



POLITECNICO MILANO 1863

Scuola di ARCHITETTURA URBANISTICA INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI
Corso di Laurea Magistrale in INGEGNERIA DEI SISTEMI EDILIZI
Anno Accademico 20/21

Titolo:

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DEL POLITEAMA DI COMO

Relatori:

Prof. Ing. Sergio Tattoni
Prof. Ing. Pietro Giuseppe Crespi
Prof. Ing. Marco Zucca

Laureando: Vittorio Guerini
Matricola: 943853

Sommario

INTRODUZIONE.....	2
1. IL POLITEAMA DI COMO	3
1.1 Contesto Storico	3
1.2 Federico Frigerio.....	8
1.3 Il Progetto	11
2. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI	26
2.1 Materiali	27
2.2 Autocad.....	29
2.3 Midas Gen.....	54
2.3.1 Carichi non strutturali.....	71
2.3.2 Vincoli	80
2.3.3 Analisi	81
3. PROGETTO SIMULATO	88
4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN ACCORDO CON NTC2018.....	106
3.1 Travi	109
3.2 Pilastri	115
5. CONCLUSIONI	138
BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	141

INTRODUZIONE

Il seguente progetto di tesi è incentrato sull'analisi strutturale del Teatro Politeama di Como, sito in Piazza Cacciatori delle Alpi.

Tale analisi è stata eseguita modellando il telaio della struttura in cemento armato tramite il software ad elementi finiti Midas Gen, lo scopo finale è stato quello di capire se, nonostante l'edificio avesse oltre un secolo di vita e fosse stato realizzato prima della progettazione agli stati limite, potesse soddisfare i requisiti richiesti dalle attuali normative vigenti, individuare le eventuali criticità e, quindi, dopo la necessaria ristrutturazione degli ambienti interni e delle facciate, assolvere nuovamente la propria funzione culturale e sociale nella città di Como.

A causa dell'emergenza Covid-19, la fase di reperimento del materiale sul quale impostare l'analisi non è stato possibile svolgerla in loco, nemmeno presso l'archivio della società Porcheddu, costruttrice dell'opera, situato al Politecnico di Torino, e neppure presso la Biblioteca Comunale di Como.

1. IL POLITEAMA DI COMO

1.1 Contesto Storico

Politeama deriva dal greco polys (molto) e theama (spettacolo), letteralmente significa teatro che si presta a spettacoli di varia natura.

Sorti tra il 1880 e il 1920 in numerose città italiane quali Milano, Torino, Como, Genova e Trieste al nord, mentre a sud si trovano a Palermo, Napoli, Lecce, Bari, Reggio Calabria e Catania.



Figura 1.1: Esterno del Politeama Garibaldi di Palermo



Figura 1.2: Interno del Politeama Garibaldi di Palermo

I politeama hanno rappresentato una tappa di fondamentale importanza per il lungo processo di formazione dei luoghi di cultura popolare e del consumo cinematografico. A Como il Politeama nasce come cineteatro popolare, come luogo di spettacolo genericamente inteso, come spazio multifunzionale e flessibile.

Il Teatro Politeama viene edificato tra il 1909 e il 1910 e sito in piazza Cacciatori delle Alpi.



Figura 1.3: Politeama di Como, 1910

Venne realizzato per volere della Società dei Palchettisti proprietari del Teatro Sociale che affidarono la progettazione all'architetto Federico Frigerio.

Si tratta del primo edificio comasco con parti strutturali in calcestruzzo armato.

Il dibattito sulla necessità di realizzare un politeama a Como, inteso come teatro popolare, muove i primi passi tra la fine di febbraio e i primi di marzo del 1908 all'interno della società dei Palchettisti del Teatro Sociale, alle prese con una crisi sia di risorse che di prospettive future, in cui videro la soluzione nel rinnovamento delle strutture per fare spettacolo e di conseguenza aumentare il pubblico partecipante.

Venne avviato quindi un approfondito dibattito che dalle riunioni dei palchettisti approdò rapidamente alle pagine del quotidiano locale 2 e quindi alla città nel suo complesso: in un primo momento vi era l'ipotesi di costruire un nuovo teatro sul luogo dell'arena retrostante al Teatro Sociale.

Tra il 22 e il 23 di marzo, mentre veniva indetta una nuova assemblea dei palchettisti che si

preannunciava decisiva, venne lanciata una sottoscrizione per la costituzione di una società per la realizzazione del Politeama. Tale iniziativa non deve essere intesa in nessun modo in maniera concorrenziale rispetto al teatro Sociale, il quale, anzi, avrebbe dovuto trarne vantaggio, tanto che vennero avanzate ipotesi di accordo, ma come una proposta autonoma in nome della libertà di iniziativa in tutti i campi, compreso quello culturale. Il 22 aprile del 1908 venne convocata l'assemblea per la costituzione della nuova società, il capitale che venne raccolto in poco più di un mese ammontava a oltre 150.000£, cifra cospicua per l'epoca.

L'area per l'edificazione del nuovo teatro fu individuata in un terreno di proprietà comunale all'angolo tra viale Cavallotti e piazza Cacciatori delle Alpi, al tempo annesso alla vicina caserma di San Carlo.

A partire da questo momento le strade tra i due teatri, il Sociale quello storico e il Politeama quello moderno, si separarono irrevocabilmente, anche se consensualmente. Dell'ipotesi di realizzare la nuova struttura nelle vicinanze dell'antica non si parlò più, per quanto si continuasse, nei mesi successivi, ad affrontare la questione teatrale approfondendo ripetutamente i problemi e le prospettive del Sociale, del Politeama e del Cressoni (teatro popolare fondato da Annibale Cressoni nel 1870 e che allora versava in profonda crisi, destinato ad essere riconvertito a breve in cinema e sala da ballo).

I lavori iniziano il 1° luglio 1909. Le linee generali furono rivolte ad un edificio multifunzionale: teatro popolare, quindi senza palchi, ma anche cinema, café chantant, circo, bar, ristorante, albergo.

In definitiva, il Politeama può essere considerato l'unico vero edificio modernista presente a Como, incredibilmente uscito dalla matita non di un futuro razionalista, ma di un architetto intriso dalla tradizione.

In occasione dell'inaugurazione, il 14 settembre 1910, con *La Bohème* di Giacomo Puccini, l'edificio non mancò di suscitare interesse e persino stupore. Negli anni seguenti, il Politeama assolvette alle funzioni di teatro per la lirica e la prosa, ma anche di cinema (il debutto della "settima arte" ebbe luogo il 15 aprile 1911), di circo (numerosi furono gli spettacoli circensi, con cadenza quasi annuale, dal 1914 al 1936), di café chantant, di caffè,

di ristorante, di albergo (più propriamente di “foresteria” per le compagnie teatrali); inoltre venne spesso usato anche per comizi, assemblee e riunioni pubbliche varie.



Figura 1.4: Politeama di Como, 1920

Negli ultimi decenni è stato usato quasi unicamente come sala cinematografica; chiuso dal 20 maggio 1985 al 15 aprile 1988 per gli indispensabili adeguamenti sulla sicurezza, conosce la chiusura definitiva nell’agosto 2005.

Nel 2018 il FAI (Fondo per l’Ambiente Italiano) lo adotta e lo candida nella campagna nazionale “I luoghi del cuore” riproposta anche nel 2019. Tuttora è possibile dare il proprio voto per contribuire ad aumentare la reputazione del teatro e misurare l’affetto che la cittadinanza ha nei suoi confronti. L’azione serve per il reperimento di fondi per la sua ristrutturazione. Attualmente (agosto 2021) risulta al 725° posto.



Figura 1.5: Politeama di Como, 1960



Figura 1.6: Politeama di Como, ottobre 2020

1.2 Federico Frigerio

Federico Frigerio nasce a Milano il 10 agosto 1873. Consegue nel 1896 la laurea come ingegnere-architetto presso il Regio Istituto Tecnico Superiore (attuale Politecnico di Milano) e, successivamente, ottiene un diploma da professore di Disegno presso l'Accademia delle Belle Arti di Brera, unendo così un'ampia formazione storico artistica a quella rigorosamente tecnologica.

Tra i suoi insegnanti figurano Paolo Landriani, Camillo Boito e Ludovico Pogliaghi. Frigerio comincia a lavorare nella zona del lago di Como a partire dal 1897, affiancando l'ingegnere Giuseppe Salvioni nel cantiere del grande albergo Plinius. Nel 1900 Federico Frigerio ricevette l'incarico a vita ad occuparsi degli interventi di restauro del Duomo di Como.

Il giovane Frigerio trova nell'ambiente comasco molti stimoli intellettuali, infatti si trasferisce definitivamente a Como nel 1906, quando sposa la figlia dell'allora ministro Paolo Carcano.

Nel 1908 comincia a scrivere per la Rivista Archeologica Comense, pubblicando un articolo a proposito del ritrovamento di un mosaico del IV secolo d.c. durante gli scavi per le fondazioni del Palazzo della Società Bancaria Italiana. Nello stesso anno, durante gli scavi per le fondazioni di un altro edificio, Federico Frigerio rinvenne altri reperti di epoca romana, probabilmente un colonnato, che in seguito fu ricostruito nella sala del museo comasco.

Nel 1910 Frigerio realizza il primo edificio di Como in cemento armato, appunto, il Teatro Politeama.

Il capolavoro di Federico Frigerio è il Tempio Voltiano di Como, voluto e finanziato

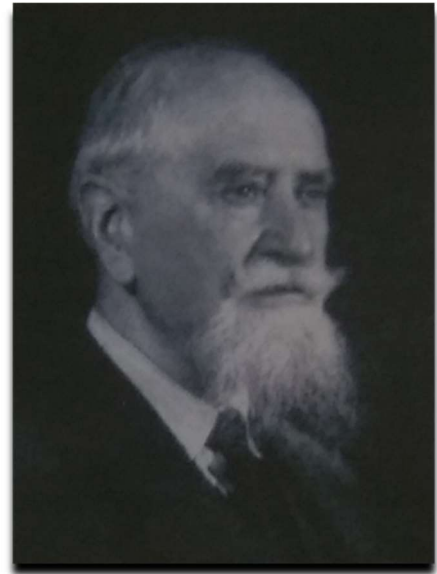


Figura 1.2.1: Federico Frigerio



Figura 1.2.2: Tempio Voltiano

dall'imprenditore Francesco Somaini, di Lomazzo, per ospitare i cimeli di Alessandro Volta. Alcuni dei cimeli voltiani erano stati recuperati dallo stesso Frigerio dall'incendio dei padiglioni della Grande Esposizione del 1899, realizzata a Como per celebrare il centenario della pila voltiana.

Nel 1931 Federico Frigerio compie il restauro del palazzo vescovile, rimuovendo le superfetazioni e

recuperando porzioni del primitivo fabbricato alto medioevale.

Di Frigerio si ricorda anche la sede policroma della Banca Commerciale sita tra la piazza Grimoldi ed il duomo.

Dopo molti anni dedicati alla committenza privata (progetti di ville, edicole funerarie, tombe, studi di facciata e palazzi di città) nel 1932 Federico Frigerio si dedica esclusivamente alle ricerche sul Duomo di Como, che troveranno una sintesi nel 1950 con la pubblicazione de "Il Duomo di Como e il Broletto".

Dopo l'incendio del 27 settembre 1935 che danneggia la cupola di Filippo Juvarra del Duomo di Como, si occupa di progettare e sovrintendere l'intervento di ricostruzione. L'originaria cupola di Juvarra era stata ricoperta a metà '700 da una sovrastruttura dall'architetto Giulio Galliori. In un acceso dibattito, Frigerio si impone su Giuseppe Terragni per la rimozione delle sovrastrutture che alteravano le proporzioni originarie pensate da Juvarra.

A Lomazzo attua il restauro di Villa Somaini (palazzo Raimondi Odescalchi) e l'intervento di modifica della facciata della chiesa di San Siro.

Di Federico Frigerio è infine, nel 1945, il progetto della sede di via Sirtori della "Magistri Cumacini", la scuola per periti edili di cui Frigerio ricoprì il ruolo di commissario prefettizio.

La figura di Federico Frigerio è sempre rimasta nell'ombra, di sicuro nell'ombra dell'architetto razionalista Giuseppe Terragni. Frigerio, che rimase fedele alla tradizione dell'eclettismo e del neoclassicismo, era un uomo di grande cultura: era un abile restauratore, un appassionato di archeologia, uno studioso in grado di sviscerare molti

argomenti, come dimostrato dalle sue numerose pubblicazioni.

Il lavoro di Federico Frigerio ha avuto una ricaduta importante su Como, non solo per i suoi interventi sul Duomo, gli è riconosciuto il merito di aver fatto restaurare ed esporre al pubblico nelle navate i preziosi arazzi dell'Arcimboldo e di Giovanni Karcher, prima riposti negli armadi della cattedrale, sul Broletto e sulla chiesa di san Giacomo, ma anche per i suoi progetti di nuovi edifici, come la nuova sede della Società Bancaria Italiana (1908-1910), il Teatro Politeama (1910), la Banca Commerciale Italiana (1924-1926), il tempio Voltiano (1926-27).

1.3 Il Progetto

Il progetto di Federico Frigerio (coadiuvato dall'ing. Andrea Valli) venne rivisto più volte e alla fine fu realizzato con una struttura in cemento armato, che per Como era una novità assoluta. La sala venne ideata in funzione delle diverse tipologie di spettacoli che avrebbe ospitato. La platea sostituiva i palchi; una balconata con sei «barcacce» e una galleria con quattro ordini di posti garantivano una capienza complessiva di 1300 spettatori. La platea poteva essere adattata ad ospitare spettacoli circensi, all'occorrenza rimuovendo anche il pavimento. Un grandioso lucernario illuminava lo spazio durante il giorno. L'edificio includeva anche un caffè-ristorante, un albergo con 14 camere e un café chantant nel giardino sul retro.

(Cfr. Fabio Cani, Politeama: teatro popolare del Novecento)

“...il Politeama si proponeva come teatro popolare, quindi senza palchi, e soprattutto come luogo di spettacolo genericamente inteso; doveva quindi essere un edificio multifunzionale e flessibile: non solo teatro, ma anche cinema, café chantant, circo, bar, ristorante, albergo. Se l'organizzazione generale era, per certi versi, obbligata, non altrettanto lo fu la definizione della struttura portante, per la quale, contrariamente a quanto riportato all'epoca, non si optò da subito per il cemento armato; ancora nella pratica presentata per l'ottenimento della licenza edilizia sono inseriti disegni di una primitiva versione in cui il tetto è retto da capriate metalliche, segno evidente che vennero prese in considerazione ipotesi alternative prima di decidere, ma, viste le date dei disegni strutturali in cemento armato, subito seguenti l'inizio del cantiere, la conversione al cemento armato può essere considerata abbastanza precoce.

Probabilmente per la consapevolezza che l'edificio richiedeva soluzioni particolarmente complesse, i lavori strutturali vennero affidati non a un'impresa locale ma alla ditta torinese Porcheddu, divulgatrice in Italia del sistema Hennebique.

Il percorso progettuale così fortemente segnato dalle esigenze funzionali (sia nella definizione dell'organizzazione generale dell'edificio che nell'ideazione della struttura) si esprime in modo conseguente anche nelle scelte di stile. Le forme dell'edificio, nelle

diverse redazioni del progetto architettonico, conobbero infatti una progressiva “asciugatura” dai disegni preliminari fino alla sobria realizzazione finale. L’edificio costruito rinuncia a qualsiasi ordinamento neoclassico o revivalistico, limitando l’apparato decorativo a un bugnato assai piatto e austero intorno alle finestre e a semplici tettoie di protezione degli ingressi. La massa dell’edificio è movimentata dai diversi volumi che denunciano le funzioni interne: in basso le facciate di un decoroso palazzo urbano che ospita bar, ristorante e albergo, in alto la cupola vetrata che sovrasta la platea e la torre scenica sull’area del palco.

Persino nell’interno si rinuncia al mascheramento della struttura portante, così che quasi tutti gli elementi costruttivi sono semplicemente intonacati senza aggiunte di membrature, solo in alcuni punti sono inserite mensole a voluta, palesemente prive di funzione.

La struttura venne completata con i lavori in muratura eseguiti dalla ditta dei capomastri comaschi Brenna e Bernasconi, mentre le opere decorative si devono a Felice Bernasconi (per i pavimenti a mosaico), ai Fratelli Fontana (per gli stucchi lucidi), alla ditta Barella (per le imbiancature), tutte di Como, e al pittore Candeo di Milano per i fregi decorativi intorno al boccascena e sulla volta della platea.”

La prima versione del progetto che venne presentata mostrava un edificio simmetrico, leggermente più piccolo di quello che poi verrà realizzato.

Le soluzioni adottate fanno pensare che vi fosse solo lo svolgimento dell’attività teatrale, infatti non sono presenti né il bar né la foresteria; differentemente la facciata principale risulta più monumentale di quella attuale, costituita da tre archi ed alcuni gradini che invitano il pubblico all’interno del foyer, spazio a doppia altezza che conduce alla scalinata, la quale porta al teatro, collocato al primo piano e composto da due ordini di gallerie.

La pianta risulta rigorosamente simmetrica e mostra una sala a forma di ferro di cavallo mentre la facciata laterale presenta otto archi e due entrate, molto diversa da quella attuale.

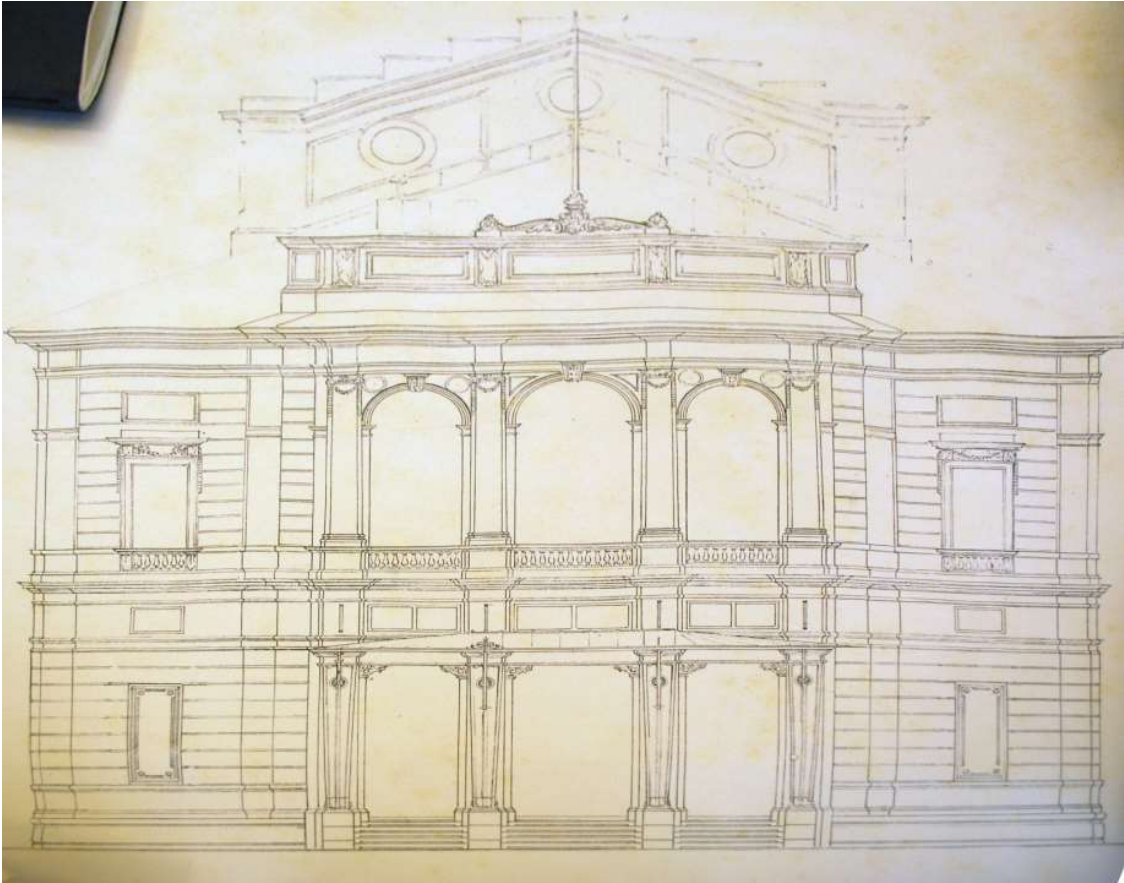


Figura 1.3.1: Prima versione facciata principale



Figura 1.3.2: Facciata principale attuale

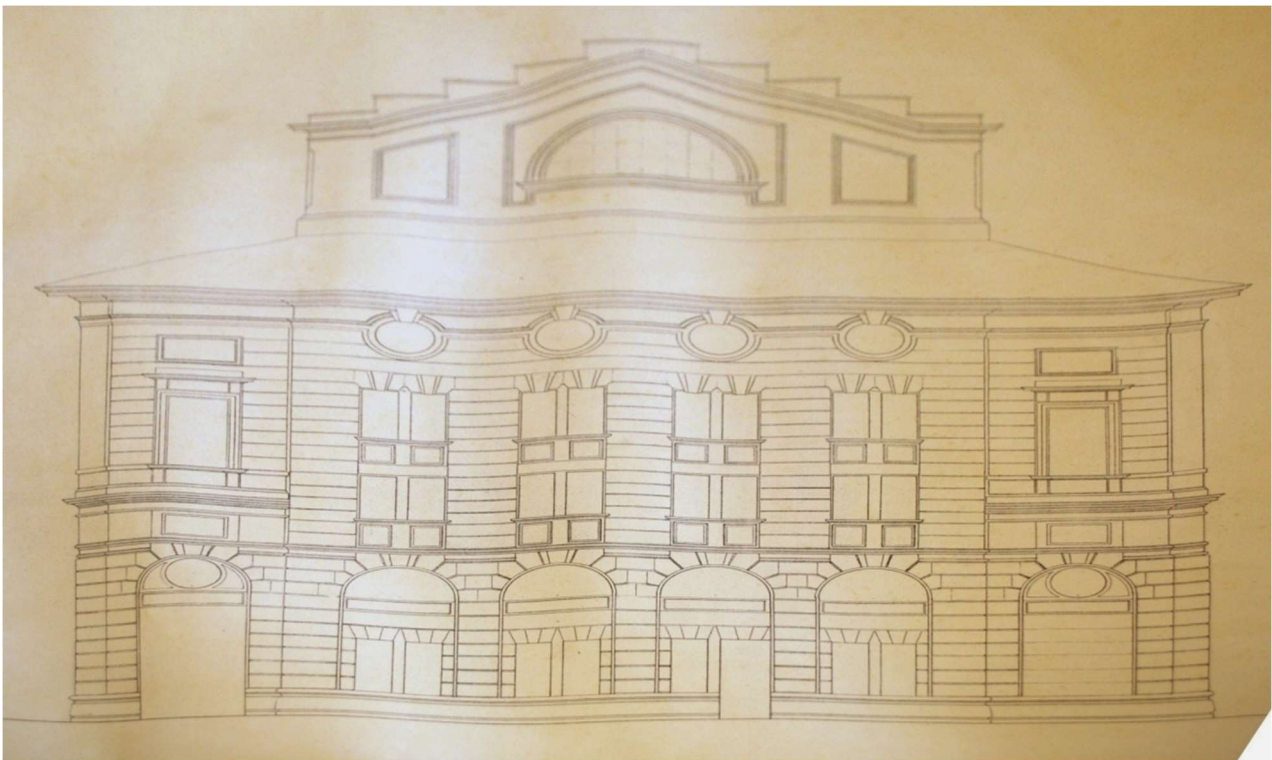


Figura 1.3.3: Prima versione facciata sul retro



Figura 21.3.4: Facciata sul retro attuale

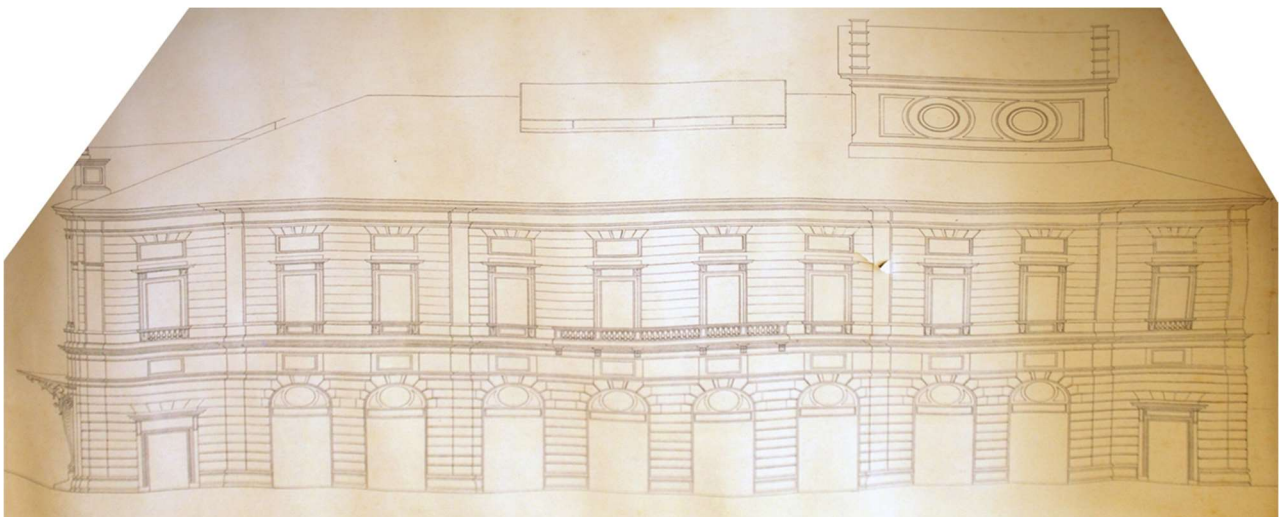


Figura 1.3.3: Prima versione della facciata laterale



Figura 1.3.4: Facciata laterale attuale

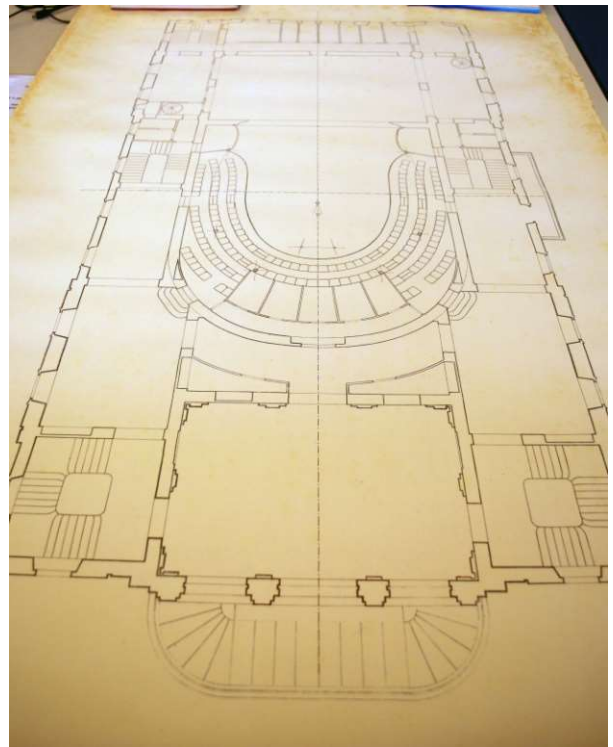
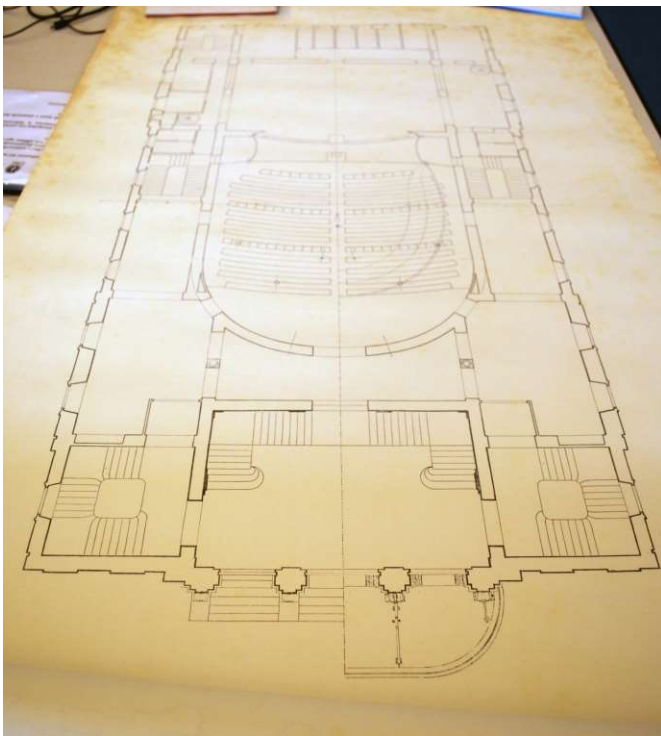
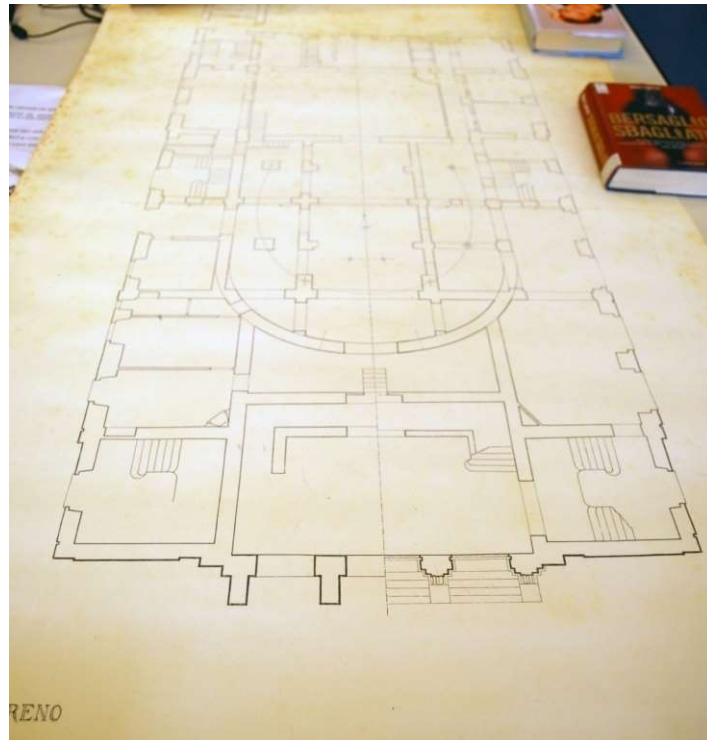


Figura 1.3.5: Prima versione: in alto pianta piano terra, in basso a sinistra quella del primo, a destra quella del secondo

La seconda versione presenta sul lato est dell'edificio la zona del bar e, osservando la facciata occidentale, si può dedurre la presenza della parte che fungerà da albergo situata al primo e secondo piano. In seguito alla presenza delle diverse funzioni anche le scale sono state modificate. L'entrata principale viene ridefinita con la presenza di cinque archi, quindi differente da quella che verrà poi realizzata. In aggiunta si evidenzia la tipologia costruttiva della copertura in legno, prima dell'intervento dell'impresa Porcheddu. La platea viene portata al piano terreno, il foyer non è più a doppia altezza, la zona del palcoscenico è in legno e realizzata con una leggera inclinazione, infine la torre scenica sembra risultare essere in muratura.

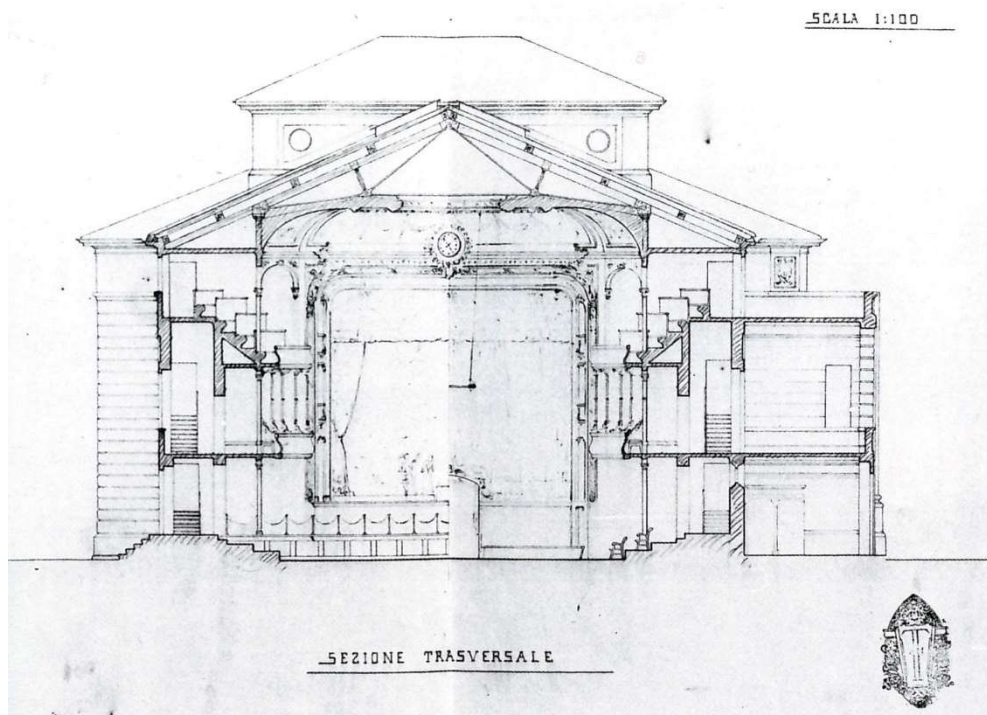


Figura 1.3.6: Seconda versione sezione trasversale

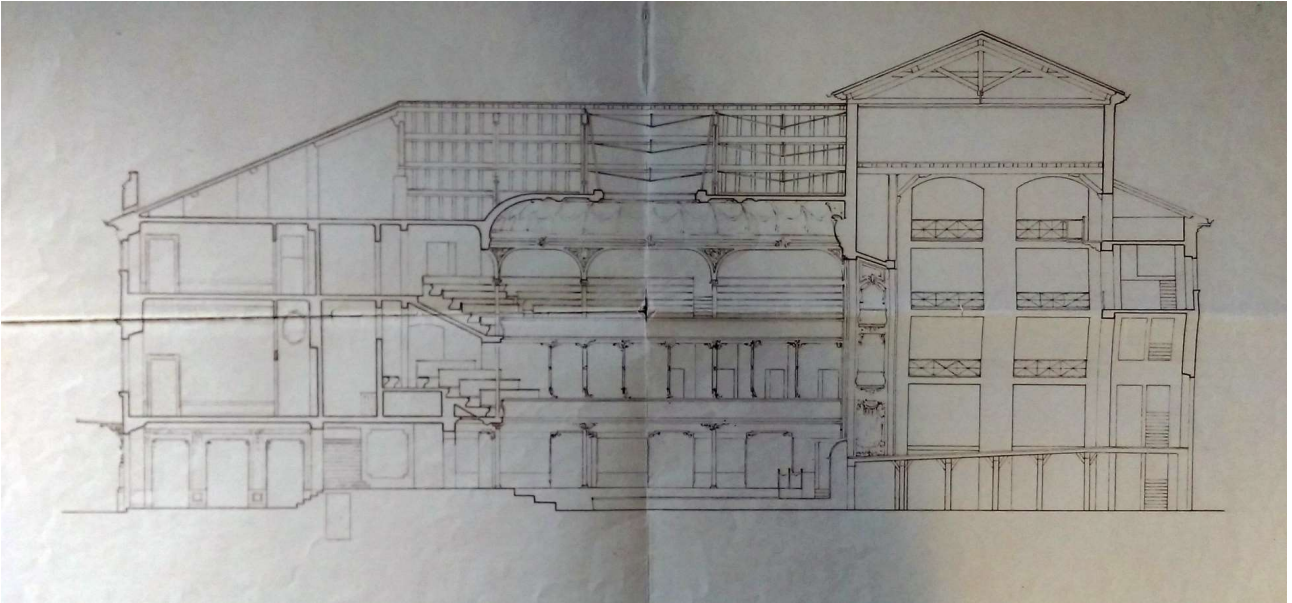


Figura 1.3.7: Seconda versione sezione longitudinale

La terza versione fu quella definitiva ed elaborata dall'impresa Porcheddu sotto la direzione dell'Ing. Somaini, datata luglio 1909 – marzo 1910. Dal momento in cui si decise di realizzare l'edificio in cemento armato, il progetto cambiò nuovamente, furono ridefinite le strutture portanti, le posizioni dei pilastri e l'orditura delle travi. La differenza principale consiste nella struttura delle travi in cemento armato che regge la copertura della sala principale. Questa struttura consente il posizionamento dei grandi lucernari vetriati.

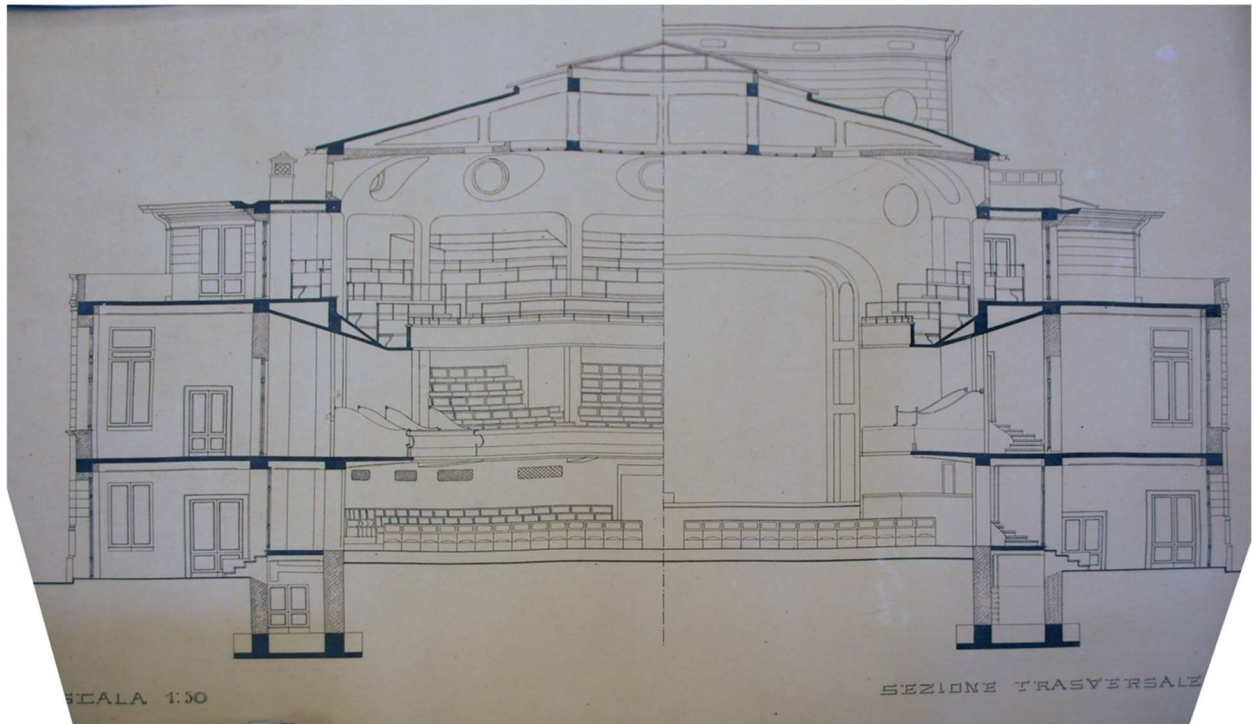


Figura 1.3.8: Versione definitiva sezione trasversale

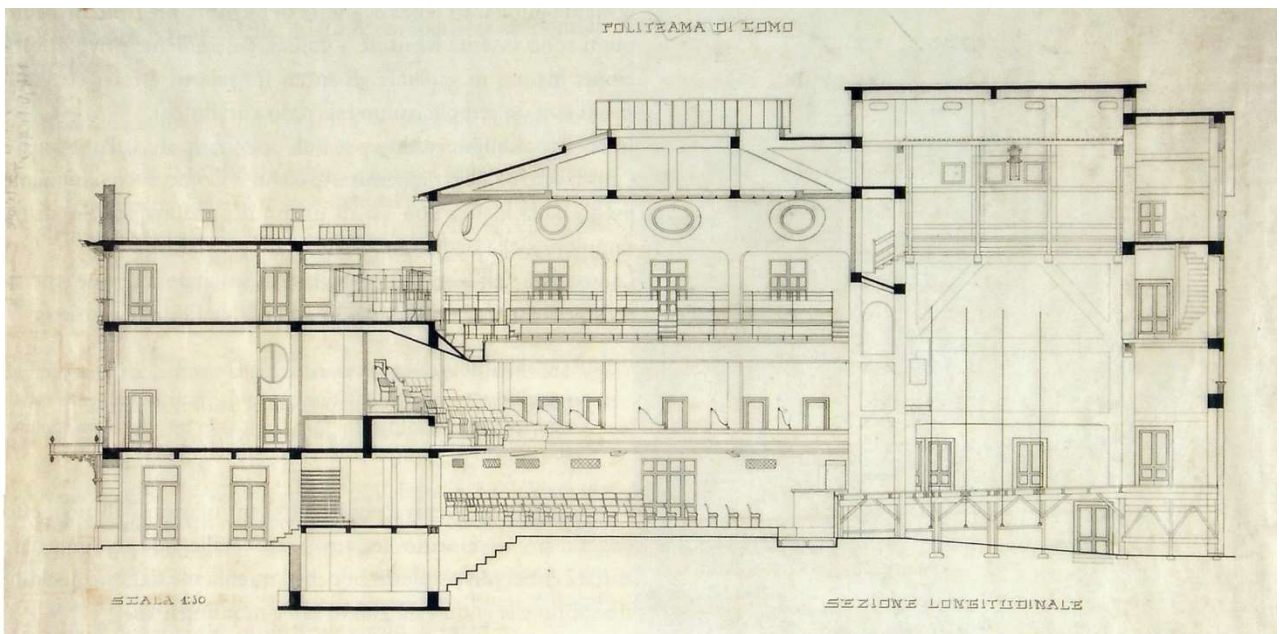


Figura 1.3.9: Versione definitiva sezione longitudinale

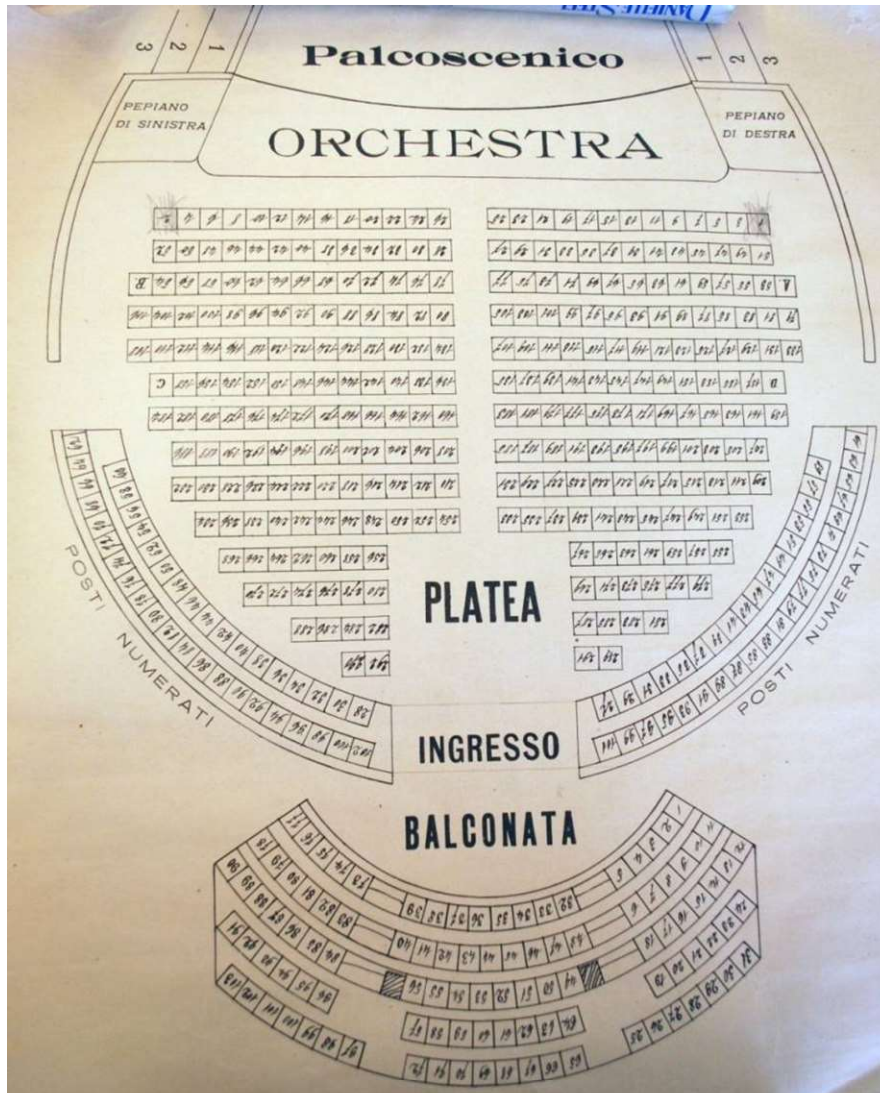


Figura 1.3.10: Versione definitiva pianta platea



Figura 1.3.13: Vista interna



Figura 1.3.14: Vista interna



Figura 1.3.15: Vista interna attuale



Figura 1.3.16: Vista interna attuale

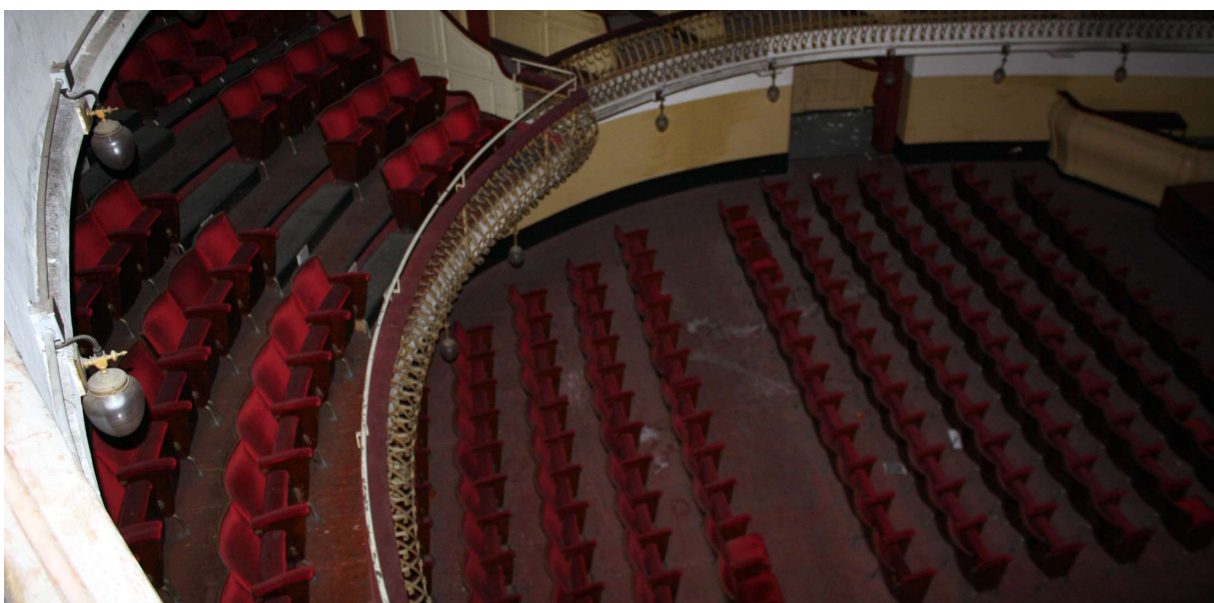


Figura 1.3.17: Vista interna attuale



Figura 1.3.18: Vista attuale boccascena e fregio dell'arlecchino

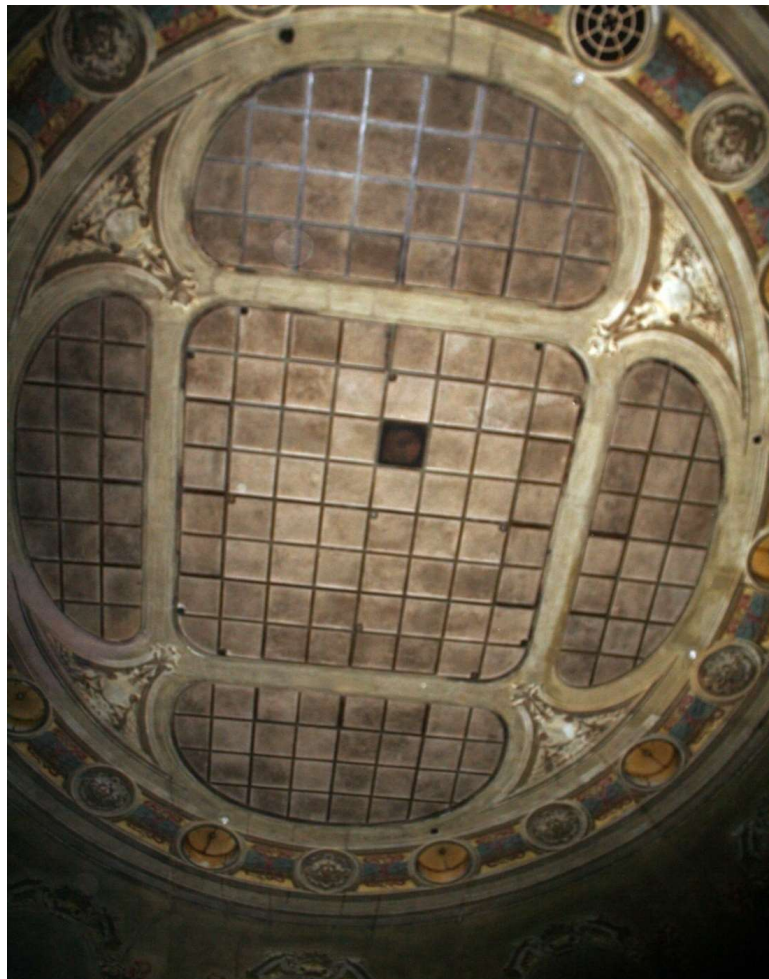


Figura 1.3.19: Vista attuale lucernario sopra la platea

2. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Come anticipato nell'introduzione di questo elaborato di tesi, il lavoro svolto si è concentrato sulla modellazione e sull'analisi strutturale tramite il software agli elementi finiti Midas Gen del telaio della struttura portante in cemento armato del Teatro Politeama di Como.

2.1 Materiali

Riguardante la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, non avendo informazioni inerenti agli stessi che costituiscono la struttura in cemento armato del Politeama e non potendosi svolgere indagini conoscitive sia distruttive o meno in sito, si è proceduto ad un'indagine storica, ricavando quelli che erano i minimi valori fissati di resistenza da normativa.

In particolare per quanto concerne il calcestruzzo si è fatto riferimento al Regio Decreto del 10 gennaio 1907 nel quale veniva imposto come limite minimo di resistenza caratteristica, 150 kg/cm² per un provino cubico di lato 10-15 cm, quindi un attuale C12/15, il quale verrà successivamente inserito nel software Midas nella sezione dedicata Material Properties Data.

essere superiore a 500 grammi e la durata dell'impasto sarà ridotta ad un minuto. L'impasto sarà fatto a mano entro una ciotola di ferro col mezzo di un cucchiaino puro di ferro.

Prove di presa, come è indicato al capitolo VII.

Prove di resistenza alla trazione ed alla compressione, come è indicato ai capitoli VIII e IX. La preparazione dei provini sarà fatta a mano, e dovrà essere ultimata prima che incominci la presa. I periodi delle prove scadranno dopo minuti 15, 60, ore 24, giorni 3, 7, 28, ecc. per il cemento puro, e dopo giorni 1, 7, 28, ecc. per la malta.

Prove di indeformabilità a caldo ed a freddo, come è indicato nei capitoli X e XI. Per le prove a caldo però la temperatura dell'acqua sarà limitata a 50°.

Cementi Portland a lenta presa:

per questi agglomeranti idraulici si eseguiranno le prove considerate nelle prescrizioni generali relative ai metodi normali di prova per gli agglomeranti idraulici seguendo le norme indicate ai capitoli relativi, senza modificazione alcuna.

ALLEGATO B

PRESCRIZIONI NORMALI PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO.

I. — Prescrizioni generali.

1. — Ogni opera in cemento armato dovrà essere costruita in base ad un progetto completo esecutivo, firmato da un ingegnere.

Dal progetto dovranno risultare tutte le dimensioni e disposizioni del conglomerato e del metallo, ed i relativi calcoli statici giustificativi.

2. — L'esecuzione delle opere in cemento armato non potrà essere affidata che a costruttori idonei, i quali comprovino la loro idoneità con certificati rilasciati a norma dell'art. 2 del Capitolato generale per i lavori dello Stato.

3. — Nel progetto saranno indicate con precisione le qualità e proprietà dei materiali da impiegarsi, le dosature del conglomerato, le modalità di costruzione, del disarmo e del collaudo.

Le qualità e proprietà dei materiali, quando venga richiesto, saranno comprovate da certificati rilasciati da laboratori ufficiali.

II. — Qualità dei materiali.

4. — Il cemento dovrà essere esclusivamente del tipo Portland a lenta presa, stagionata, fornito coll'imballaggio originale, e rispondente ai seguenti requisiti:

a) costanza di volume, da controllarsi con prove a caldo ed a freddo, di regola su focacce e pallottole;

b) densità assoluta minima 3,05;

c) residuo massimo sullo staccio: di 900 maglie 2% — di 4900 maglie 20 %;

d) la presa della pasta normale di cemento puro alla temperatura di 15-18° non deve incominciare prima di un'ora, né terminare prima di 5 ore o dopo 12 ore;

e) le prove di resistenza su saggi di malta normale (1 : 3 in peso), preparati a macchina, dovranno dare almeno i seguenti risultati:

	Dopo 7 giorni di stagionatura di cui i 6 ultimi in acqua dolce	Dopo 28 giorni di stagionatura di cui i 27 ultimi in acqua dolce
Trazione kg/cm ²	16	20
Pressione "	180	220

Tutte le prove verranno eseguite secondo le norme fissate dall'Associazione italiana per gli studi sui materiali da costruzione.

Per lavori da eseguirsi in presenza di acqua marina, il cemento dovrà inoltre a richiesta della direzione dei lavori, essere assoggettato a prove supplementari, come ad esempio l'analisi chimica, le prove per immersione, od altre.

5. — La sabbia naturale od artificiale dovrà risultare di grani resistenti e non eccessivamente piccoli; sarà scricchiolante alla mano, e non lascerà traccia di sporco. Essa sarà esente di salsedine, da ogni materia terrosa, vegetale, melmosa o polverulenta; in caso contrario verrà lavata all'acqua dolce fino a realizzare le suddette qualità.

6. — La ghiaietta dovrà essere ben pura e scevra da qualunque sostanza estranea, esente da salsedine o da parti terrose o friabili; in caso contrario sarà lavata all'acqua dolce fino a che siano realizzate le qualità richieste.

La ghiaietta dovrà avere dimensioni tali da passare facilmente negli interstizi tra i casseri e le armature di ferro, come pure fra queste. In ogni caso è da riguardarsi come massima la dimensione di cm. 5.

Qualora invece della ghiaia s'impieghi pietrisco, questo dovrà provenire da pietra compatta, non marnosa né geliva, essere esente da impurità e materie polverulenti. La grossezza degli elementi dovrà corrispondere a quella definita per la ghiaia.

7. — La dosatura normale del conglomerato sarà di kg. 300 di cemento per m³ 0,400 di sabbia asciutta e non compressa e m³ 0,800 di ghiaietta. In circostanze speciali potrà essere richiesto un impasto più ricco: in ogni caso però il conglomerato dovrà riuscire pieno e compatto.

L'acqua per gl'impasti, come quella per la lavatura della sabbia e della ghiaia dovrà essere limpida, pura e dolce.

La resistenza allo schiacciamento del conglomerato di dosatura normale, a 28 giorni di maturazione avvenuta in ambiente umido, sperimentata su cubi di 10-15 cm. di lato, secondo la grossezza degli elementi, non dovrà risultare inferiore a 150 kg/cm². Per impasti d'altra dosatura la resistenza allo schiacciamento, sperimentata come si è detto, non dovrà essere inferiore a cinque volte il carico di sicurezza adottato nei calcoli, colla tolleranza del 10 % rispetto al carico medio di rottura.

8. — Per le armature del conglomerato sarà preferibilmente da impiegarsi il ferro colato o ferro omogeneo ottenuto col procedimento Siemens-Martin. Il metallo sarà liscio alla superficie, privo di gobbe o soffiature, di screpolature e di altre soluzioni di continuità.

Figura 2.1.1: Regio Decreto 10/01/1907



Dal lato dell'acciaio, invece, si è fatto riferimento alla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 1904 dove viene stabilita la tensione massima nell'acciaio pari a 120 MPa, inoltre si è consultato il Regio Decreto del 1939, dove viene prescritto un carico massimo di rottura a trazione per acciaio dolce pari compreso fra i 42 e i 50 kg/mm² ed, in particolare, il limite di snervamento maggiore o uguale a 23 kg/mm², tale valore verrà usato in seguito nelle verifiche in quanto non disponibile altro limite precedente ad esso.

Art. 16.

Il conglomerato prelevato in cantiere dagli impasti impiegati nella esecuzione delle opere deve presentare, a 28 giorni di stagionatura, una resistenza cubica a pressione, $\sigma_{r,28}$, almeno tripla del carico di sicurezza σ_c adottato nei calcoli; tale resistenza non deve però risultare mai inferiore a 120 kg/cm² per conglomerati di cemento normale, ed a 160 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso.

Non raggiungendosi a 28 giorni di stagionatura la resistenza richiesta, la prova dev'essere ripetuta a 60 giorni su altri provini cubici prelevati contemporaneamente ai primi.

Per i conglomerati di cemento alluminoso la prova può anche essere eseguita a stagionature inferiori a 28 giorni fermo restando però il rapporto minimo suddetto fra la resistenza cubica ed il carico di sicurezza.

Qualora nella seconda prova la resistenza prescritta non sia raggiunta, il direttore dei lavori provvede, secondo i casi, alla sospensione dei lavori ed eventualmente al rafforzamento delle opere o alla loro demolizione.

Art. 17.

L'armatura del conglomerato è normalmente costituita con acciaio dolce (cosiddetto ferro omogeneo) oppure con acciaio semiduro o acciaio duro, in barre tonde prive di difetti, di scropolature, di bruciature o di altre soluzioni di continuità.

La resistenza a trazione dell'armatura suddetta viene determinata, quando sia possibile, sui tondini stessi senza alcuna preparazione, o altrimenti su provette cilindriche preparate a freddo e in tutto conformi ai tipi normali stabiliti dalle norme vigenti all'inizio della costruzione, per le prove dei materiali ferrosi.

In entrambi i casi, la lunghezza utile per la misura dell'allungamento percentuale di rottura deve essere 10 volte il diametro del provino.

Devono ottenersi i seguenti risultati:

a) per l'acciaio dolce (ferro omogeneo): Carico di rottura per trazione compreso fra 42 a 50 kg/mm²,

limite di snervamento non inferiore a 23 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 20%.

Per le legature o staffe di pilastri può impiegarsi acciaio dolce con carico di rottura compreso fra 37 e 45 Kg/mm², senza fissarne il limite inferiore di snervamento;

b) per l'acciaio semiduro: Carico di rottura per trazione compreso fra 50 e 60 kg/mm²; limite di snervamento non inferiore a 27 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 16%;

c) per l'acciaio duro: Carico di rottura per trazione compreso fra 60 e 70 kg/mm², limite di snervamento non inferiore a 31 kg/mm², allungamento di rottura non inferiore al 14%.

Un tondino di acciaio dolce riscaldato al calore rosso chiaro ed immerso nell'acqua a temperatura da 10° a 20° C., deve potersi piegare su sè stesso in modo da formare un cappio, il cui occhio abbia un diametro uguale al diametro del tondino, senza che si producano fenditure.

Un tondino di acciaio deve potersi piegare a freddo ad U, senza che si producano fenditure, attorno ad un cilindro, il cui diametro sia uguale al suo diametro per l'acciaio dolce, al quintuplo del suo diametro per l'acciaio semiduro e duro.

Qualora una prova fallisca, si devono ripetere entrambe le prove su due campioni prelevati dallo stesso gruppo di 1000 pezzi, e, fallendo una qualunque di queste, il gruppo viene rifiutato.

Capo III.

NORME DI PROGETTAZIONE.

Art. 18.

Il carico di sicurezza del conglomerato, nella sollecitazione di pressione semplice, deve assumersi come segue:

Armatura delle strutture in cemento armato.

Per conoscenza e norma si trascrive il testo dell'articolo delle « Norme sui leganti idraulici », riguardante le armature delle strutture in cemento armato, in corso di elaborazione da parte della apposita Commissione Tecnica del Consiglio Nazionale delle Ricerche:

« Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq. 42, Aq. 50, Aq. 60 (UNI T. 743) sia in tondo, sia di forma speciale.

« Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50% del carico di snervamento e, in ogni caso, i valori indicati nella tabella III.

Tabella III

Aq. 42	1400 Kg/cm ²
Aq. 50	1600 Kg/cm ² (*)
Aq. 60	1800 Kg/cm ² (*)

Figura 2.1.2: Regio Decreto 16/11/1939

2.2 Autocad

Partendo dalle tavole strutturali in possesso, si è provveduto a ridisegnare con AutoCad le varie piante dei singoli piani, in questo modo è stato possibile definire la geometria e la griglia strutturale dei pilastri.

In seguito, è stato realizzato un semplice telaio in 3D utilizzando gli assi baricentrici dei vari elementi che costituiscono la struttura, così da avere un modello base e di massima dell'edificio sul quale partire per l'analisi seguente agli elementi finiti.

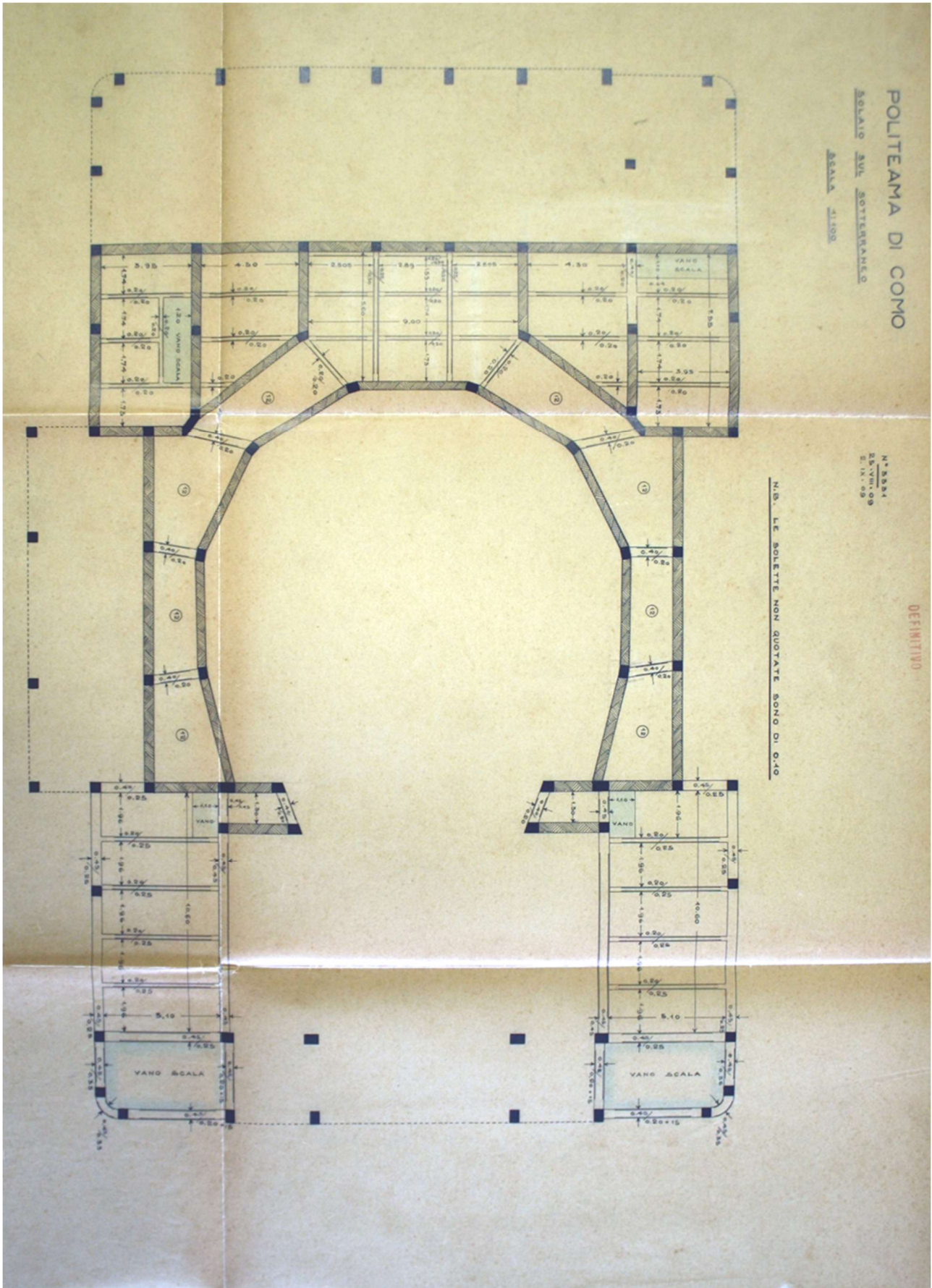


Figura 2.2.3: Pianta piano platea su sotterraneo

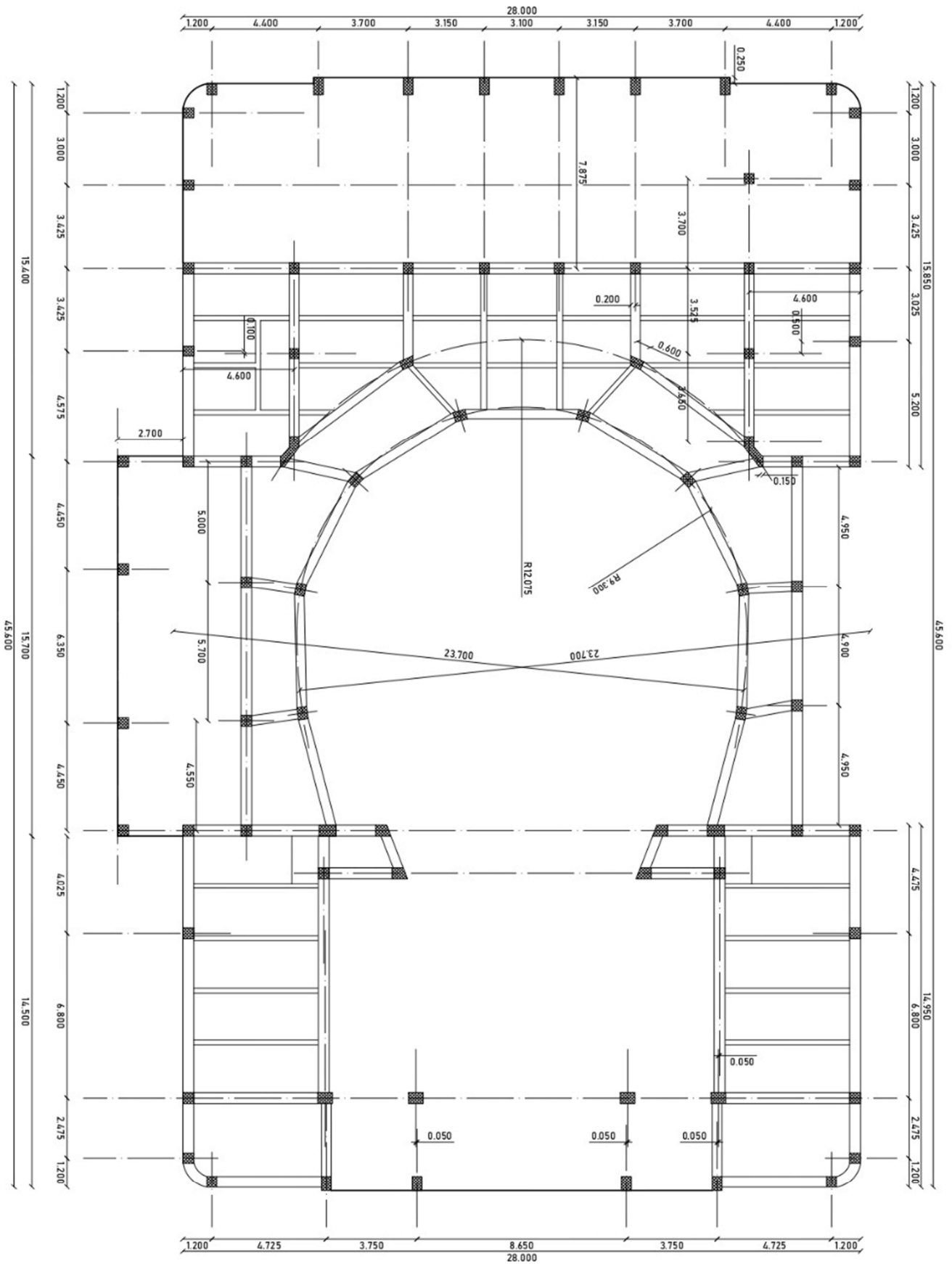


Figura 2.2.4: Pianta solaio piano platea su sotterraneo

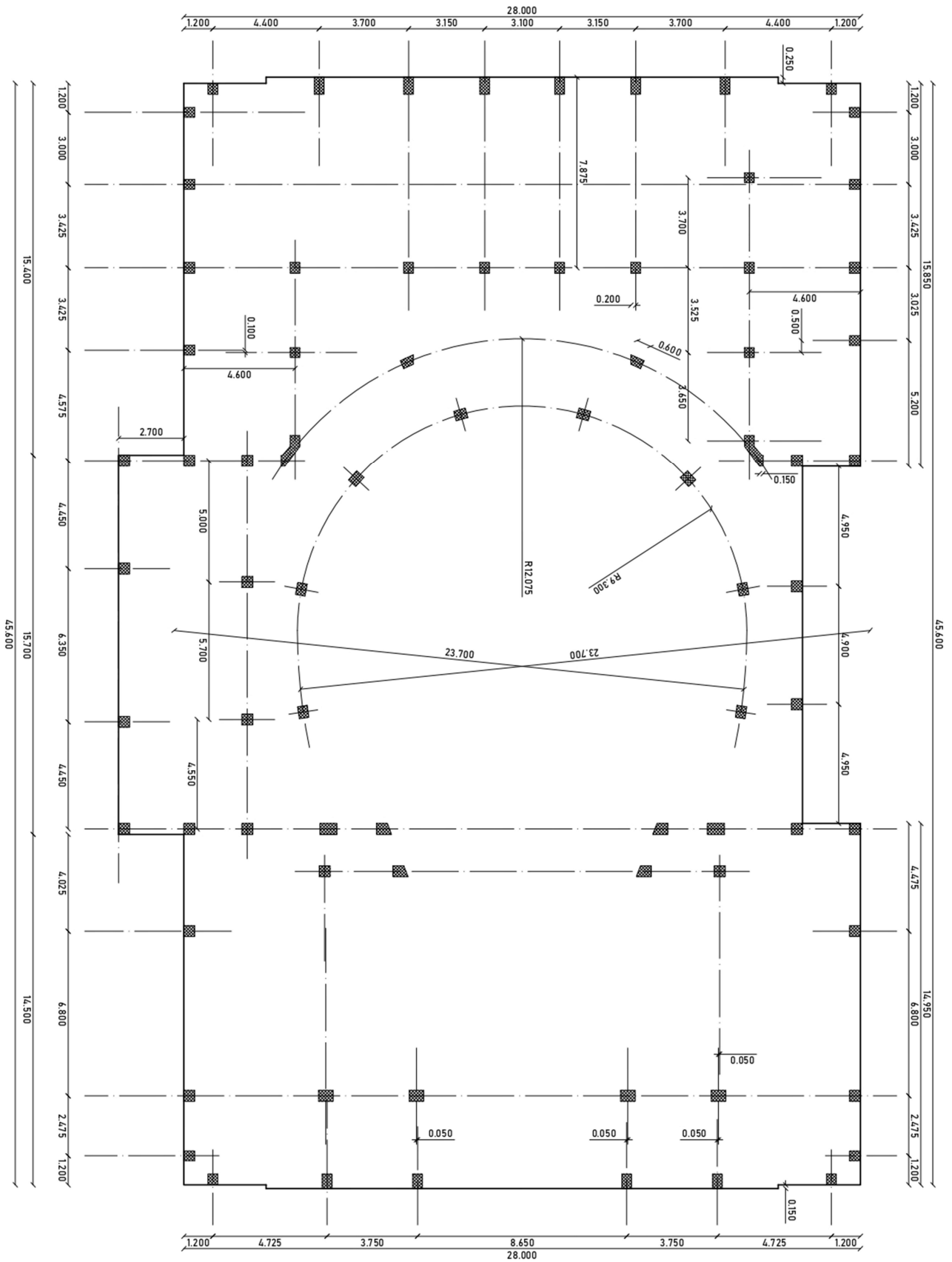


Figura 2.2.5: Pianta pilastri piano platea su sotterraneo

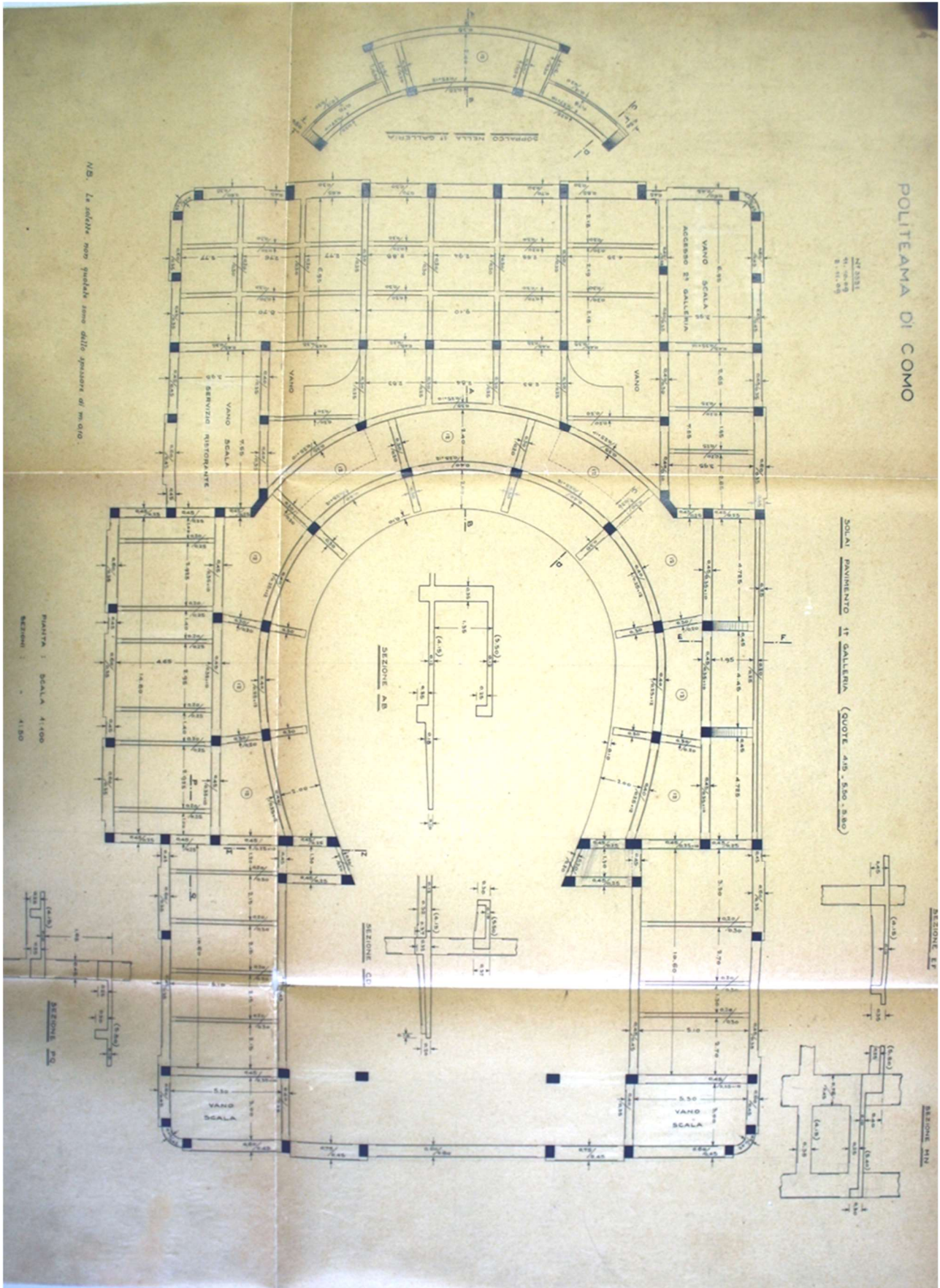


Figura 2.2.6: Pianta solaio prima galleria

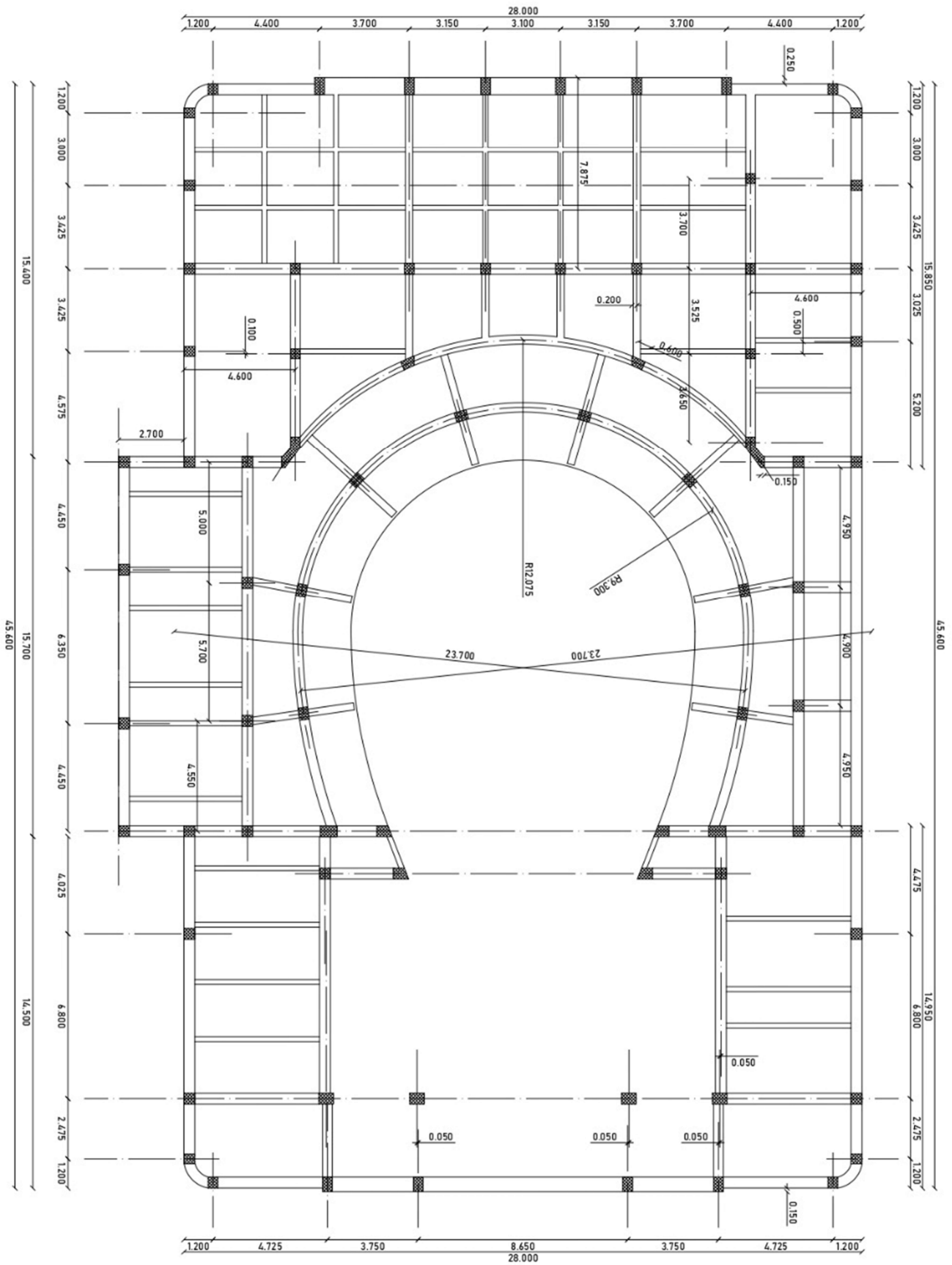


Figura 2.2.8: Pianta solaio prima galleria

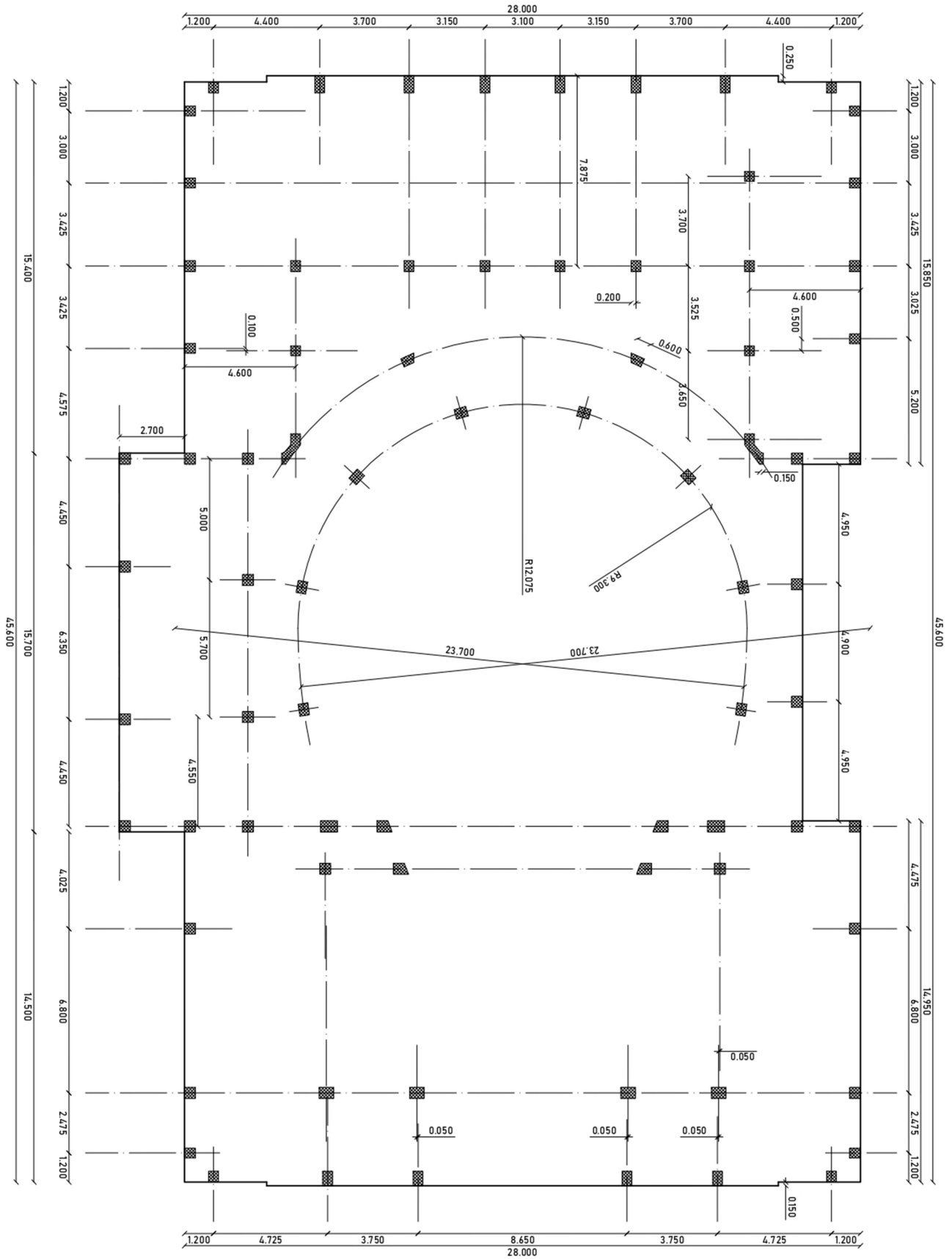


Figura 2.2.9: Pianta pilastri prima galleria

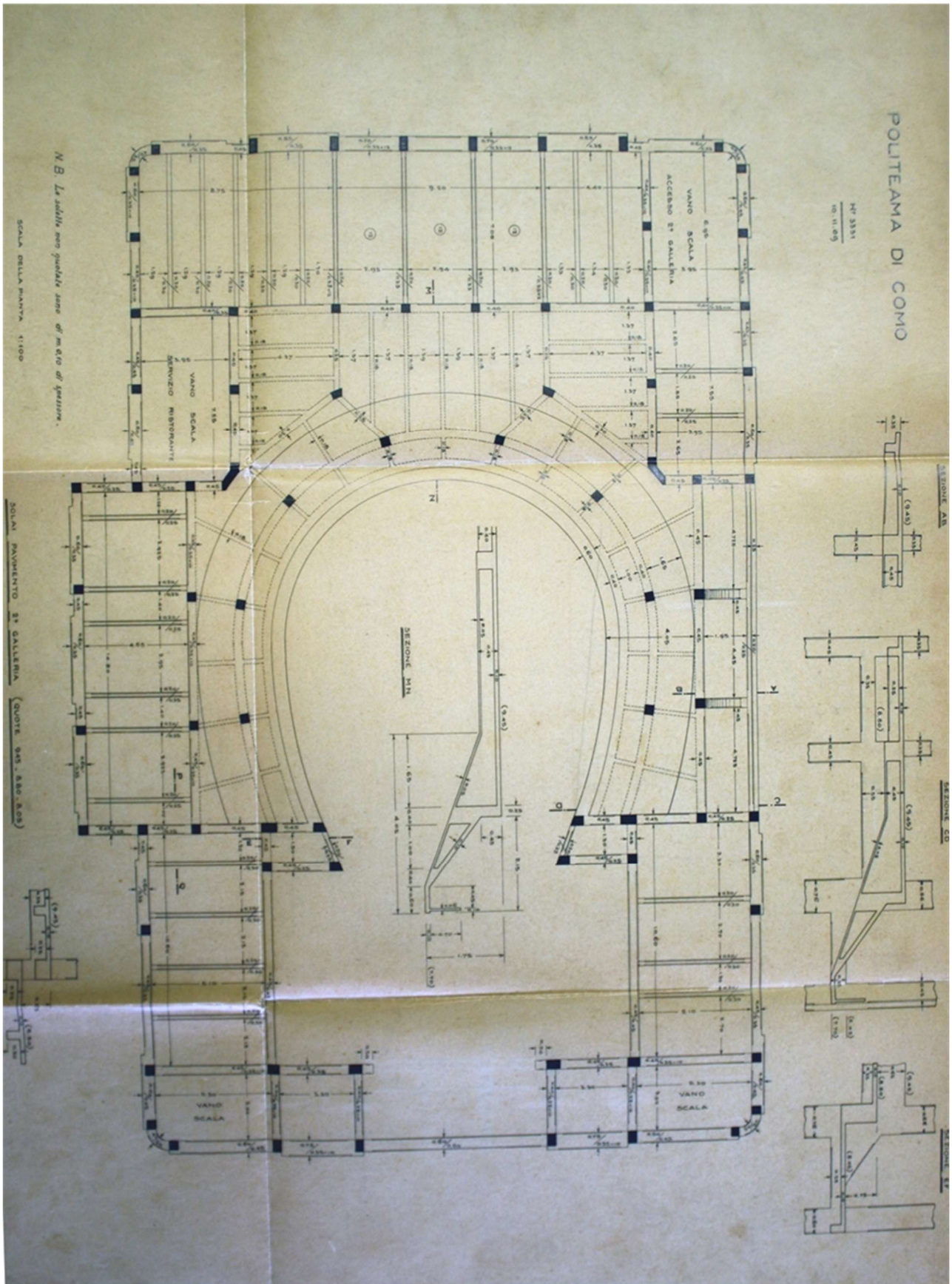


Figura 2.2.10: Pianta solaio seconda galleria

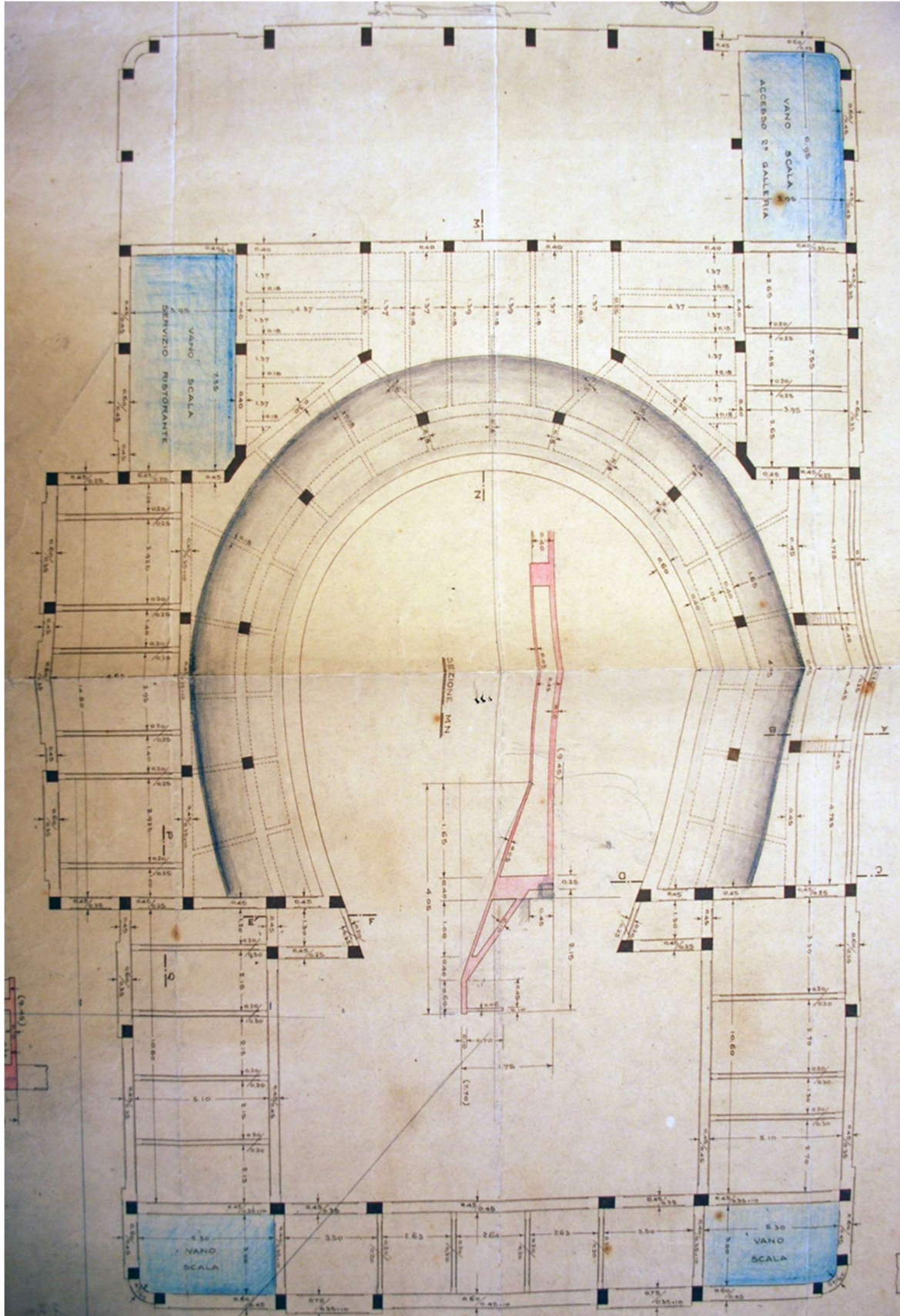


Figura 2.2.11: Schizzo pianta solaio seconda galleria con modifiche in corso d'opera

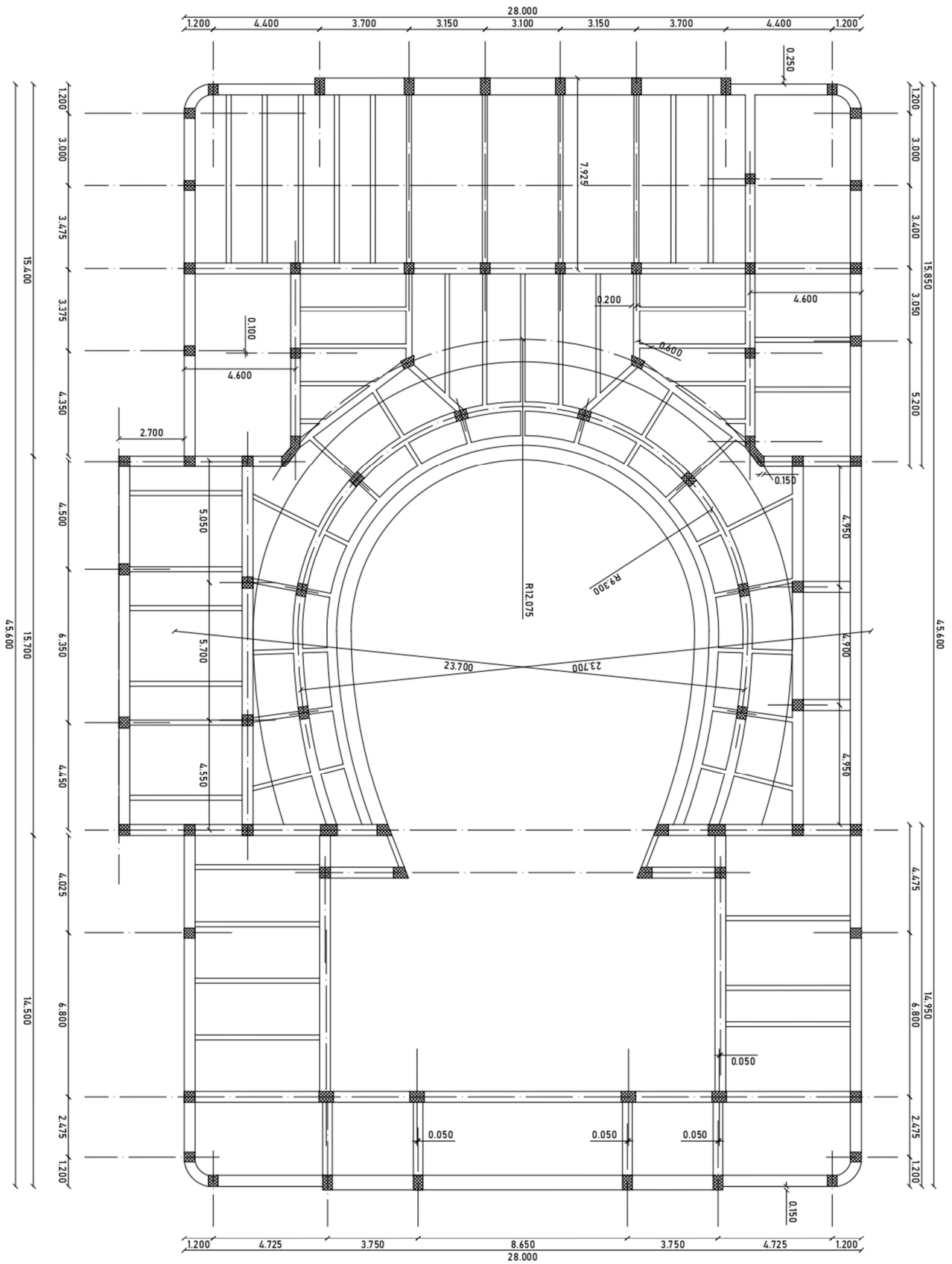


Figura 2.2.12: Pianta solaio seconda galleria

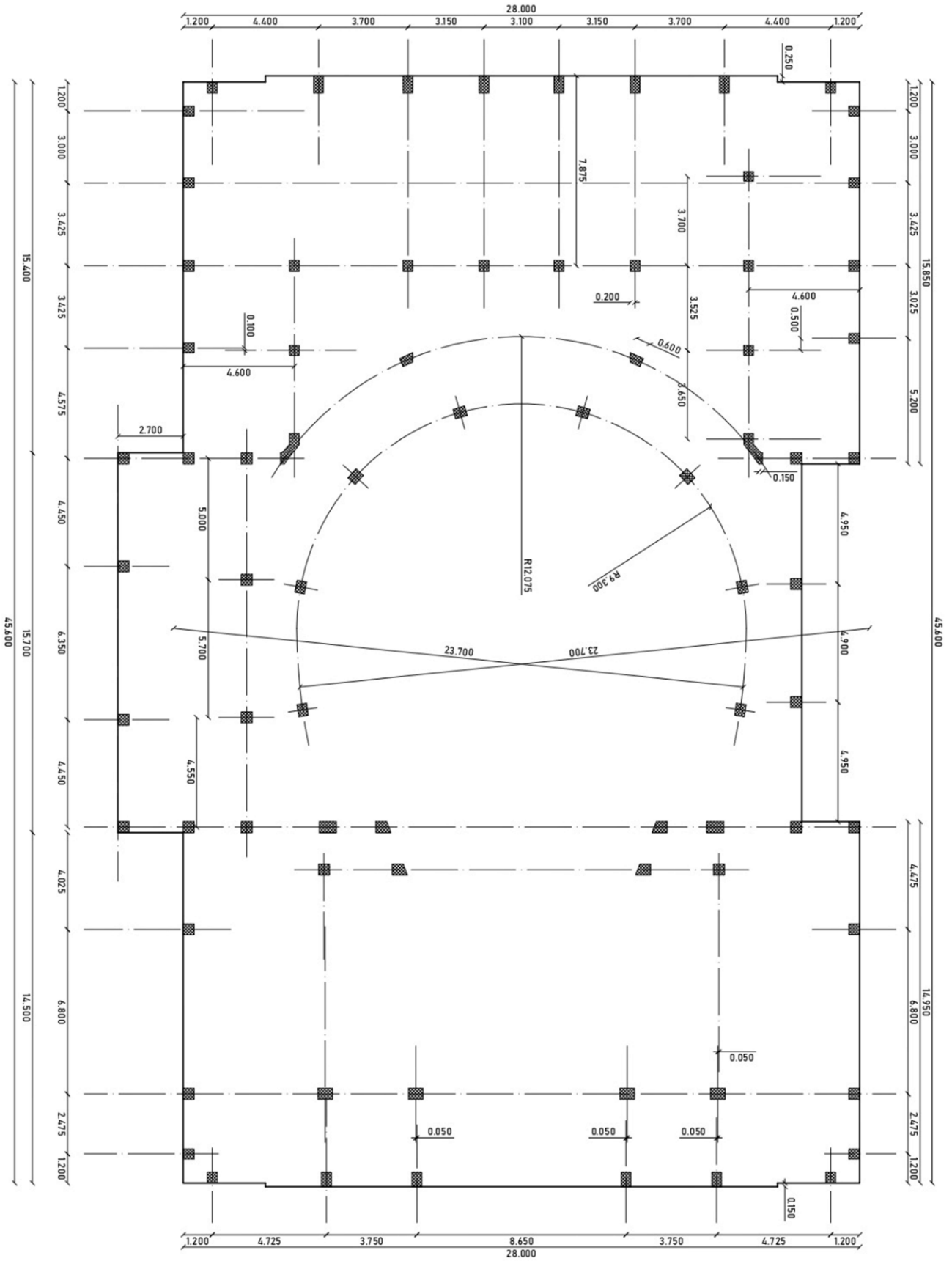


Figura 2.2.13: Pianta pilastri seconda galleria

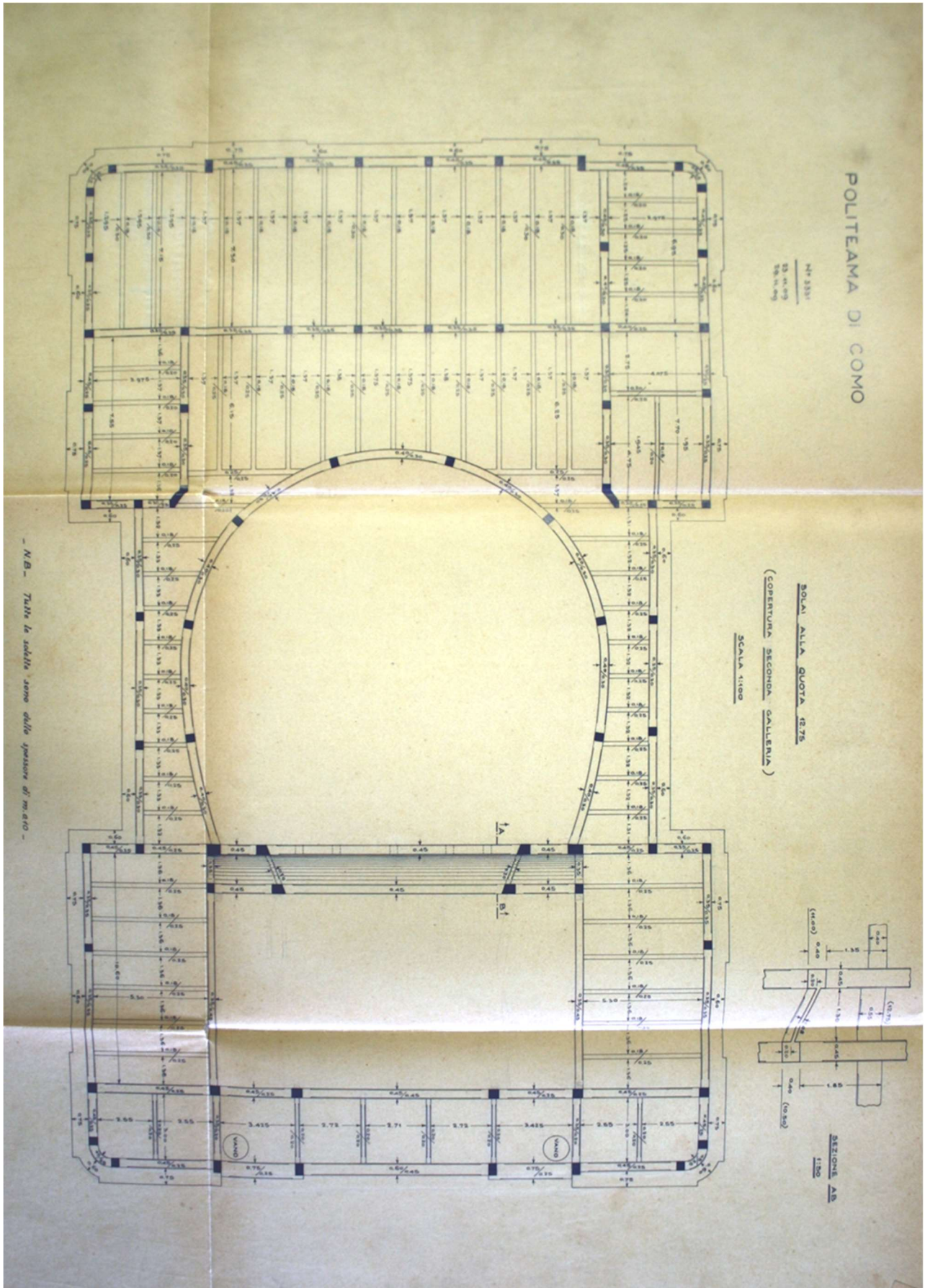


Figura 2.2.14: Pianta solaio di copertura

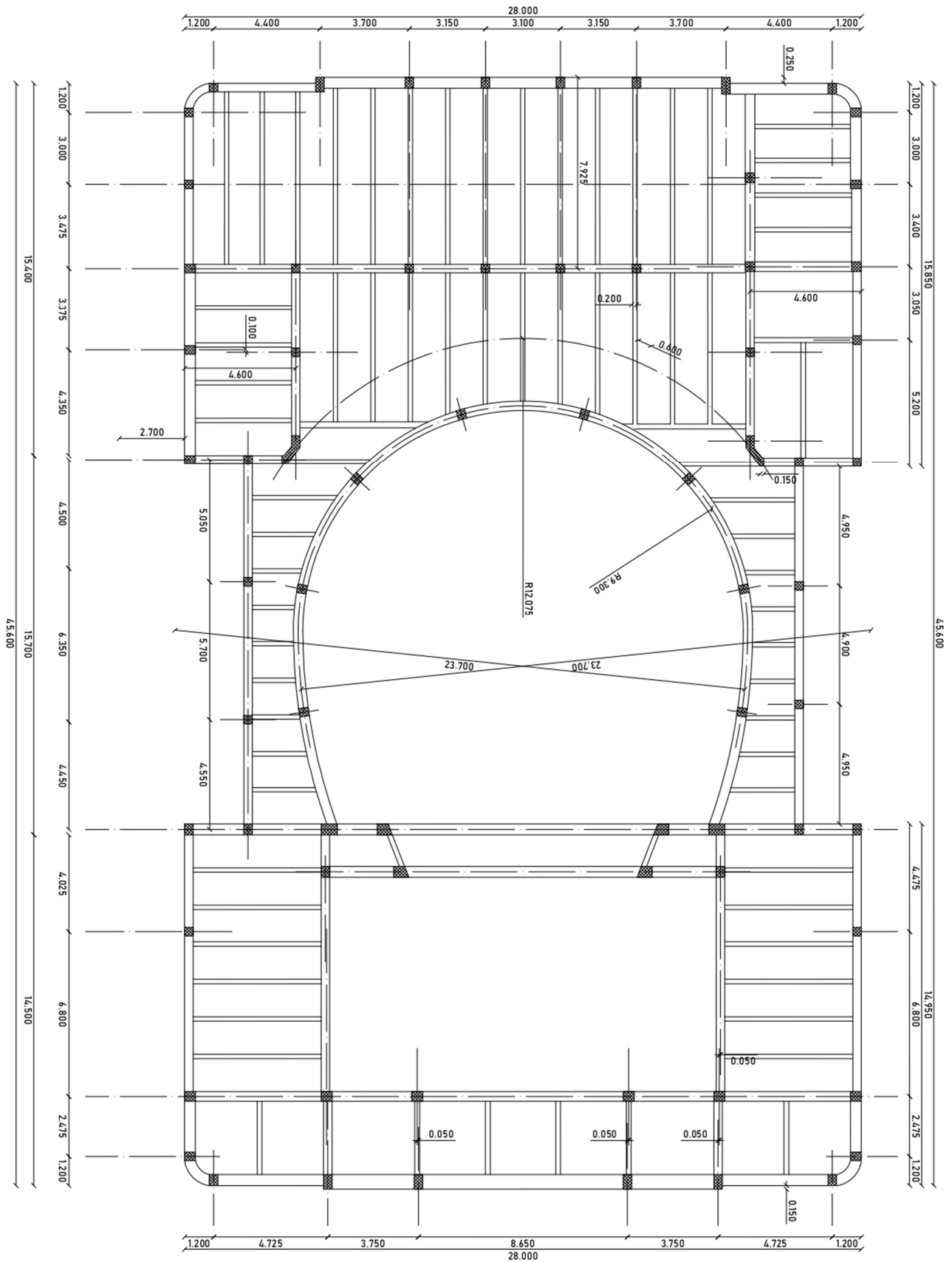


Figura 2.2.15: Pianta solaio di copertura

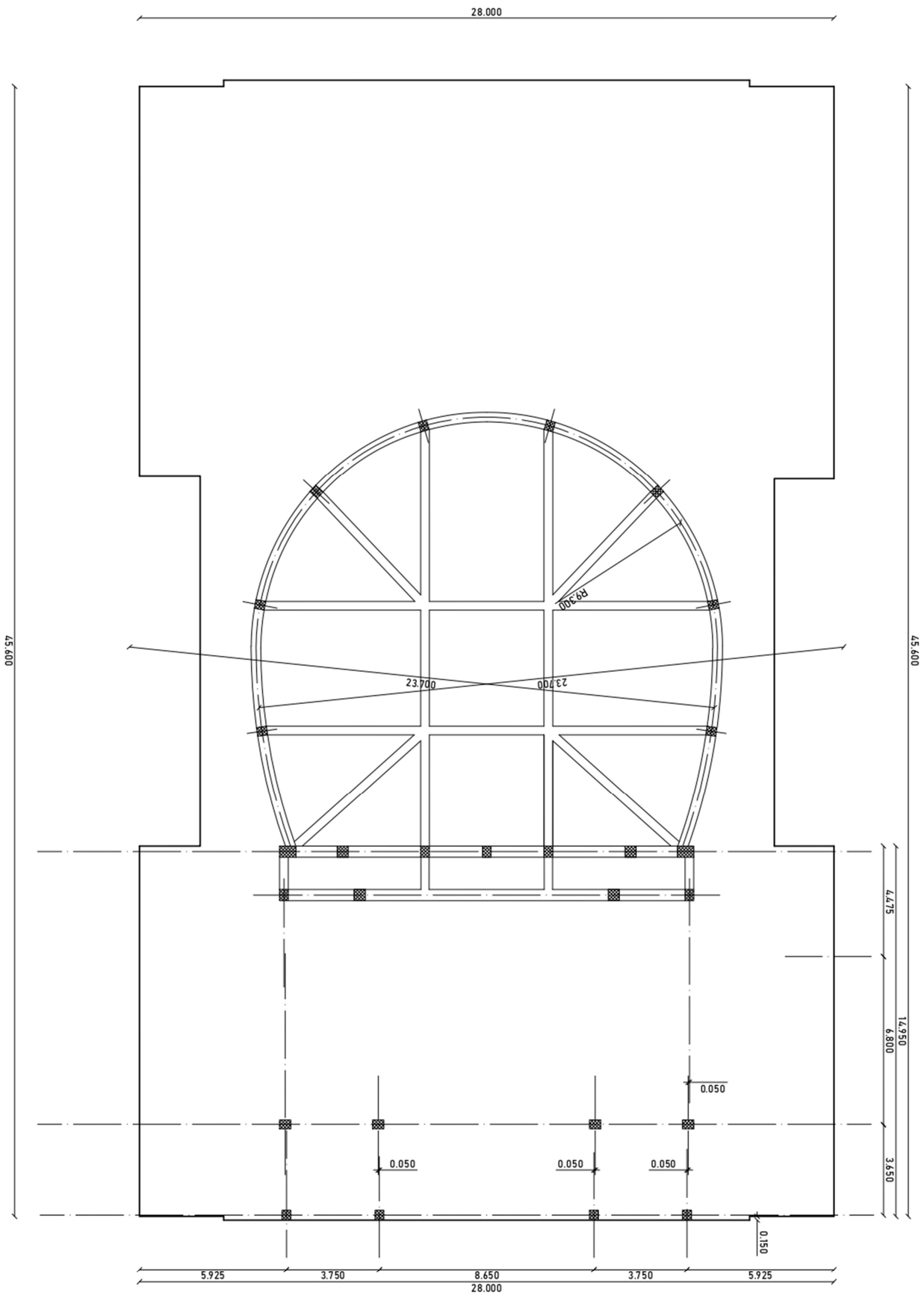


Figura 2.2.18: Pianta pilastri e catene lucernario

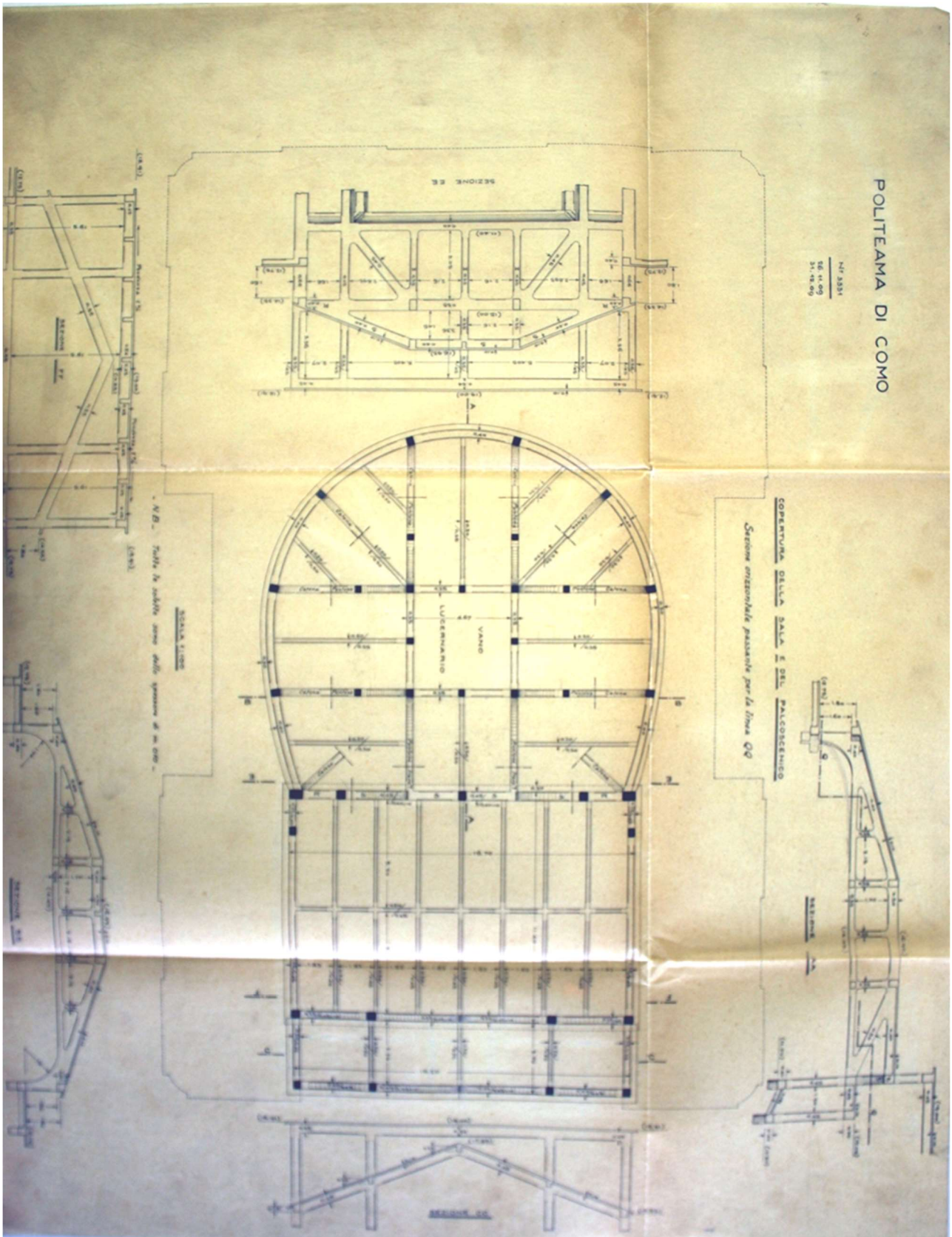


Figura 2.2.19: Pianta pilastri e puntoni lucernario, solaio copertura torre scenica

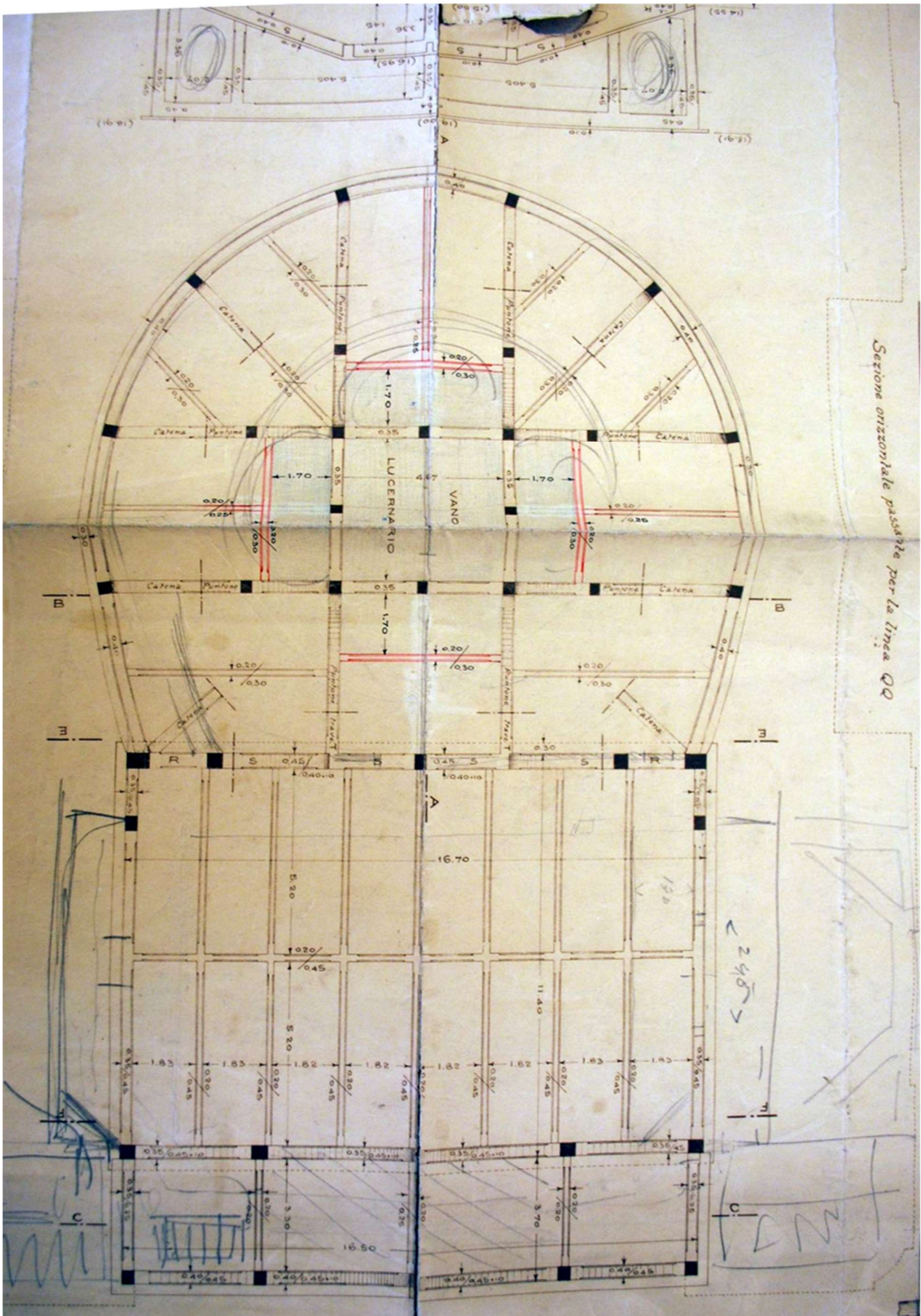


Figura 2.2.20: Schizzo pianta pilastri e puntoni lucernario, solaio copertura torre scenica, con modifiche in corso d'opera

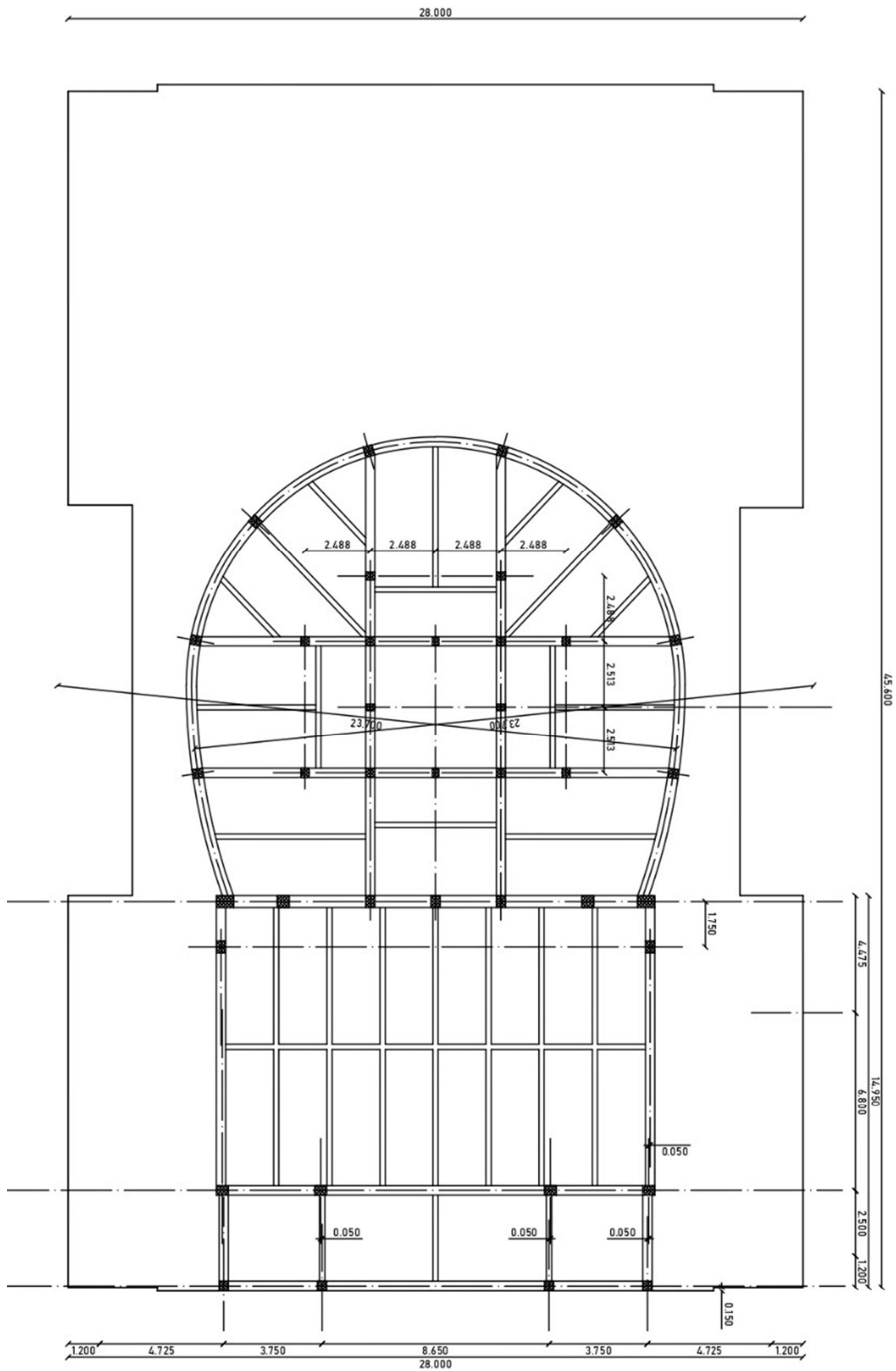


Figura 2.2.21: Pianta pilastri e puntoni lucernario, solaio copertura torre scenica

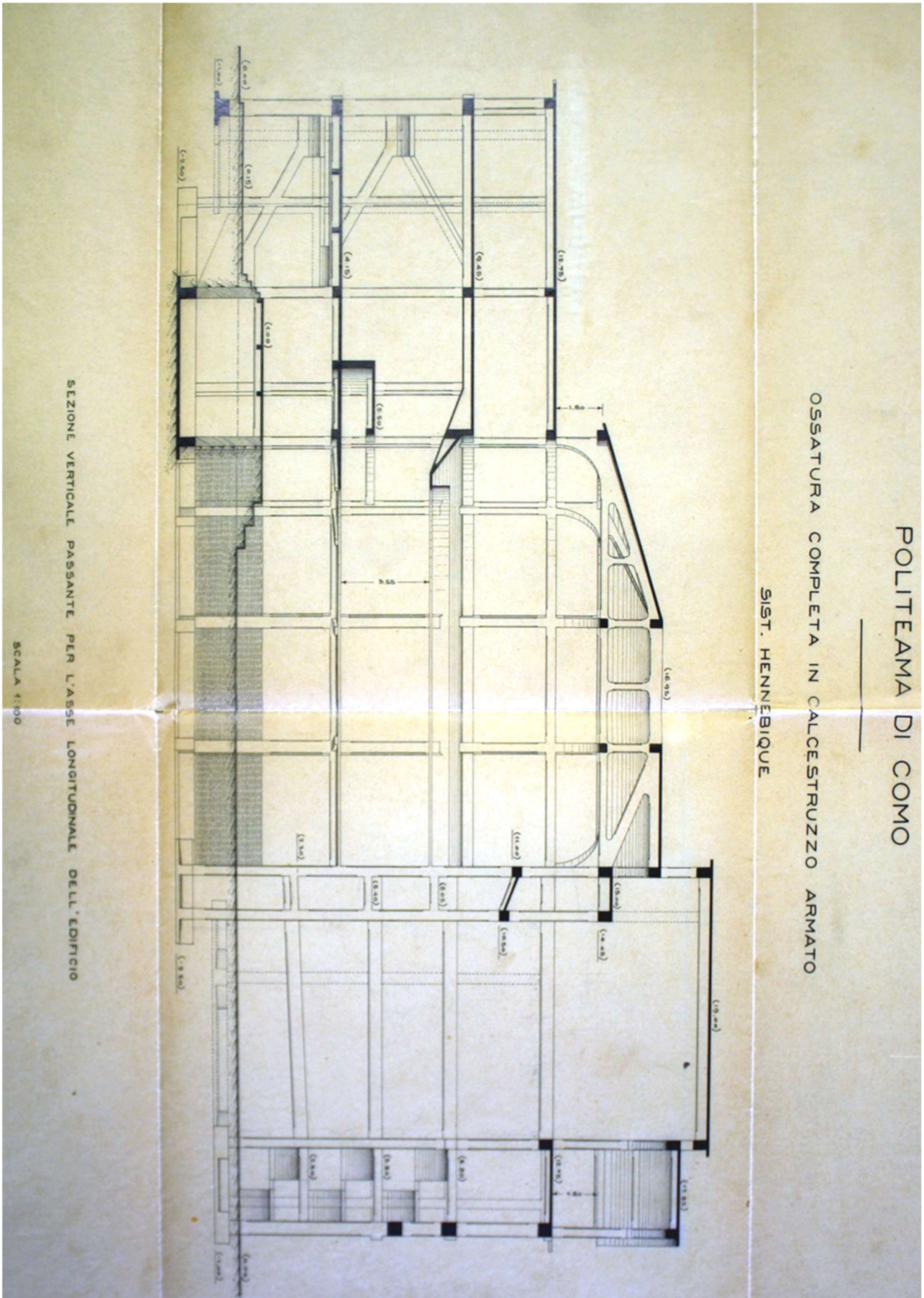


Figura 2.2.22: Sezione strutturale longitudinale

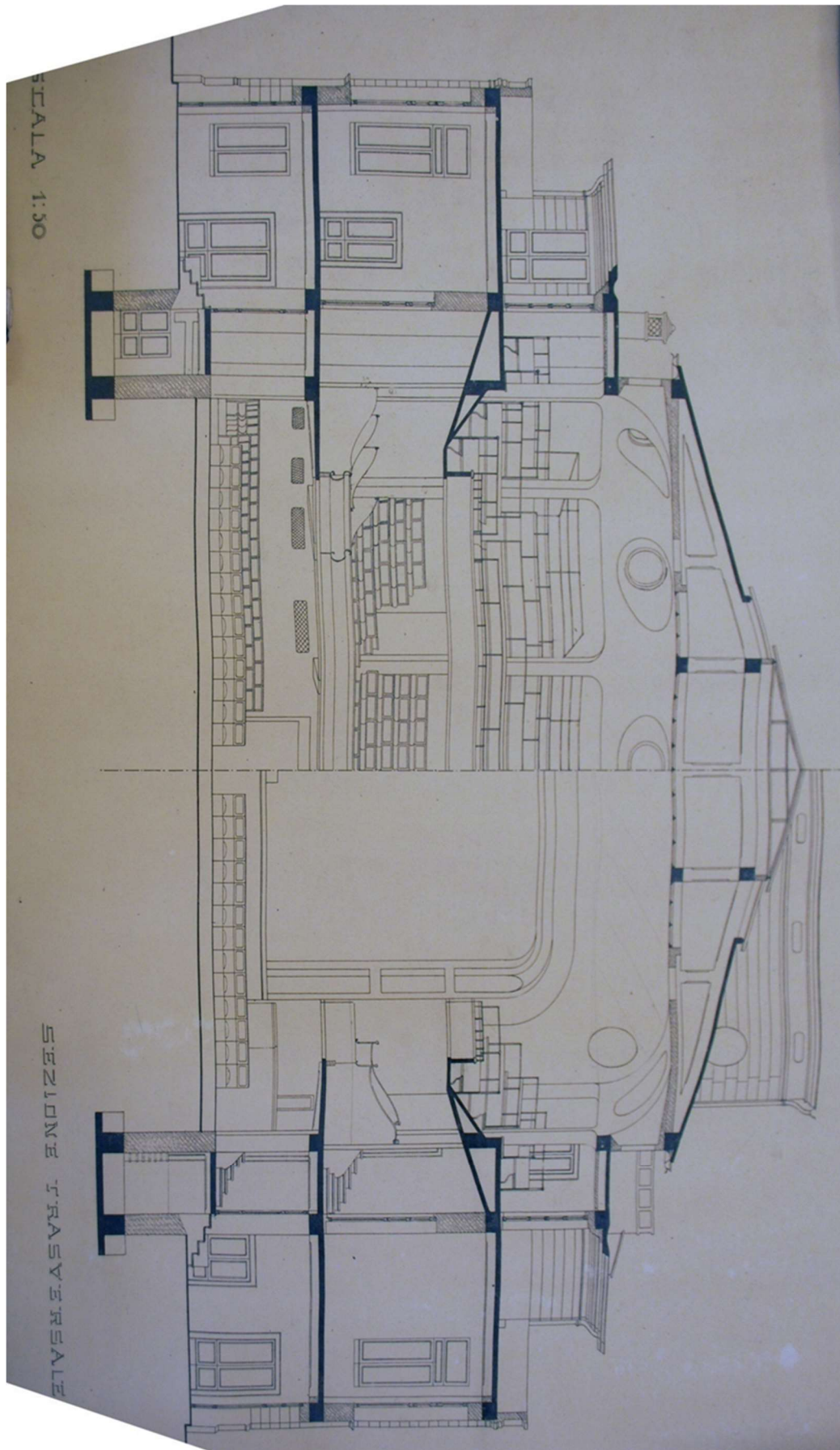


Figura 2.2.23: Sezione strutturale trasversale

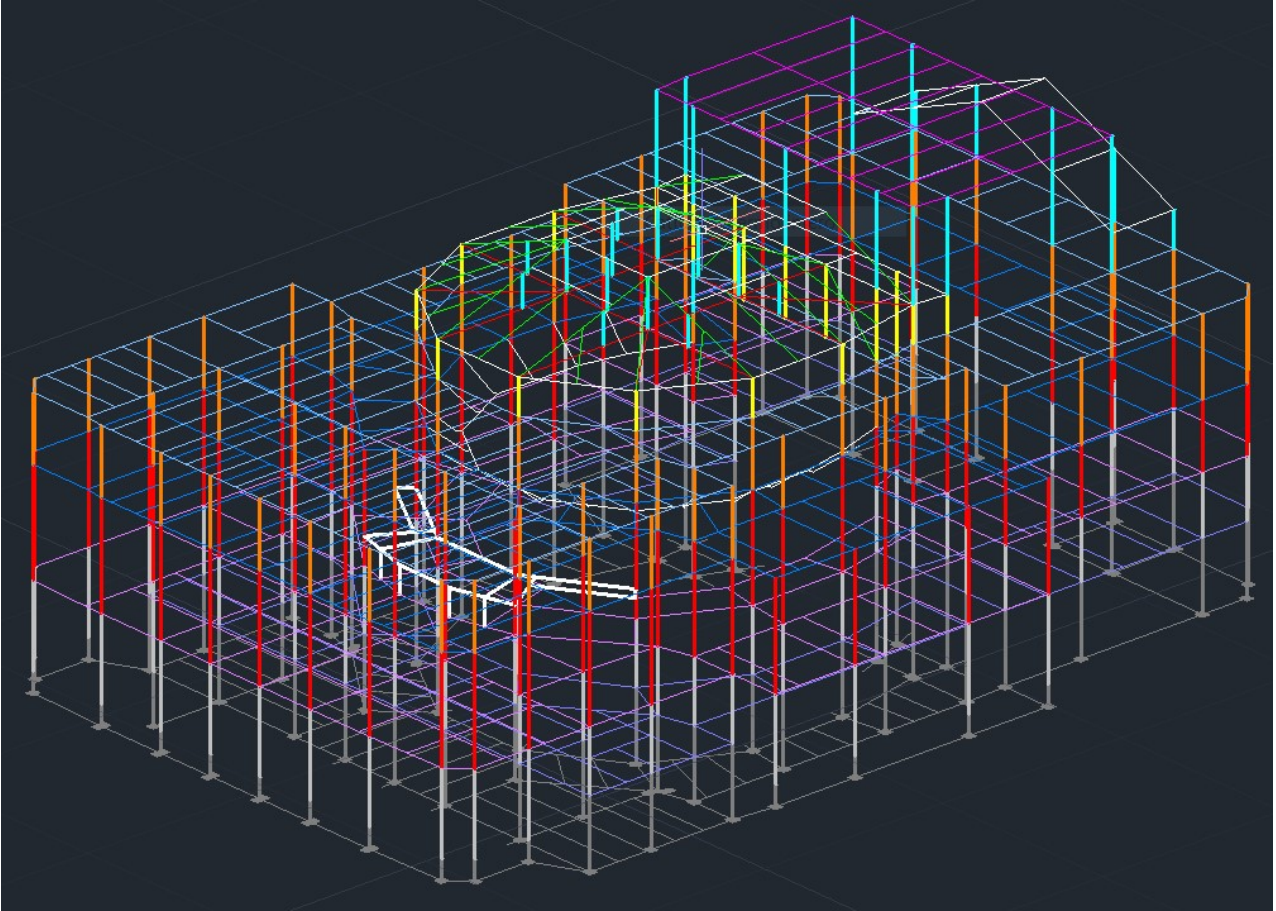


Figura 2.2.24: Telaio 3D

2.3 Midas Gen

Il Metodo agli elementi finiti (Finite Element Method) può essere applicato a corpi fisici in grado di essere suddivisi in un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute. Nel continuum, ogni singolo elemento finito viene considerato un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee.

Tutti i programmi che impiegano il metodo degli elementi finiti per l'analisi strutturale sono dotati di una libreria di elementi finiti (in campo elastico lineare ma anche in quello elasto-plastico) monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali per facilitare la modellazione di una struttura reale.

Partendo dal telaio in 3D realizzato in Autocad, esso è stato, successivamente, esportato in Midas dove ogni singola linea è stata convertita in un elemento Beam monodimensionale. Questo procedimento è stato scelto in quanto più rapido, vista la complessità dell'edificio, rispetto alla modellazione tradizionale direttamente in Midas.

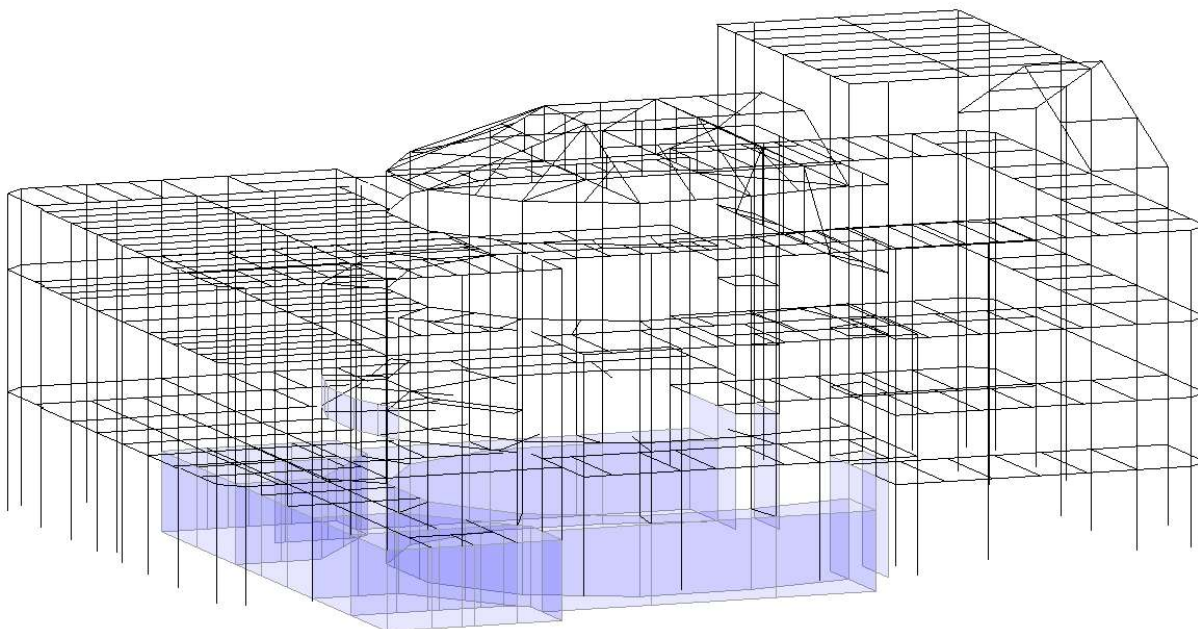


Figura 2.3.1: Telaio dopo importazione in Midas

Gli elementi Beam sono elementi lineari unidimensionali definiti da due nodi e vengono utilizzati per modellare elementi con lunghezze elevate rispetto alle loro aree di sezione trasversale, questi elementi subiscono sollecitazioni assiali, flessionali, torsionali e di taglio con le relative deformazioni.

Possiedono gradi di libertà di spostamento e rotazione in tutte le direzioni degli assi.

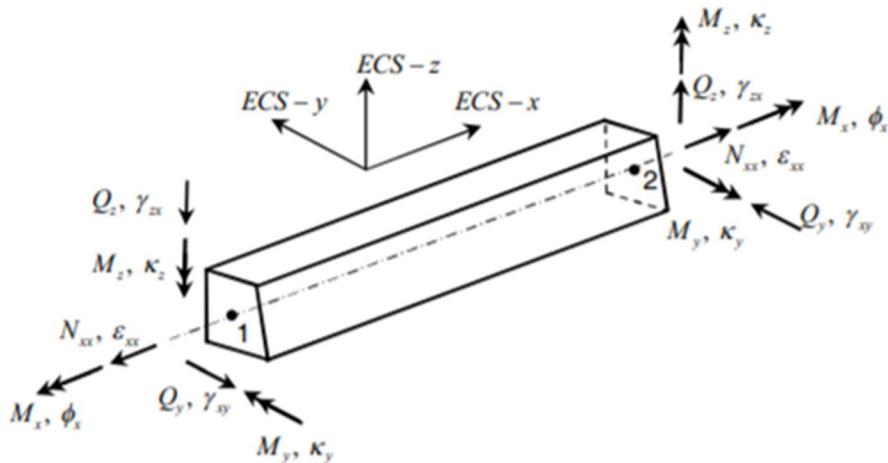


Figura 2.3.2: Elemento Beam

Gli elementi Beam possono essere soggetti ai seguenti carichi.

Self Weight	Valore in base alla densità del materiale, direzione gravitazionale
Beam Load	Carico distribuito applicato a una porzione arbitraria della distanza tra i due nodi dell'elemento, o come carico concentrato applicato in una posizione arbitraria tra i due nodi dell'elemento

La direzione dei Beam Load può essere definita in base al sistema di riferimento locale ECS dell'elemento o a quello globale GCS.

In ogni estremità del segmento lo spostamento viene calcolato in base alla teoria del fascio lineare, che tiene conto delle deformazioni di taglio. Inoltre, lo spostamento riflette tutti i casi di carico e le informazioni di offset applicate. Pertanto, il risultato è uguale al valore ottenuto suddividendo l'elemento in più segmenti. Tuttavia, poiché i risultati si basano su ipotesi lineari, i valori non riflettono effetti non lineari.

Si è provveduto all'inserimento nella sezione Material Properties delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo descritte in precedenza.

Successivamente sono state definite in Section Properties tutte le geometrie delle sezioni degli elementi costituenti il telaio strutturale, essi comprendevano travi, pilastri e setti, per le forme non standard da catalogo presenti nella libreria del software, le singole sezioni, sono state modellate singolarmente tramite tool di Midas.

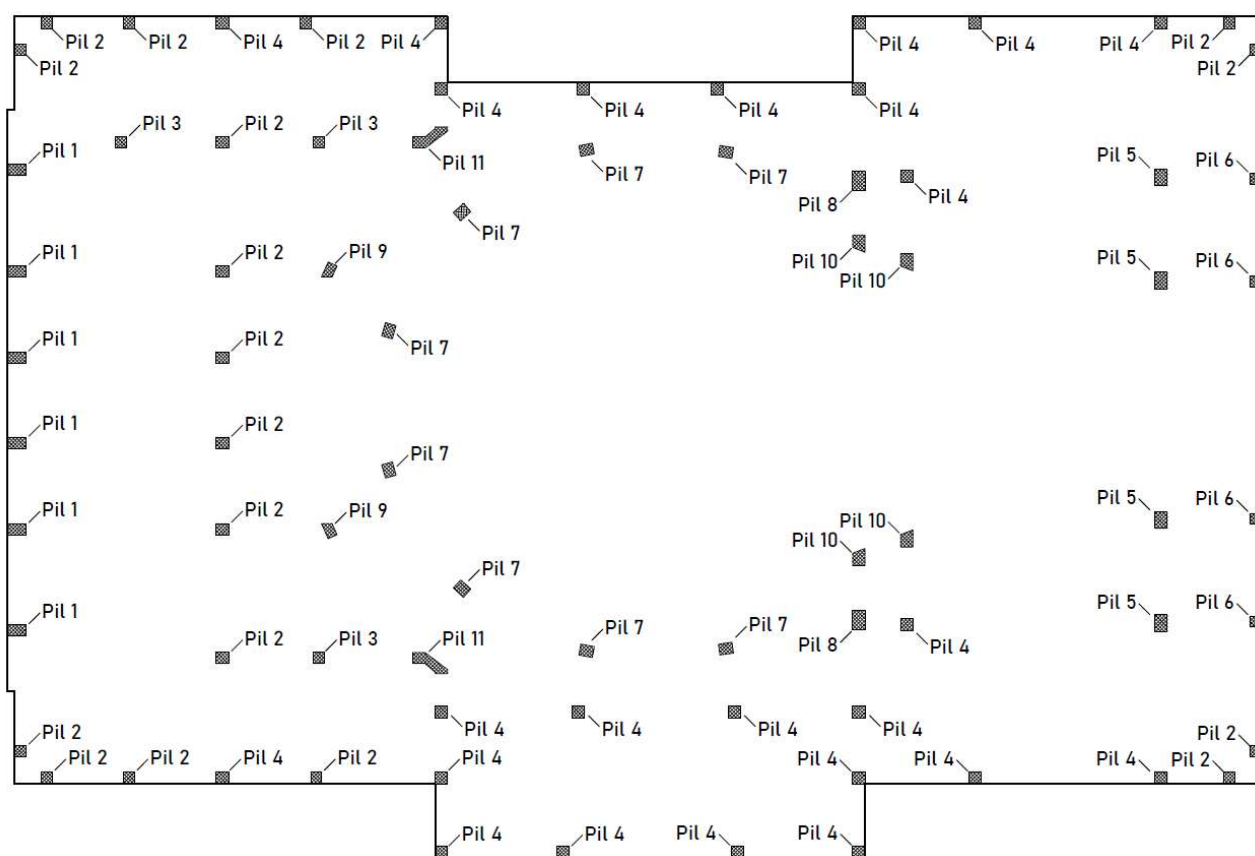


Figura 2.3.3: Pianta pilastri piano platea e piano 1 galleria

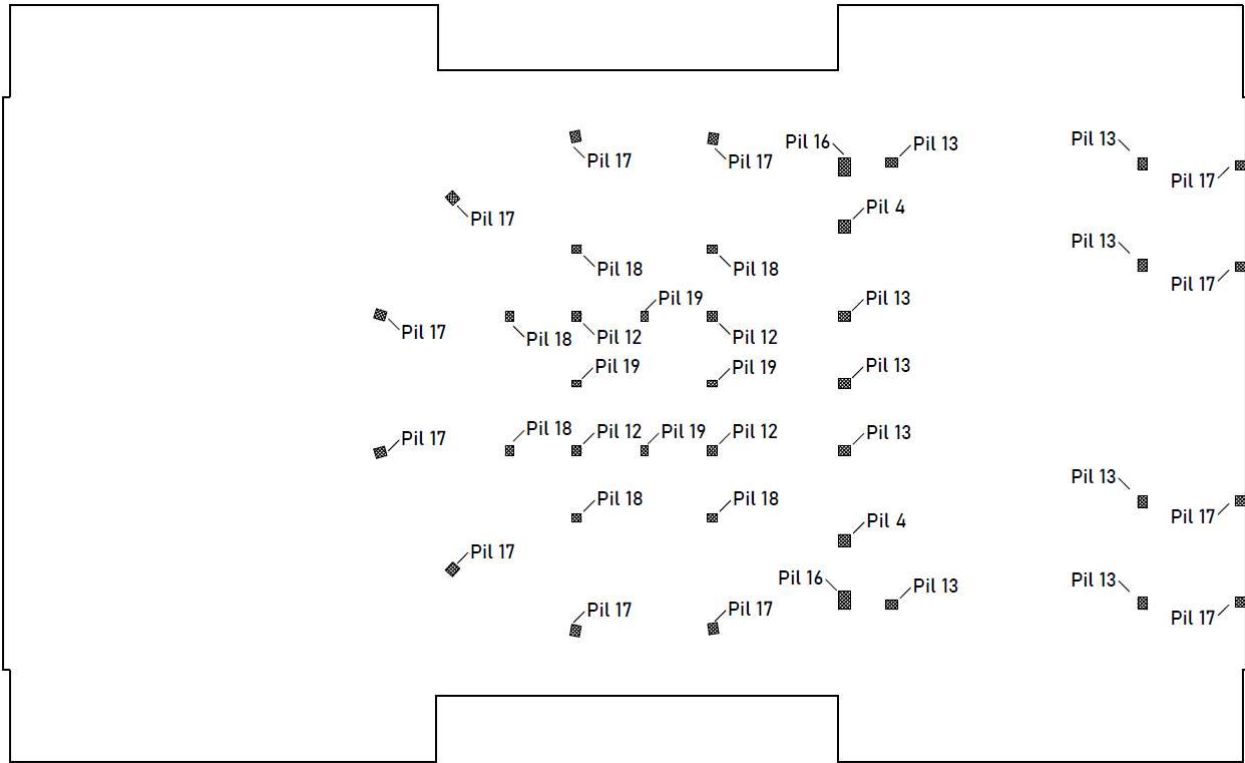


Figura 2.3.6: Pianta pilastri piano lucernario, si nota la presenza dei pilastri della struttura portante del tetto sulla platea

PILASTRO	SEZIONE [cm]	10	B
1	70 x 40	11	C
2	45 x 40	12	35 x 35
3	40 x 40	13	35 x 45
4	45 x 45	14	60 x 35
5	60 x 45	15	70 x 35
6	60 x 40	16	66 x 45
7	50 x 40	17	40 x 35
8	70 x 45	18	30 x 35
9	A	19	25 x 35

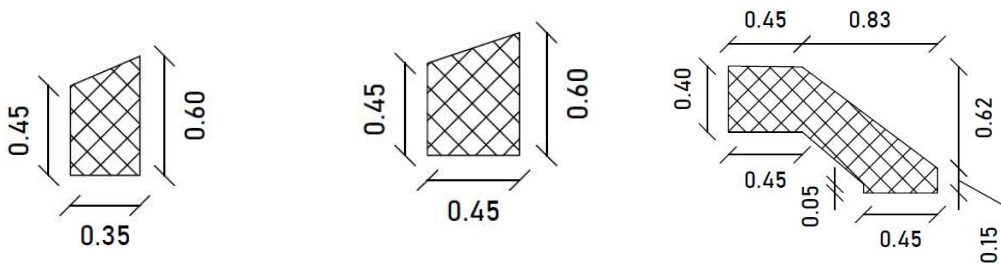


Figura 2.3.7: Da sinistra. Sezione A, B e C dei pilastri

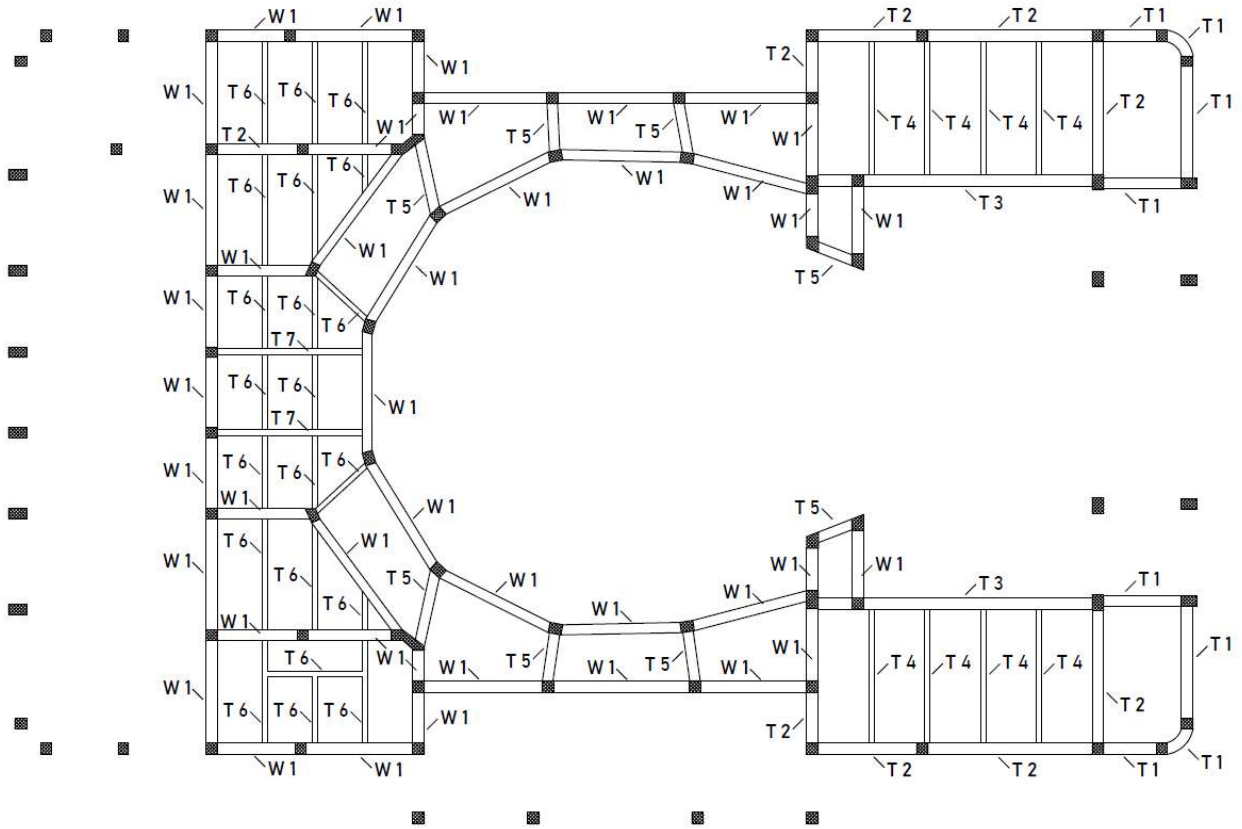


Figura 2.3.8: Pianta travi piano platea

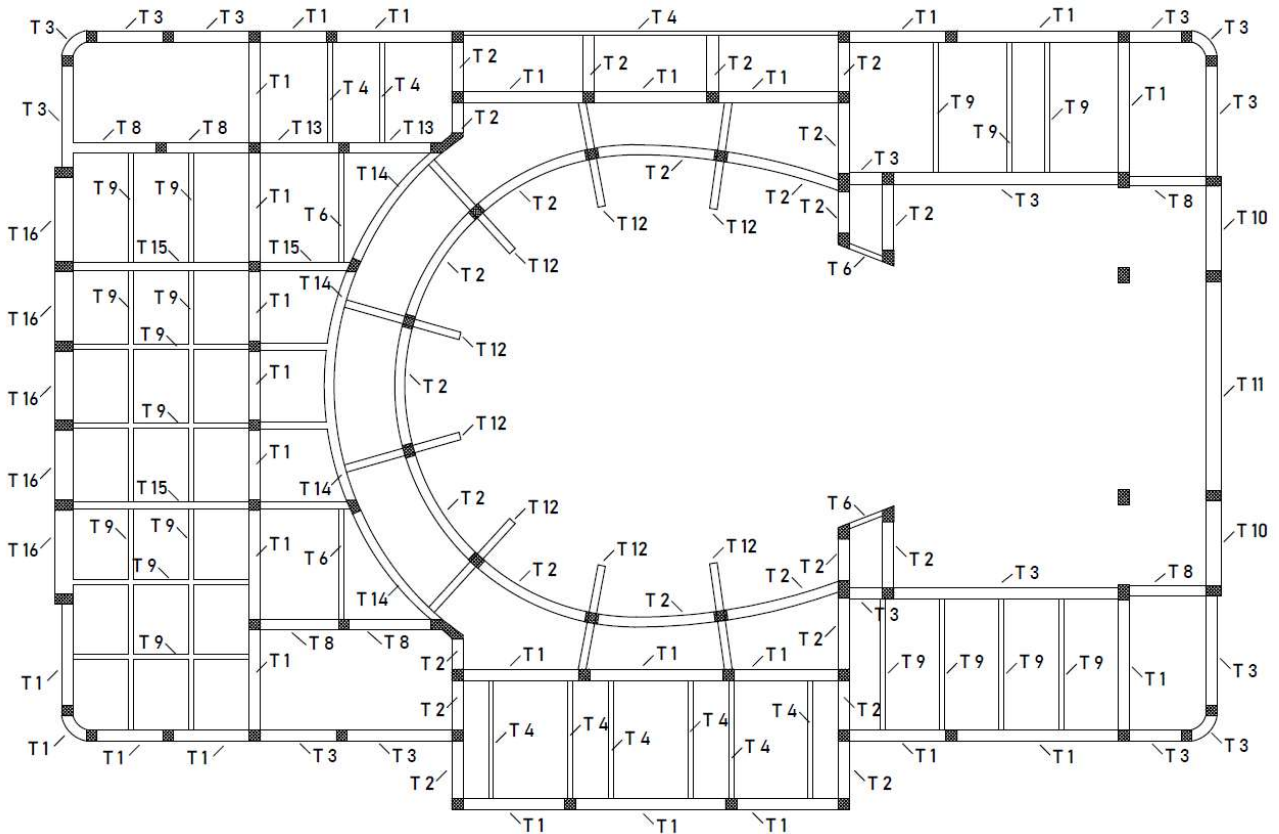


Figura 2.3.9: Pianta travi piano 1°galleria

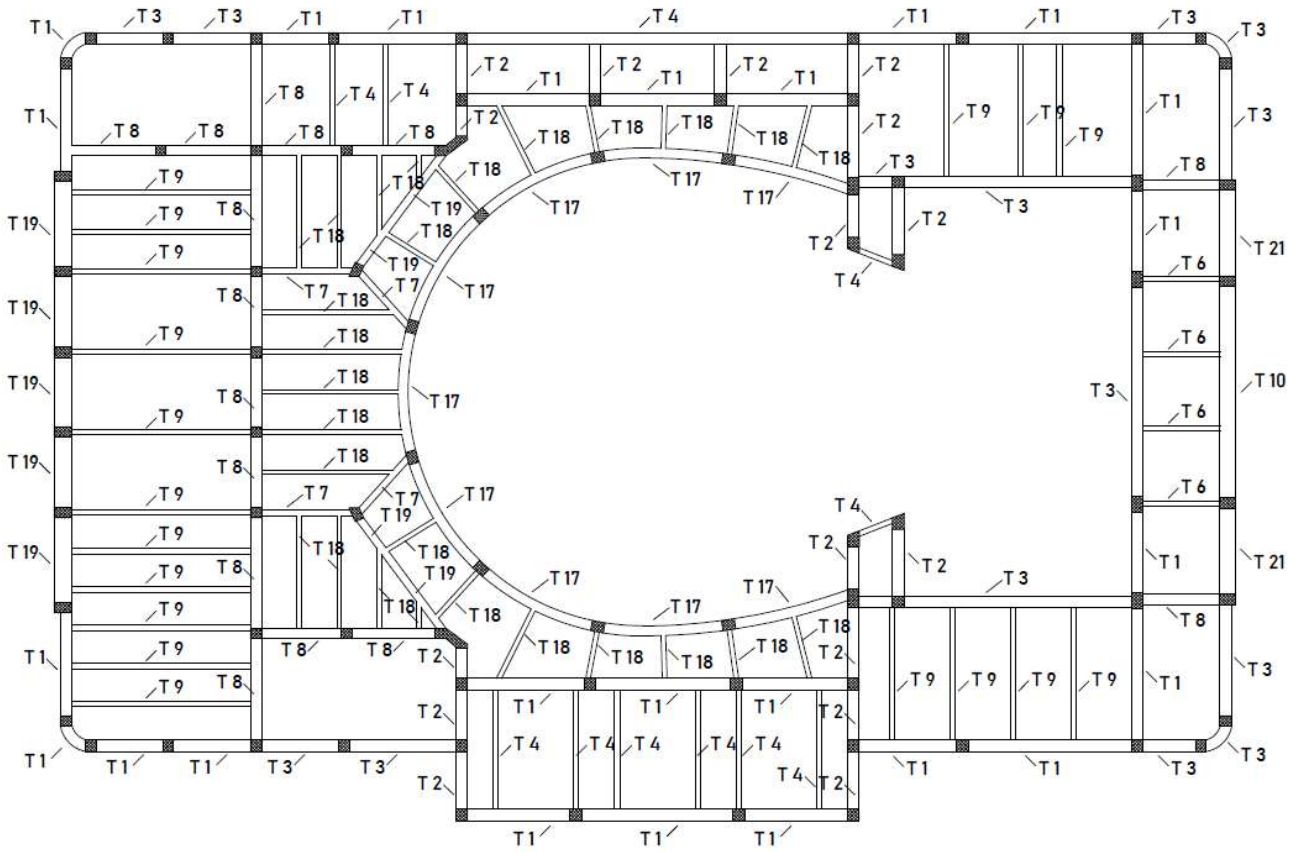


Figura 2.3.10: Pianta travi piano 2°galleria

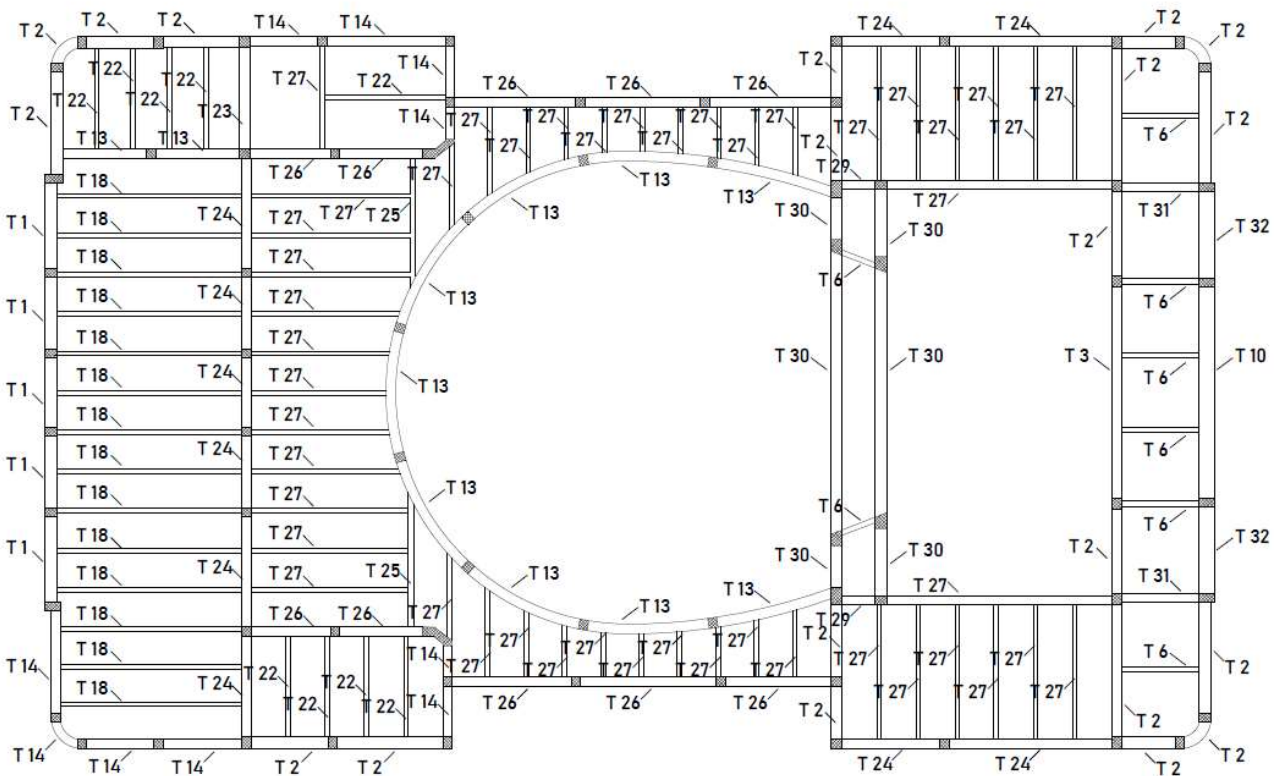


Figura 2.3.11: Pianta travi piano copertura

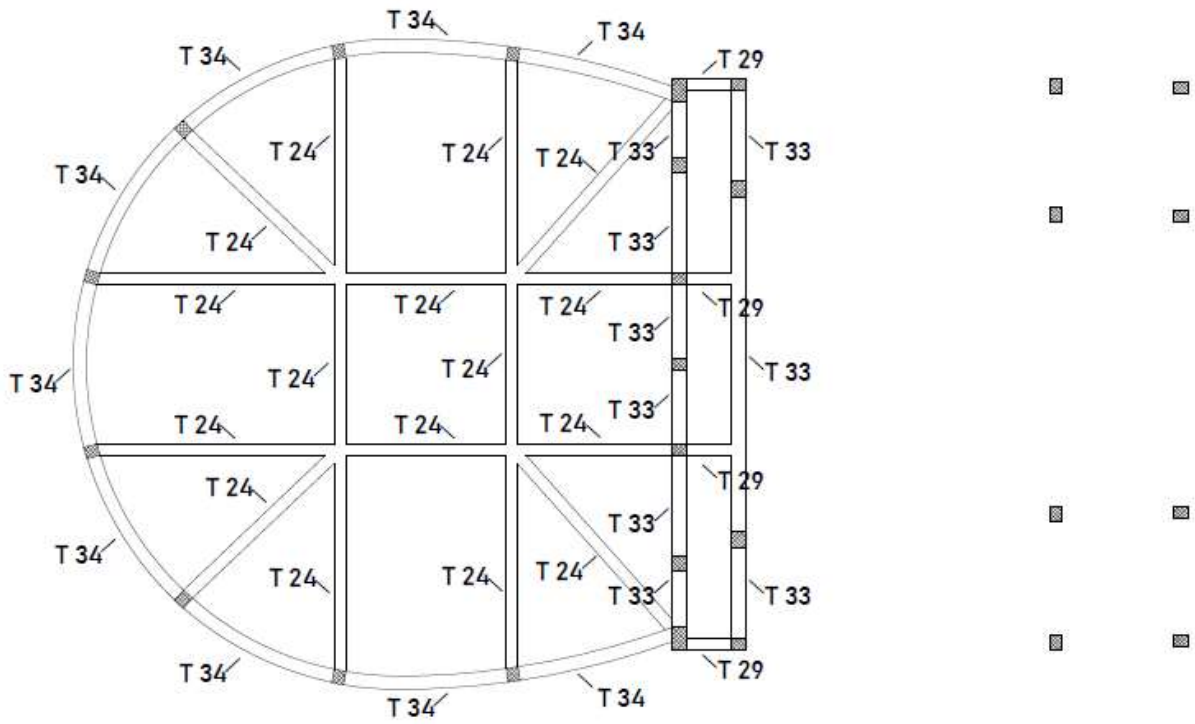


Figura 2.3.12: Pianta travi base del lucernario

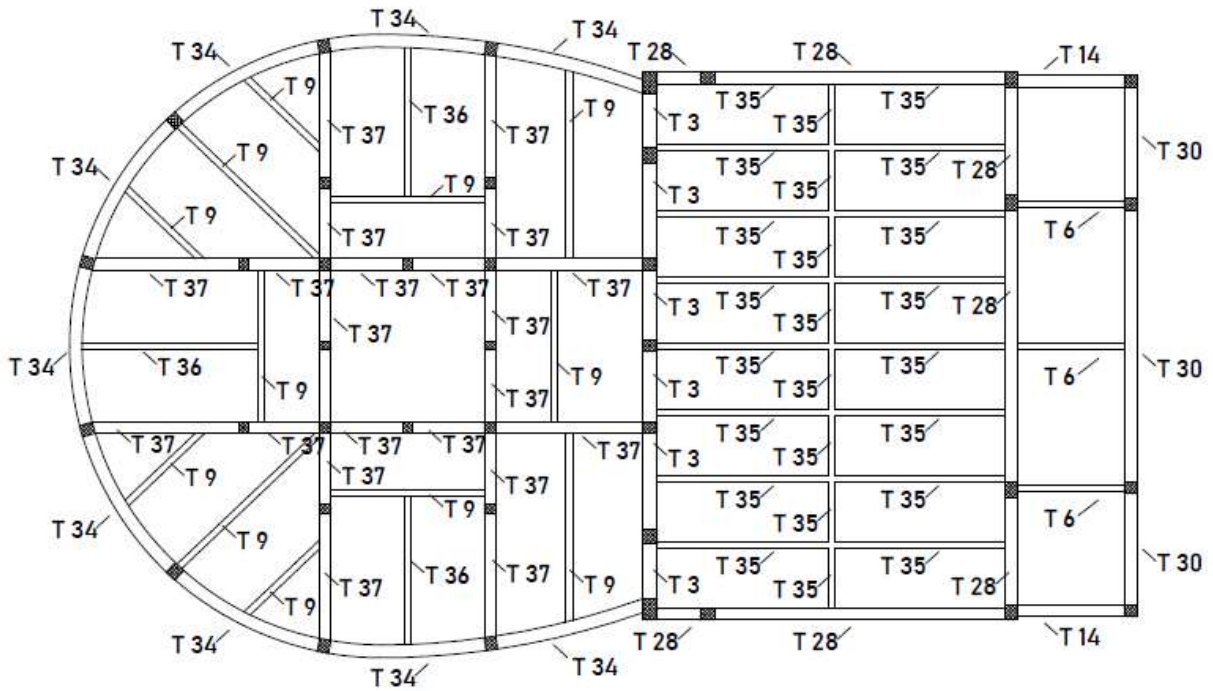


Figura 2.3.13: Pianta travi piano lucernario

TRAVE	SEZIONE b x h [cm]
1	45 x 35
2	45 x 25
3	45 x 45
4	20 x 25
5	40 x 20
6	20 x 20
7	25 x 30
8	40 x 35
9	20 x 30
10	60 x 45
11	60 x 60
12	30 x 20
13	40 x 30
14	35 x 25
15	30 x 25
16	70 x 30
17	2 galleria
18	18 x 30

19	70 x 35
20	30 x 30
21	60 x 35
22	18 x 20
23	40 x 25
24	35 x 35
25	25 x 25
26	35 x 30
27	18 x 25
28	35 x 45
29	35 x 55
30	45 x 40
31	35 x 20
32	60 x 25
33	45 x 55
34	40 x 40
35	20 x 45
36	20 x 25
37	35 x 40

WALL	SPESSORE [cm]
1	45
2	35

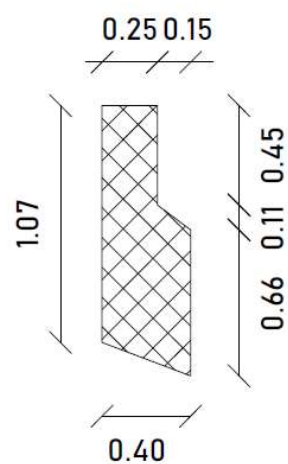


Figura 2.3.14: Sezione trave 2° galleria

Finito di definire le sezioni, ad ogni elemento Beam monodimensionale è stata assegnata la propria sezione corrispondente.

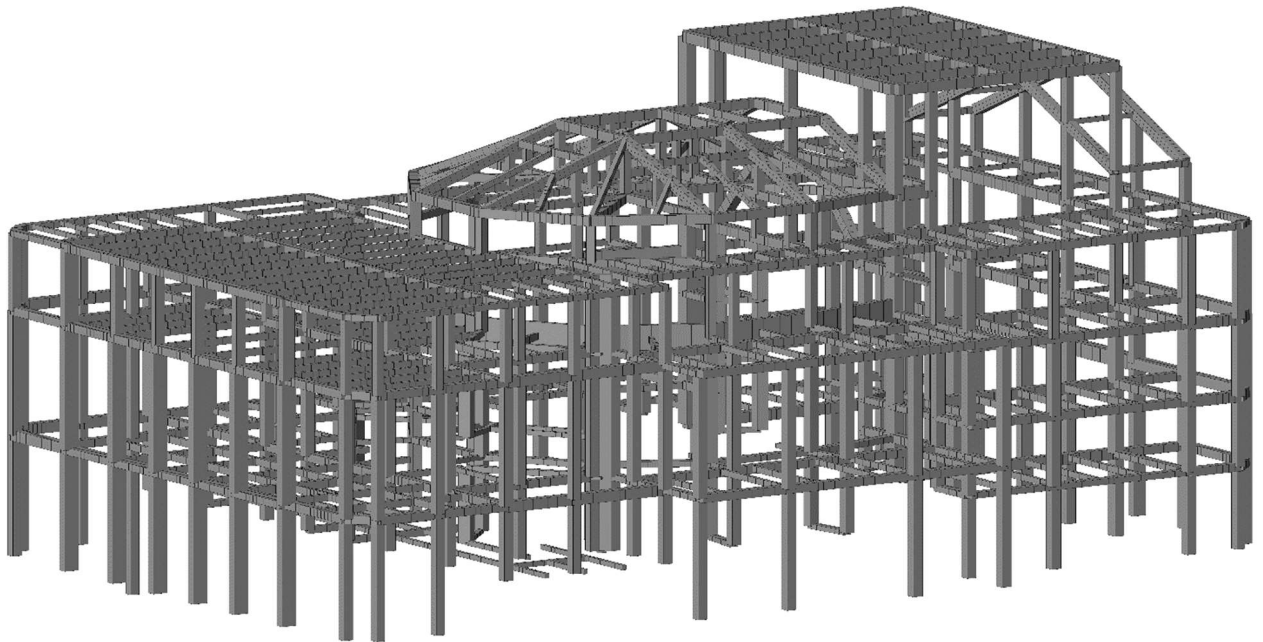


Figura 2.3.15: Telaio dopo l'assegnazione delle sezioni agli elementi Beam

I setti, a differenza degli altri elementi, non sono stati modellati come elementi Beam, ma come elementi Wall, esso è un elemento piano a 3 o 4 nodi usato per modellare pareti soggette a stati di sforzo nel loro piano, possiede solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel suo piano (rigidezza membranale) e pertanto atto a trasmettere solo gli sforzi lungo esso. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà.

A differenza degli elementi Beam, ai Wall è stato assegnato lo spessore corrispondente.

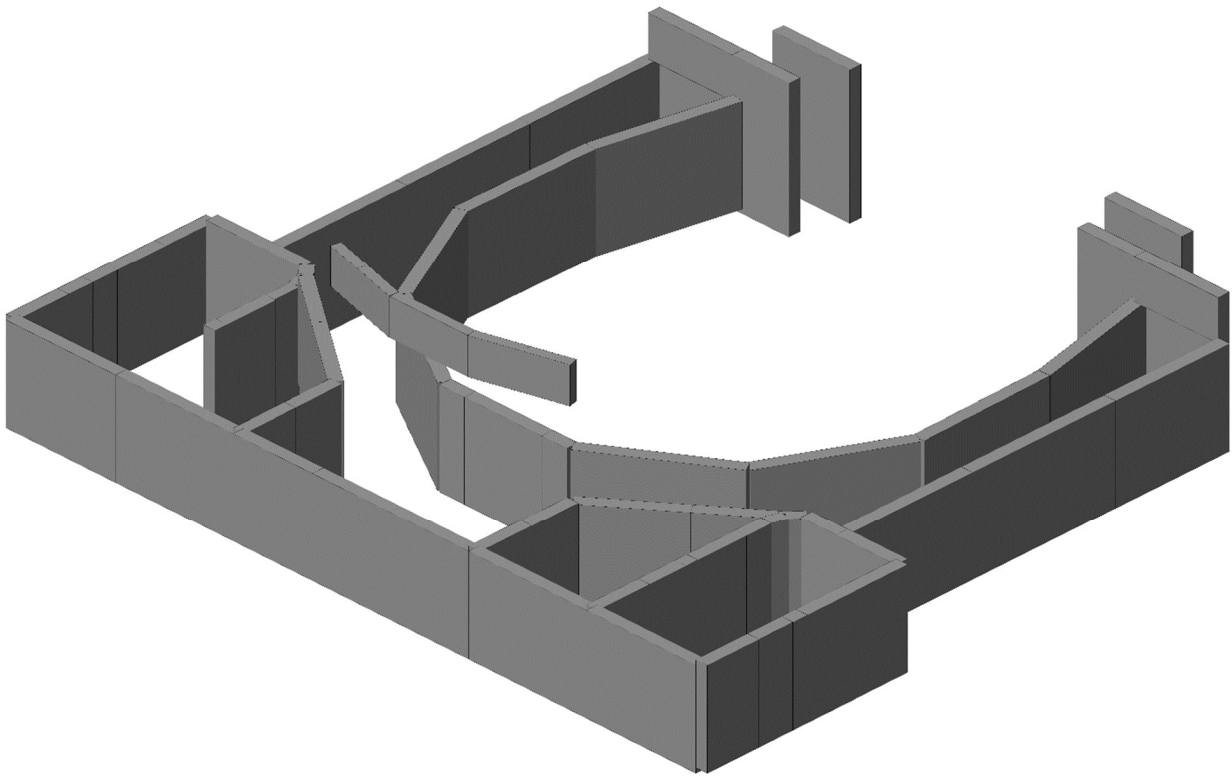


Figura 2.3.16: Modellazione dei setti tramite elementi Wall

Le solette in cemento armato dello spessore di 10cm sono state modellate come elemento Plate, cioè un elemento piano a 3 o 4 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alla traslazione perpendicolare al suo piano e alle rotazioni rispetto ai due assi giacenti nel piano, avendo quindi rigidità flessionale. È in grado di trasmettere solo lo sforzo tagliante e i 2 momenti flettenti. Usato per la modellazione di strutture bidimensionali inflesse, successivamente tale piastra è stata discretizzata mediante Mesh con dimensione pari a 30 cm per lato.

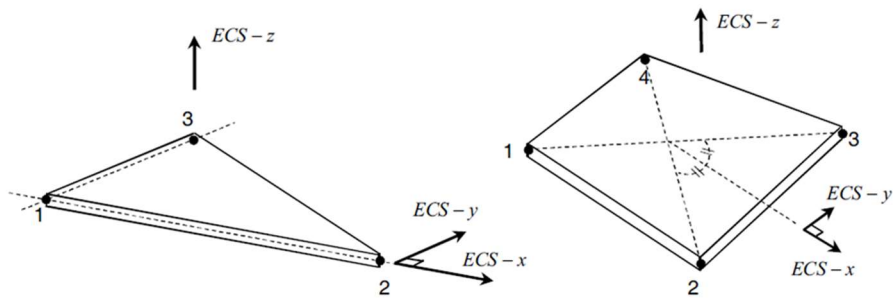


Figura 2.3.17: Elemento Plate

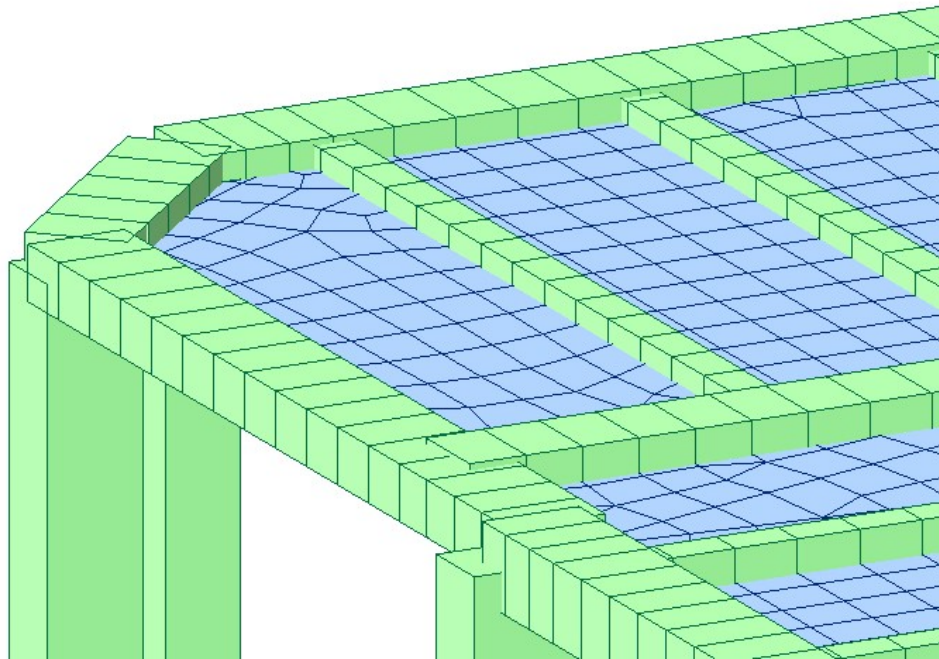


Figura 2.3.18: Elemento Plate in azzurro dopo la discretizzazione con Automesh

Infine, le travi sono state divise anch'esse con la stessa discretizzazione degli elementi Plate per garantire la congruenza nel modello.

Data la presenza di molte travi e pilastri i cui assi baricentrici non coincidono, per realizzare la modellazione in maniera corretta sia geometricamente che per quanto concerne la distribuzione degli sforzi interni, si è optato per congiungerli tramite Rigid Link così da mantenere gli orientamenti esatti dei singoli elementi e allo stesso modo permettere i percorsi dei carichi corretti come nella struttura esistente.

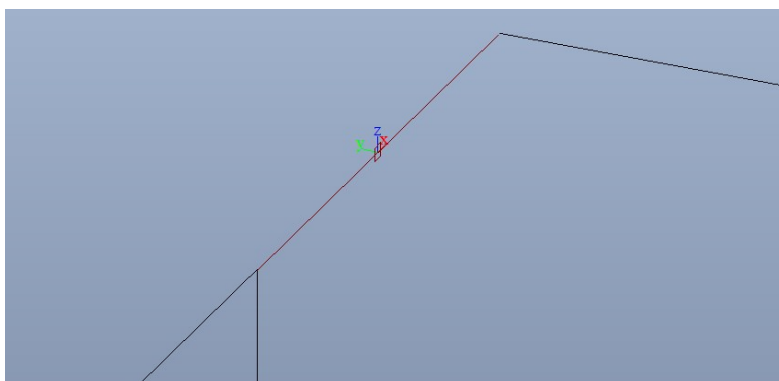


Figura 2.3.19: In rosso un Rigid Link che unisce gli assi baricentrici di due elementi

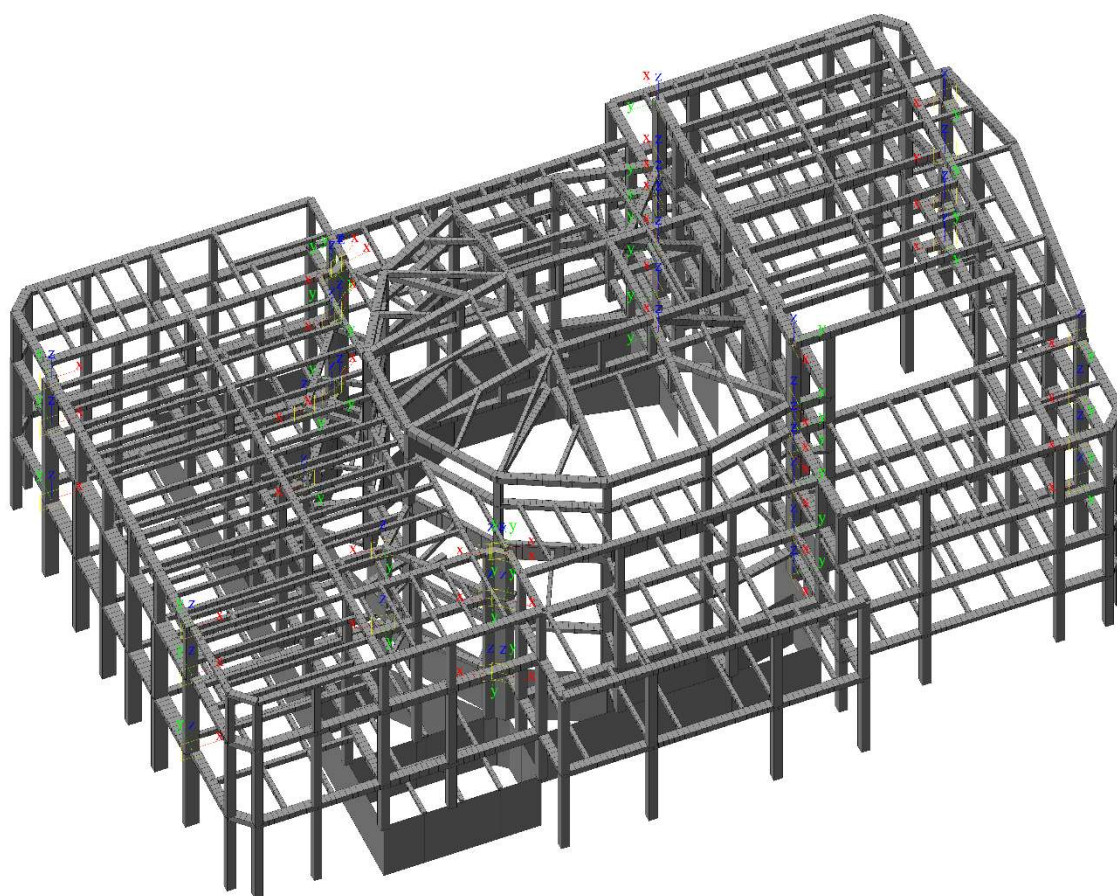


Figura 2.3.20: Posizione dei Rigid Link utilizzati

Menzione particolare riguarda le murature lapidee.

Per quantificare il contributo che esse apportano al telaio quando è soggetto al sisma, esse sono state modellate come Elastic Link ai quali è stata assegnata la rigidezza della parete corrispondente.

Per il calcolo di tale contributo ci si è bastati sul modello Al Chaar del 2002 nel quale la rigidezza dovuta alla muratura viene considerata come quella realizzata da due puntoni equivalenti eccentrici con una data larghezza "a" e una data inclinazione "θ", inoltre viene considerata la riduzione dovuta all'area di vuoto delle aperture presenti in essa.

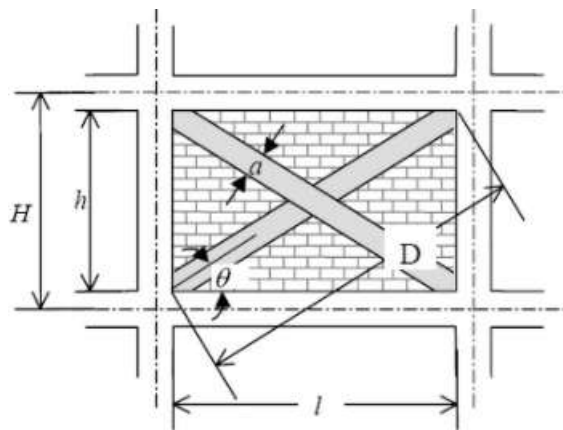


Figura 2.3.21: Schema utilizzato dal modello Al Chaar

La larghezza "a" del puntone dipende dalla rigidezza flessionale relativa telaio-pannello valutata con la seguente espressione (Stafford Smith & Carter – 1969):

$$a = 0.175D(\lambda_l H)^{-0.4}$$

$$\lambda_l H = H * \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4E_c I_{col} h}}$$

Oltre alle dimensioni geometriche del paramento deducibili dalla maglia strutturale, vi sono:

t : spessore della muratura

E_m : modulo elastico della muratura pari a 1750 MPa

E_c : modulo elastico dei pilastri in c.a. pari a 25800 MPa

I_{col} : momento di inerzia medio dei pilastri interessati, calcolato con media ponderata in base alla sezione degli stessi

Il valore così trovato viene successivamente corretto dai fattori $R1$, funzione del rapporto tra la superficie delle aperture e la superficie totale del pannello secondo la seguente espressione:

$$R1 = 0.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{parete}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{parete}} \right) + 1$$

e $R2$ che tiene in conto il danneggiamento della muratura.

Nel caso oggetto di studio non avendo riscontri a tale riguardo viene posto pari a 1.

$$a_{eff} = a(R1)(R2)$$

Viene calcolata l'area del puntone: $A = a_{eff} * t$

Ed infine la rigidezza assiale dello stesso è data dalla formula $k = \frac{E_m A}{D}$

Tale risultato viene ripartito sulle due singole bielle per metà ciascuna, questo perché i Link danno contributo irrigidente sia a compressione che a trazione mentre il comportamento reale della parete è quello resistente solo a compressione, per ovviare a questo e ottenere la modellazione corretta si è deciso per questa scelta.

SPESSORE MURATURA	t	600	mm
MOD. EL MURATURA	Em	1750	Mpa
MOD. EL PILASTRI IN C.A.	Ec	25800	Mpa
MOM. INERZIA MEDIO COL.	I col	3200000000	mm ⁴
DISTANZA BARICENTRICA	H	6500	mm
ALTEZZA NETTA	h	6275	mm
DIAGONALE COMPRESSA	D	7113	mm
ANGOLO	ϑ	61,90	°
LARGHEZZA NETTA	L	3350	mm

campi da compilare

	h trave	t
Trave up	450	600
Tra. down	0	10000

L lorda	3750
---------	------

COLONNA SX			
LARG.	b	400	mm
SP.	s	600	mm
MOM. IN.	Icsx	3200000000	mm ⁴
AREA	Ac	240000	mm ²

COLONNA DX			
LARG.	b	400	mm
SP.	s	600	mm
MOM. IN.	Icdx	3200000000	mm ⁴
AREA	Ac	240000	mm ²

COEFF. APERTURE	R1	0,704	/
COEFF. DANNO	R2	1	/

PERC. APERTURE	20	%
----------------	----	---

λI*H	5,235863999	/
------	-------------	---

LARG. PUNTONE	a	452	mm
AREA PUNTONE	Ap	271165	mm ²

RIG. ASSIALE PUNTONE	66712	kN/m
----------------------	-------	------

Valore dimezzato per midas	33356	kN/m
----------------------------	-------	------

Figura 2.3.22: Esempio di calcolo della rigidità della muratura

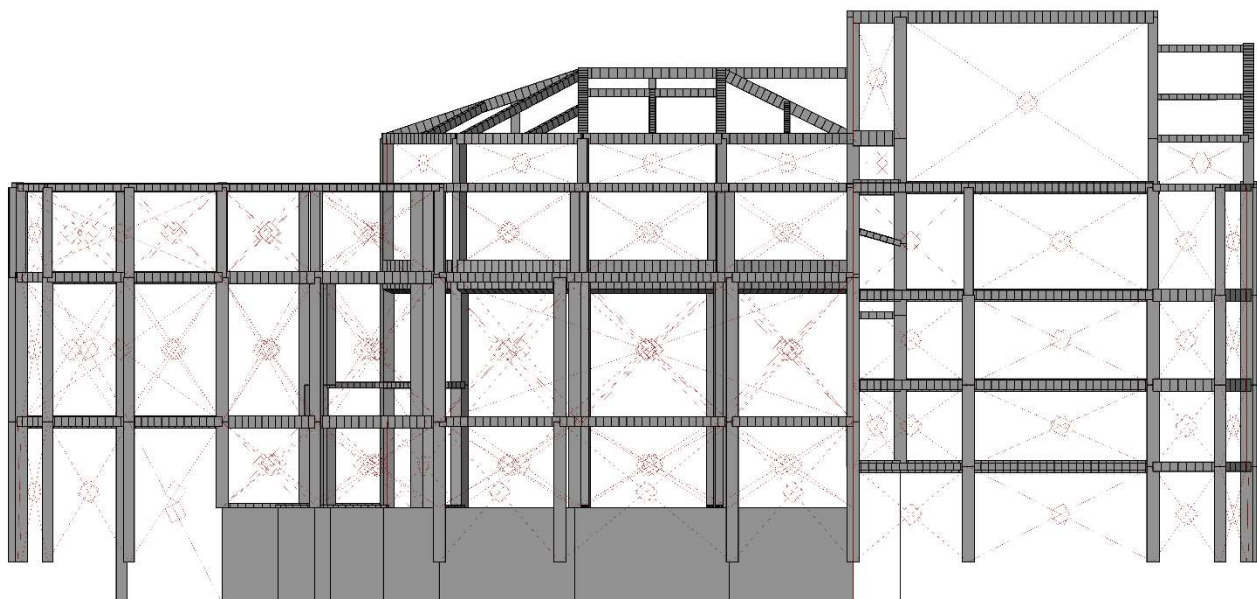


Figura 2.3.23: Distribuzione delle bielle nel modello

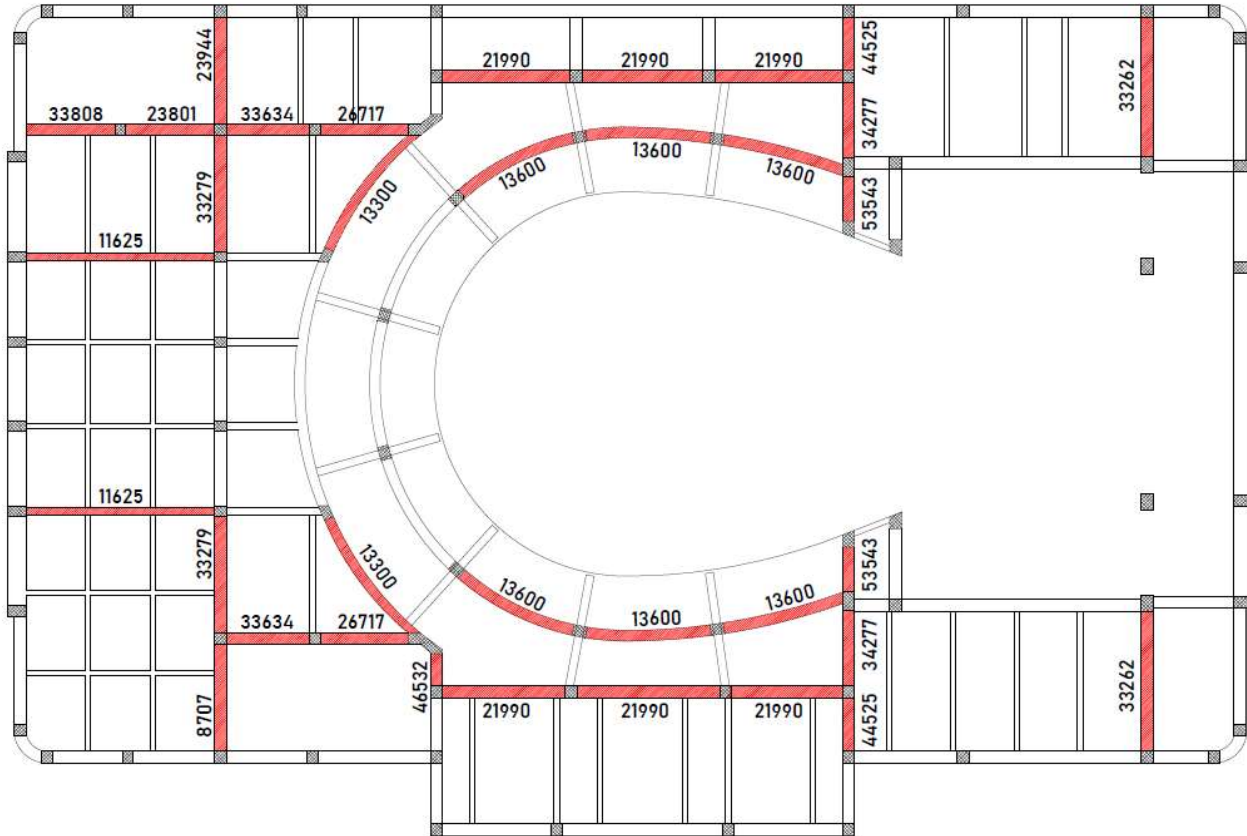


Figura 2.3.24: Esempio di distribuzione delle rigidità delle murature, in questo caso si evidenziano quelle corrispondenti alle partizioni interne del piano 1°galleria. Valori in kNm

Con quest'ultimo passaggio viene così conclusa la modellazione della parte strutturale del telaio del Politeama.

2.3.1 Carichi non strutturali

I carichi da assegnare ai singoli elementi sono stati quantificati come segue:

Data la mancanza di documentazione, il sovraccarico dovuto alla neve è stato calcolato in accordo alla NTC2018 §3.4. con la seguente formulazione:

$$qs = qsk \times \mu_i \times Ce \times Ct = 1,20 \frac{kN}{m^2}$$

$qsk = 1,50 \text{ kN/m}^2$	Valore di riferimento carico neve al suolo - Funzione della località e della quota, in questo caso Como ricade in Zona I - Alpina (as < 200 m s.l.m.)
$\mu_i = 0,8$	Coefficiente di forma - Avendo una copertura piana ricade nella fascia $0^\circ < \alpha < 30^\circ$
$Ce = 1$	Coefficiente di esposizione - Aree non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti
$Ct = 1$	Coefficiente termico - Essendo la copertura isolata non si possono prevedere perdite di calore tali da sciogliere la neve adagiata

Si è deciso di mantenere questo valore in quanto, considerando che in passato era nell'ordine di 0.90 kN/m^2 , esso non risulta significativamente impattante rispetto agli altri carichi a cui è soggetta la struttura.

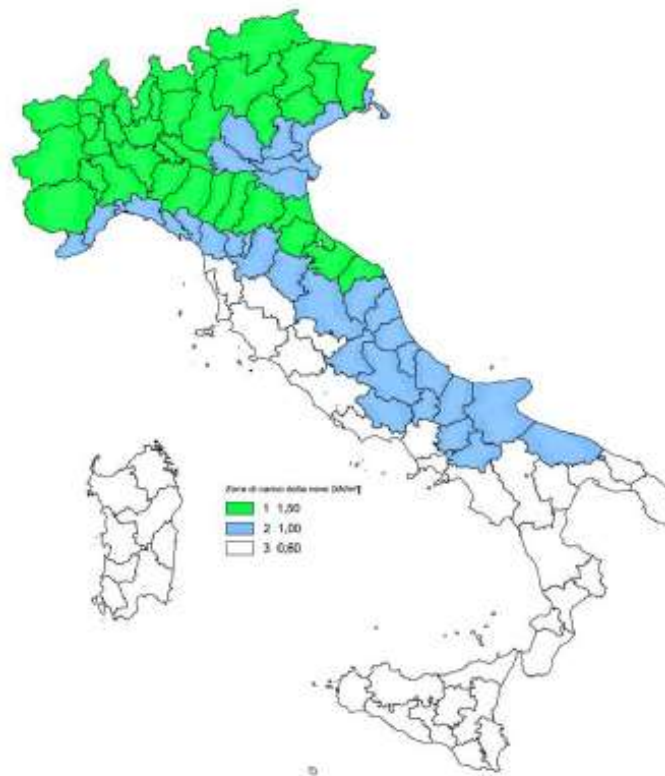


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{3.4.2}$$

Figura 2.3.1.1: riferimento NTC'18 sulle zone di carico della neve

Il valore del sovraccarico dovuto all'affollamento è stato preso dalla NTC2018 §3.1.4. Tab. 3.1.II in base alla destinazione d'uso degli ambienti, in particolare dalla categoria C2: Ambienti suscettibili di affollamento. Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenza e attesa, aule universitarie e aule magne.

$$q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$$

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Figura 2.3.1.2: Tabella NTC'18 valori di sovraccarico per categorie d'uso

Anche in questo caso a causa della mancanza di riscontri sul carico variabile dovuto all'affollamento effettivamente utilizzato per la progettazione, si è deciso di usare quello attuale anche in considerazione del fatto che le normative fino agli anni '80 prescrivevano per la stessa destinazione d'uso un carico pari a 5 kN/m².

Il carico permanente non strutturale è stato quantificando ipotizzando uno strato di finitura della pavimentazione del peso di 1.5 kN/m^2 , invece concernente le partizioni esterne ed interne, il loro carico è stato calcolato partendo dall'identificazione del materiale da esso costituite. Dalla foto in fase di costruzione si può con ragionevole sicurezza affermare che esse sono costituite da blocchi lapidei squadri, con una densità pari a circa 2000 kg/m^3 , gli spessori delle murature considerati nel calcolo dei singoli contributi sono gli stessi delle travi su cui poggiano le partizioni stesse mentre la riduzione del carico dovuta alle aperture è specifica per ogni singola muratura considerata, essa è stata quantificata dalle foto e dalle tavole presenti dell'edificio.

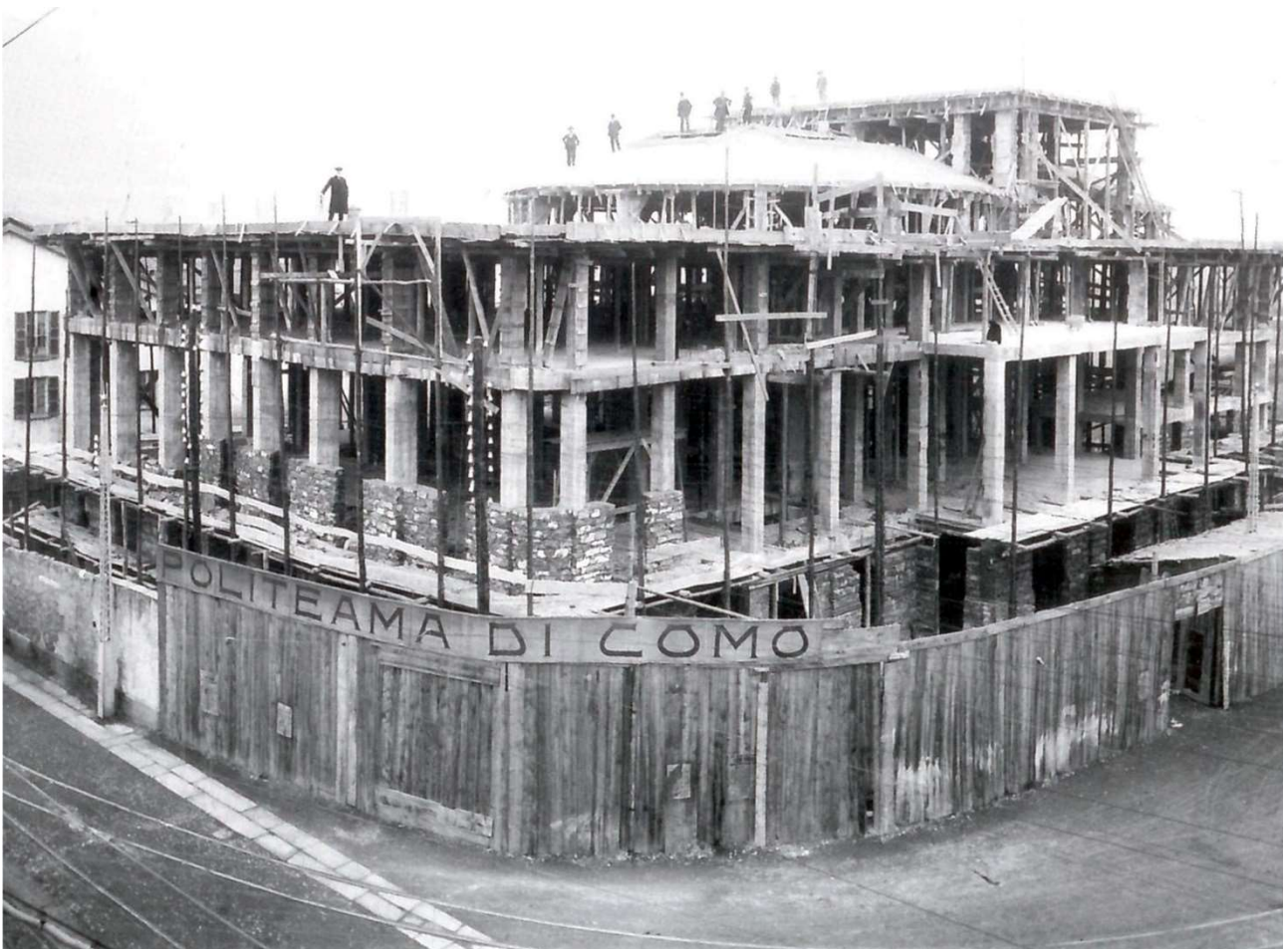


Figura 2.3.1.3: Dalla foto in fase di costruzione si deduce la tipologia e il materiale della muratura

Il carico lineare delle singole partizioni sulle relative travi è stato calcolato nel seguente modo:

$$G2_{partizioni} = s * h * \gamma_m * (1 - x)$$

Dove:

s è la larghezza della trave su cui poggia la muratura

h è l'altezza di interpiano

γ_m è la densità dei blocchi lapidei

x è la percentuale di aperture nella singola muratura

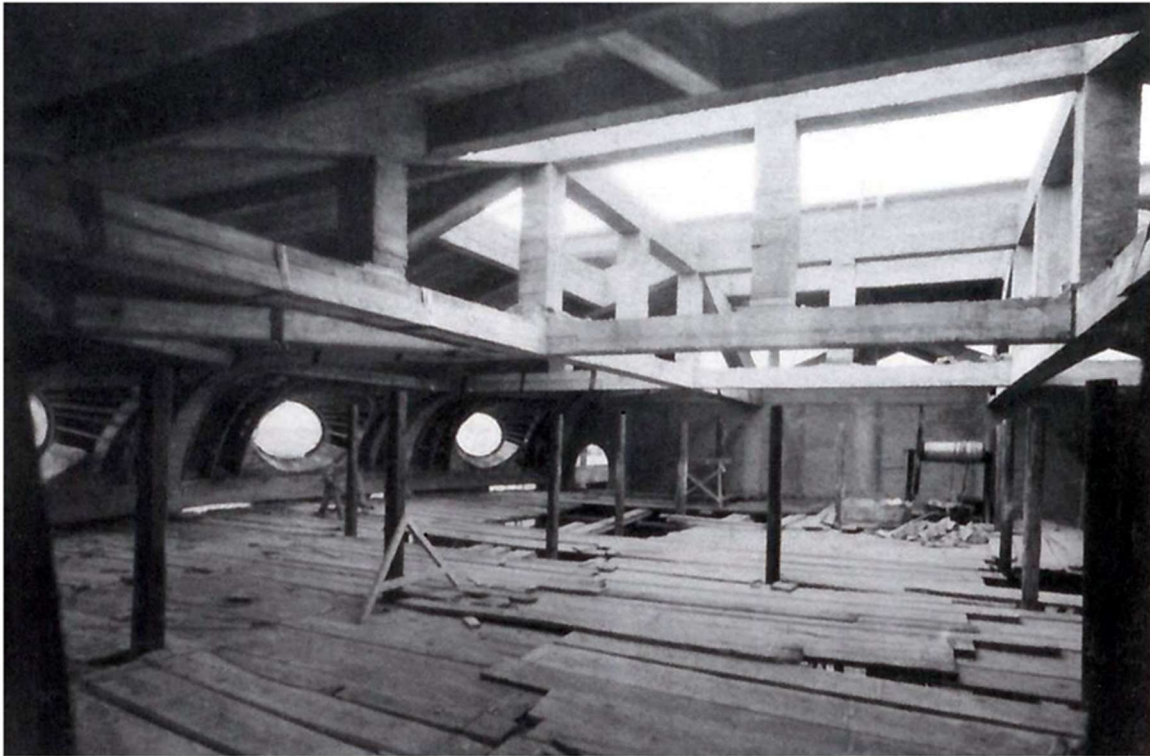


Figura 2.3.1.4: Struttura portante del lucernario

Il carico dovuto al lucernario è stato suddiviso come carico distribuito sulle travi che lo sostengono, identificando le singole aree di influenza, sommando i due contributi dovuti al peso del vetro e il carico da neve, considerando come peso del vetro 25 kg/m^2 al mm per uno spessore di 2cm.

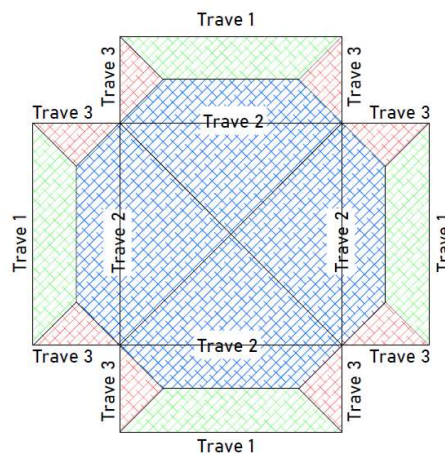


Figura 2.3.1.5: Suddivisione delle aree di influenza delle travi a sostegno del lucernario

Area verde: 4.05 m^2 → carico Trave 1: $q_1 = 1.36 \text{ kN/m}$

Area blu: 10.5 m^2 → carico Trave 2: $q_2 = 3.51 \text{ kN/m}$

Area rossa: 0.98 m^2 → carico Trave 3: $q_3 = 0.84 \text{ kN/m}$

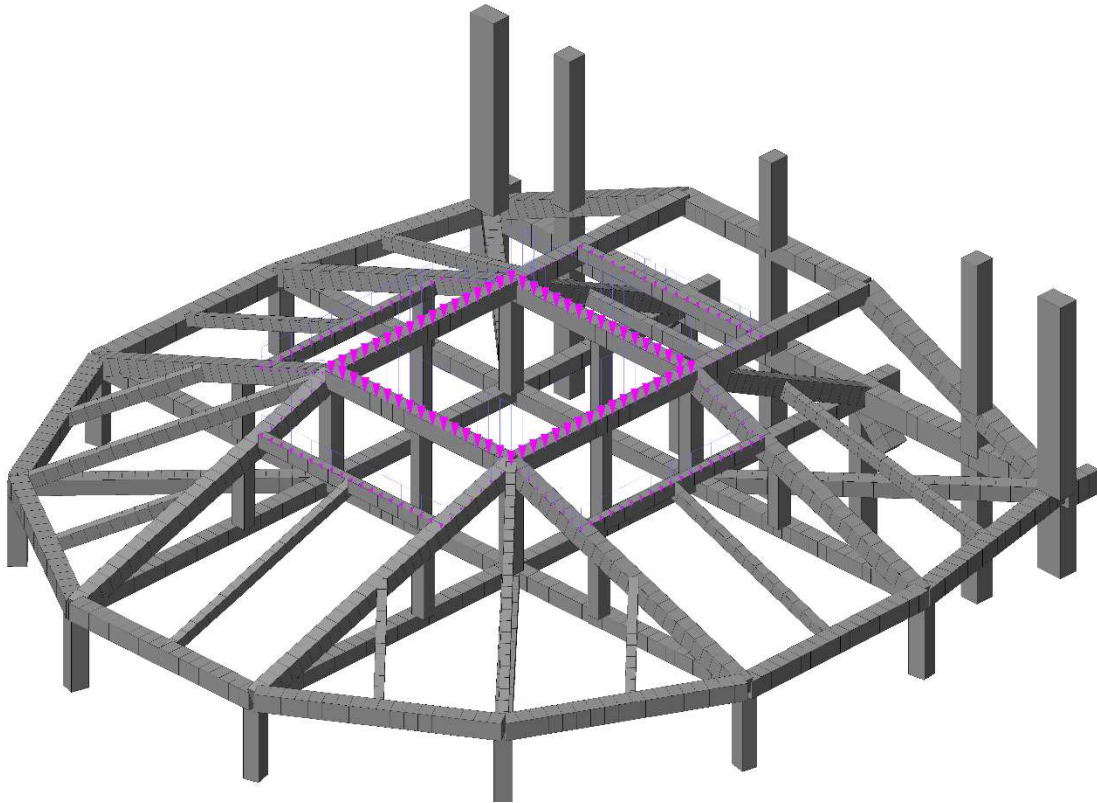


Figura 2.3.1.6: Carico distribuito del vetro del lucernario sulle relative travi

Nella torre scenica sopra l'area del palco vi è la presenza di una struttura in legno dedicata alle attrezzature di servizio per gli spettacoli, essa è costituita da travi principali e secondarie di sezione circa 30x30 cm, viene considerata la densità del legno pari a 600 kg/m², un assito sopra di esse di 4 cm ed un sovraccarico variabile, minore rispetto alle parti aperte al pubblico, di 2 kN/m².

Il tutto poggia su quattro pilastri che vengono considerati come appoggi puntuali, il carico per singolo appoggio ammonta a 23.15 kN per il permanente e a 71 kN dovuto a quello variabile.

Così come per il lucernario, nel quale vi è la presenza di carichi permanenti e variabili, nella modellazione sono stati tenuti separati come da normativa.



Figura 2.3.1.7: Parte della restante struttura lignea nella torre scenica

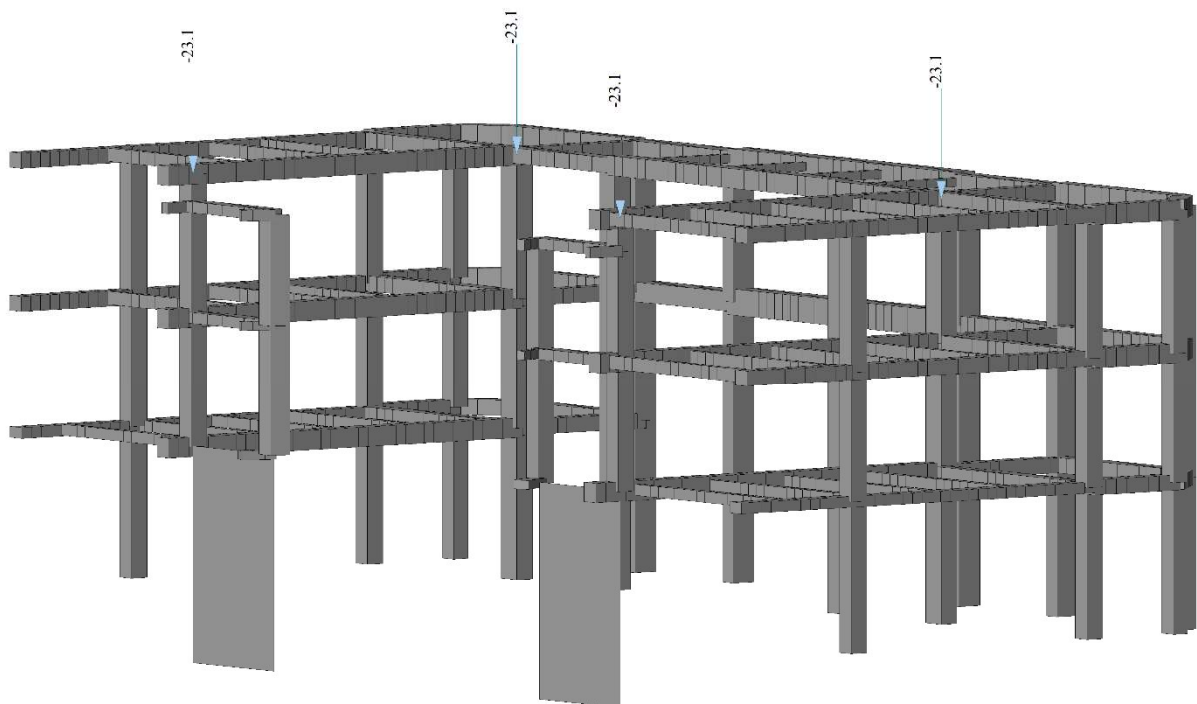


Figura 2.3.1.8: Carichi puntuali dovuti alla struttura lignea

In definitiva i carichi sono stati assegnati agli elementi Plate come Pressure Load, mentre come Element Beam Load per gli elementi Beam.

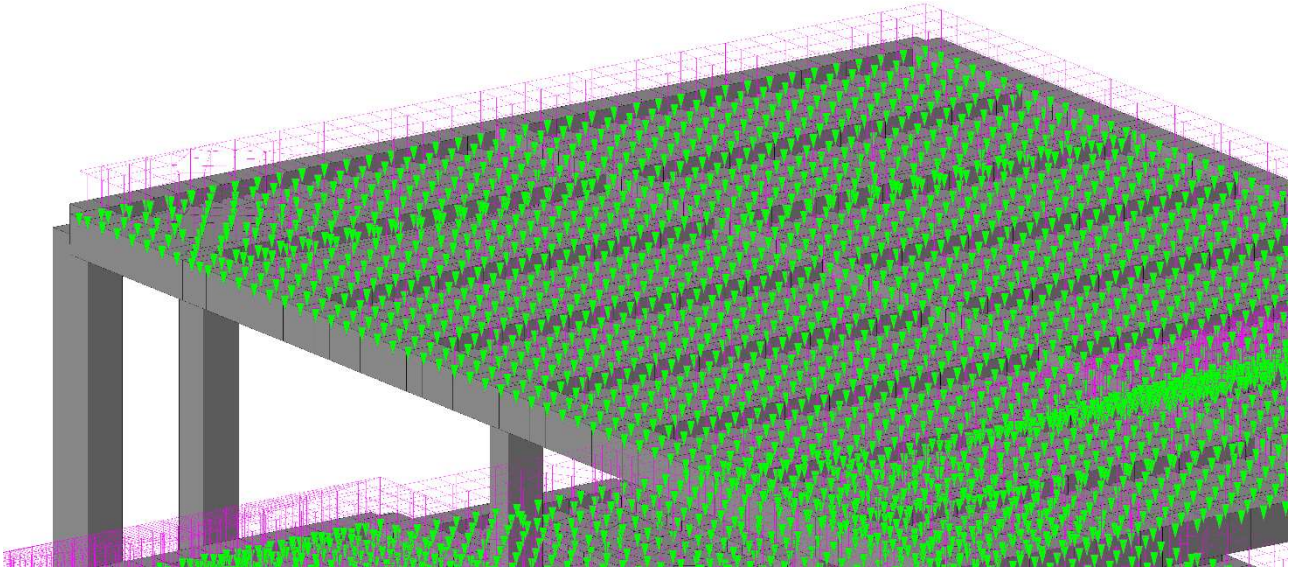


Figura 2.3.1.9: Carico da neve distribuito sulla copertura della torre scenica

2.3.2 Vincoli

Il telaio strutturale nel suo insieme è stato considerato incastrato alla base, allo stesso modo sono stati considerati, sempre come incastro perfetto, i nodi di congiunzione fra i vari elementi Beam, come descritto in precedenza.

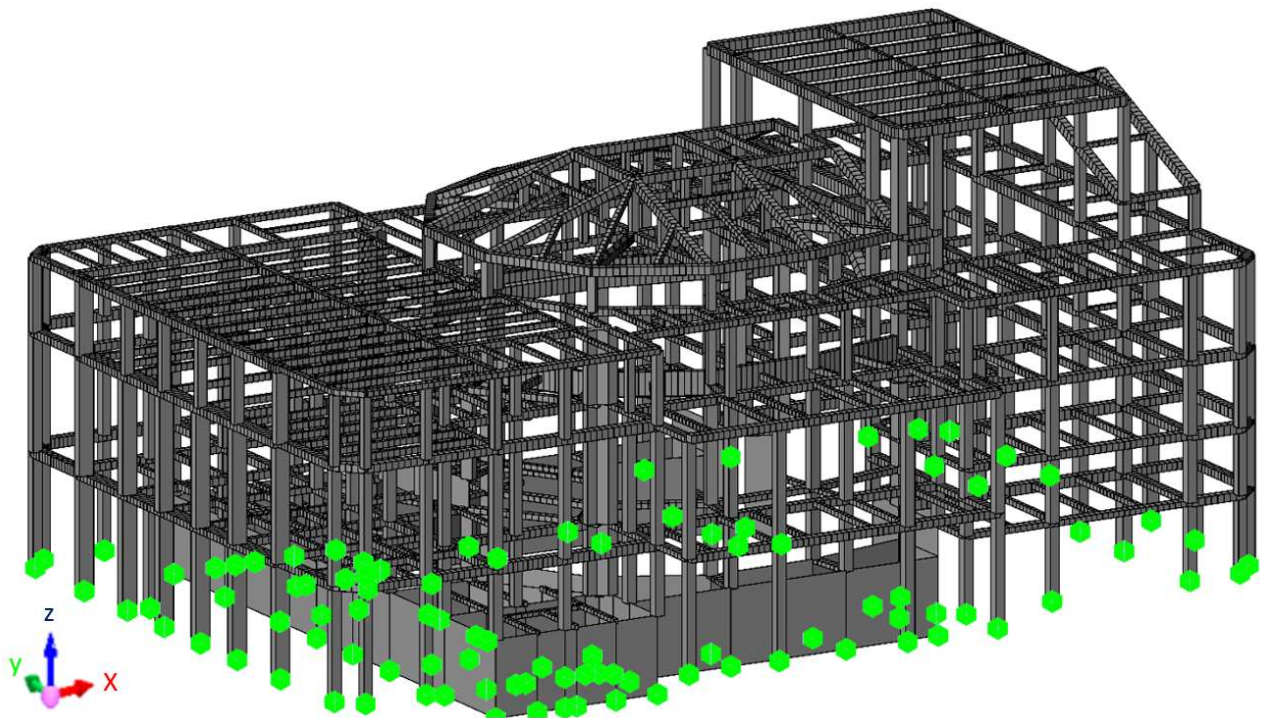


Figura 2.3.2.1: In verde sono evidenziati i vincoli di incastro alla base della struttura

2.3.3 Analisi

Per procedere all'analisi strutturale del Politeama di Como è stato calcolato tramite software lo spettro di risposta per la località di Como allo stato limite di salvaguardia della vita sia orizzontale che verticale, quest'ultimo è stato necessario inserirlo in quanto vi è la presenza di pilastri, seppur piccoli, in falso nella struttura portante del lucernario e di quella di copertura della torre scenica sopra il palco.

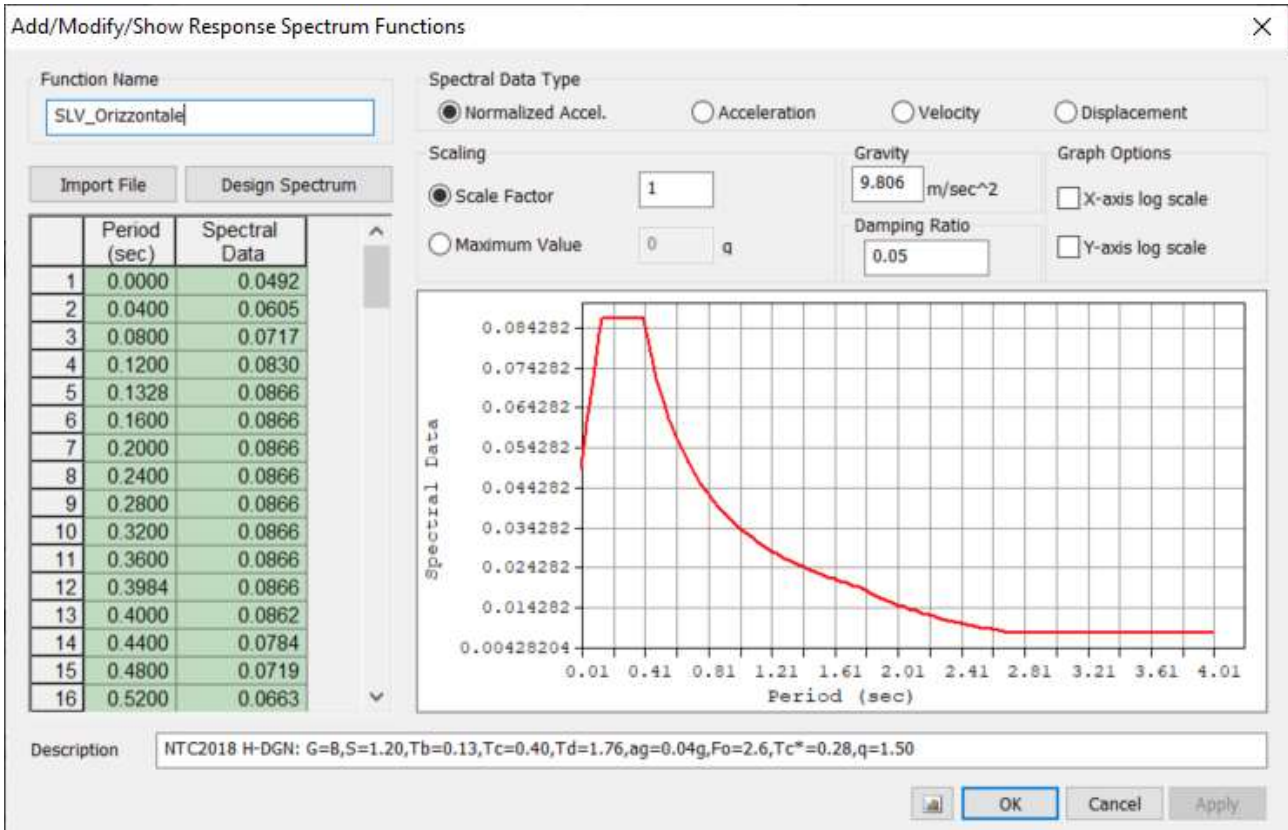


Figura 2.3.3.1: Spettro di risposta orizzontale

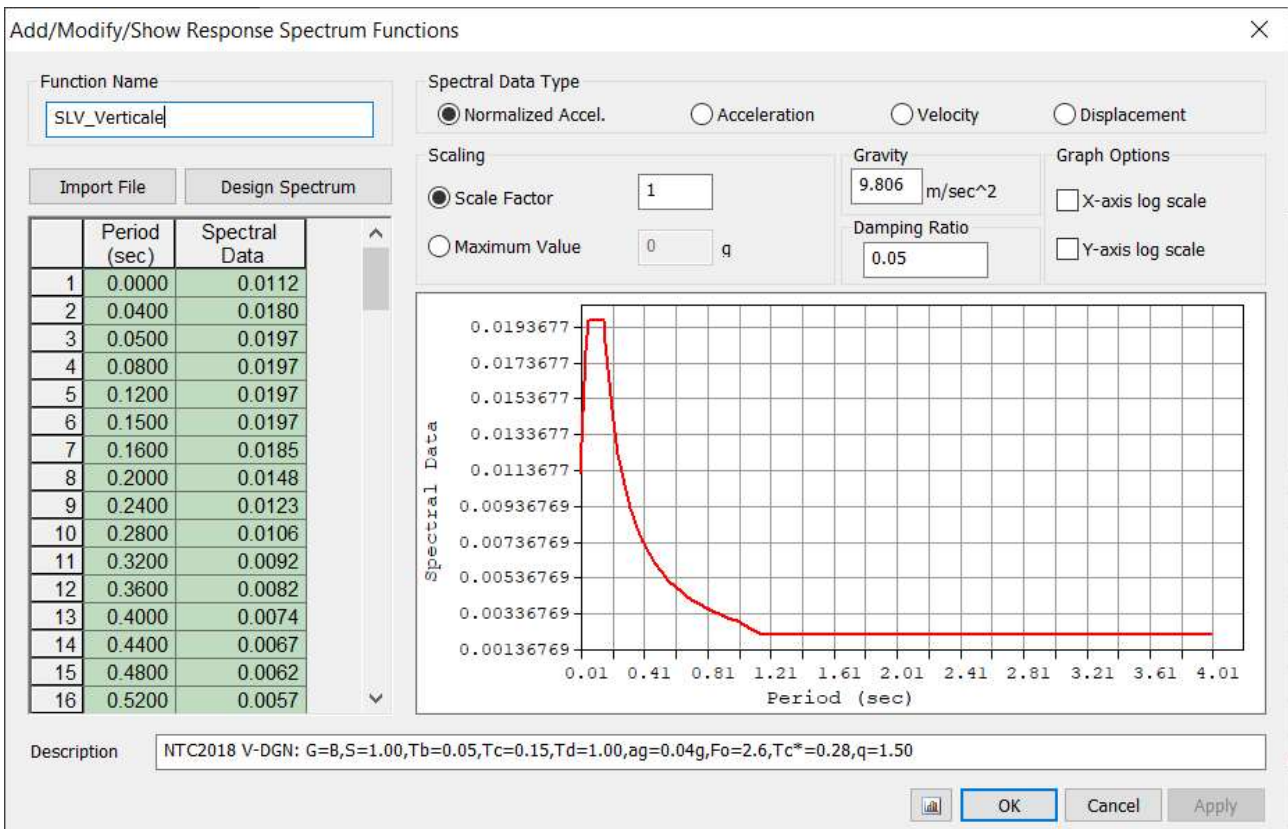


Figura 2.3.3.2: Spettro di risposta verticale

Inseriti gli spettri nella apposita sezione, si è proceduto alla definizione delle combinazioni di carico agli stati limite di esercizio, allo stato limite ultimo e all'inserimento delle 64 combinazioni sismiche nelle quali sono stati considerati i contributi sia di eccentricità che quelli verticali ed infine gli involucri in esercizio e allo stato limite ultimo.

I carichi sono stati divisi nelle diverse categorie, questo per rispettare i coefficienti da applicare nelle diverse combinazioni per il calcolo agli stati limite.

Le categorie sono:

G1: peso proprio della struttura portante

G2: carichi permanenti non portati

Qs: carico accidentale dovuto alla neve

Qf: carichi accidentali dovuti all'affollamento

Combinazioni usate in accordo con NTC2018 §2.5.3. per gli stati limite ultimo e di esercizio

COMBINAZIONE	NOME	DESCRIZIONE
1	SLU 1	$1.3G1 + 1.5G2 + 1.5Qf + 0.75Qs$
2	SLU 2	$1.3G1 + 1.5G2 + 1.05Qf + 0.75Qs$
3	ENV SLU	SLU 1 + SLU 2
4	SLE 1	$G1 + G2 + Qf + 0.5Qs$
5	SLE 2	$G1 + G2 + 0.7Qf + Qs$
6	SLE 3	$G1 + G2 + 0.7Qf$
7	SLE 4	$G1 + G2 + 0.6Qf + 0.2Qs$
8	SLE 5	$G1 + G2 + 0.6Qf$
9	ENV SLE	SLE 1 + SLE 2 + SLE 3 + SLE 4 + SLE 5

Combinazioni sismiche usate in accordo con NTC2018 §2.5.3. per lo stato limite per la salvaguardia della vita

COMBINAZIONE	NOME	DESCRIZIONE
1	SLV 1	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx + Ez$
2	SLV 2	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx - Ez$
3	SLV 3	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx + Ez$
4	SLV 4	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx - Ez$
5	SLV 5	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx + Ez$
6	SLV 6	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx - Ez$
7	SLV 7	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx + Ez$
8	SLV 8	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx - Ez$
9	SLV 9	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx + Ez$
10	SLV 10	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx - Ez$
11	SLV 11	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx + Ez$
12	SLV 12	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx - Ez$
13	SLV 13	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx + Ez$
14	SLV 14	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx - Ez$
15	SLV 15	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx + Ez$
16	SLV 16	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx - Ez$
17	SLV 17	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx + Ez$
18	SLV 18	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx - Ez$
19	SLV 19	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx + Ez$
20	SLV 20	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx - Ez$
21	SLV 21	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx + Ez$
22	SLV 22	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx - Ez$
23	SLV 23	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx + Ez$
24	SLV 24	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex + 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx - Ez$
25	SLV 25	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx + Ez$
26	SLV 26	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey + Eccx - Ez$
27	SLV 27	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx + Ez$
28	SLV 28	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy + 0.3Ey - Eccx - Ez$
29	SLV 29	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx + Ez$
30	SLV 30	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey + Eccx - Ez$
31	SLV 31	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx + Ez$
32	SLV 32	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ex - 0.3Eccy - 0.3Ey - Eccx - Ez$
33	SLV 33	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy + Ez$
34	SLV 34	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy - Ez$
35	SLV 35	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy + Ez$
36	SLV 36	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy - Ez$
37	SLV 37	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy + Ez$
38	SLV 38	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy - Ez$
39	SLV 39	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy + Ez$
40	SLV 40	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy - Ez$

41	SLV 41	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy + Ez$
42	SLV 42	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy - Ez$
43	SLV 43	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy + Ez$
44	SLV 44	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy - Ez$
45	SLV 45	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy + Ez$
46	SLV 46	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy - Ez$
47	SLV 47	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy + Ez$
48	SLV 48	$G1 + G2 + 0.3Qf + Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy - Ez$
49	SLV 49	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy + Ez$
50	SLV 50	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy - Ez$
51	SLV 51	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy + Ez$
52	SLV 52	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy - Ez$
53	SLV 53	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy + Ez$
54	SLV 54	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy - Ez$
55	SLV 55	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy + Ez$
56	SLV 56	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey + 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy - Ez$
57	SLV 57	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy + Ez$
58	SLV 58	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex + Eccy - Ez$
59	SLV 59	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy + Ez$
60	SLV 60	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx + 0.3Ex - Eccy - Ez$
61	SLV 61	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy + Ez$
62	SLV 62	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex + Eccy + Ez$
63	SLV 63	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy + Ez$
64	SLV 64	$G1 + G2 + 0.3Qf - Ey - 0.3Eccx - 0.3Ex - Eccy - Ez$

Con:

Ex: risposta del sisma in direzione x

Ey: risposta del sisma in direzione y

Eccx: contributo dovuto all'eccentricità lungo x

Eccy: contributo dovuto all'eccentricità lungo y

Per garantire la correttezza dei risultati dell'analisi, è stata svolta la Construction Stage, cioè la successione temporale nell'applicazione dei carichi così come è avvenuto durante la fase di realizzazione dell'opera.

COSTR. STAGE	CARICHI ATTIVATI	ELEMENTI ATTIVATI
FASE 1	G1	VINCOLI ALLA BASE + RIGID LINK
FASE 2	G1 + G2	VINCOLI ALLA BASE + RIGID LINK + ELASTIC LINK
FASE 3	G1 + G2 + Q _s + Q _f	VINCOLI ALLA BASE + RIGID LINK + ELASTIC LINK

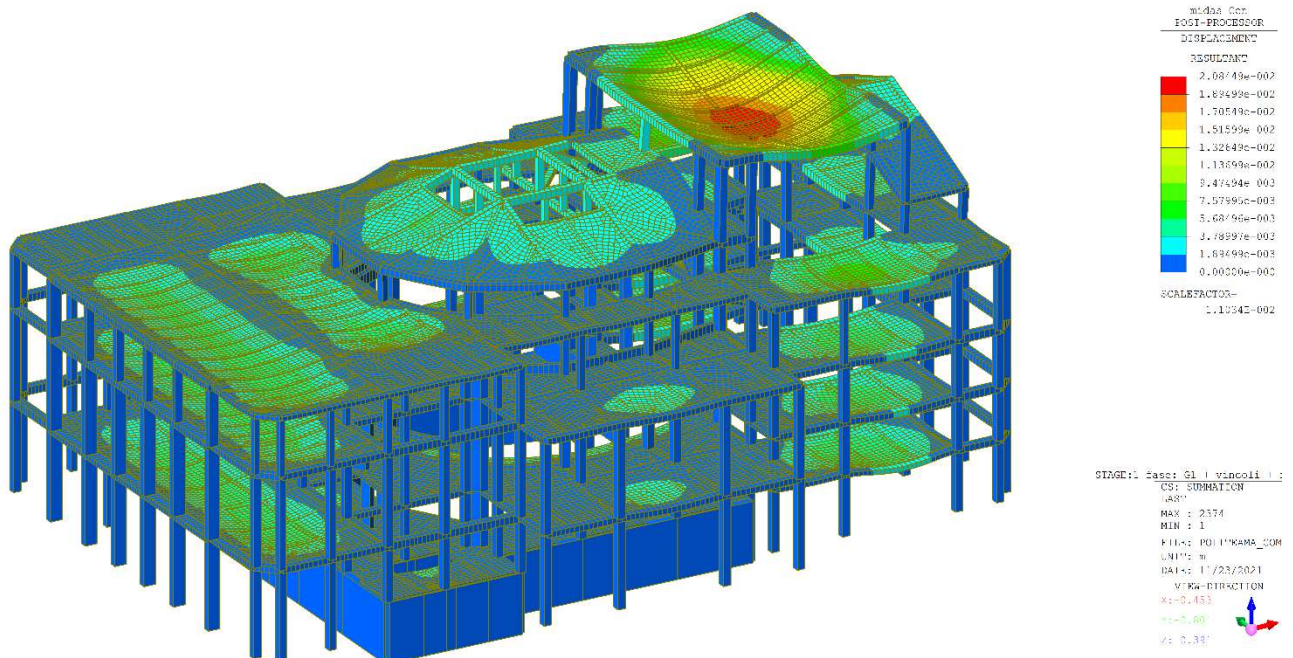


Figura 2.3.3.3: Construction Stage Fase 1

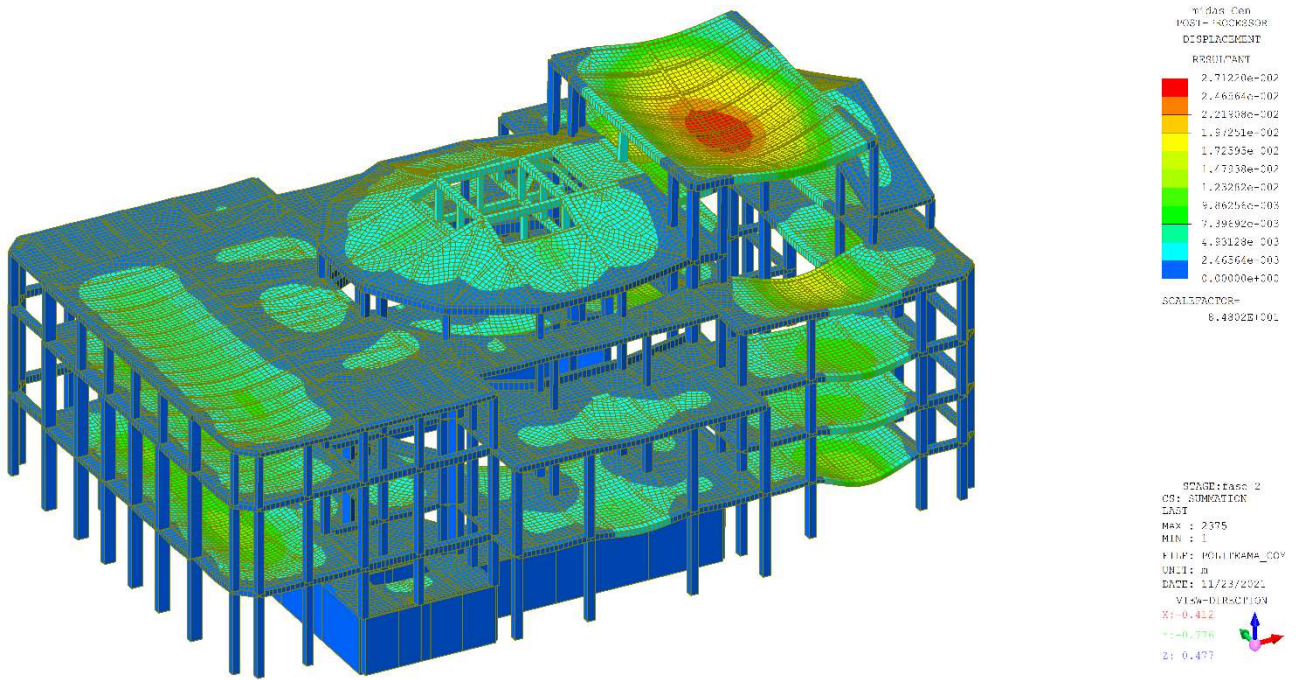


Figura 2.3.3.4: Construction Stage Fase 2

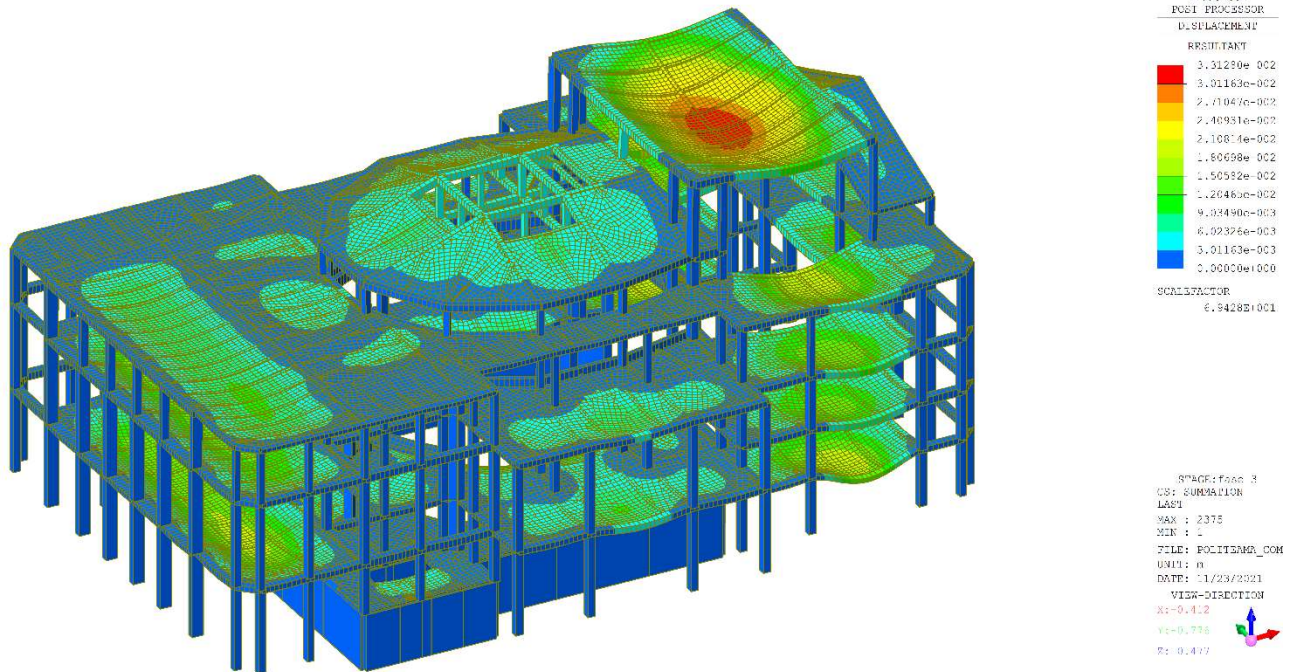


Figura 2.3.3.5: Construction Stage Fase 3

3. PROGETTO SIMULATO

Data la mancanza di documentazione e tavole riguardanti le carpenterie metalliche presenti nelle travi, per ovviare a tale mancanza e poter eseguire le verifiche strutturali, è stato svolto un progetto simulato del dimensionamento di quelle che, con ragionevole approssimazione, possono essere le armature presenti negli elementi analizzati.

Per fare ciò ci si è basati sulle tecniche costruttive e sui requisiti prestazionali dei materiali del tempo, già esposte nel capitolo dedicato ad essi.

In particolare si sono presi per l'analisi gli elementi più significativi per posizione e carichi portati.

Sono stati selezionati 3 travi e 3 pilastri:

Trave 1: trave sopra il portone posteriore su una campata

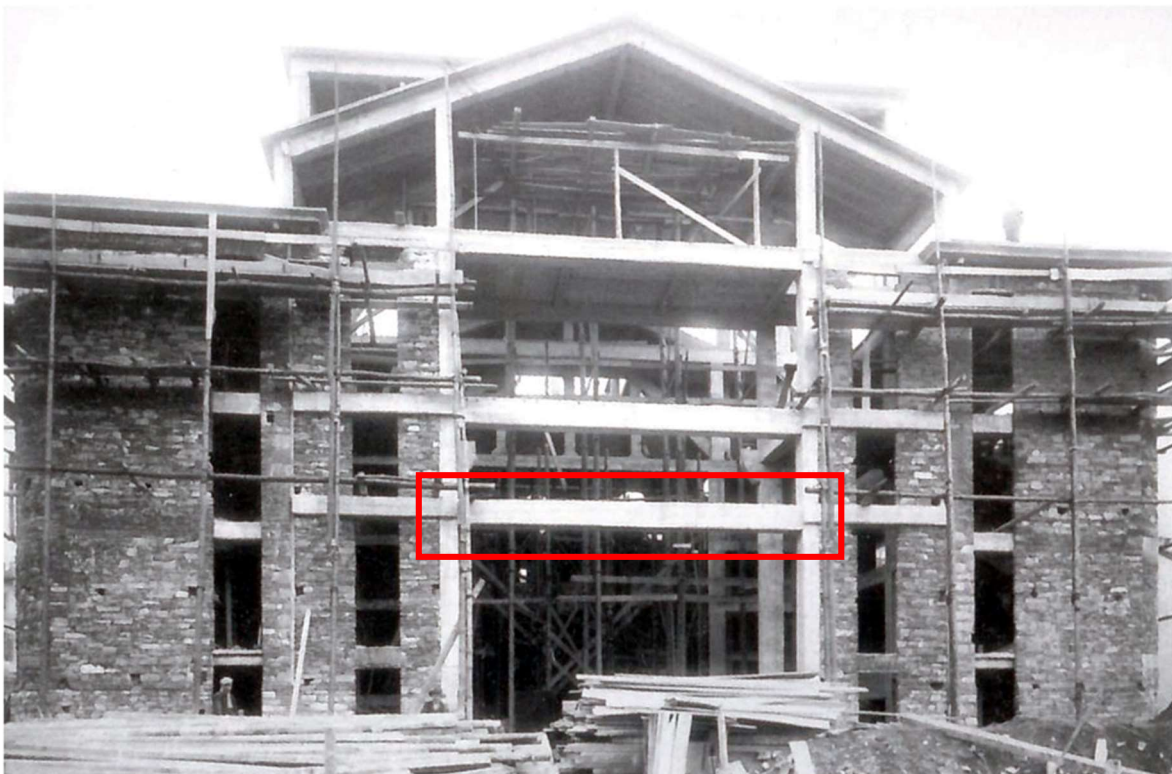


Figura 3.1: Trave 1 sopra ingresso posteriore

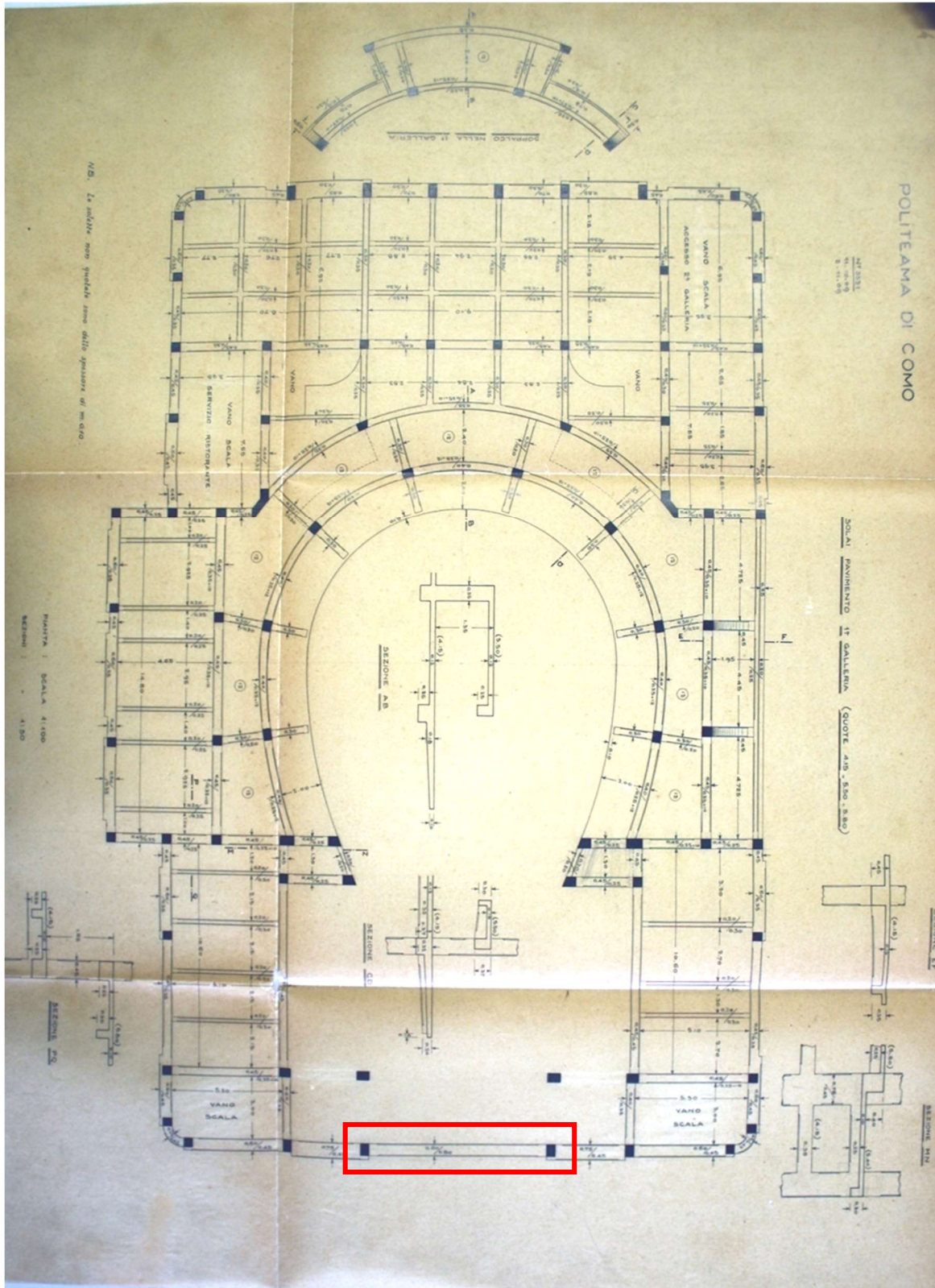


Figura 3.2: Posizione in pianta Trave 1

Trave 2: trave di bordo della copertura su due campate

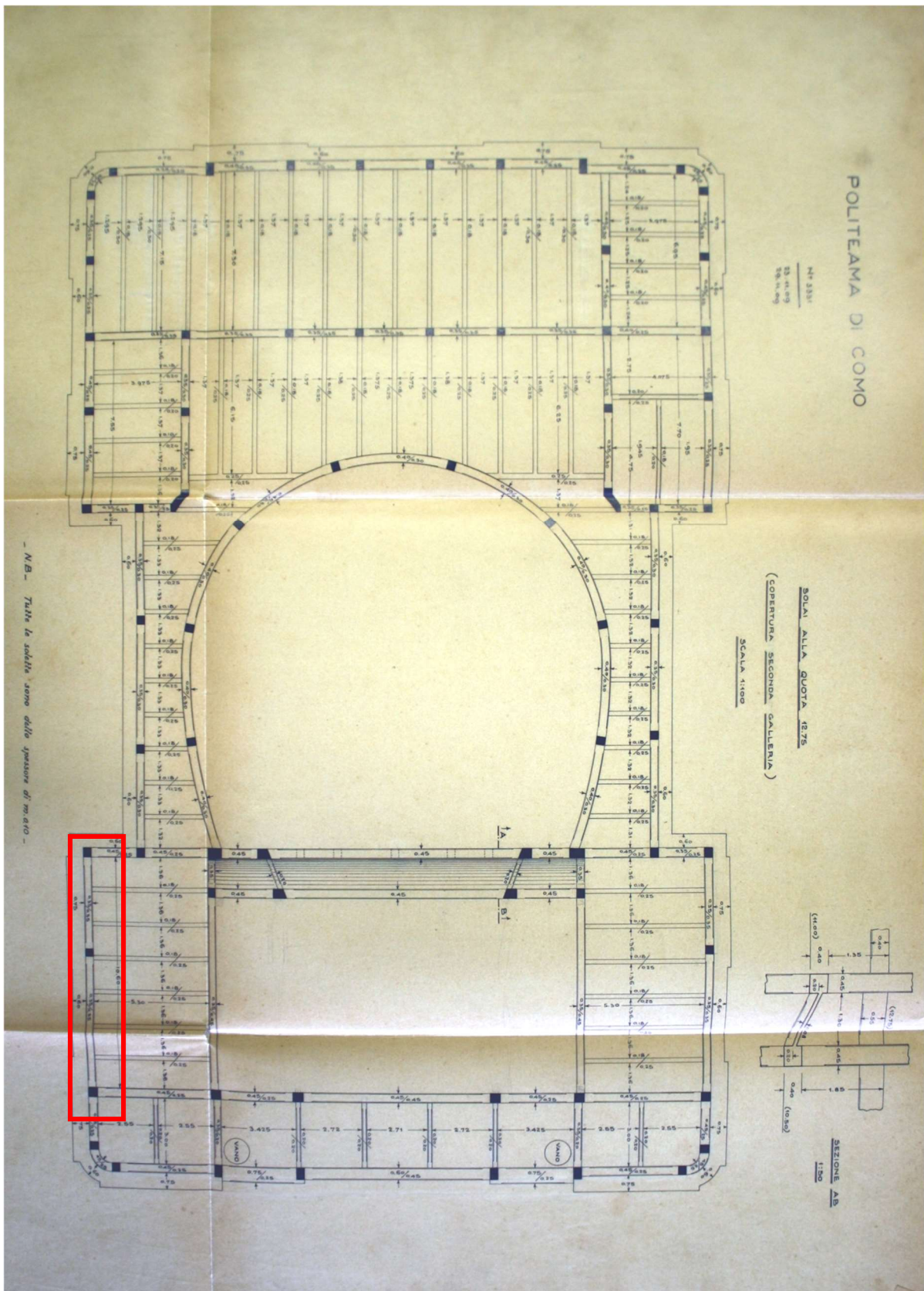


Figura 3.3: Posizione in pianta trave 2

Trave 3: trave di bordo della copertura della torre scenica su tre campate

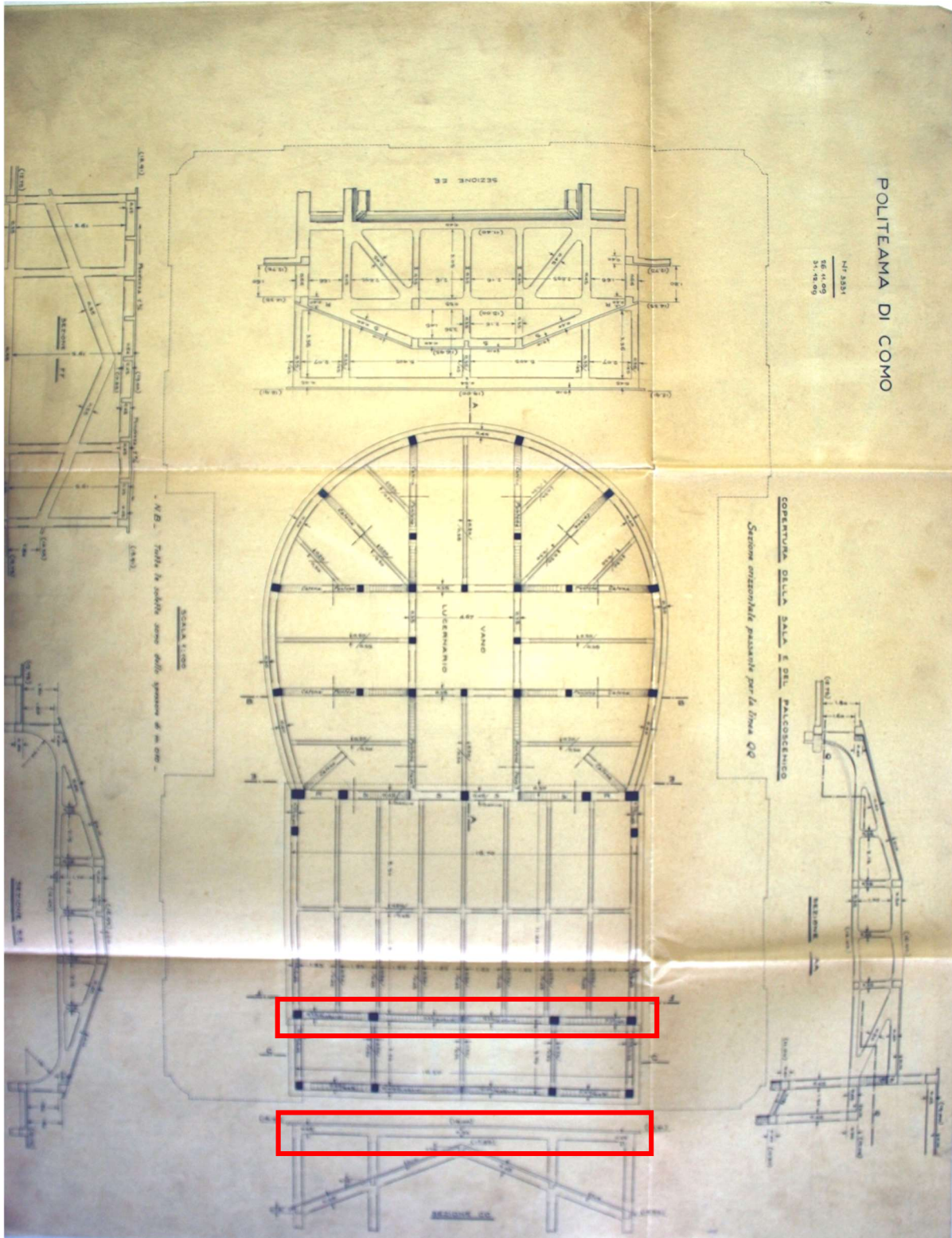


Figura 3.4: Posizione in pianta Trave 3

Pilastro 1: pilastro della facciata principale

Pilastro 2: pilastro di fianco al portone posteriore

Pilastro 3: pilastro circolare intorno alla platea

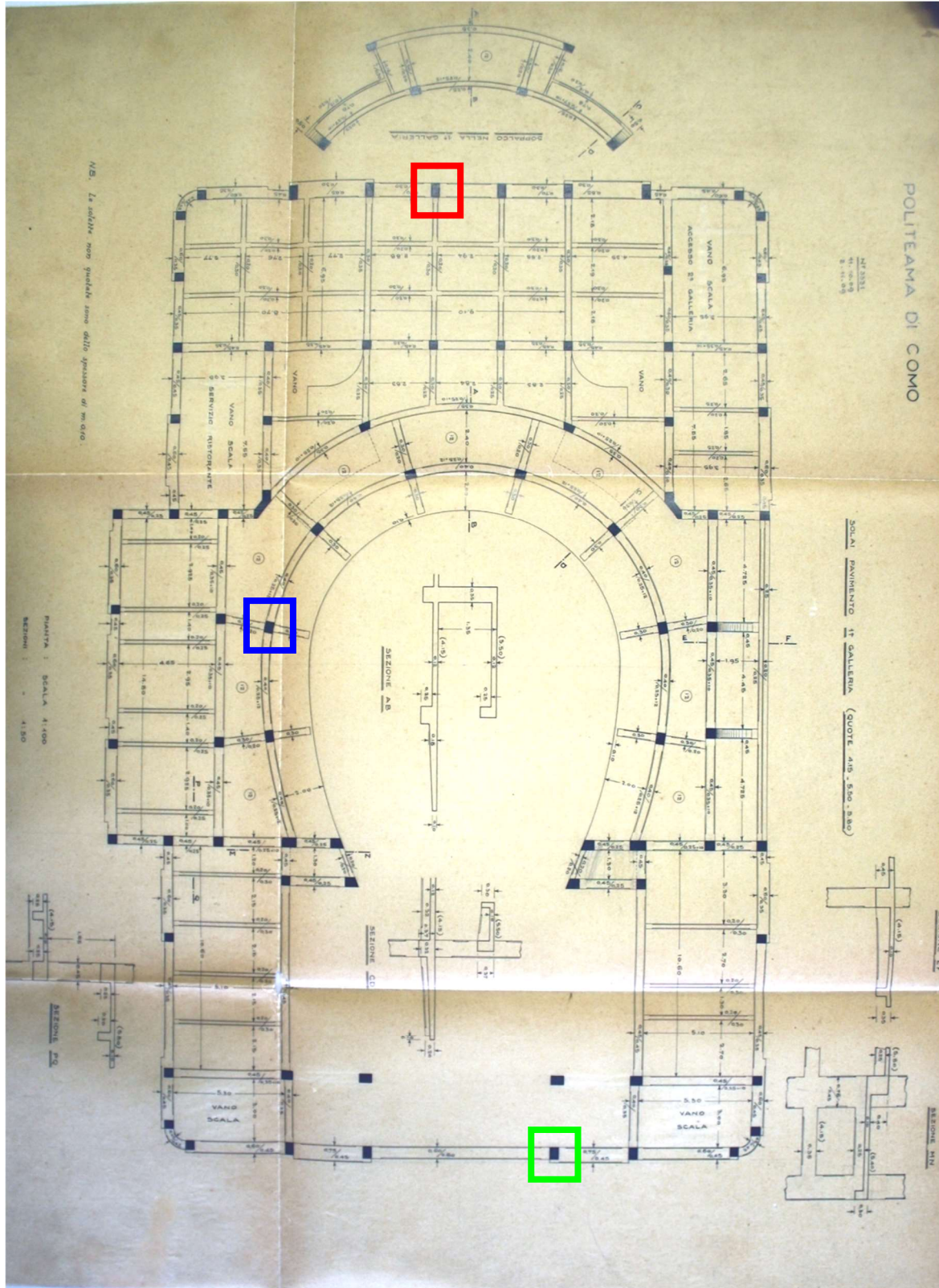


Figura 3.5: Posizione in pianta Pilastro 1(rosso), Pilastro 2(verde), Pilastro 3(blu)

Il dimensionamento dell'armatura nelle travi è stato eseguito partendo dall'analisi dei carichi agenti in esercizio nelle combinazioni allo SLE.

Successivamente è stata calcolata l'area di acciaio richiesta nella sezione con la seguente formula:

$$A_s = \frac{M_{SLE}}{0.9d * \sigma_s}$$

Tenendo come momento di progetto quello massimo agente, altezza utile d pari all'altezza della trave a cui viene sottratto il copriferro ipotizzati di 3cm e, come da normativa dell'epoca, una tensione massima nell'acciaio pari a 120 MPa.

Dall'area minima richiesta si è arrotondato per eccesso a quella del tondino di minore diametro successivo.

I diametri dei tondini usati per la progettazione simulata, in linea con quella che poteva essere stata la disponibilità del tempo, sono stati: $\phi 12$, $\phi 16$, e $\phi 18$.

L'armatura trasversale è composta da 3 staffe $\phi 6$ al metro e da file di 2 ferri piegati a 45° con un passo di 50 cm. È stata scelta questa soluzione perché simile alle tecniche costruttive del tempo.

Seguono tabelle e carpenterie in riferimento al dimensionamento delle armature nelle travi:

Trave 1

Trave	1
b [mm]	600
h [mm]	600
d [mm]	570
c [mm]	30
σ_{max} [Mpa]	120

COMBINAZIONE	MOMENTI AGENTI [kNm]		
	Appoggio A	Campata 1	Appoggio B
SLE 1	-253,5	194,6	-255,5
SLE 2	-253,1	195,5	-255
SLE 3	-253,2	195,5	-255,1
SLE 4	-253,1	195,6	-255
SLE 5	-253,1	195,6	-255
Momento massimo	-253,1	195,6	-255,5

Area armatura richiesta [mm ²]	4111	3177	4150
--	------	------	------

Ferri	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]
		8	16	4	16	8
	10	18	10	18	10	18

Area effettiva [mm ²]	4153	3349	4153
-----------------------------------	------	------	------

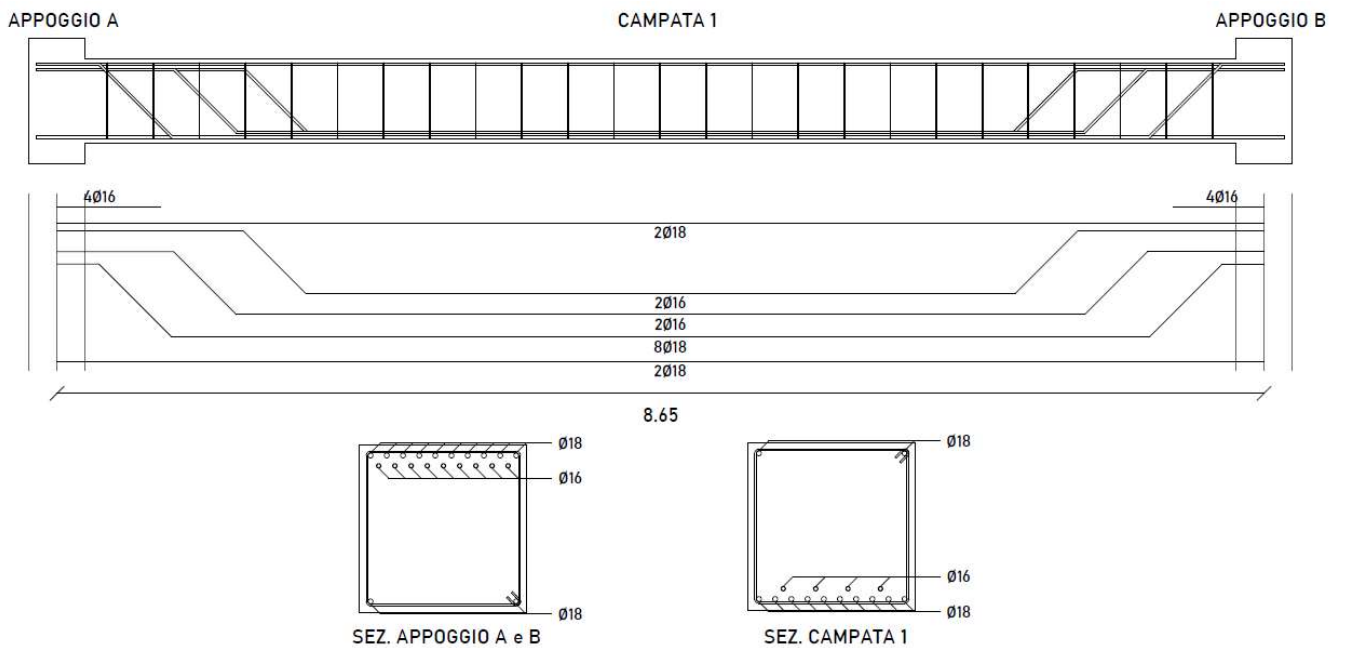


Figura 3.6: Carpenteria Trave 1

Trave 2

Trave	2
b [mm]	350
h [mm]	350
d [mm]	320
c [mm]	30
$\bar{\sigma}_{max}$ [Mpa]	120

COMBINAZIONE	MOMENTI AGENTI [kNm]				
	Appoggio A	Campata 1	Appoggio B	Campata 2	Appoggio C
SLE 1	-5,5	7,3	-58	35,5	-53,4
SLE 2	-5,6	8	-62,6	38,3	-59,3
SLE 3	-4,9	6	-52,9	32,3	-48,9
SLE 4	-5	6,8	-54,7	33,4	-51,2
SLE 5	-4,9	6,6	-52,8	32,2	-49,1
Momento massimo	-5,6	8	-62,6	38,3	-59,3

Area armatura richiesta [mm ²]	162	231	1811	1108	1716
--	-----	-----	------	------	------

Ferri	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]
		2	12	4	12	4	18	2	18	4
					4	16	4	16	4	16

Area effettiva [mm ²]	226	452	1822	1313	1822
-----------------------------------	-----	-----	------	------	------

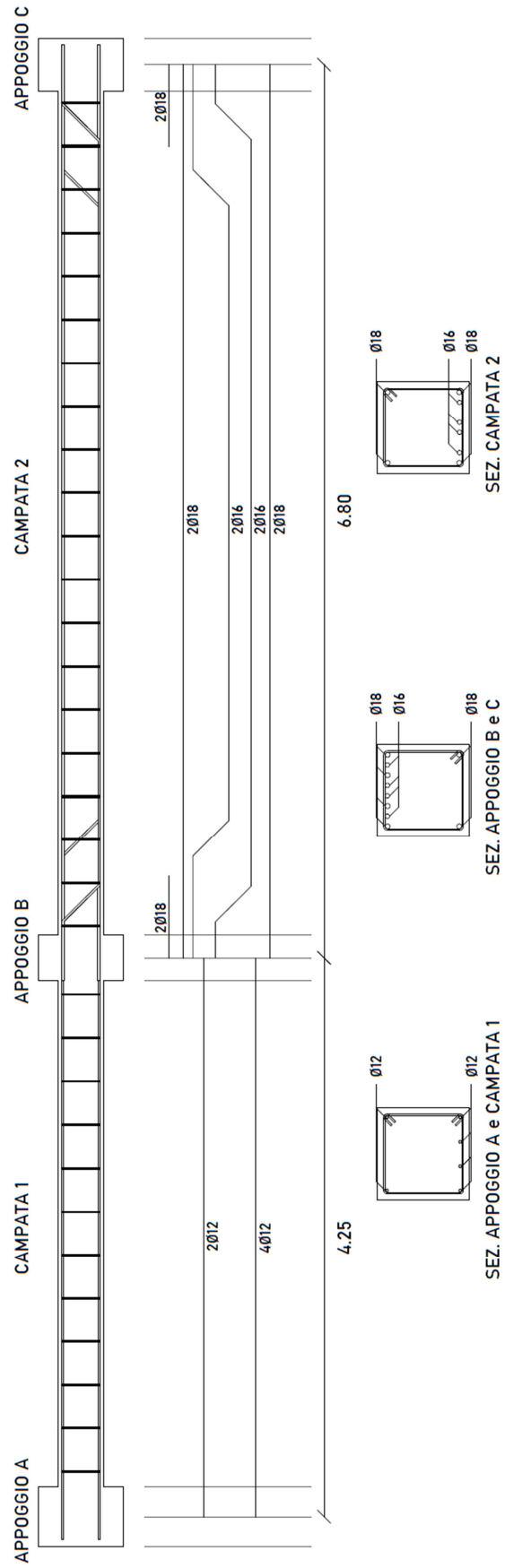


Figura 3.7: Carpenteria Trave 2

Trave 3

Trave	3
b [mm]	350
h [mm]	450
d [mm]	420
c [mm]	30
σ_{max} [Mpa]	120

COMBINAZIONE	MOMENTI AGENTI [kNm]							
	Appoggio A	Campata 1	Appoggio B	Campata 2	Appoggio C	Campata 3	Appoggio D	
SLE 1	15,3	16,6	-98,4	43,4	-98,1	16,6	15,1	
SLE 2	17,1	18,2	-107,5	47,4	-107,3	18,3	16,9	
SLE 3	13,7	14,9	-89,2	39,5	-89	14,9	13,5	
SLE 4	14,4	15,6	-92,9	41,1	-92,6	15,6	14,2	
SLE 5	13,7	14,9	-89,2	39,5	-89	14,9	13,5	
Momento massimo	17,1	18,2	-107,5	47,4	-107,3	18,3	16,9	

Area armatura richiesta [mm ²]	377	401	2370	1045	2366	403	373
--	-----	-----	------	------	------	-----	-----

Ferri	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]	n°	ϕ [mm]
		4	12	4	12	4	12	4	12	4
			8	18	3	16	8	18		

Area effettiva [mm ²]	452	452	2488	1056	2488	452	452
-----------------------------------	-----	-----	------	------	------	-----	-----

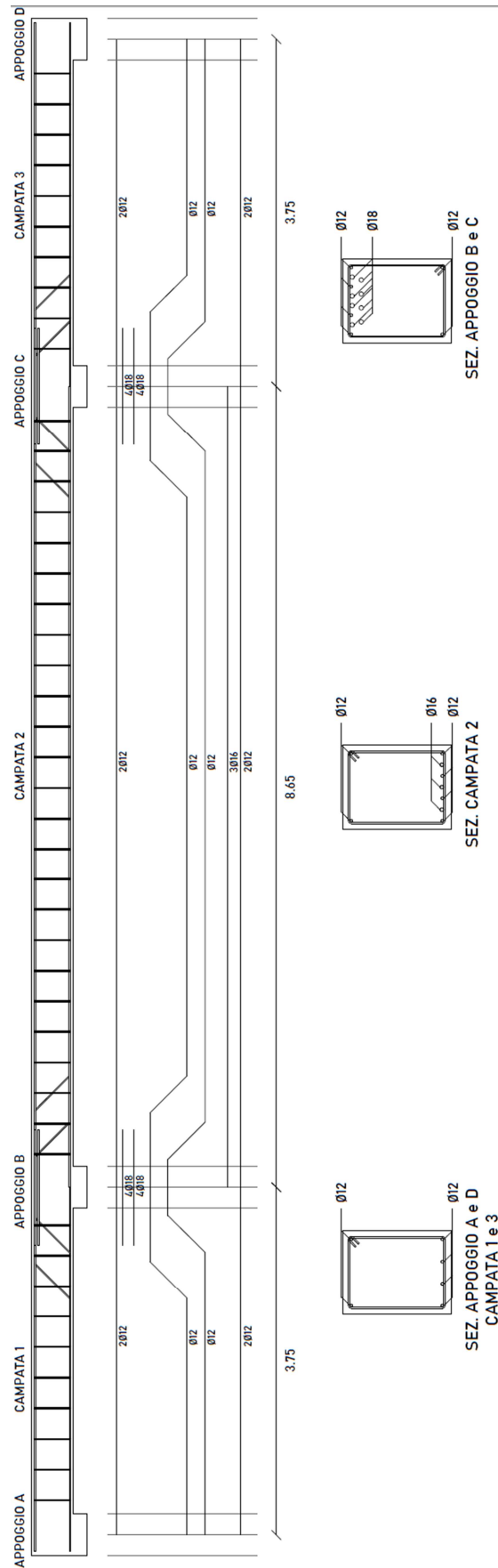


Figura 3.8: Carpenteria Trave 3

Il dimensionamento dell'armatura nei pilastri è stato eseguito partendo dall'analisi dei carichi agenti in esercizio nelle combinazioni allo SLE, così come per le travi.

Definita la tensione ammissibile in relazione al calcestruzzo utilizzato data da:

$$\sigma_{adm} = 0.7 \left(6 + \frac{R_{CK} - 15}{4} \right) = 4.2 \text{ MPa}$$

Successivamente è stata calcolata l'area di acciaio richiesta nella sezione con la seguente formula:

$$A_S = 0.8\% \frac{N_{Ed}}{\sigma_{adm}}$$

Tenendo come azione assiale di progetto quella massima agente.

Dall'area minima richiesta si è arrotondato per eccesso a quella del tondino di minore diametro successivo, tenendo come minimo di armatura $4\phi 12$.

Staffe costituite da $3 \phi 6$ al metro, come per le travi.

Seguono tabelle e carpenterie in riferimento al dimensionamento delle armature nei pilastri:

Pilastro 1

	Sviluppo	Sezione [cm]	Altezza [m]
a	Coperura	35 x 45	3,3
da	2°galleria		
a	2°galleria	40 x 70	5,3
da	1°galleria		
a	1°galleria	40 x 70	5,15
da	piano terra		

COMBINAZIONE	AZIONI ASSIALI AGENTI [kN]		
	da piano terra a 1°galleria	da 1°galleria a 2°galleria	da 2°galleria a copertura
SLE 1	693,1	346,8	82,9
SLE 2	672,7	339,5	89,7
SLE 3	658	325,9	76
SLE 4	651,7	323,9	78,7
SLE 5	648,8	321,2	76
Carico massimo	693,1	346,8	89,7

Area armatura richiesta [mm ²]	1320	661	171
---	------	-----	-----

	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]
Ferri	12	12	8	12	4	12

Area effettiva [mm ²]	1357	905	452
--------------------------------------	------	-----	-----

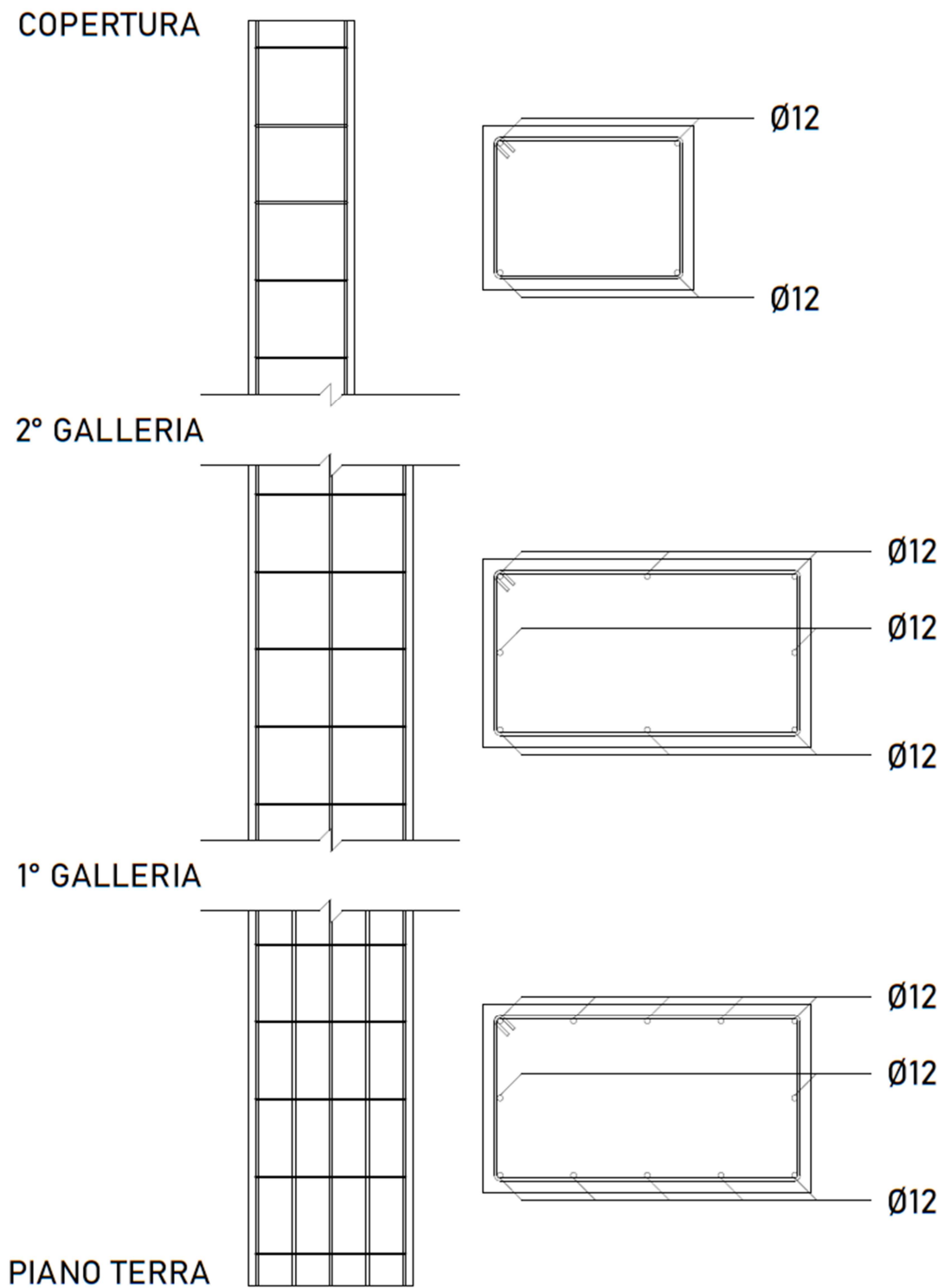


Figura 3.9: Carpenteria Pilastro 1

Pilastro 2

	Sviluppo	Sezione [cm]	Altezza [m]
a	tezzo	35 x 40	3,3
da	base timpano		
a	base timpano	35 x 60	3,95
da	2°solaio		
a	2°solaio	40 x 60	3,3
da	1°solaio		
a	1°solaio	40 x 60	6,5
da	piano terra		

COMBINAZIONE	AZIONI ASSIALI AGENTI [kN]			
	da piano terra a 1°solaio	da 1°solaio a 2°solaio	da 2°solaio a base timpano	da base timpano a tetto
SLE 1	1101,8	796,4	412,9	152,5
SLE 2	1103,4	797,4	427,7	160,9
SLE 3	1076,5	770	400,1	144
SLE 4	1077,9	771,2	405,9	148,2
SLE 5	1072,5	765,7	400,4	145
Carico massimo	1103,4	797,4	427,7	160,9

Area armatura richiesta [mm ²]	2102	1519	815	306
---	------	------	-----	-----

	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]
Ferri	8	12	8	12	8	12	4	12
	6	16	4	16				

Area effettiva [mm ²]	2111	1709	905	452
--------------------------------------	------	------	-----	-----

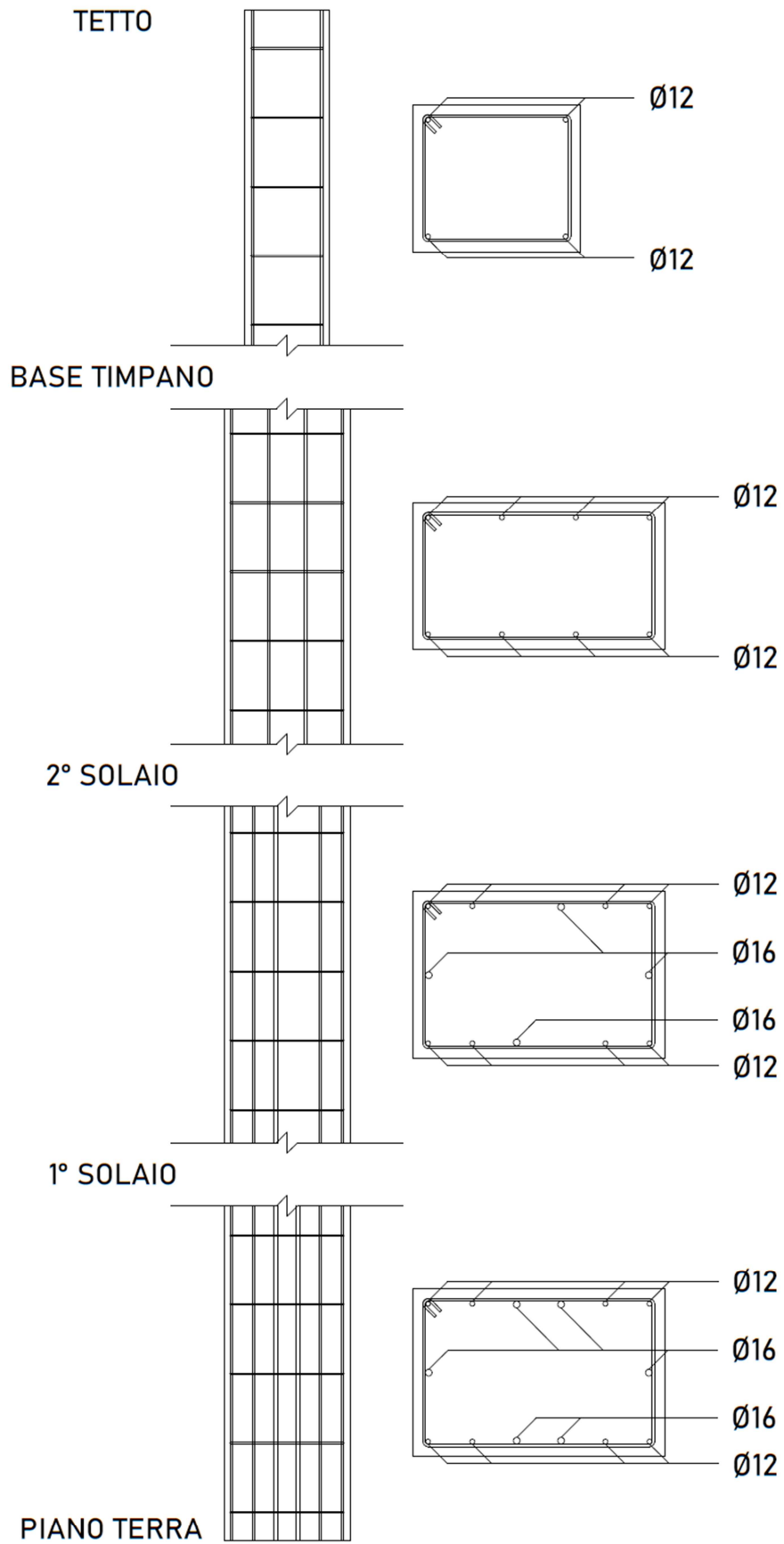


Figura 3.10: Carpenteria Pilastro 2

Pilastro 3

	Sviluppo	Sezione [cm]	Altezza [m]
a	lucernario	35 x 40	1,8
da	copertura		
a	copertura	35 x 40	3,3
da	2°galleria		
a	2°galleria	40 x 50	5,3
da	1°galleria		
a	1°galleria	40 x 50	3,15
da	platea		

COMBINAZIONE	AZIONI ASSIALI AGENTI [kN]			
	da platea a 1°galleria	da 1°galleria a 2°galleria	da 2°galleria a copertura	da coprtura a lucernario
SLE 1	744,5	454,9	298,6	190,3
SLE 2	734,5	464,8	317,5	206
SLE 3	696,8	427,2	278,7	174,5
SLE 4	694,7	431,8	286,3	180,8
SLE 5	687,2	424,3	278,5	174,5
Carico massimo	744,5	464,8	317,5	206

Area armatura richiesta [mm ²]	1418	885	605	392
---	------	-----	-----	-----

	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]
Ferri	14	12	8	12	6	12	4	12

Area effettiva [mm ²]	1583	905	679	452
--------------------------------------	------	-----	-----	-----

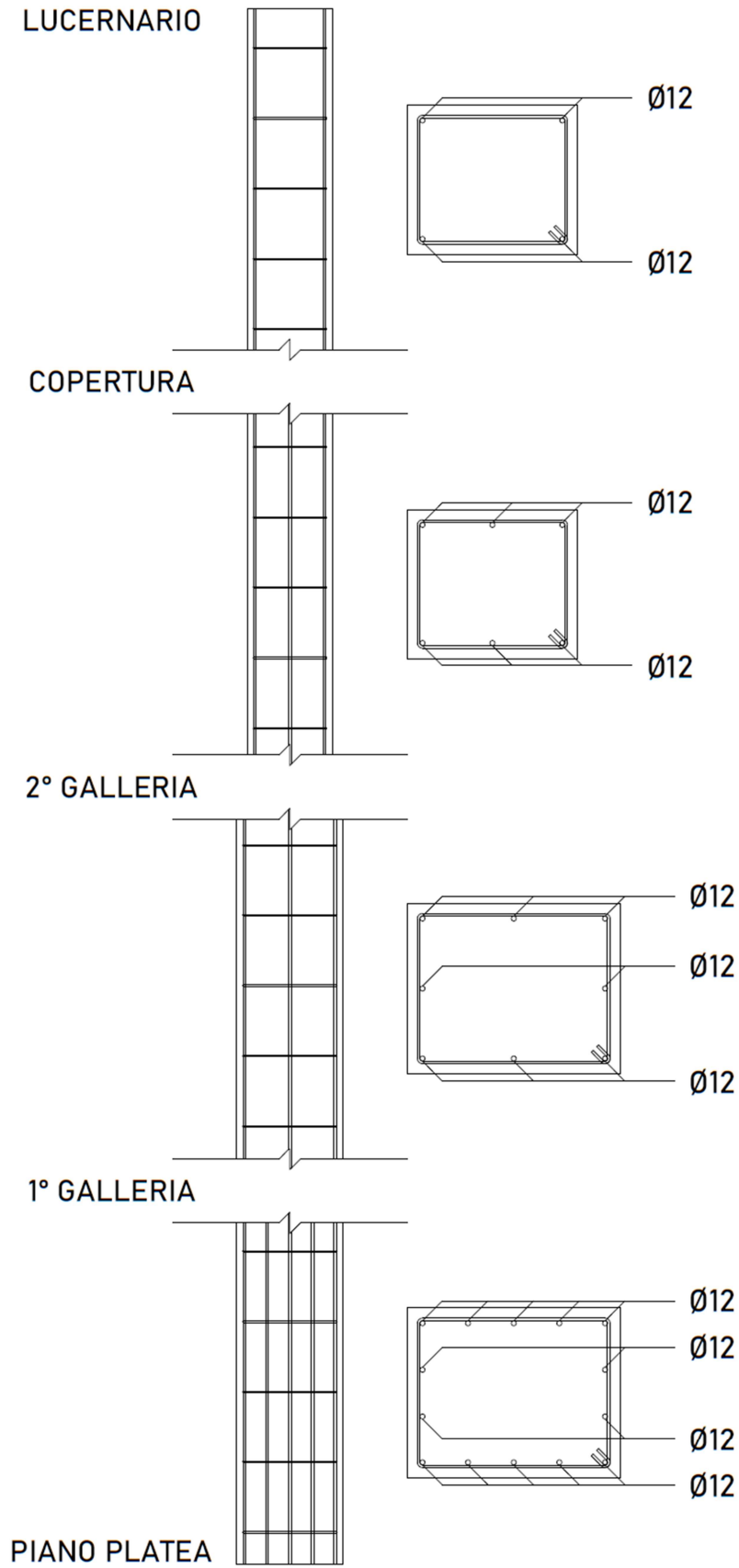


Figura 3.11: Carpenteria Pilastro 3

longitudinale della parte inferiore o verso il basso di quella superiore con un passo pari a 50 cm. La verifica a taglio invece è fatta in accordo a §NTC2018 4.1.2.3.5.2 e prevede che le azioni sollecitanti V_{Ed} siano inferiori rispetto al valore di resistenza V_{Rd} ricavato tramite uno schema a traliccio.

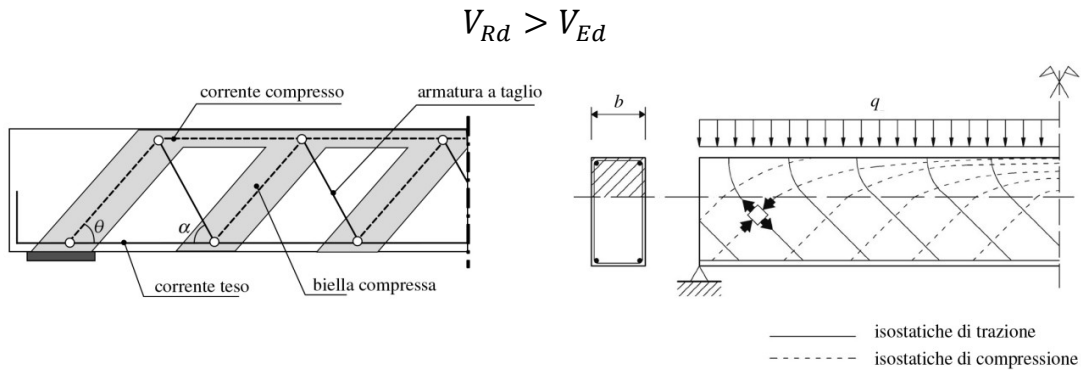


Figura 5.2: Schematizzazione traliccio Ritter-Morsch

La resistenza a taglio verrà determinata considerando sia il contributo di resistenza dato dal calcestruzzo $V_{Rd,c}$ sia il contributo dato dalle barre di armatura $V_{Rd,s}$, quest'ultimo valore sarà dato dalla somma dei contributi resistenti da parte della staffatura più quello dei ferri piegati.

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,c}; V_{Rd,s})$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rd,c} = 0,9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times v \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rd,s} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$$

Dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, per le staffe pari a 90° mentre per i ferri piegati pari a 45°
- θ angolo di inclinazione dei puntoni rispetto all'asse della trave pari a 21.8°
- v_{fcd} resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);
- α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse.

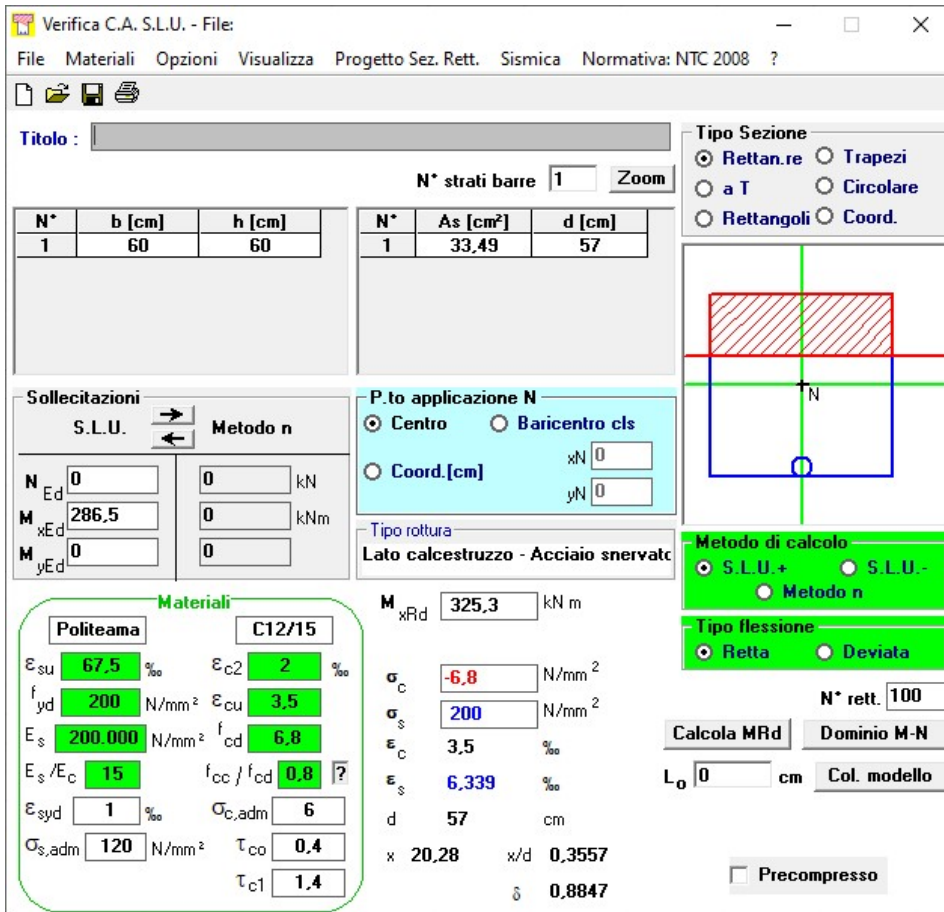
3.1 Travi

Trave 1

COMBINAZIONE	MOMENTI AGENTI [kNm]		
	Appoggio A	Campata 1	Appoggio B
SLU 1	-371,2	285,8	-374,2
SLU 2	-370,7	286,5	-373,5
Sisma massimo	-293,2	200,9	-294,8
Momento massimo	-370,7	286,5	-374,2
Momento resistente	-386,5	325,3	-386,5

Sezione	
d [mm]	570,0
b [mm]	660,0
h [mm]	660,0
c [mm]	30,0
σ_{max} [MPa]	120,0
m	15,0
F_{ck} [Mpa]	12,45
F_{cd} [Mpa]	7,1
F_{yk} [Mpa]	230,0
F_{yd} [Mpa]	200,0

La verifica flessionale allo stato limite ultimo risulta soddisfatta



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	60	1	33,49	57

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 286,5 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 Politeama C12/15
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 200 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 6,8
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1 % σ_{c,adm} 6
 σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,4
 τ_{c1} 1,4

M_{xRd} 325,3 kNm
 σ_c -6,8 N/mm²
 σ_s 200 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 6,339 ‰
 d 57 cm
 x 20,28 w/d 0,3557
 δ 0,8847

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 3.1.1: Esempio di verifica a flessione retta tramite VcaSlu, in questo caso della campata 1

COMBINAZIONE	TAGLI AGENTI [kN]	
	Appoggio A	Appoggio B
SLU 1	304,2	304,9
SLU 2	304,1	304,7
Sisma massimo	218,9	219,3
Taglio massimo	304,2	304,9
Vrd,s 3 staffe / m $\phi 6$	43,97	43,97
Vrd,s ferri piegati 45°	204,23	204,23
Vrd,c	411,53	411,53
Vrd	248,20	248,20

La verifica a taglio non risulta soddisfatta.

I ferri piegati considerati per fila sono stati: 2 $\phi 16$ con passo 50 cm.

Trave 2

Sezione	
d [mm]	320,0
b [mm]	350,0
h [mm]	350,0
c [mm]	30,0
σ_{max} [MPa]	120,0
m	15,0
F_{ct} [Mpa]	12,45
F_{ctd} [Mpa]	7,1
F_{yk} [Mpa]	230,0
F_{ykd} [Mpa]	200,0

COMBINAZIONE	MOMENTI AGENTI [kNm]				
	Appoggio A	Campata 1	Appoggio B	Campata 2	Appoggio C
SLU 1	-7,4	9,8	-80	48,9	-73,3
SLU 2	-7,6	10,9	-86,9	53,2	-82,1
Sisma massimo	-7,8	8,2	-67	41,1	-60
Momento massimo	-7,6	10,9	-86,9	53,2	-82,1
Momento resistente	-14,02	27,16	-87,94	69,14	-87,94

La verifica flessionale allo stato limite ultimo risulta soddisfatta

COMBINAZIONE	TAGLI AGENTI [kN]		
	Appoggio A	Appoggio B	Appoggio C
SLU 1	10	84,7	54,2
SLU 2	10,5	92,3	59,9
Sisma massimo	9,4	69,4	43,8
Taglio massimo	10,5	92,3	59,9
Taglio Resistente 3 staffe / m $\phi 6$	24,69	24,69	24,69
Taglio Resistente ferri piegati 45°	0,00	114,65	114,65
Vrd,c	122,52	122,52	122,52
Vrd	24,69	122,52	122,52

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

I ferri piegati considerati per fila sono stati: 2 $\phi 16$ con passo 50 cm.

Trave 3

Sezione	
d [mm]	420,0
b [mm]	350,0
h [mm]	450,0
c [mm]	30,0
σ_{max} [MPa]	120,0
m	15,0
F_{ct} [Mpa]	12,45
F_{ctd} [Mpa]	7,1
F_{yk} [Mpa]	230,0
F_{ykd} [Mpa]	200,0

COMBINAZIONE	MOMENTI AGENTI [kNm]						
	Appoggio A	Campata 1	Appoggio B	Campata 2	Appoggio C	Campata 3	Appoggio D
SLU 1	21,3	22,8	-134,4	59,5	-134	22,7	21
SLU 2	23,9	25,3	-148,1	65,4	-147,7	25,3	23,7
Sisma massimo	22,8	22,6	-112,6	50,3	-113,1	22,2	22,2
Momento massimo	23,9	25,3	-148,1	65,4	-147,7	25,3	23,7
Momento resistente	36,2	36,2	-155,55	79,07	-155,55	36,2	36,2

La verifica flessionale allo stato limite ultimo risulta soddisfatta

COMBINAZIONE	TAGLI AGENTI [kN]			
	Appoggio A	Appoggio B	Appoggio C	Appoggio D
SLU 1	4,1	149	148,8	4,3
SLU 2	3,9	164,1	164	4,1
Sisma massimo	7,5	123,4	123,6	7,5
Taglio massimo	7,5	164,1	164	7,5
Taglio Resistente 3 staffe / m $\phi 6$	32,40	32,40	32,40	32,40
Taglio Resistente ferri piegati 45°	0,00	42,32	42,32	0,00
Vrd,c	160,81	160,81	160,81	160,81
Vrd	32,40	74,72	74,72	32,40

La verifica a taglio risulta soddisfatta solo negli appoggi estremi, mentre non è soddisfatta in quelli intermedi.

I ferri piegati considerati per fila sono stati: 1 ϕ 12 con passo 50 cm.

3.2 Pilastri

Nella valutazione della sicurezza dei pilastri è stata svolta la verifica a pressoflessione deviata, con il calcolo del relativo dominio di rottura, solo quando i momenti nelle due direzioni erano paragonabili

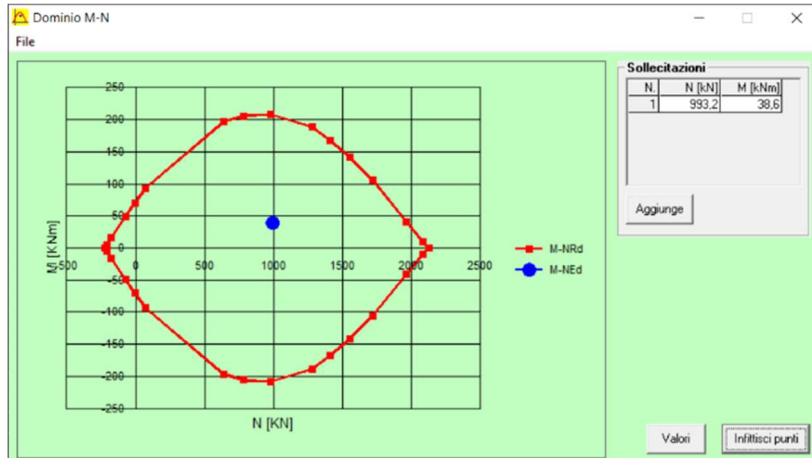
Si considera M_y il momento intorno all'asse forte e M_z il momento intorno all'asse debole.

Pilastro 1

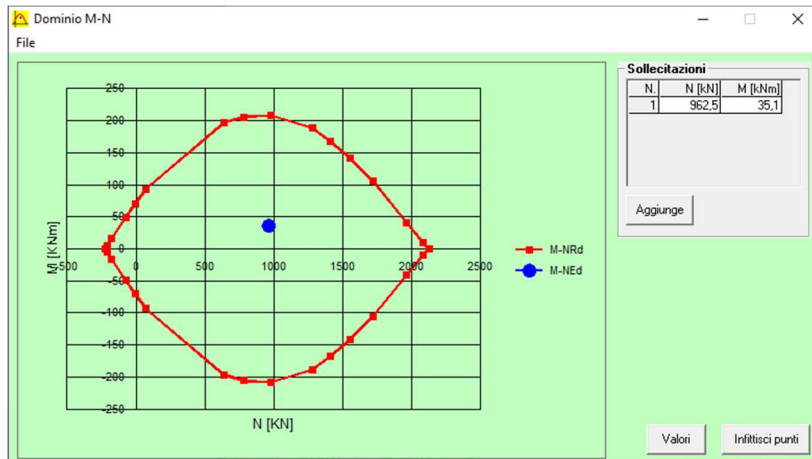
COMBINAZIONE	AZIONE ASSIALE [kN] e MOMENTI AGENTI [kNm]										
	da piano terra a 1°galleria				da 1°galleria a 2°galleria				da 2°galleria a copertura		
	N	M_y	M_z		N	M_y	M_z		N	M_z	
SLU 1	993,2	38,6	1,7		491,5	116,1	4,6		112,4	63,5	1,7
SLU 2	962,5	35,1	1,7		480,6	99,3	4,5		122,6	62,3	1,6
Sisma massimo	723,7	88,2	24,1		371,5	89,4	28,9		98,3	65	4,2

Piano terra – 1°galleria

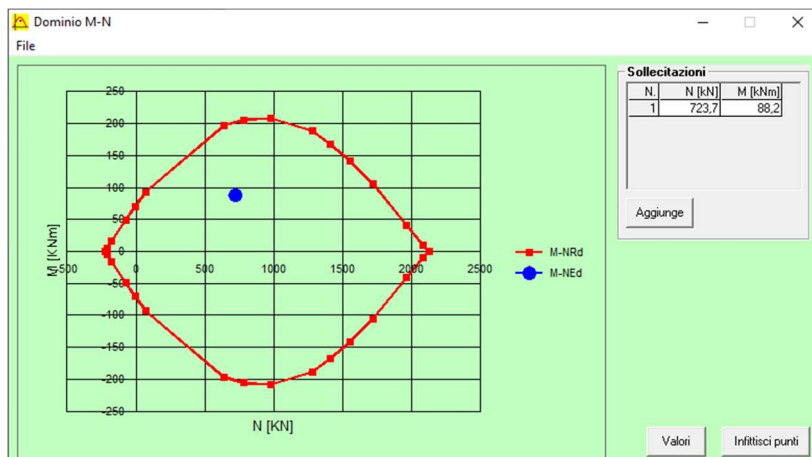
SLU 1



SLU2

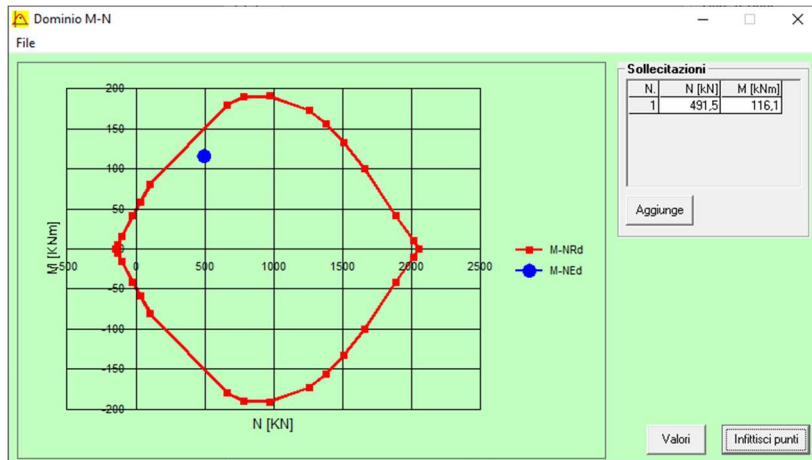


SLV

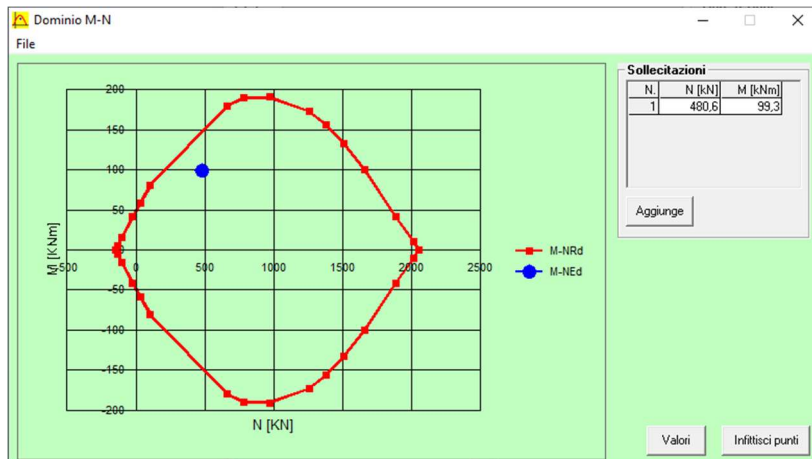


1° Galleria – 2° galleria

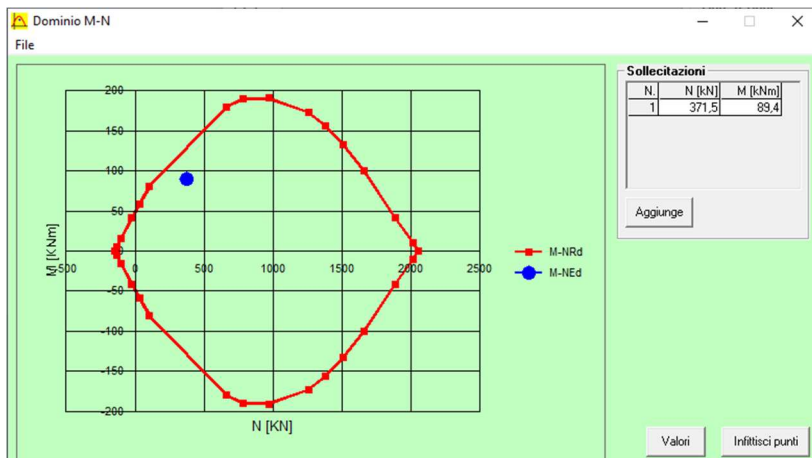
SLU1



SLU2

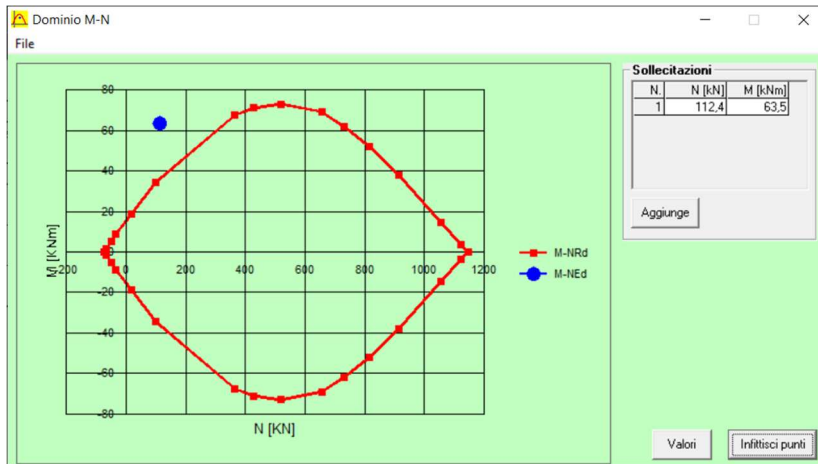


SLV

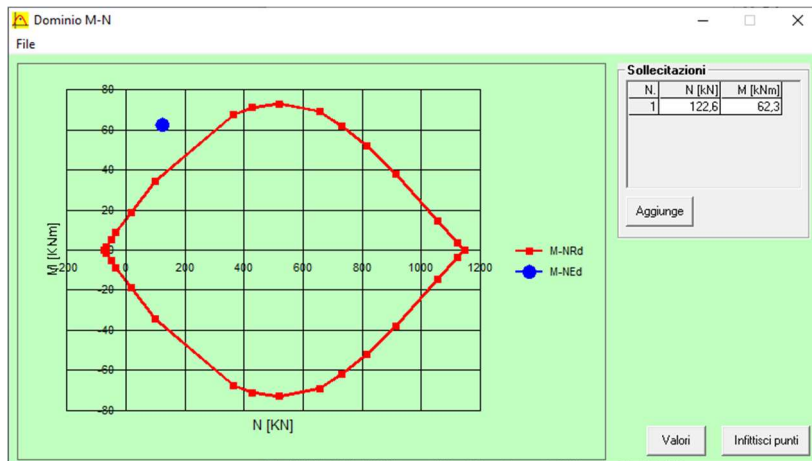


2° Galleria – Copertura

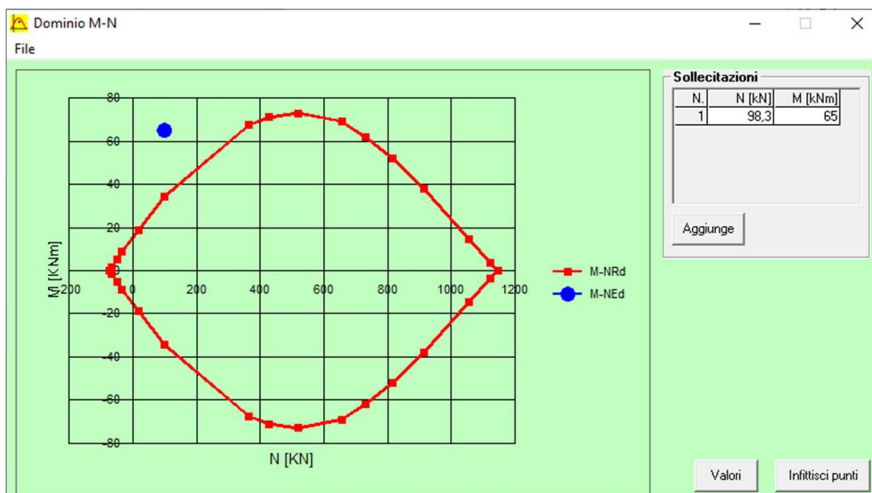
SLU 1



SLU 2



SLV



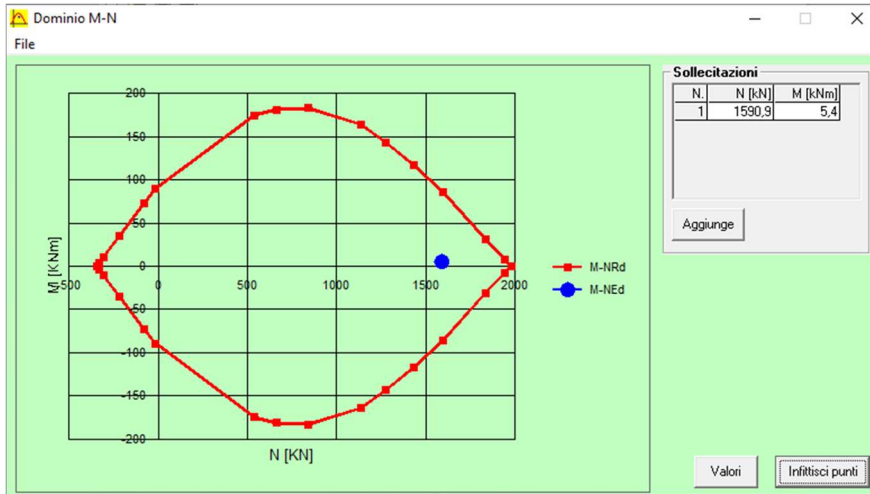
Il pilastro risulta verificato nei primi due tratti, mentre non nell'ultimo

Pilastro 2

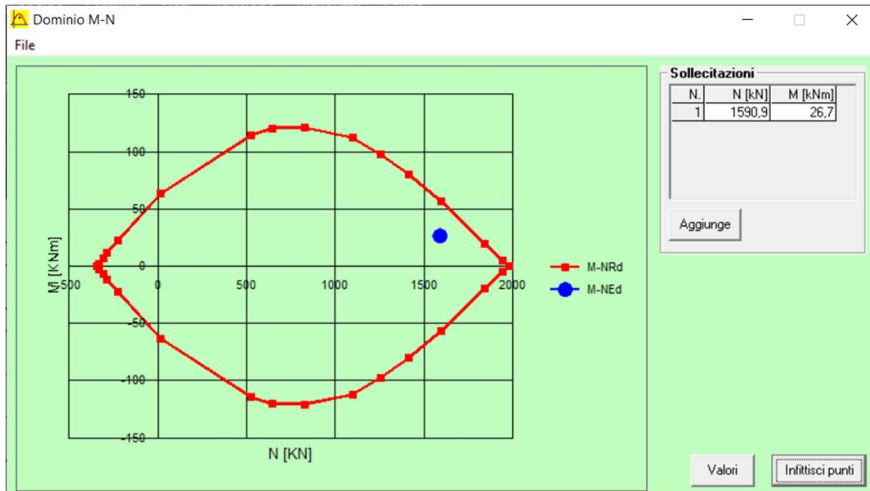
COMBINAZIONE	AZIONE ASSIALE [kN] e MOMENTI AGENTI [kNm]											
	da piano terra a 1°solaio			da 1°solaio a 2°solaio			da 2°solaio a base timpano			da base timpano a tetto		
	N	My	Mz	N	My	Mz	N	My	Mz	N	My	Mz
SLU 1	1590,9	5,4	26,7	1149,2	9	169,6	590,5	19,6	120	213,5	9	64,8
SLU 2	1593,3	4,7	26,9	1150,7	7,1	166,7	612,7	16,1	116,7	226,2	13,5	67,7
Sisma massimo	1181,6	40,3	47,4	844,9	11,7	164,3	448,1	40,5	93,2	170,8	23,4	57,4

Piano terra – 1° Solaio

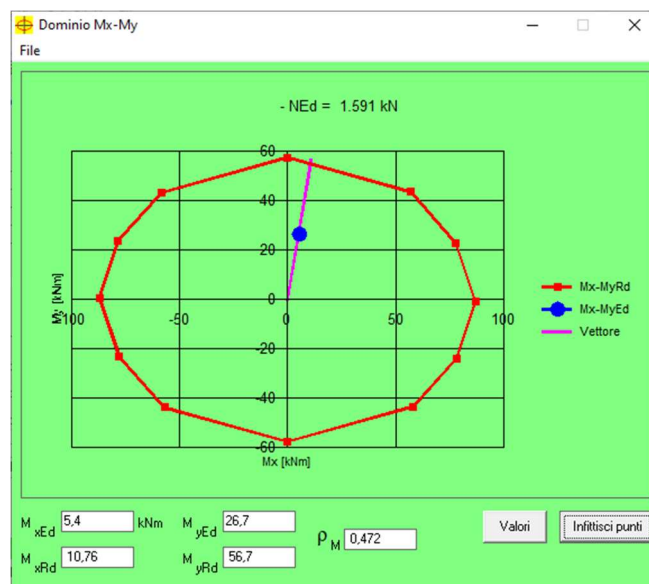
SLU 1 My



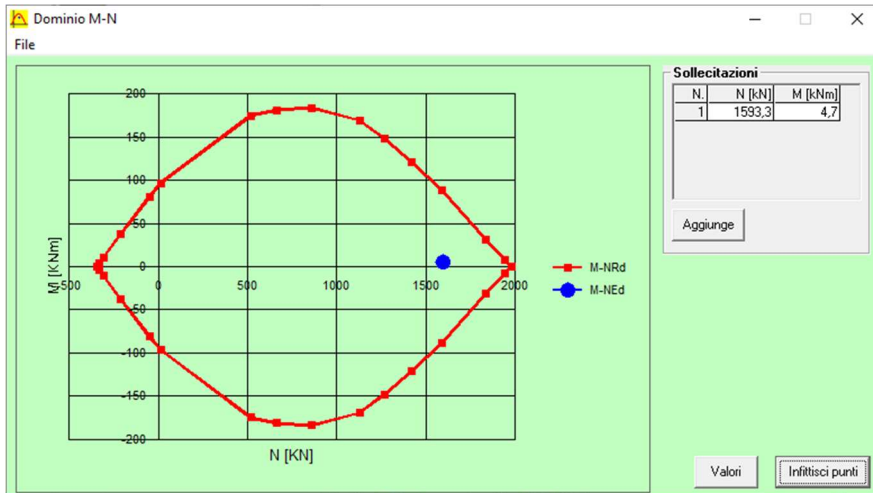
SLU 1 Mz



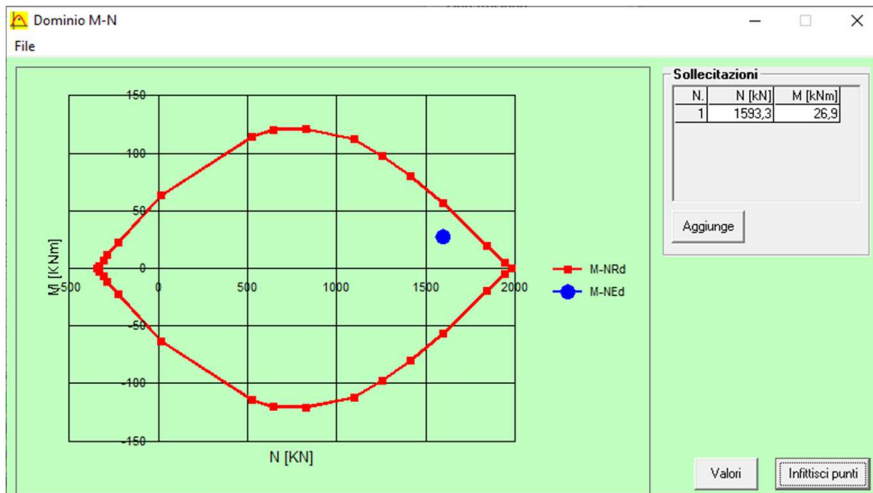
SLU 1 PFD



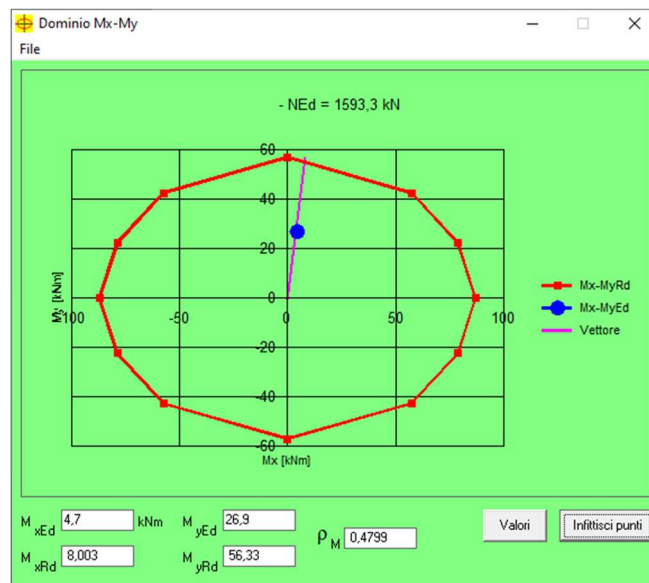
SLU 2 My



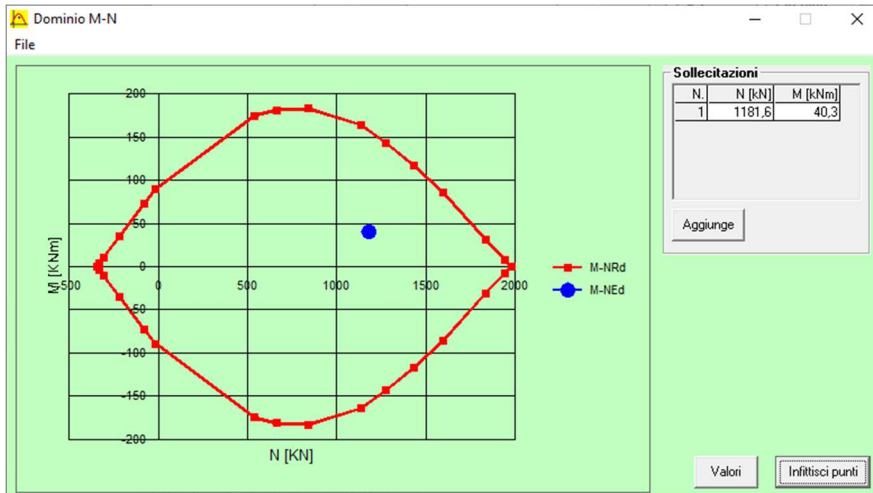
SLU 2 Mz



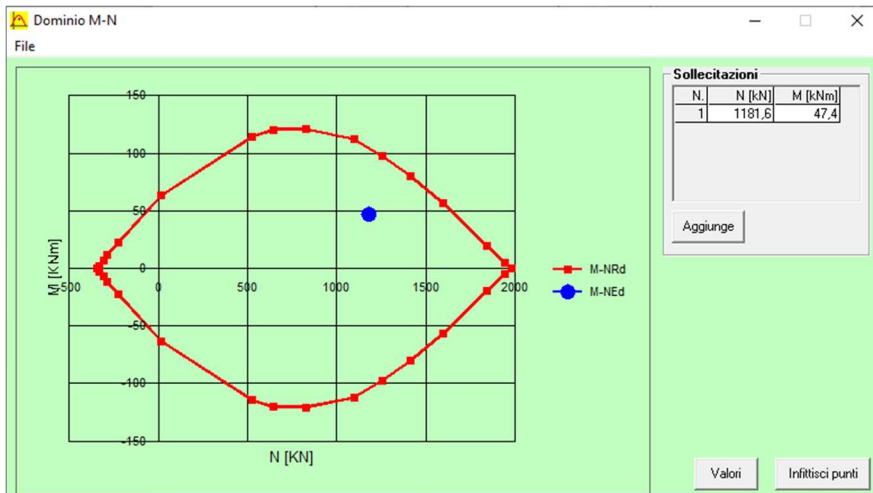
SLU 2 PFD



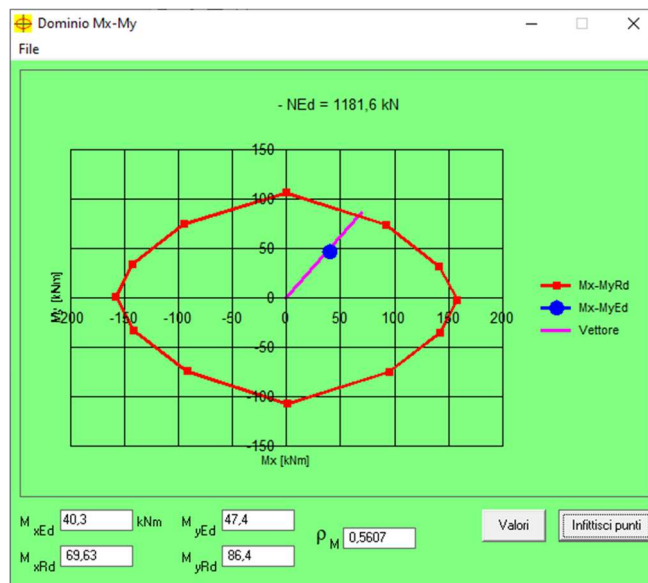
SLV My



SLV Mz

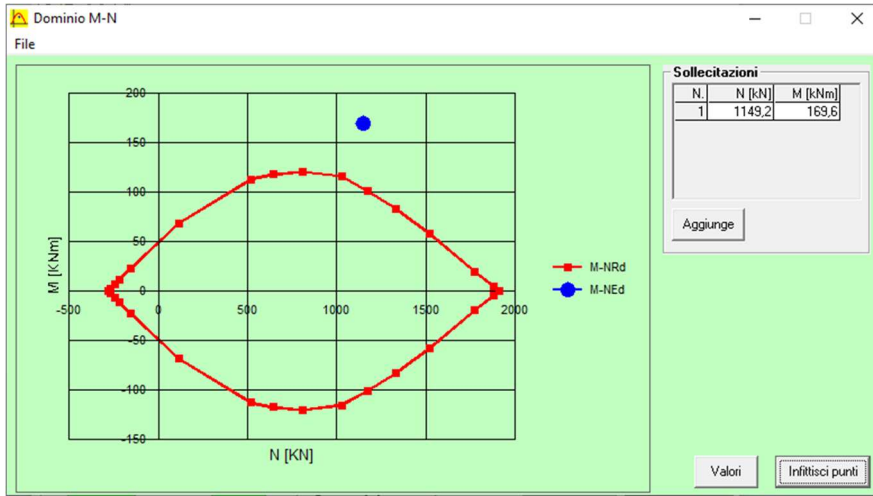


SLV PFD

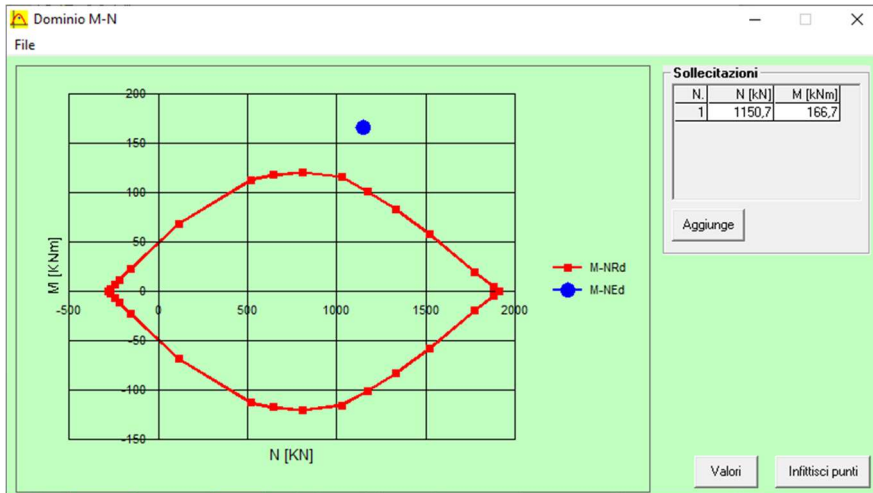


1° Solaio – 2° Solaio

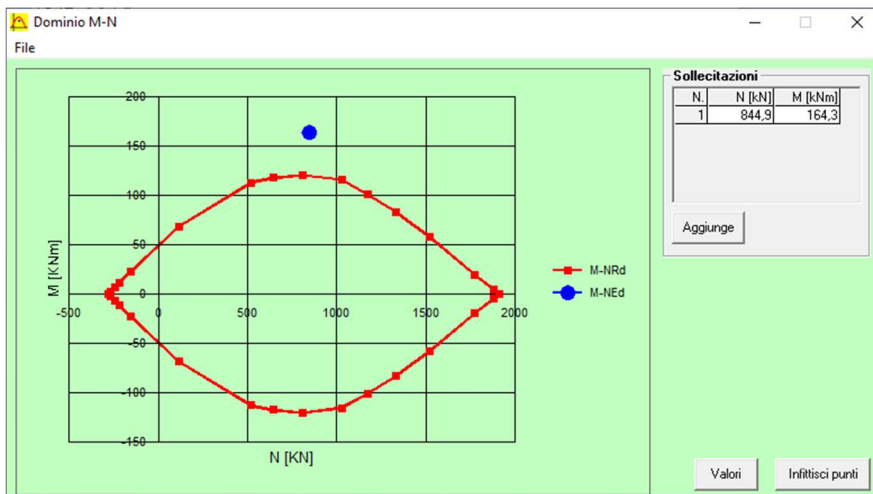
SLU 1



SLU 2

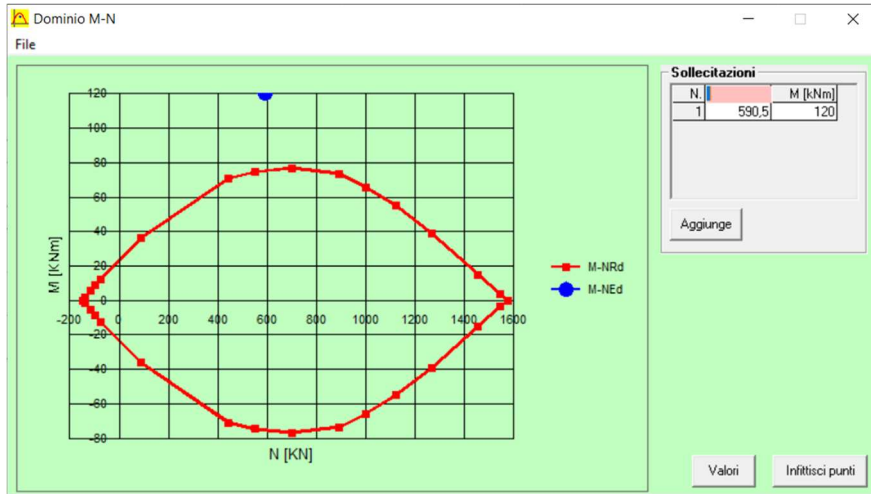


SLV

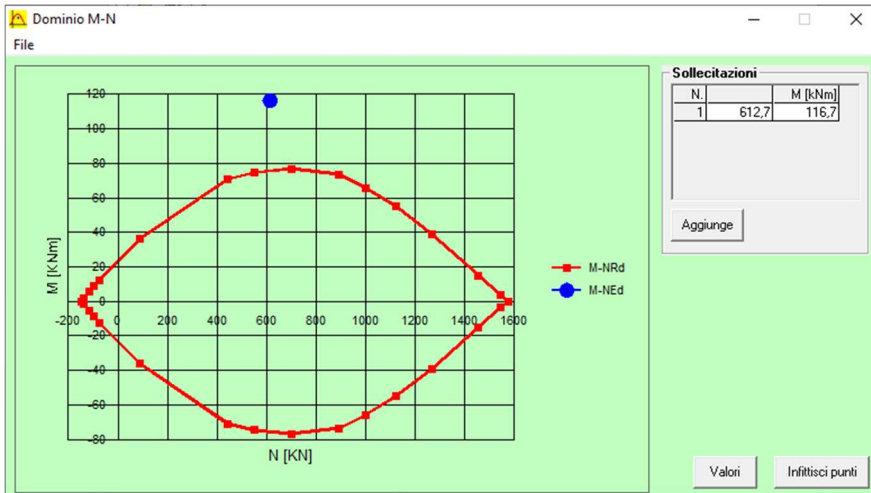


2° Solaio – Base Timpano

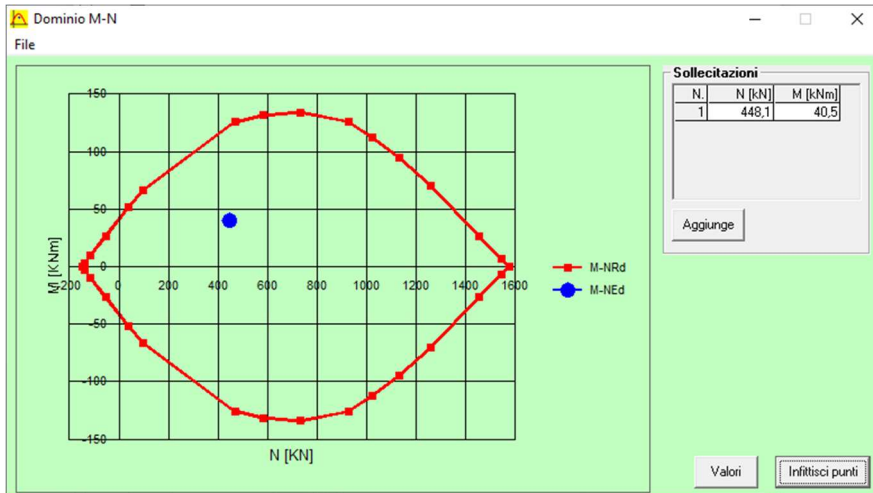
SLU 1



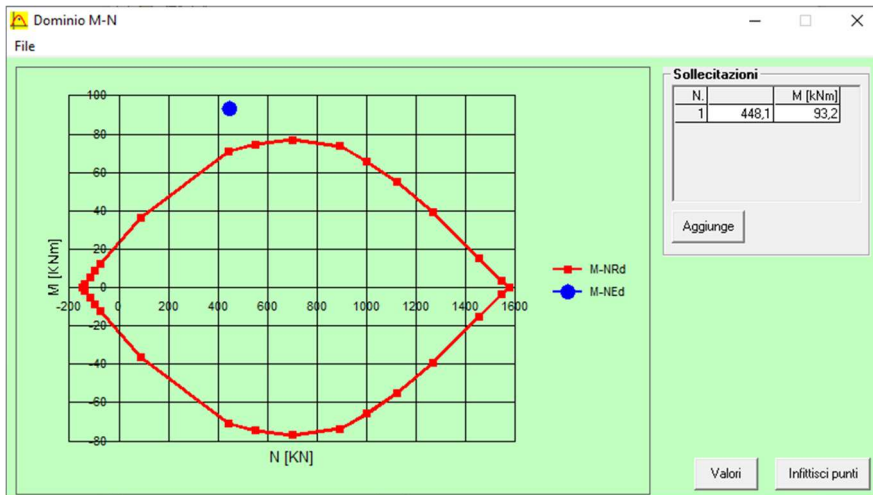
SLU 2



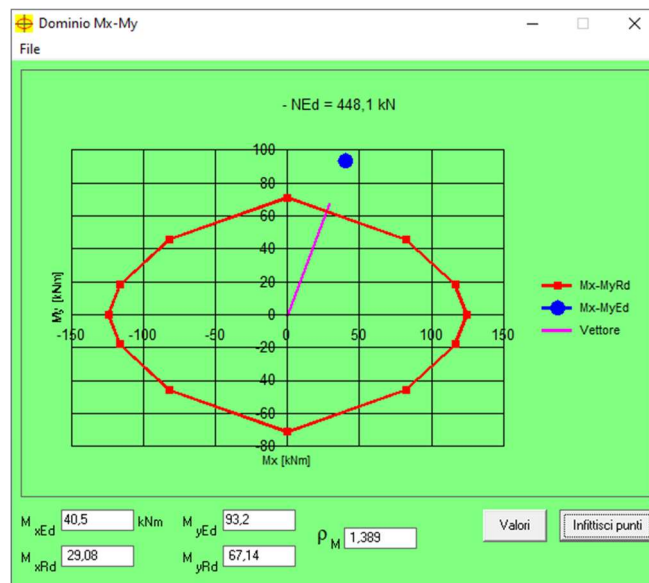
SLV My



SLV Mz

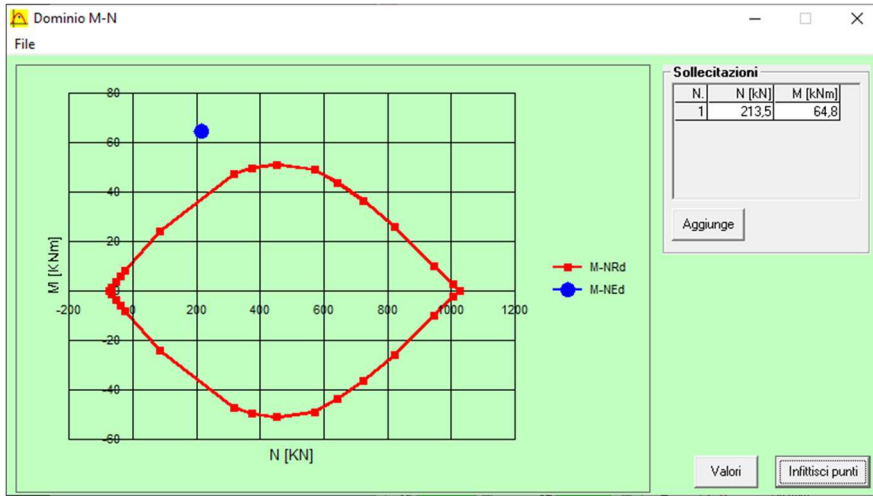


SLV PFD

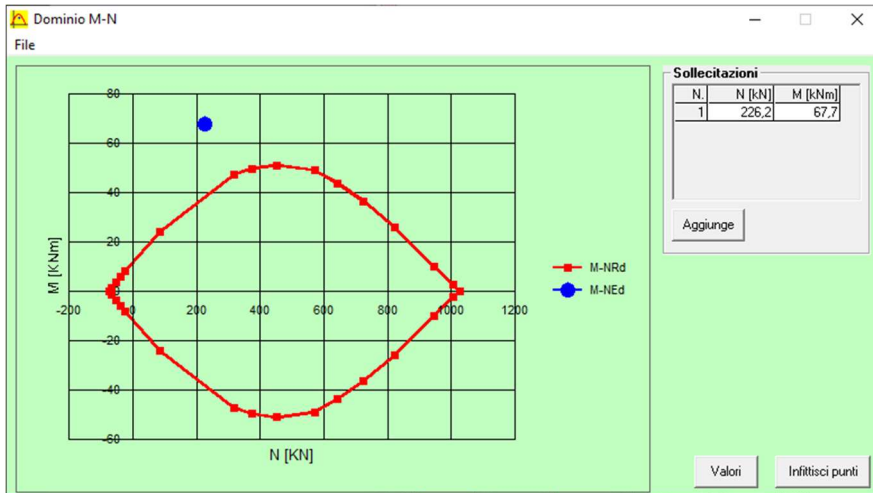


Base Timpano – Tetto

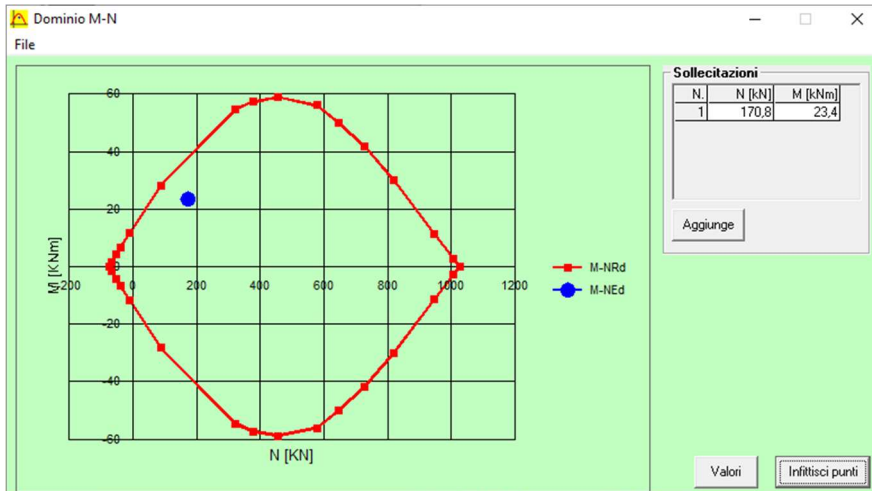
SLU 1



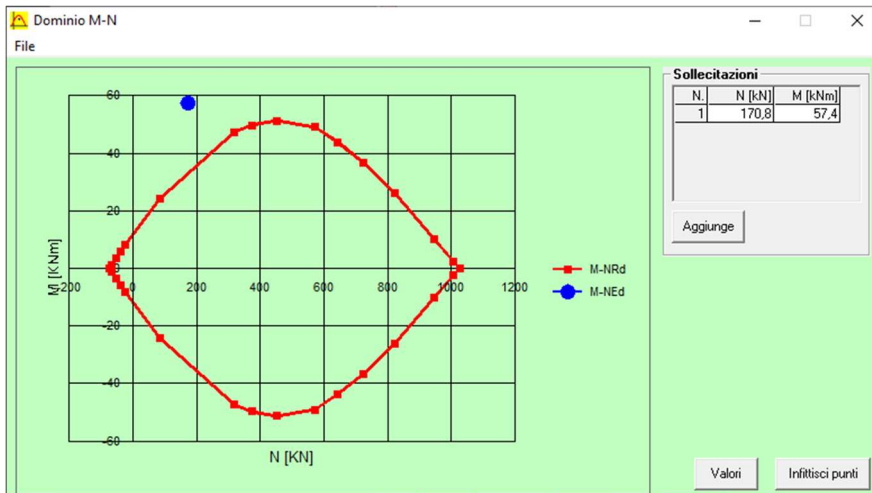
SLU 2



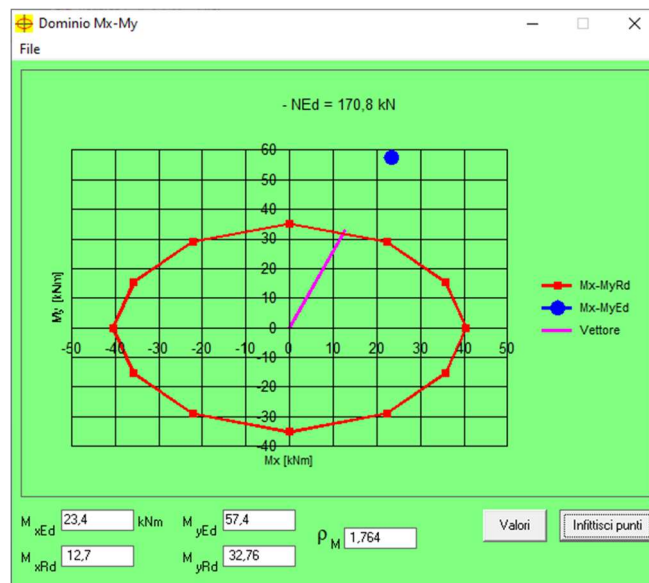
SLV My



SLV Mz



SLV PFD



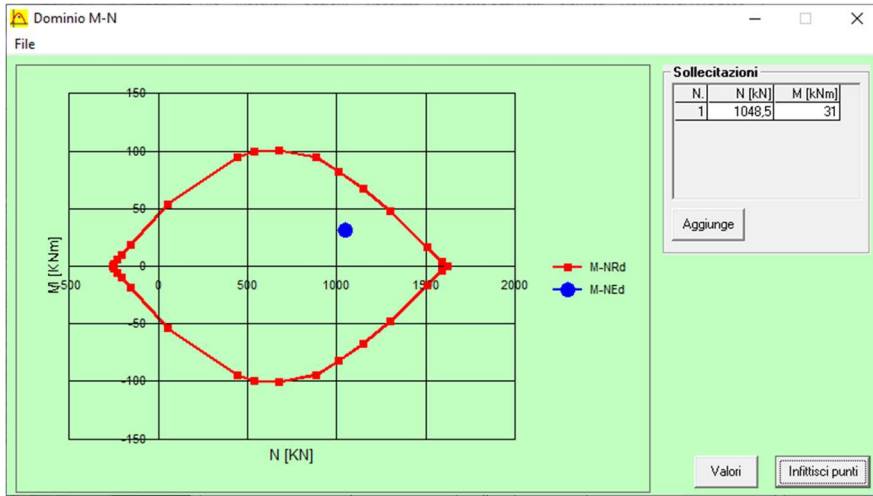
Il pilastro risulta verificato nel primo tratto, mentre nei successivi no

Pilastro 3

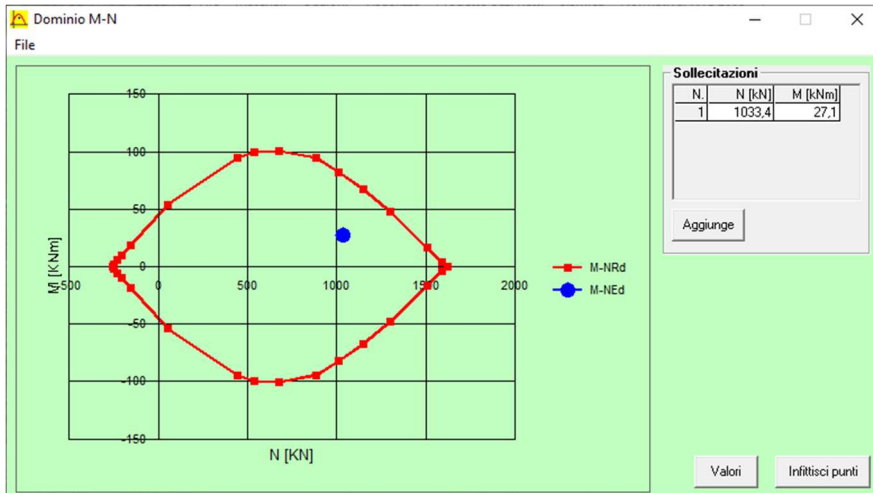
COMBINAZIONE	AZIONE ASSIALE [kN] e MOMENTI AGENTI [kNm]											
	da platea a 1°galleria			da 1°galleria a 2°galleria			da 1°galleria a copertura			da copertura a lucernario		
	N	My	Mz	N	My	Mz	N	My	Mz	N	My	Mz
SLU 1	1048,5	1,5	31	628,6	1	44,9	411	12,5	6,9	257,4	39,7	3,7
SLU 2	1033,4	1,7	27,1	643,5	1,3	40,6	439,2	11,5	7	280,9	42,3	2,9
Sisma massimo	778,6	68,5	46,1	483,3	27,1	42,5	323,6	11	6,5	211,9	35	15,6

Platea – 1°Galleria

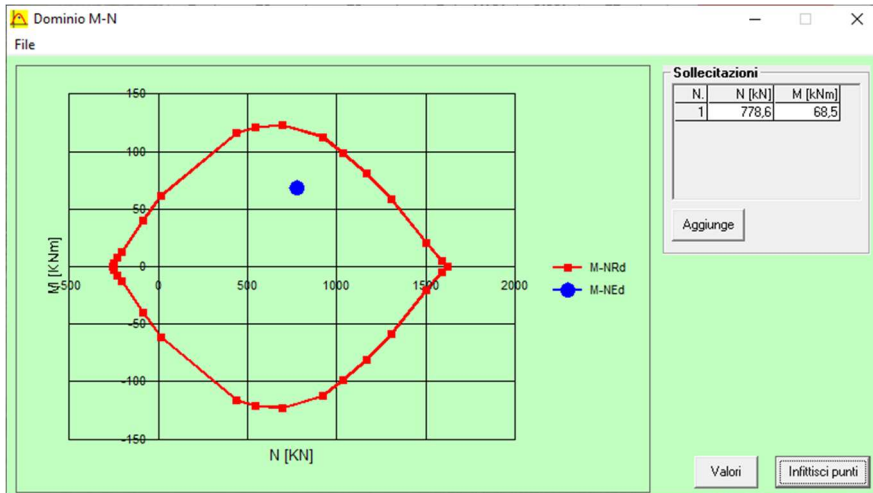
SLU 1



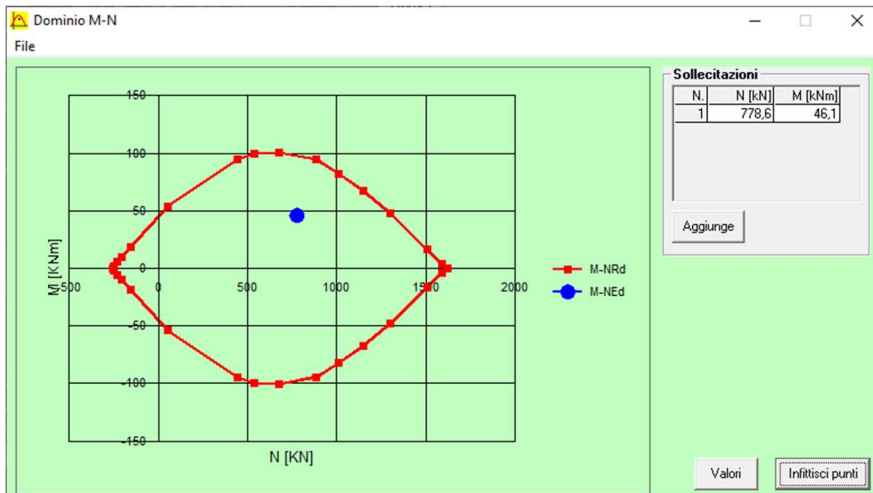
SLU2



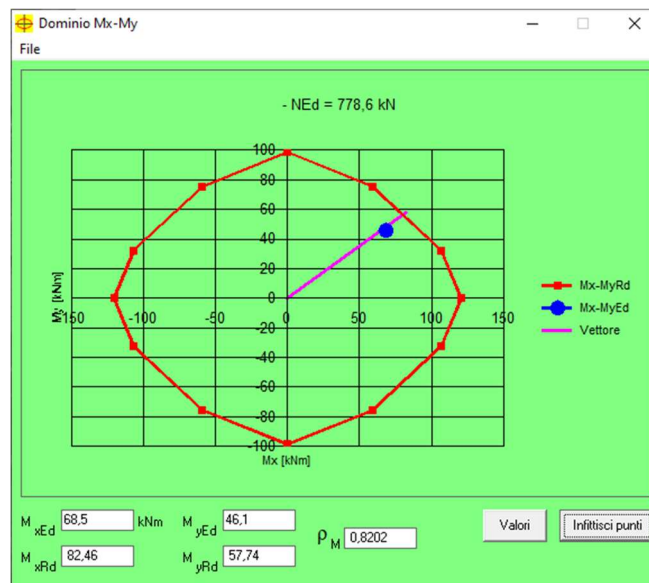
SLV My



SLV Mz

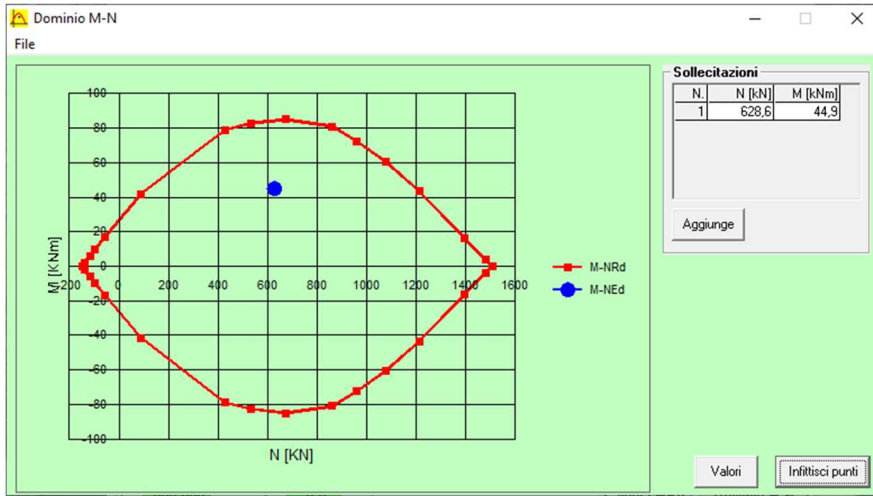


SLV PFD

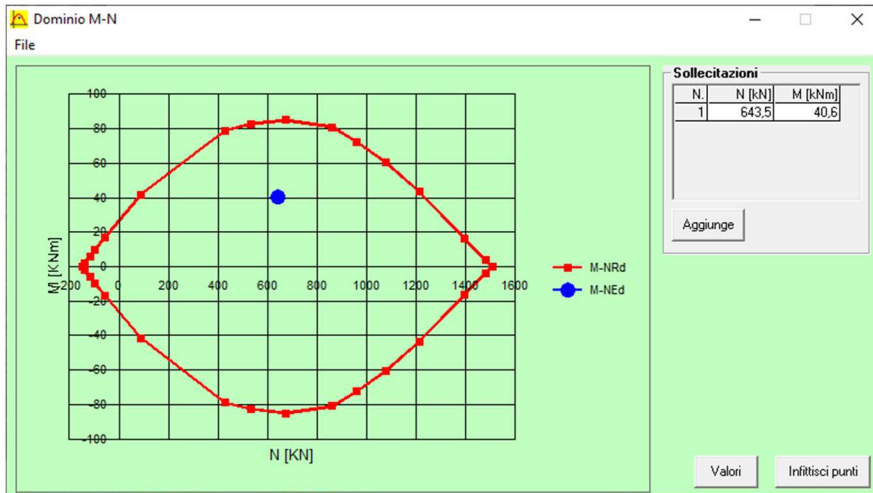


1°Galleria – 2°Galleria

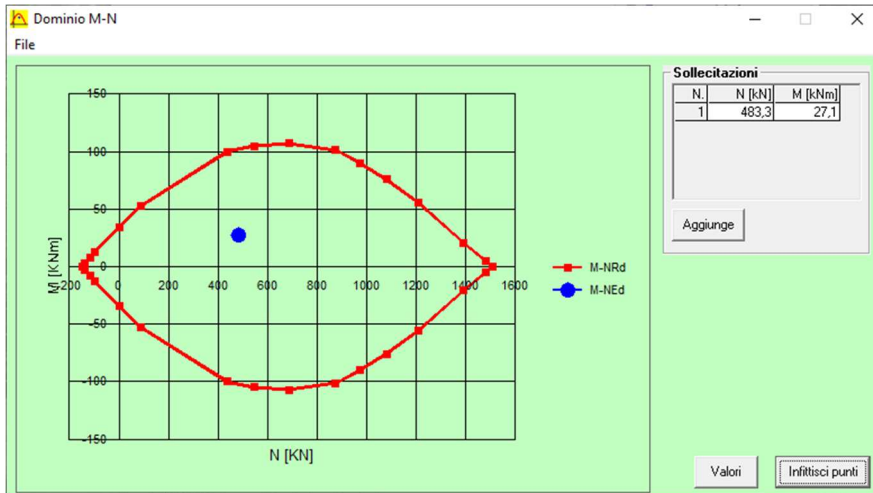
SLU 1



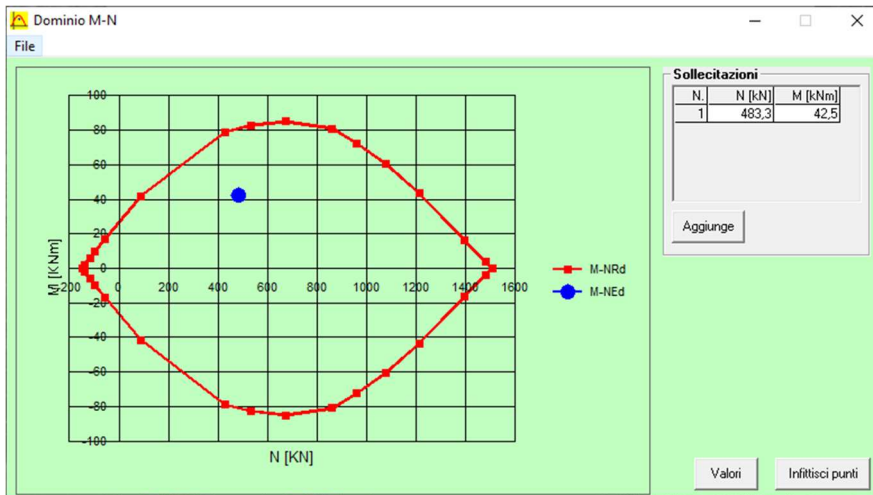
SLU 2



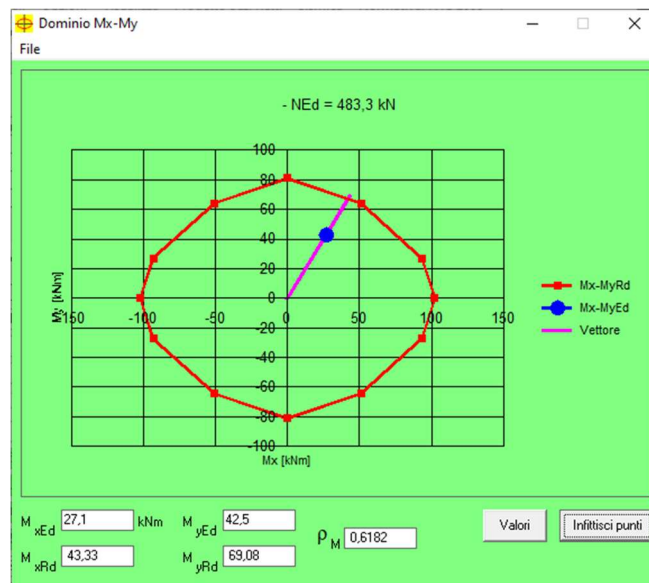
SLV My



SLV Mz

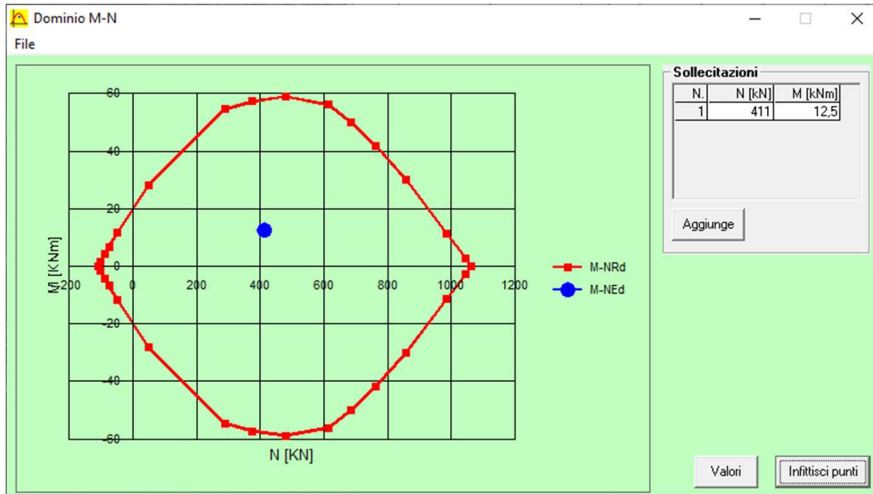


SLV PFD

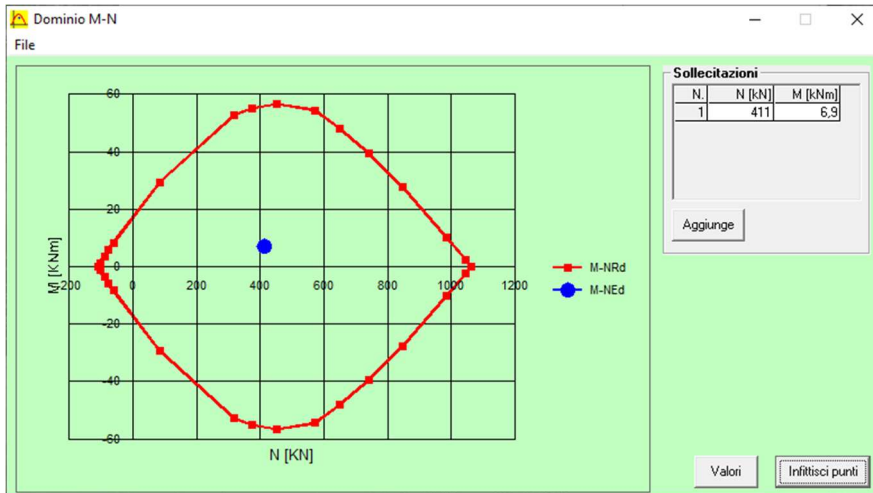


2°Galleria – Copertura

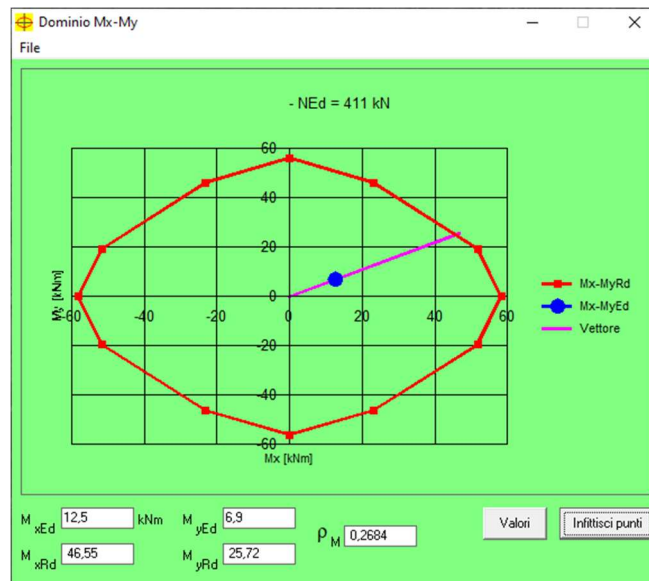
SLU 1 My



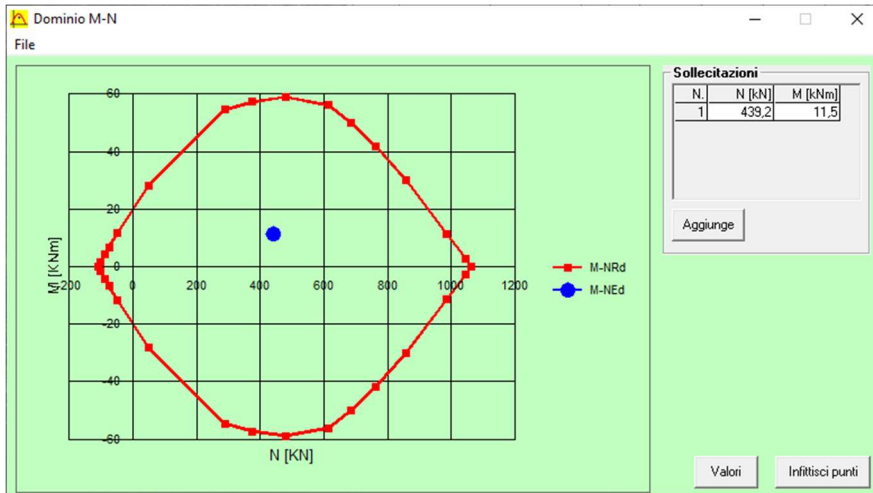
SLU 1 Mz



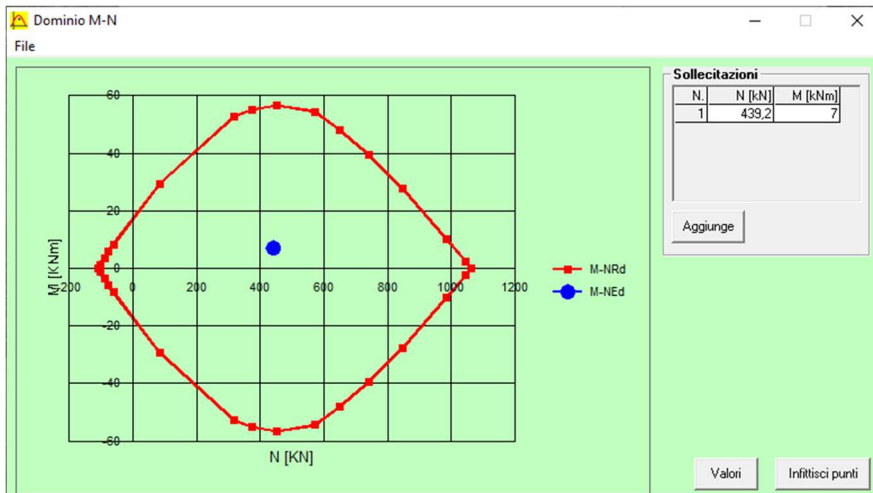
SLU 1 PFD



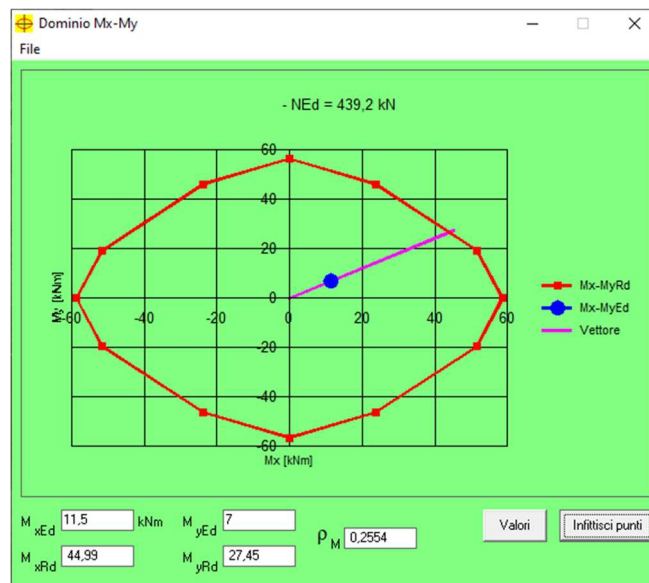
SLU 2 My



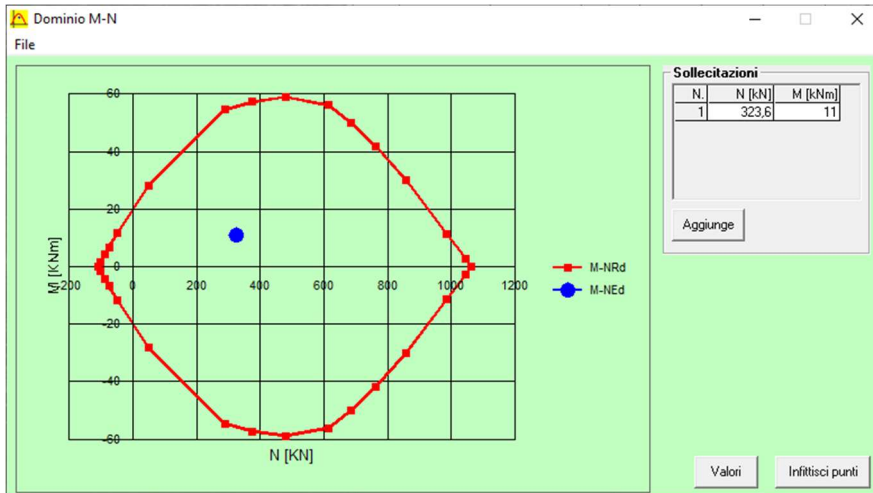
SLU 2 Mz



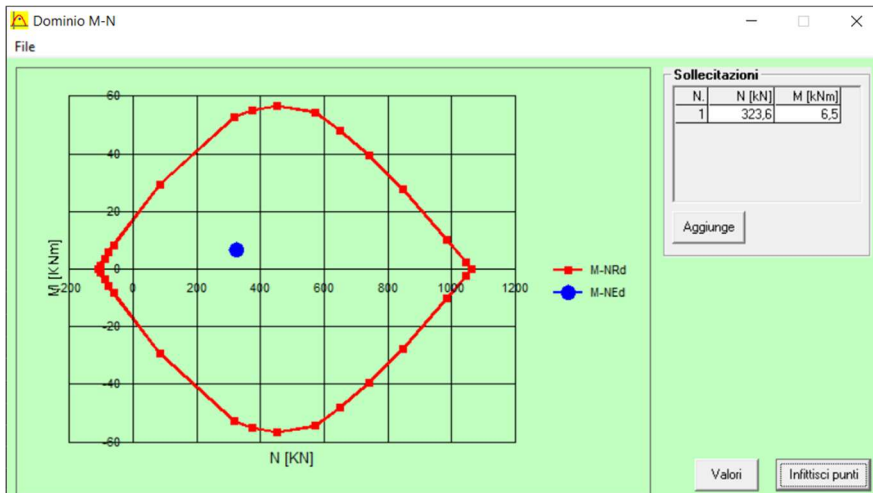
SLU 2 PFD



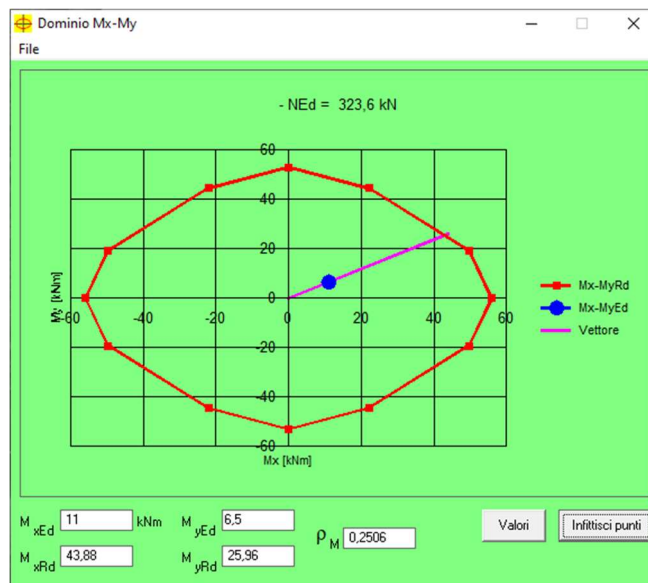
SLV My



SLV Mz

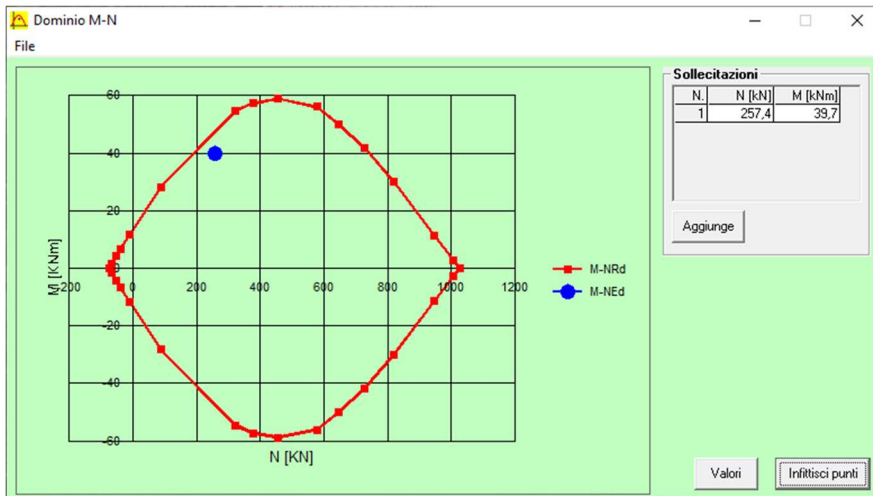


SLV PFD

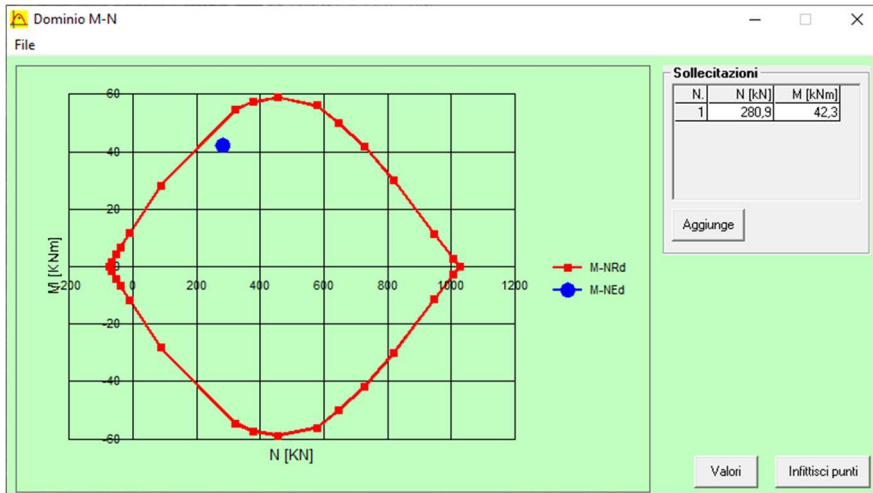


Copertura – Lucernario

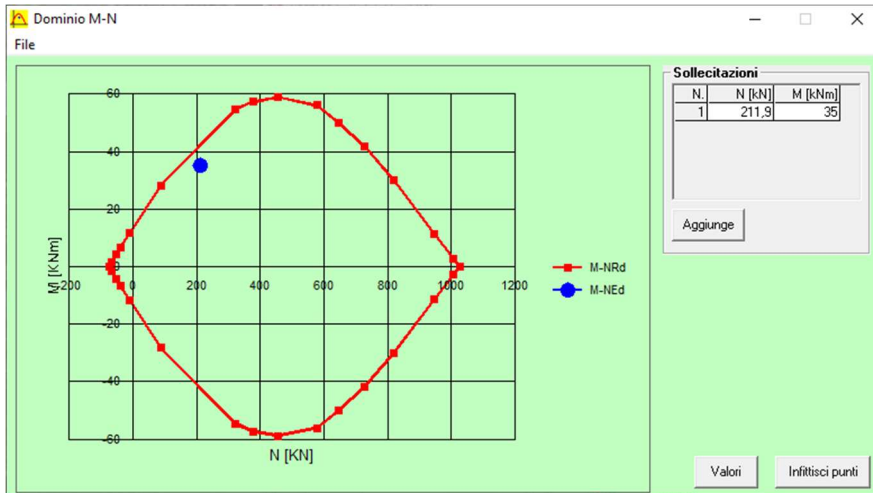
SLU 1



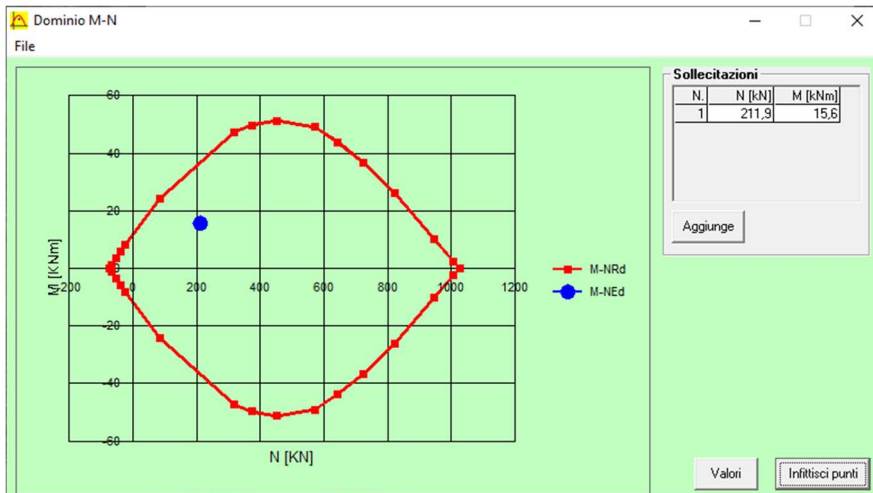
SLU 2



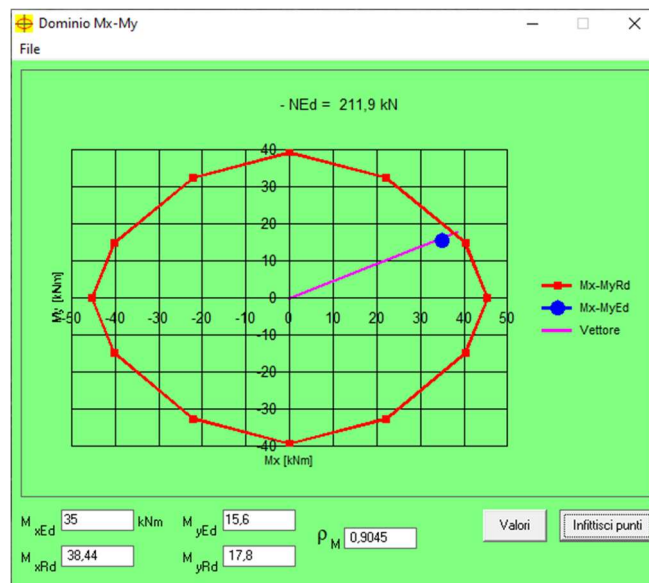
SLV My



SLV Mz



SLV PFD



Il pilastro risulta interamente verificato

5. CONCLUSIONI

In conclusione a questo elaborato di tesi vengono ripercorsi i passaggi svolti e le considerazioni fatte in merito al lavoro eseguito.

L'inizio del lavoro si è concentrato sulla conoscenza della struttura.

Il politeama di Como risulta essere una struttura intelaiata complessa, presentando una notevole diversità di sezioni per quanto riguarda gli elementi strutturali quali travi e pilastri, questo è giustificato dal fatto che quando è stato realizzato si era agli albori nell'uso della tecnica del cemento armato.

Si sono, successivamente, ridisegnate tramite CAD le tavole originali di inizio Novecento, in questo modo si è potuto avere una visione di insieme della struttura e potere impostare il lavoro di analisi agli elementi finiti modellando in 3D il telaio strutturale.

Una volta completata questa fase si è importato lo stesso su software Midas Gen, avendo una base di partenza costituita da singoli elementi Beam monodimensionali legati fra loro. Per prima cosa si sono inserite le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo nella sezione dedicata ai materiali.

Il passo successivo è stato quello di definire tutte le sezioni strutturali presenti, modellando tramite tool quelle meno comuni, non presenti nella libreria del software, dopodiché si è provveduto ad assegnare le stesse ai propri elementi corrispondenti, inoltre sono state modellate le solette e i setti tramite elementi Plate e Wall.

Per garantire un'analisi veritiera, data la presenza di elementi non baricentrici fra loro, si è deciso di collegare gli assi degli stessi tramite Rigid Link mantenendo così l'architettura originale del telaio, ma garantendo in questo modo il corretto flusso delle tensioni.

Particolare attenzione è stata posta sul contributo irrigidente delle murature in risposta al sisma, sono state infatti calcolate tramite modello Al Chaar le rigidità ed assegnate, tramite Elastic Link, alle murature corrispondenti.

Sono stati definiti i carichi permanenti non strutturali e quelli accidentali, data la mancanza di documenti sono state fatte delle ipotesi plausibili cercando di limitare al minimo quelle che potevano essere le differenze con il valore di quelli usati nel progetto originale.

Si è utilizzata la Construction Stage per temporalizzare l'attivazione dei carichi e degli elementi presenti, in questo modo si è riportata la vera successione degli sforzi che la struttura ha subito nel corso della sua costruzione e vita.

Finita la modellazione è stata eseguita l'analisi con software agli elementi finiti.

La fase successiva a quella di analisi è stato il dimensionamento attraverso il progetto simulato delle armature presenti negli elementi oggetto della valutazione di sicurezza, usando le prescrizioni normative dell'epoca o quelle più vicine a livello temporale.

Definiti i ferri di armatura ne sono state disegnate le carpenterie.

L'ultima fase del lavoro, nonché lo scopo di tale elaborato, è stata la valutazione della sicurezza della struttura in accordo con la normativa vigente, NTC del 2018.

In definitiva risulta che il Politeama, nel caso si volesse riaprire all'utilizzo, non soddisfa i requisiti minimi di sicurezza.

Questo non stupisce in quanto la struttura ha oltre un secolo di vita, le caratteristiche meccaniche dei materiali del tempo utilizzati sono modeste se non addirittura scarse e la sua progettazione è stata fatta ancora alle tensioni ammissibili, e non agli stati limite come oggi prescrive la normativa, quindi con richieste prestazionali decisamente inferiori rispetto alle attuali.

In particolare risulta che le travi analizzate, seppur sicure a livello flessionale, non lo sono per quanto concerne gli sforzi taglienti, soprattutto in quella di copertura della torre scenica.

La maggiore criticità si evidenzia nei pilastri, soprattutto quelli esterni, della facciata principale e sul retro. Se nei primi tratti dal piano terra fino al primo orizzontamento la sicurezza è garantita, già dal piano all'altezza della prima galleria ci si avvicina molto al limite delimitato dal dominio di resistenza calcolato, se non addirittura uscirne.

Nel caso in cui si volesse riaprire al pubblico l'edificio, le opere di consolidamento per l'adeguamento statico della struttura devono concentrarsi sul rinforzo dei pilastri, soprattutto nelle aree di congiunzione con le partizioni orizzontali, dove sono presenti i maggiori carichi pressoflessionali ed al rinforzo delle travi alle sollecitazioni di taglio, in

particolare per quanto concerne la trave di bordo che sostiene parte della copertura sopra il palcoscenico dove sono presenti sforzi significativi.

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

1. Shaghayegh Vahidi Monfared, Tesi di Laurea Magistrale: Una scena fissa per il Politeama di Como, 2015
2. P. G. Crespi, F. Bonfante, C. Pallini, N. Longarini, Anatomy of the Politeama in Como and Politeama structures
3. F. Cani, Federico Frigerio architetto, 2015
4. Midas nGen Analysis Manual
5. Iori T., Il cemento armato in Italia : dalle origini alla seconda guerra mondiale, Roma, EdilStampa, 2001
6. T. Iori, A. Marzo Magno, 150 anni di storia del cemento in Italia, 1861-2011. Le opere, gli uomini, le imprese, Roma 2011
7. Regio Decreto 10/01/1907
8. Regio Decreto 16/11/1939
9. Norme Tecniche per le Costruzioni 2018
10. M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito, F.C. Sansiviero, le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980, 2011
11. E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce, strutture in cemento armato, basi della progettazione, 2020
12. <http://www.giusepperausa.it/como.html>
13. <http://www.jsc15.it/politeama-teatro-popolare-del-novecento>
14. <https://www.fondoambiente.it/luoghi/cinetatro-politeama?ldc>
15. https://it.wikipedia.org/wiki/Federico_Frigerio
16. https://it.wikipedia.org/wiki/Teatro_Politeama
17. <http://www.pisanoingegneria.it/2019/08/03/elementi-secondari-e-non-strutturali-esempio-di-modellazione-di-un-caso-reale/>
18. <https://www.fibrenet.it/wp-content/uploads/2021/03/IL-RUOLO-DEI-TAMPONAMENTI-NEL-COMPORTAMENTO.pdf>
19. <https://www.ingenio-web.it/29872-tamponamenti-di-edifici-a-telaio-in-ca-qual-e-il-contri-buto-nelle-prestazioni-sismiche>

