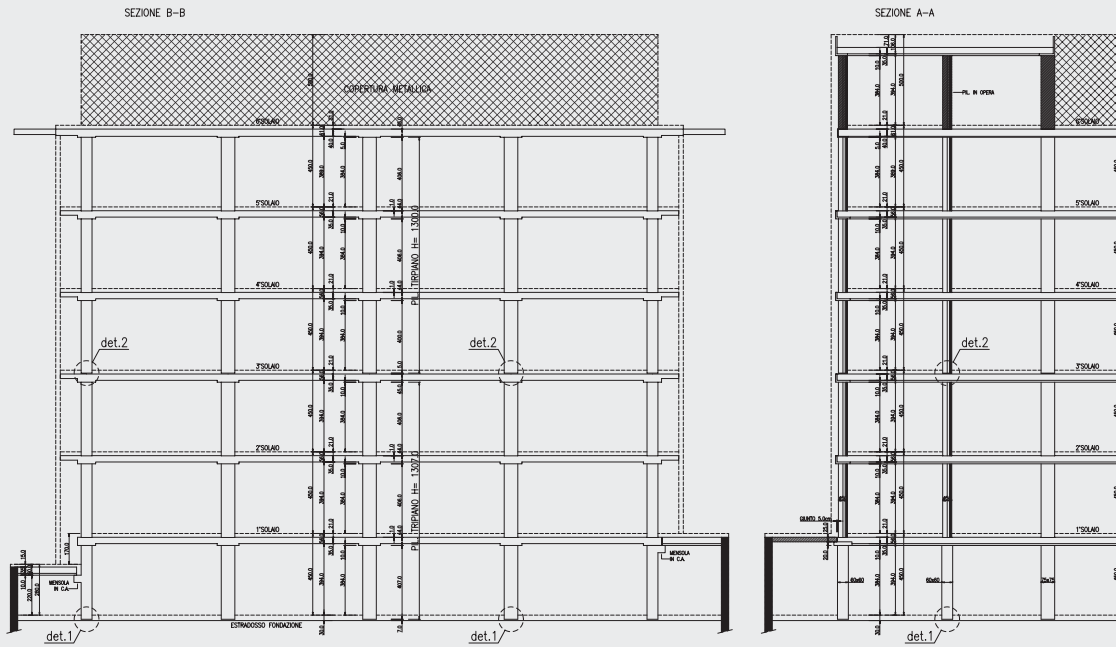
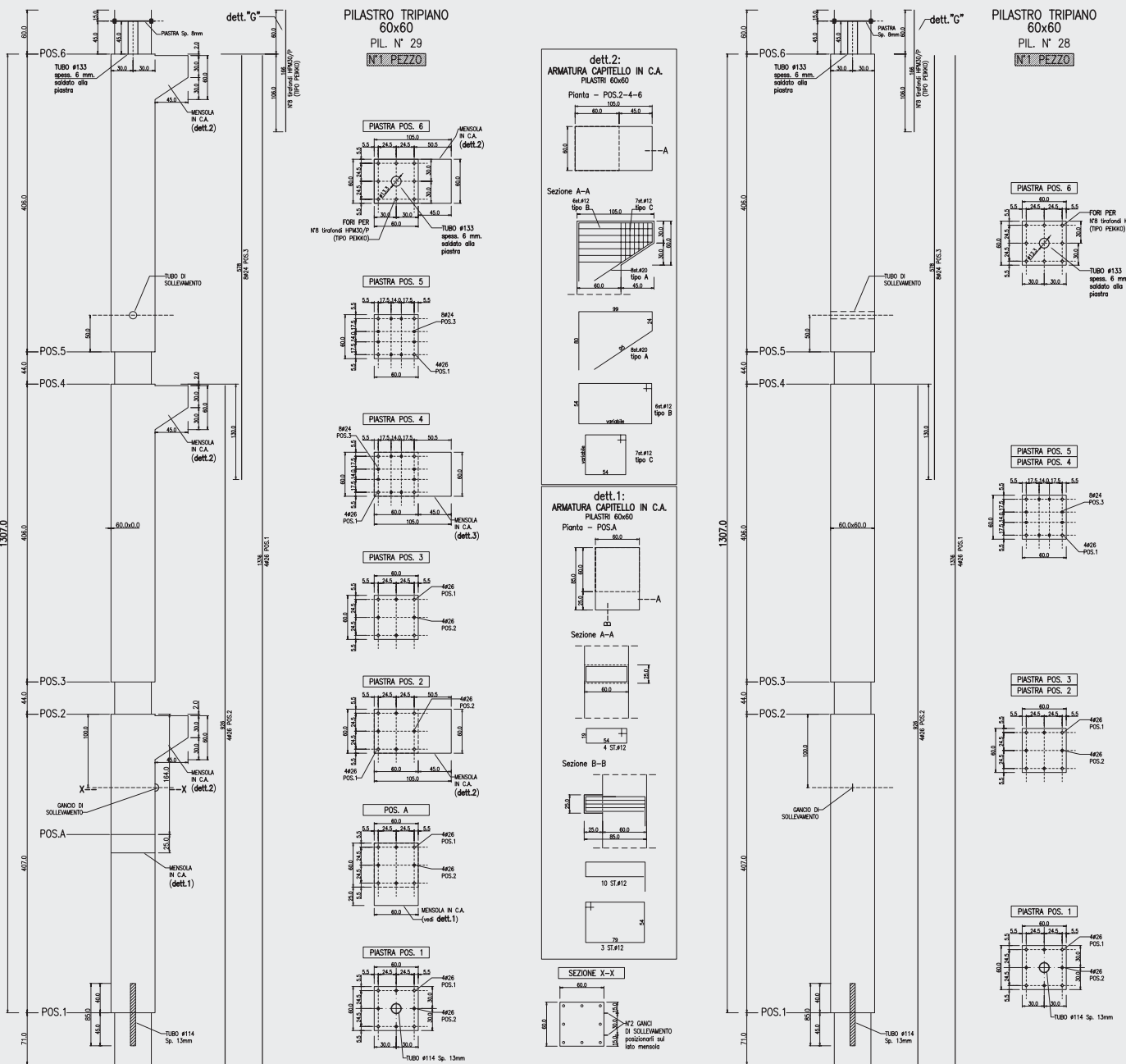
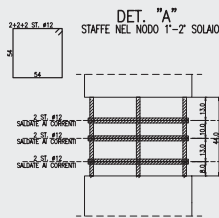
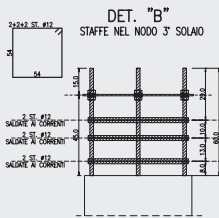
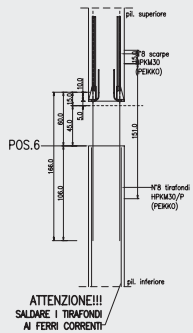


Figura 8  
Schema pilastri  
prefabbricati.





DETTAGLIO "G"



SCHEMA STAFFATURA PILASTRI TRIPIANO 60x60

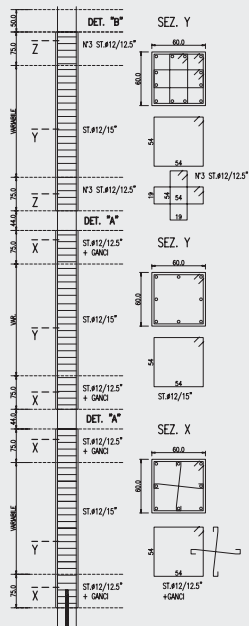


Figura 9  
Realizzazione delle gabbie di fondazione.



Figura 10  
Trespolo in fondazione.



Figura 11  
a) Inghisaggio dei pilastri;  
b) dettaglio dei collegamenti con le travi;  
c) dettaglio dei tirafondi in fondazione e posizionamento pilastro.



Figura 12  
Pilastrini prefabbricati.



Figura 13  
Dispositivi di vincolo dinamico (shock transmitters).

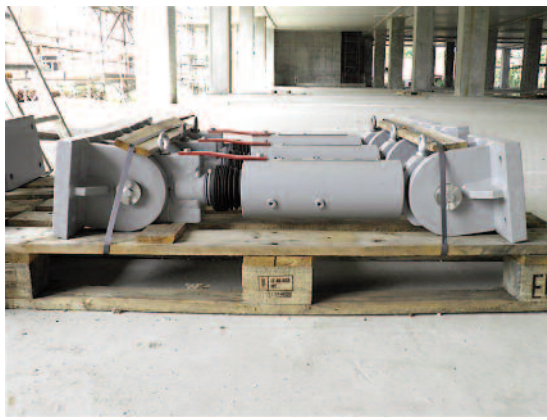


Figura 14  
Solaio gettato.



Figura 15  
Alloggiamento shock transmitters.





Figura 16  
Rendering 3D della  
configurazione finale della  
struttura.

