



Provincia di Ravenna

Settore Lavori Pubblici

Servizio Edilizia Scolastica e Patrimonio

**LAVORI DI RECUPERO EDILIZIO ED ADEGUAMENTO NORMATIVO DI LOCALI  
DELLA SEDE DEL LICEO ARTISTICO "NERVI-SEVERINI",  
VIA TOMBESI DALL'OVA, 14 - RAVENNA**

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio: Arch. Giovanna Garzanti

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Giovanna Garzanti

PROGETTISTA COORDINATORE: Arch. Giovanna Garzanti

PROGETTISTI OPERE ARCHITETTONICHE: Arch. Giovanna Garzanti

Ing. Barbara Contessi

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE: Ing. Giulia Angeli

P.I. Andrea Bezzi

Ing. Junior Annalisa Bollettino

Ing. Tiziana Napoli

ELABORAZIONE GRAFICA: Ing. Giulia Angeli, Ing. Barbara Contessi

Professionisti esterni:

PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI: Ing. Mario De Lorenzi

PROGETTISTA IMPIANTI IDRICI E MECCANICI: P.I. Mirco Bondi

P.I. Alberto Cortini

PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI: P.I. Nicola Bersani

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Arch. Paola Sanapo

PROGETTISTA PREVENZIONE INCENDI: P. I. Alberto Cortini

TITOLO ELABORATO:

**VERIFICA DI VULNERABILITA'**

Codice elaborato: PDE_STR_03_00	Revisione: 00	Data: 10.02.2021	Scala: VAR.	Nome file di archiviazione: PDE_STR_03_VER.VUL_r.00
------------------------------------	------------------	---------------------	----------------	--

PROFESSIONISTA RESPONSABILE:

Ing. Mario De Lorenzi

FIRMATO DIGITALMENTE

Timbro e firma del Professionista

FIRMATO DIGITALMENTE

Il progettista coordinatore Arch. Giovanna Garzanti

FIRMATO DIGITALMENTE

Il Responsabile Unico del Procedimento Arch. Giovanna Garzanti

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
00	EMISSIONE	M.D.L.	S.M.	M.D.L.	10.02.2021
01					
02					
03					

COMMITTENTE:

**PROVINCIA DI RAVENNA**

**VERIFICA DI VULNERABILITA'**

**LICEO ARTISTICO LUIGI NERVI**

**VIA TOMBESI DALL'OVA - RAVENNA**



## Sommario

<b>RELAZIONE DESCRITTIVA</b>	3
<b>ESAME DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE</b>	5
<b>SOPRALLUOGHI VOLTI ALLA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA</b>	6
<b>ANALISI STORICO CRITICA</b>	10
<b>MODELLAZIONE E ANALISI NUMERICHE</b>	32
<b>PARAMETRI DI CALCOLO</b>	37
<b>LIVELLO DI CONOSCENZA</b>	44
CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	47
VERIFICHE STATICHE SOLAI DEL PIANO PRIMO	52
VERIFICHE STATICHE SOLAI DEL SOTTOTETTO	61
VERIFICHE STATICHE SOLAI DI COPERTURA	80
CAPRIATE METALLICHE DI VIA GUACCIMANNI	86
CAPRIATE METALLICHE DI VIA TOMBESI DALL'OVA	90
CAPRIATE LIGNEE SANTA MARIA DELLE CROCI	97
ANALISI GLOBALI	103
ANALISI MODALE	103
ANALISI STATICA LINEARE	105
ANALISI NON LINEARE STATICA COMPLESSIVA	108
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°1: PORZIONE SU VIA GUACCIMANNI	110
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°2: PORZIONE SU VIA DENTE	111
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°3: PORZIONE SU VIA TOMBESI DALL'OVA	112
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°4: PORZIONE OVEST CHIOSTRO	113
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°5: PORZIONE EX GIARDINO D'INFANZIA	114
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°6: ZONA CHIESA SANTA MARIA DELLE CROCI	115
ANALISI NON LINEARE, RIEPILOGO RISULTATI	118
ANALISI CINEMATICA	118
ANALISI CINEMATICA CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI	136
TABELLA RIEPILOGATIVA GENERALE DEI RISULTATI	137
CRITICITÀ	138
<b>CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI</b>	138
<b>POSSIBILI INTERVENTI MIGLIORATIVI</b>	139
SCHEDA RIEPILOGATIVA	145

## RELAZIONE DESCRITTIVA

Su incarico della Provincia di Ravenna, si procede alla redazione della verifica di sicurezza della sede del Liceo Artistico Pier Luigi Nervi situata a Ravenna in Via Tombesi dall'Ova.

L'edificio, di importanza storico-architettonica, è pervenuto alle competenze edilizie della Provincia di Ravenna a seguito della emanazione della legge n. 23/96 che ha trasferito alle Province la titolarità di tutte le scuole medie superiori.

L'immobile è composto da un corpo di fabbrica principale che circonda il chiostro, da Santa Maria delle Croci chiesa ad esso collegata, e da corpi secondari situati verso ovest.

La chiesa di Santa Maria delle Croci non è di competenza della Provincia di Ravenna, essa viene inclusa nella modellazione di calcolo solo perché facente parte dell'aggregato edilizio.

L'organismo risulta essere in ottimo stato di conservazione, la sua manutenzione è stata sufficientemente curata nel tempo ed è anche adatto a svolgere la sua attuale funzione di plesso scolastico.

Per quanto riguarda la distribuzione, l'edificio si articola principalmente su due livelli fuori terra, destinati ad attività scolastica (aule, uffici, servizi, depositi, corridoi, ecc.).

La porzione su Via Tombesi dall'Ova ha anche un terzo livello, con solai ricostruiti negli anni ottanta, attualmente completo "al grezzo" ma che può diventare facilmente fruibile.

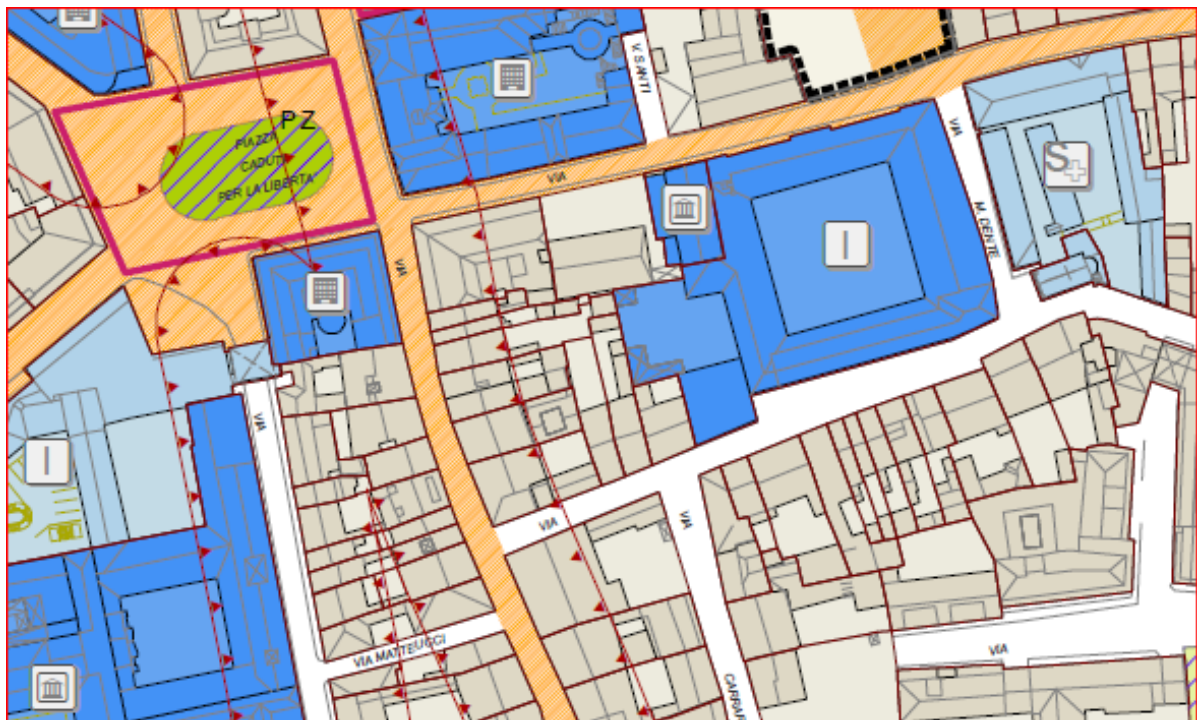


Il complesso, nel tempo, ha subito interventi, anche pesanti, di rifacimento di tutti i solai. Gli interventi non hanno modificato l'originaria tipologia edilizia ma hanno consentito l'uso del complesso per le attività didattiche.

### CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

Come accennato in precedenza l'edificio oggetto di intervento è costituito da un unico corpo di fabbrica in parte modificato nel corso del tempo, ma che si presenta compatto nelle caratteristiche costruttive.

I solai di copertura sono realizzati con strutture portanti in metallo e falde in laterocemento, tutti in ottimo stato di conservazione, i piani sottostanti hanno solai di varia natura, indagati nel 2012 con indagine termografica e valutati anche nel corso degli accertamenti tecnici del 1999.





LEGENDA RUE 2008

- Edifici di valore architettonico e monumentale
- Edifici di valore storico artistico e/o architettonico

Estratto planimetrico del RUE 2008, il complesso è individuato tra i complessi di pregio architettonico,

### ESAME DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

Il complesso, come già detto, è stato oggetto di svariati interventi di adattamento, i solai sono stati tutti sostituiti negli anni ottanta. Di tali interventi sono state reperite molte tavole esecutive, calcoli e foto di cantiere per cui la conoscenza degli orizzontamenti dell'immobile è notevole.

Si evidenziano i documenti rilevanti:

- Progetti di gran parte dei nuovi solai, disegni, foto, prove di carico;
- Progetto completo della palestra: calcoli, disegni, certificati e collaudo;
- Certificato di idoneità statica a firma dell'Ing. Francesco Ricci del 31.08.99
- Indagine diagnostica intradosso solai del 27/08/2012;
- Indagine speditiva con metodo "Resisto" del 30/09/2014;
- Piante architettoniche in formato Autocad dwg

Documentazione fotografica dei lavori manutentivi eseguiti in questi anni.

La documentazione della parte strutturale è ottima.

### **SOPRALLUOGHI VOLTI ALLA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA**

E' stato effettuata una serie di sopralluoghi: di primo approccio e di verifica della documentazione acquisita al fine di individuarne eventuali lacune e imprecisioni. Nel dettaglio, vista la buona conoscenza degli orizzontamenti, si è ritenuto opportuno concentrare le indagini sulle murature, sia dal punto di vista qualitativo, sia dal punto di vista degli ammorsamenti.

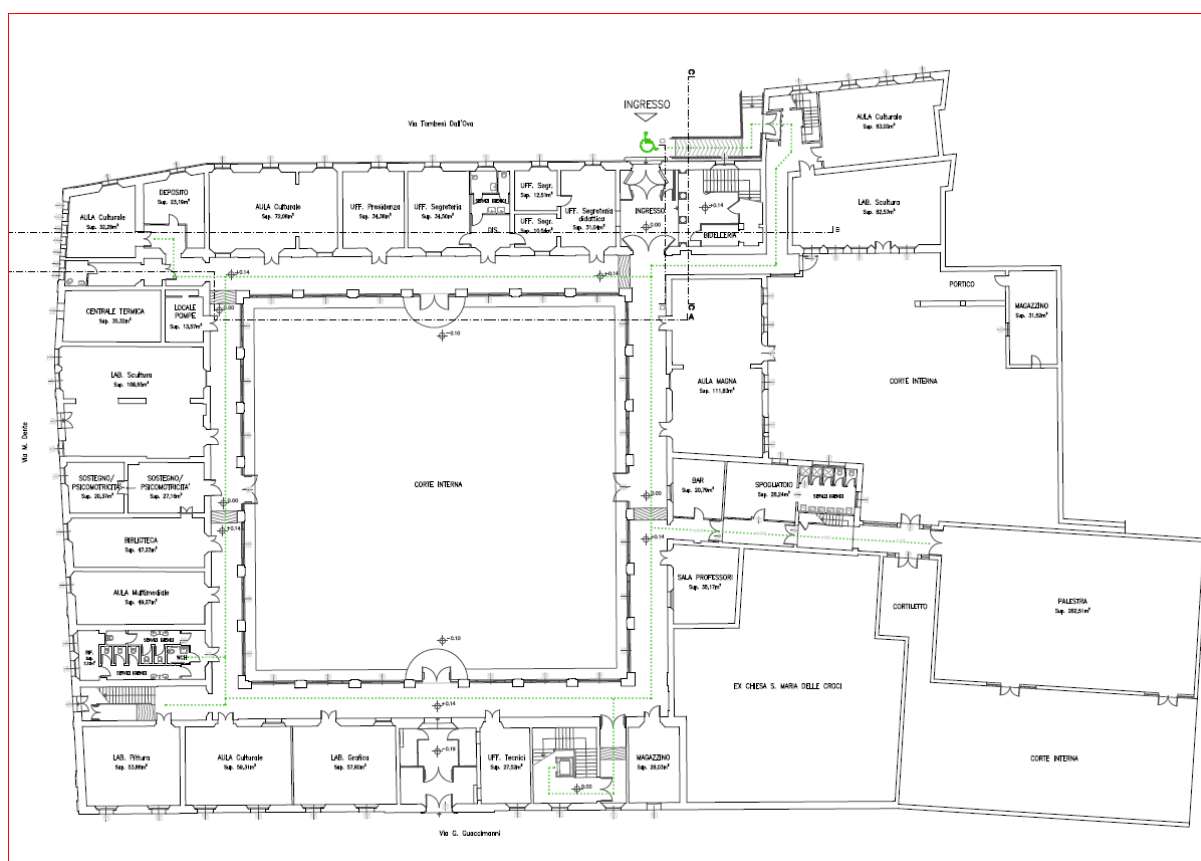
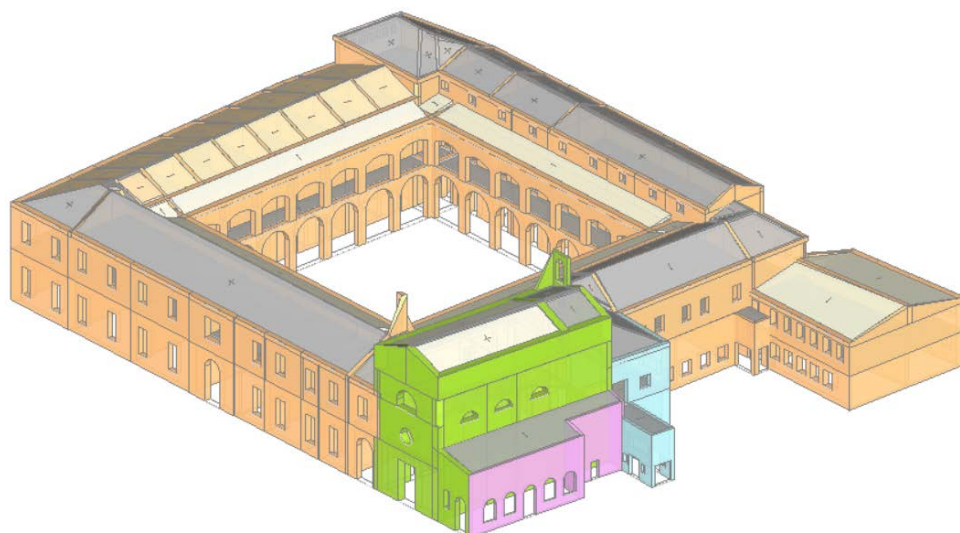
La palestra, in acciaio e conglomerato cementizio armato, è invece dotata di documentazione completa per cui risulta fuori dalle indagini. La struttura è completamente "a vista" per cui il riscontro dell'attendibilità dei disegni di progetto è immediato,

### **INDIVIDUAZIONE DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE E DELL'UNITA' STRUTTURALE**

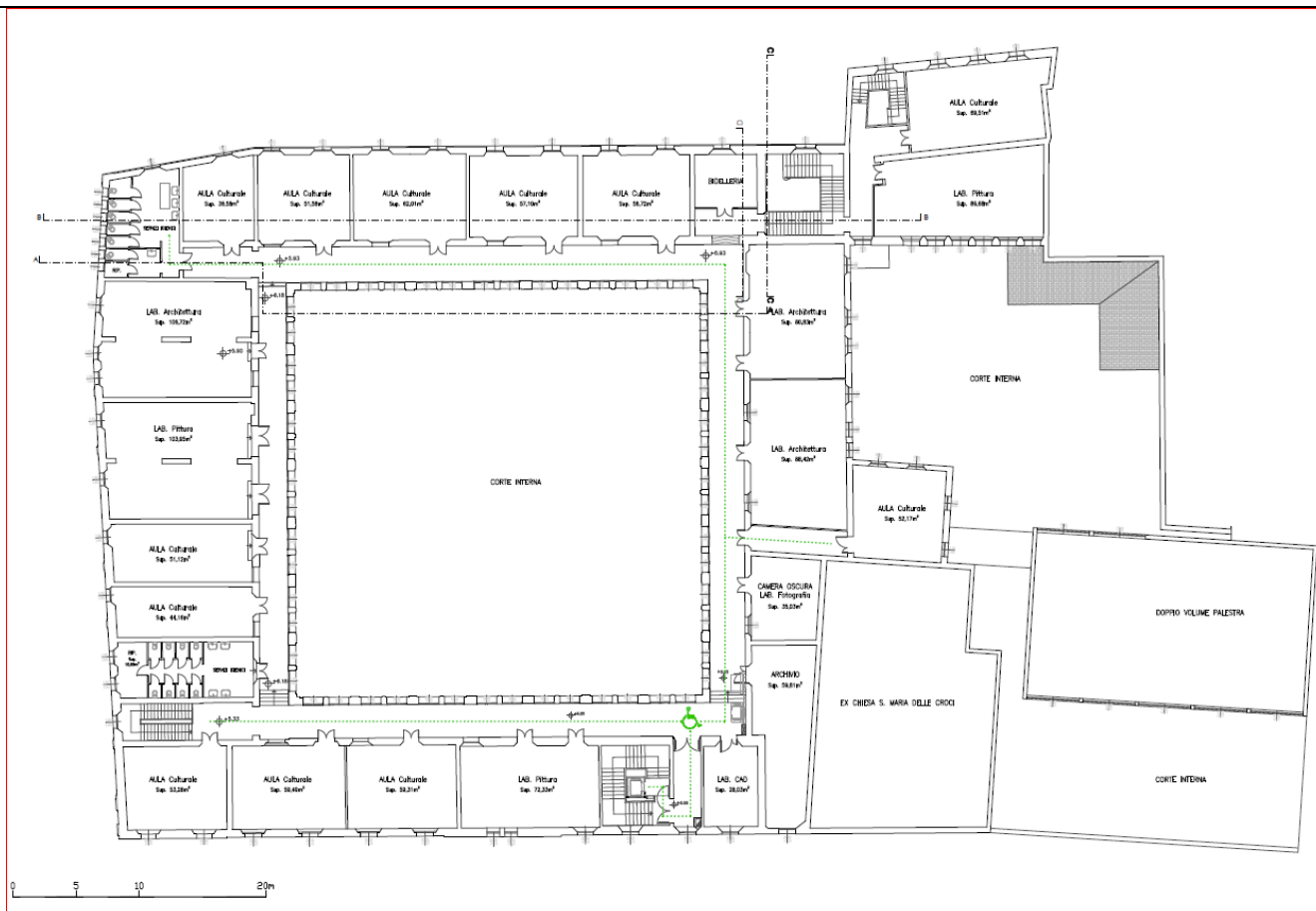
Il complesso risulta formato da un unico aggregato, si sviluppa in un piano terra, un piano primo, un piano sottotetto solo su via T. dall'Ova, e coperture.

Individuare l'unità strutturale risulta difficile e non significativo: si sono fatte numerose modellazioni sia dell'intero complesso, sia di una ragionevole partizione in sottounità.

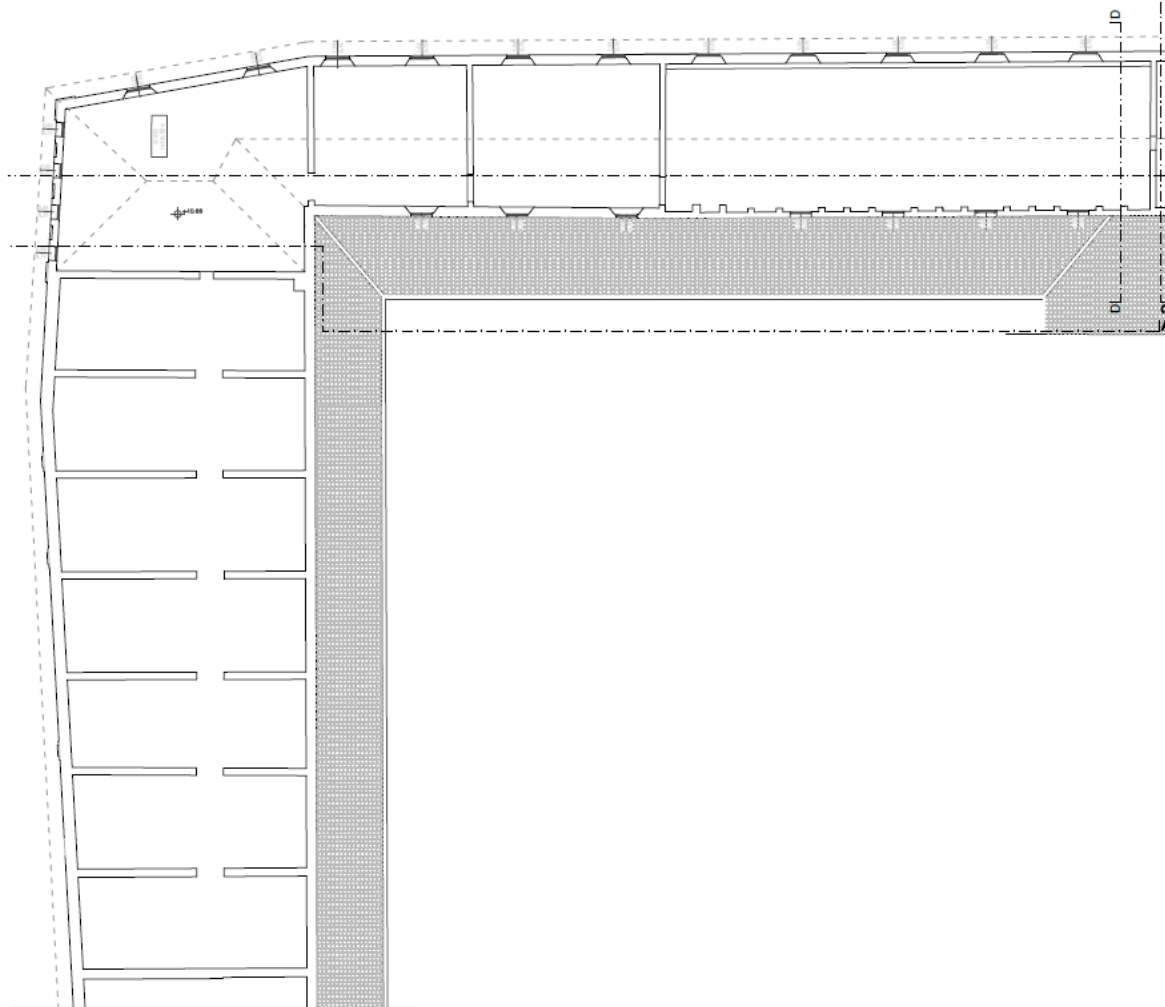
Nella modellazione complessiva, considerando l'intero complesso come un'unica unità strutturale, la geometria chiusa, a chiostro, risulta particolarmente efficiente nei riguardi delle azioni orizzontali. L'analisi fornisce, di conseguenza, dei risultati che si ritengono sovrastimati. Limitarsi a questa modellazione, del tutto simile ad una "sezione sottile chiusa" viene considerato non esaustivo per la conoscenza del comportamento della scuola. Oltre alla modellazione globale, sono state sviluppate e sei modellazioni ulteriori: i quattro lati del chiostro, il corpo "ex Giardino di infanzia e la chiesa. I risultati dei singoli corpi sono sempre inferiori in termini di tempo di ritorno in capacità. A favore di sicurezza vengono ritenuti più attendibili.



Pianta piano terra



Pianta piano primo



Pianta sottotetto

## ANALISI STORICO CRITICA

Il complesso, considerando il suo pregio storico architettonico, merita un minimo di ricerca storica per capire la formazione e l'evoluzione che ha avuto nei secoli.

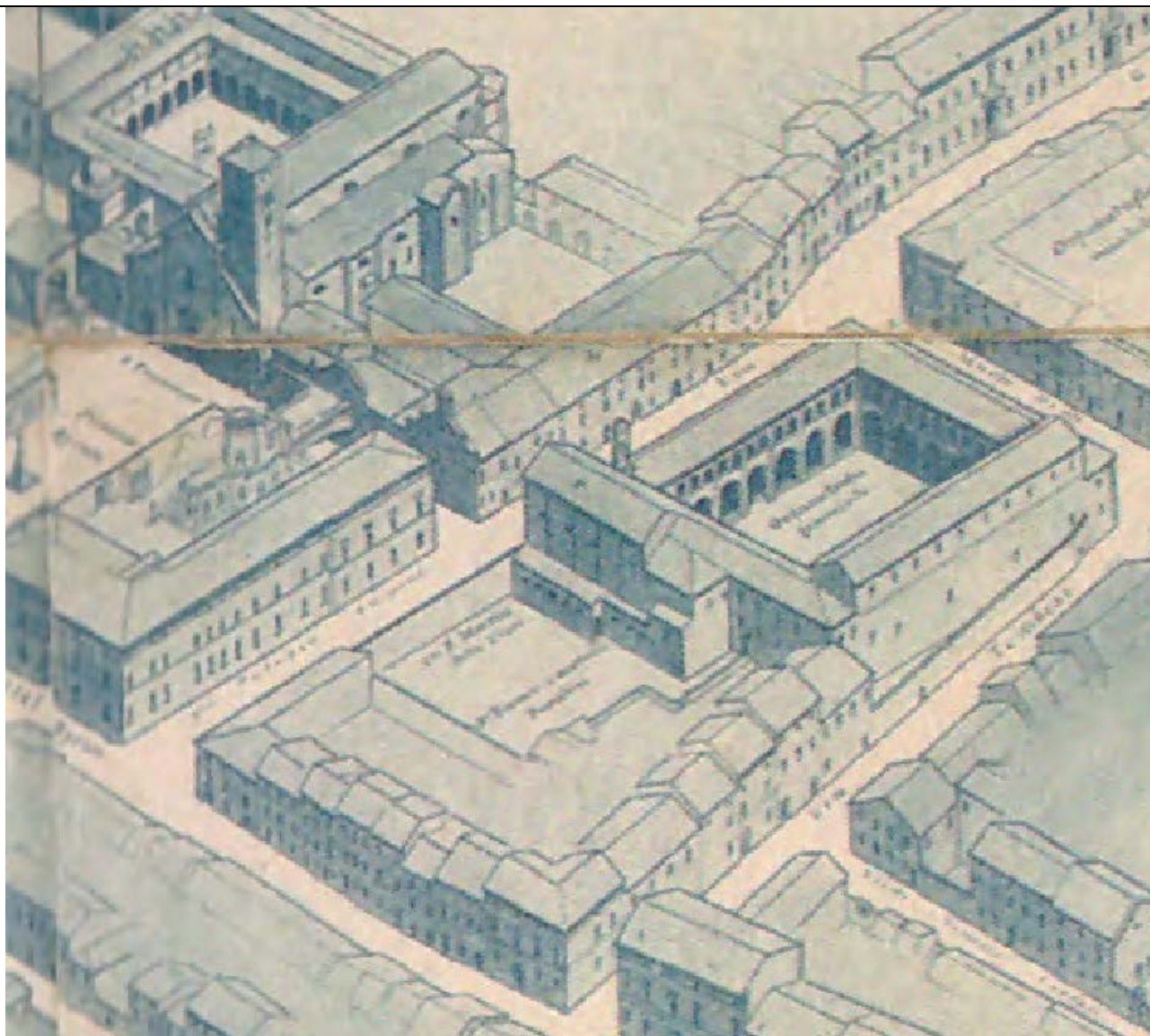
Si riportano le prime immagini di antiche stampe cittadine ed estratti di ricerche storiche.



Si riporta un estratto di una mappa della città di Ravenna, datata 1844.



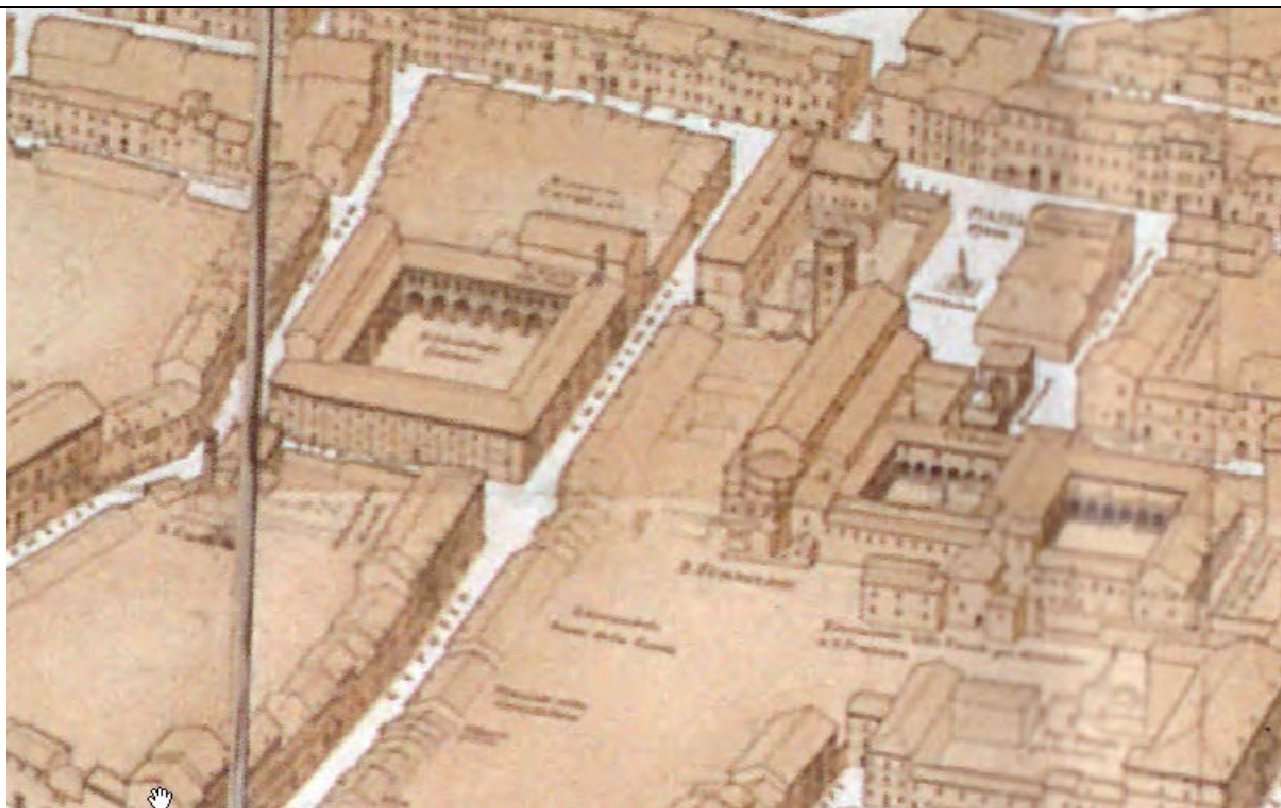
Ancora un estratto da cartografia storica – 1882



Savini vista prospettica di Ravenna– 1900

Da questa vista a volo di uccello disegnata, dal Savini nel 1900, si evidenzia come già ai primi del secolo scorso la forma del complesso fosse già quella che troviamo ai giorni nostri.

Si nota, su via Tombesi dall'Ova, il muro di cinta del complesso, ora non più esistente.



Savini - 1903

Fonti della ricerca storica

Guida di Ravenna – Corrado Ricci – VI edizione

Si riporta un primo documento in cui si ha una sintetica descrizione del complesso

**Scuola normale femminile** (*via Girotto Guaccimanni, n. 3*). — Nel 1636 l'*Ospedale degl' Infermi*, dovendo raccogliere i Pellegrini (il cui edificio era, allora, perito per l'inondazione; v. a p. 27), fu ampliato. Si costruì allora il chiostro a doppia loggia. L'Edificio che prospetta sulla via fu però ricostruito nel 1793 da Camillo Morigia e servì da ospedale sino al 1827, in cui fu destinato a raccogliere le fanciulle orfane. A tale uso servì sino al 1919, in cui, con larghi lavori e restauri, fu convertito dall'Ufficio tecnico comunale a Scuola normale femminile, ma la facciata venne, nella parte centrale, alquanto alterata.

**S. Maria della Croce** (*via Girotto Guaccimanni, n. 1*). — Risale al sec. X, ma fu ricostruita nel XVI, del qual tempo sono la rosa in terracotta della facciata e il \* baldacchino sull'altare maggiore sorretto da due colonne di greco. La tavola del secolo XVI, con la *Madonna assunta in cielo e sotto gli Apostoli che meravigliati trovano vuoto il sepolcro di Lei*, quantunque un po' dura nel disegno, non manca di energia. È opera di Gaspare Sacchi imolese.

Molto più corposo e approfondito è il documento che segue

"Il complesso di Santa Maria delle Croci di Ravenna" – Antonella Filipponi - 2012

*Senza dubbio la questione più difficile da risolvere è quella della nascita della struttura. Alcuni storici scrivono che la chiesa di Santa Maria delle Croci esisteva già nel X secolo e, nel fare ciò, si riferiscono a un documento pubblicato all'interno di una raccolta curata da Marco Fantuzzi (1740-1806) nell'Ottocento. Oggi, però, sappiamo che quel documento non era del 963, come sosteneva Fantuzzi, ma del 1063, come ha chiarito Ruggero Benericetti che ha ripubblicato le pergamene ravennati medioevali. Inoltre non è certo che la chiesa di Santa Maria, ivi citata come "S. Maria in loco qui vocatur in Crucis", sia proprio la chiesa di Santa Maria delle Croci*

*ravennate, perché è probabile che il documento faccia riferimento a edifici di un'altra città non ancora identificata.*

*Dunque le più antiche attestazioni del nostro complesso si collocano intorno al 1350.*

*Un elenco di ospedali e monasteri divulgato da Marco Fantuzzi e databile approssimativamente al 1350 cita l'"Hospitale societas S. Marie de la Cruce". Nella seconda metà del trecento l'ospedale è ricordato nei documenti come "Hospitalis S. Marie prope locum fratrum minorum de Ravenna" cioè l'ospedale di Santa Maria presso o il convento dei frati minori Ravenna, vale a dire il convento di San Francesco. Alcuni studiosi del passato scrivono anch che Santa Maria delle Croci sarebbe nata ereditando il titolo e i benefici dell'ospedale di Santa Maria in Xenodochio. Ma, analizzando con attenzione la documentazione, scopriamo che questa affermazione non è veritiera perché, per un certo periodo, le due strutture convissero. Infatti Santa Maria in Xenodochio, che si trovava in prossimità di porta San Lorenzo, lungo la via di Roma, è menzionata ancora in alcuni documenti del 1362.*

*Santa Maria delle Croci nasce come ospedale. Nel medioevo il termine con cui si designavano tali istituti era hospitalis, dal latino hospes, ospite; ma l'ospedale medioevale aveva funzioni molto diverse da quelle degli odierni ospedali. Era, soprattutto, un ricovero per pellegrini e viandanti, un luogo in cui si poteva pernottare dopo avere consumato un pasto frugale e dopo aver fatto un bagno, quindi svolgeva le funzioni degli attuali alberghi, strutture che nel medioevo erano inesistenti. Inoltre era un luogo di accoglienza per poveri, anziani e pure brefotrofia per gli esposti, ovvero neonati lasciati nella "ruota"; il meccanismo della ruota era costituito da una cassa girevole inserita nel muro d'ingresso dell'ospedale: dall'esterno si riponeva l'infante e, girando la cassa con l'apertura verso l'interno dell'edificio, un campanello suonava per avvertire dell'arrivo di un nuovo ospite'.*

*Nel basso periodo medioevale, oltre a Santa Maria delle Croci, a Ravenna e nelle aree limitrofe esistevano molti altri ospedali che noi conosciamo attraverso testimonianze scritte. In città ve ne erano diversi, per esempio Santa Maria della Misericordia, San Giovanni Battista, Santo Spirito, San Simone, San Pietro dei Crociferi, San Tommaso e l'ospedale degli Scarlatti. San Pietro dei Crociferi, noto anche come San Pietro de Burgo, si trovava in via Castel San Pietro, in prossimità del Portonaccio; era visibile ancora nei primi anni del Novecento, poi eliminato per lasciare spazio a un edificio moderno nel secondo dopoguerra. L'ospedale di San Tommaso era presso l'omonima chiesa che si trovava fuori porta San Lorenzo, vicino all'odierna via Gradisca e quello di San Simone è forse localizzabile presso la chiesetta addossata al tratto di mura urbane, demolito nel 1863 per fare posto*

*alla stazione ferroviaria. Fra gli ospedali extraurbani sono da ricordare San Clemente di Primaro, nelle vicinanze di Sant'Alberto, San Gervasio e Protasio, vicino a Savio, entrambi posti presso due passi, ovvero luoghi di passaggio sprovvisti di ponte, pertanto da attraversare con traghetti e, da ultimo, San Niccolò de Badareno, o della Catena, nei dintorni di Sant'Alberto.*

*Dai documenti medioevali si ricava che molte persone, prima di morire, lasciavano per testamento donazioni di denaro all'ospedale di Santa Maria delle Croci. Si trattava di una consuetudine molto frequente e, in genere, questi lasciti servivano per le riparazioni dell'edificio. Ad esempio, nel 1455 Giacomo, figlio di Lorenzo Guidarelli di Firenze, cittadino ravennate, lascia una donazione di tal genere al nostro ospedale. E ancora, nel 1531 Paolino Pescatore di Ravenna dona all'ospedale una abitazione situata "in contrada Purtioli", l'odierna via Francesco Negri; e poiché "l'ospedale soffriva di grande indigenza di denaro sia per governare sia per dar da mangiare ai bambini" ivi ospitati, il priore decise di vendere la casa "a mastro Giovanni figlio di Antonino Rasponi di Ravenna, per la somma di 100 lire".*

*Sin dalla fondazione, l'ospedale venne gestito da congregazioni che ne garantivano il funzionamento. Inizialmente vi era la confraternita dei Flagellanti o Scuriati, un movimento religioso che si sviluppò nella seconda metà del XIII secolo e i cui membri praticavano la flagellazione a scopo di mortificazione ascetica. Dal Trecento è documentata la presenza della "Societas S. Marie de la Cruce" e alla guida dell'ospedale risultavano esserci un priore, un sindaco e dei procuratori.*

*Non sappiamo quando all'ospedale sia stata affiancata la chiesa. La chiesa oggi visibile risale alla prima età moderna: secondo Corrado Ricci (1858-1934), studioso ravennate, essa fu costruita nel XVI secolo e tale ipotesi può essere confermata dalle sue caratteristiche architettoniche e ornamentali. In particolare il bel rosone della facciata, delimitato da laterizi decorati finemente, rappresenta un esempio delle decorazioni di quell'epoca.*

*A partire dalla seconda metà del Quattrocento, in molte città d'Italia era diminuito il numero degli ospedali attraverso la concentrazione in una sola sede di più istituzioni; si trattava di un fenomeno legato ad una nuova concezione di assistenza che passò da una forma medioevale, umanitaria e privatistica, a una forma pubblica, con alla base delle strutture sociali più solide. Nel 1567 l'arcivescovo di Ravenna Giulio della Rovere decise di fondere le sei principali case ospizio della città: Santa Barbara, Santa Caterina, San Giovanni Battista, San Giovanni Evangelista, Sant'Apollinare e Santa Maria delle Croci, portandole a*

due, ovvero Santa Maria delle Croci e Sant'Apollinare che, in quella occasione, venne chiamata "della Trinità".

Egli inoltre, stabilì che la prima doveva accogliere tutti gli ammalati e la seconda gli infanti abbandonati e nel 1589 le entrate e le uscite dei due istituti furono iscritte in un unico capitolo. L'arcivescovo scelse il nostro ospedale in virtù della sua solidità economica; infatti, già nel 1513 una nota della Congregazione dei Savi, organo di governo comunale, evidenziava come, in generale, gli ospedali ravennati fossero "mal retti et governati", e proponeva la riunione dei vari istituti in uno solo, ovvero Santa Maria delle Croci: "di tutti (...) ne sia fatto un solo et le intrade, possessioni et beni di qualunque altra sorte siano unite, anexe, et aplicate, scorporate et apropiate allo hospitale de la gloriosa santa Maria della Croce (...) per vedere, per manifesta esperienza, quella fra tutti gli altri essere meglio tenuto et governato".

Nel 1636 Ravenna fu colpita da una tremenda alluvione per lo straripamento dei fiumi Ronco e Montone che danneggiò quasi tutti gli edifici dell'attuale centro storico. L'ospedale della Trinità fu lesionato irreparabilmente e, nei giorni immediatamente successivi al tragico evento, le funzioni di accoglienza dei bambini abbandonati passarono a Santa Maria delle Croci, che da allora assunse la triplice funzione di accoglienza dei pellegrini, raccolta degli esposti e cura dei malati. L'unione fu formalmente sancita nel 1637 e, da quel momento, l'ospedale di Santa Maria delle Croci fu sottoposto direttamente all'autorità dell'arcivescovo di Ravenna che ne riorganizzò la struttura. L'ospedale non fu più retto da confraternite, e i priori, che fino allora erano stati scelti dalle confraternite, furono nominati direttamente dall'arcivescovo, scegliendone uno ecclesiastico ed uno secolare o laico. Il priore ecclesiastico sovrintendeva la parte assistenziale, sorvegliando i malati, gli esposti e tutti i dipendenti, era inoltre responsabile della gestione dei locali; mentre il priore laico era, in genere, designato tra i membri del Consiglio Comunale e il suo ruolo era di controllare i bilanci, cioè le entrate, gli stipendi, gli acquisti, i contratti con i coloni e gli affittuari.

Nella gerarchia dei dipendenti dell'ospedale, al di sotto dei priori vi era il rettore, un sacerdote che aveva il compito di curare l'organizzazione della gestione dell'ospedale, ad esempio preoccupandosi del vitto degli infermieri, ordinando le pulizie, tenendo l'inventario delle suppellettili, registrando i conti e facendo rispettare i contratti con i fattori, i quali si occupavano delle proprietà terriere dell'istituzione. Egli, però, non poteva effettuare compravendite, le quali erano di competenza dei priori. Prestavano la loro attività all'interno dell'ospedale anche i cappellani, il medico ospedaliero, il chirurgo che trattava solo i pazienti con

*ferite e piaghe, l'astante che aveva l'incarico di fare la prima visita dei malati solo sulla base di una osservazione sommaria, il farmacista, gli infermieri che erano comuni cittadini senza alcuna qualifica, la maestra delle esposte (i maschi, invece, venivano allevati fuori dall'istituto), seguivano la balia, il cuciniere, la lavandaia, il facchino e il becchino".*

*Per quanto riguarda i luoghi di sepoltura si può riportare quanto riferisce Giuseppe Badiali in uno studio relativo agli ospedali di Ravenna conservato in un manoscritto nella Biblioteca Classense: "I morti seppellivansi dapprima nel cimitero dei padri Francescani situato poco lungi dall'ospedale. Ma siccome era luogo aperto sebbene posto nel centro della città, e verificavansi casi di disseppellimento si costruirono tre avelli nell'interno dello stabilimento e sebbene grandemente ne soffrisse l'igiene, vi si seppellirono per molti anni i morti nell'interno dello luogo. Locchè durò sino alla seconda metà del secolo scorso [XVIII secolo] in cui lo spedale si costruì un cimitero proprio, recinto da mura, nella via dell'Ova, e precisamente dove sorge la fabbrica dell'Asilo infantile. Il peculio dei defunti nell'interno del luogo pio, qualora possedessero, andava in parte speso in sevizi religiosi, in parte a profitto dello stabilimento". Quando l'ospedale passò sotto il diretto controllo dell'arcivescovo di Ravenna, venne sottoposto alle visite pastorali. La sacra visita o visita pastorale era, secondo la prescrizione del Concilio di Trento (1545-1563), una ispezione effettuata periodicamente dai vescovi negli istituti e nelle chiese posti sotto la loro giurisdizione. In quella occasione veniva verificato lo svolgimento delle attività pastorali, lo stato dei beni e delle strutture e, nel caso si rendesse necessario, venivano ordinati lavori di risanamento e miglioramento. In genere, in occasione delle visite pastorali, i vescovi chiedevano di redigere degli inventari dei beni poi allegati ai processi di sacra visita, ovvero le relazioni finali conservate negli archivi vescovili. La prima sacra visita effettuata in Santa Maria delle Croci di cui siamo a conoscenza risale al 1651; le successive, documentate, avvennero nel 1772, nel 1779 e nel 1786 e i testi sono riportati sia negli atti della sacra visita (oggi nell'Archivio Arcivescovile di Ravenna), sia nell'archivio dell'ospedale di Santa Maria delle Croci (oggi depositato presso l'Archivio di Stato di Ravenna). In particolare, in occasione di alcune di queste visite, furono redatti degli inventari dei beni che costituiscono per noi una testimonianza di grandissimo valore, poiché offrono notizie riguardanti non solo gli stabili, ma anche i beni mobili conservati nell'ospedale e nella chiesa. In appendice si propongono le trascrizioni di alcune parti degli inventari e, per la precisione, quello realizzato per la visita pastorale del 1651 e quello realizzato per la visita del 1786.*

*Nel Settecento il sostentamento dell'ospedale era costituito, principalmente, dalle rendite*

*ricavate dalle proprietà terriere nei dintorni di Ravenna (soprattutto a Savarna, Campiano, San Zaccaria, San Bartolo, Piangipane) e nei borghi cittadini (San Rocco e Saio Biagio); altre entrate provenivano dai censi, ovvero dai prestiti ad interesse e dagli affitti di alcune case, botteghe e di una fornace. Nel 1769 l'amministrazione dell'ospedale si trovò in una grave crisi finanziaria e per risolvere il problema fu nominato priore laico Marco Fantuzzi, il quale fece alcune proposte che, immediatamente accolte, diedero ben presto ottimi risultati.*

*Il 26 febbraio 1808 la direzione dell'ospedale venne assunta dalla Congregazione di Carità, istituita nel 1807 con decreto di Eugenio Beauharnais, vicerè d'Italia.*

*Con il ritorno della Romagna nell'ambito dello Stato Pontificio, dopo il Congresso di Vienna (1815), si fecero pressanti, per Santa Maria delle Croci, il problema degli spazi e quello dell'igiene; così l'arcivescovo Antonio Codronchi acquistò l'abbazia di San Giovanni Evangelista e la donò alla Congregazione di Carità per farne la nuova sede dell'ospedale. A proposito dell'igiene, la questione più grave era costituita dal fatto che gli scarichi fognari erano a cielo aperto lungo la via Tombesi dall'Ova, soluzione che creava problemi seri agli abitanti del luogo. Nel 1827 fu decretato il trasferimento dell'ospedale nell'ex monastero di San Giovanni Evangelista, materialmente eseguito nel giugno dello stesso anno. Da quel momento il complesso di Santa Maria delle Croci diventò un orfanotrofio femminile.*

*Nel 1841 l'arcivescovo Chiarissimo Falconieri assegnò la direzione dell'orfanotrofio alle Sorelle della Carità e, grazie a loro, l'istituto progredì al punto da essere frequentato anche da fanciulle di nobile lignaggio, così da trasformarsi in un educando.*

*Con decreto 25 luglio 1859 tutte le fondazioni di pubblica beneficenza furono poste sotto la tutela del potere governativo dell'appena nato Regno d'Italia. Con successivo decreto del 16 agosto dello stesso anno, emanato dal dittatore per l'Emilia Luigi Carlo Farini, fu istituita la Congregazione di Carità col compito di amministrare alcune fondazioni fra le quali anche Santa Maria delle Croci.*

*Nonostante l'ospedale fosse stato spostato, Santa Maria delle Croci conservò, ancora per molti anni, funzioni assistenziali; infatti la pianta della zona redatta da Gaetano Savini (1850-1917), indica la presenza dell'orfanotrofio femminile situato nell'edificio di Santa Maria delle Croci, dell'orfanotrofio maschile nel complesso di San Carlino, del ricovero di mendicanti Zarabini in alcune strutture poste ad oriente della chiesa e dell'asilo infantile per maschi e femmine posto in un edificio di via Tombesi dall'Ova di costruzione tardo ottocentesca.*

*Nel 1920 l'orfanotrofio femminile venne trasformato in Scuola Normale Femminile e, in seguito, in Istituto Magistrale "Margherita di Savoia" fino al 1999.*

*Il complesso Santa Maria delle Croci si sviluppa oggi tra le vie Girotto Guaccimanni, Tombesi dall'Ova e Marco Dente.*

*La parte più antica è costituita dalla chiesa. Come già detto l'edificio dovrebbe risalire al cinquecento. A quel periodo è databile non solo il rosone di terracotta della facciata, ma anche il baldacchino dell'altare maggiore che si conservò nella chiesa fino a primo ventennio del Novecento e che è visibile in una foto di Gaetano Savini. Probabilmente agli*

*Trenta del Cinquecento risale pure la pala d'altare che, fino alla seconda guerra mondiale, ornava l'altare della nostra chiesa trasferita, poi, nella chiesa di Sana Maria in Portofuori. Pochi hanno scritto di questo quadro, e soprattutto si deve a Corrado Ricci l'attribuzione dell'opera al pittore imolese Gaspare Sacchi, attivo in Romagna nei primi quaranta anni del Cinquecento. La tela raffigura l'Assunzione della Vergine, la quale è elevata in cielo da angeli e angioletti, al di sotto dei quali sono raffigurati gli Apostoli attorno al sepolcro vuoto. La scelta di questa immagine non fu casuale per la chiesa di Santa Maria delle Croci, poiché in essa si celebrava annualmente la festa dell'Assunzione a Ferragosto, come ricorda nel Seicento Girolamo Fabri (1627-1679).*

*Nella prima metà del Settecento furono eseguiti alcuni lavori di ripristino e abbellimento della chiesa. La notizia è riportata in una relazione allegata a due disegni progettuali di Andrea Barbiani e Andrea Zumaglini, ora presso l'Archivio Arcivescovile di Ravenna. La relazione è del 16 febbraio 1760 e vi si legge che alcuni muratori promettono la conclusione dei lavori per poter ricevere il saldo per le opere già eseguite. I lavori da realizzare sono la volta della chiesa, da fare "più svelta che pol venire sotto al solaro e fare la sua cornice al peduzo della detta sino al orchestra", due pilastri "colegati nelli muri da arabe le parti cioè uno nel scalino e uno contiguo al orchestra", due pilastri sotto il legno dell'orchestra collegati ai due pilastri della volta, il soffitto al disotto dell'orchestra e lo "stabilire" i muri se si renderà necessario. Inoltre l'intervento nella chiesa prevedeva anche l'esecuzione di una ricca decorazione in stucco al di sopra dell'altare, secondo il progetto di Andrea Barbiani (1708-1779). Il disegno del Barbiani mostra la planimetria e tre delle quattro pareti della chiesa; poiché esso prevede la presenza dei pilastri, si può presumere che i muratori dovessero realizzare la progettazione della decorazione della chiesa. Il disegno firmato da Andrea Zumaglini raffigura l'alzato della parete absidale, esso non differisce molto da quello del Barbiani, se non per l'ipotesi diversa di ornamento in stucco. Si può ritenere che il disegno dello Zumaglini costituisca una modifica del progetto originale del Barbiani. Le poche immagini che noi*

*possediamo dell'interno della chiesa risalgono ai primi anni del Novecento e mostrano i muri in gran parte privi delle decorazioni oggetto dei suddetti lavori.*

*Le più antiche notizie di cui disponiamo sul complesso residenziale sono riconducibili al Settecento e, in particolare, agli anni Settanta del secolo, quando fu abate e rettore dell'ospedale Giuseppe Maria Cicognani.*

*Cicognani impiegò una consistente somma di denaro per ingrandire e migliorare l'aspetto dell'edificio: la notizia ci è tramandata dallo storico locale Ippolito Gamba Ghiselli (1724-1788)<sup>24</sup>. L'intervento di Cicognani fu volto pure a rendere migliori le condizioni di vita dei degenti.*

*Sul finire del Settecento altri lavori vennero progettati dal noto architetto Camillo Morigia (1743-1795), ma purtroppo non sono giunti i disegni realizzati in quella occasione. I disegni più vecchi raffiguranti l'edificio pervenuti a noi, ci riportano alla seconda metà dell'Ottocento. Si segnala una dettagliata planimetria, corredata dal prospetto del lato che si affaccia sulla via Guaccimanni, contenuta in un cabreo del 1867, redatto dal perito Benedetto Uberti. Il cabreo è un volume manoscritto che raccoglie una precisa descrizione e riproduzione dei beni immobili di un istituto. Dalla planimetria del cabreo del 1867 si deduce che il complesso era molto più esteso di quanto non lo sia ora. Infatti andava dalla "Strada di San Carlino", l'attuale via Marco Dente, fino alla "Strada di Porta Sisi", odierna via Mazzini, comprendendo anche un gruppo di edifici a ovest della chiesa, oggi in gran parte sostituiti da un fabbricato moderno. Sulla via Tombesi dall'Ova la costruzione aveva un fronte che seguiva l'andamento obliquo della strada, diversamente da come si presenta ora. Sulla via Guaccimanni la facciata appariva molto più leggera, soprattutto per quanto riguarda le strutture a oriente della chiesa; il fianco era delimitato da due blocchi con decorazione a bugnatura e nella parte liscia erano presenti due ordini di sei finestre rettangolari. Oggi quella parete appare molto diversa, probabilmente in seguito ai lavori effettuati dall'Ufficio Tecnico Comunale nel 1919 per adattare l'edificio alla nuova sede della Scuola Normale Femminile. In quella occasione fu aumentato il numero delle finestre e fu realizzato, al centro della parete, un corpo leggermente sporgente dalla linea di facciata, dove furono aperti un nuovo ingresso e altre finestre, inoltre il settore bugnato all'estremità orientale venne raddoppiato. È assai probabile che l'assetto del lato sulla via Guaccimanni prima del 1919 fosse quello progettato da Camillo Morigia. La planimetria del cabreo risale agli anni in cui il complesso di Santa Maria delle Croci era già stato convertito ad orfanotrofio, pertanto è presumibile che molti vani avessero*

*modificato il loro primitivo uso; tuttavia risulta interessante vedere l'utilizzo che all'epoca si faceva di alcune stanze e confrontarlo con l'uso attuale. La sala da pranzo è il vano che è stato adibito ad aula magna; l'odierna sala insegnanti era l'accesso interno alla chiesa; lungo la via Tombesi dall'Ova si sviluppava un ambiente unico destinato a cantina, oggi suddiviso in molte stanze comprendenti anche la segreteria e la presidenza; sempre lungo la via Tombesi dall'Ova, l'aula di scultura è ricavata da quelle che nel 1800 erano la legnaia e la cucina; in quella stessa ala, vi era poi la "bugadaria", vale a dire la lavanderia che si affacciava sul cortile ancora esistente; lungo, la via Marco Dente vi era l'ingresso principale che attualmente è murato e nel chiostro vi era un pozzo ora coperto e identificabile da un tombino. I locali quindi erano: "sortita (ingresso), cantine, portico e cortile, refettorio, sala da pranzo, stanza di accesso alla scuola e scuola, accesso alla chiesa e chiesa, andito e cucina, un'altra cucina, bugadaria, legnaia, una terza cucina, ingresso e stanza per gli infantilli, due cortiletti, un pollaio, altri sei cortili e alcune botteghe".*

*Nella metà dell'Ottocento, l'orfanotrofio di Santa Maria delle Croci possedeva anche il complesso costruito attorno alla chiesa di San Carlino, che era adibito ad abitazione degli orfani, come apprendiamo da un altro cabreo, redatto sempre da Benedetto Uberti nel 1859.*

#### Considerazioni

Il complesso nasce come "ospitale" per viandanti, bisognosi e malati sviluppandosi attorno alla chiesa di santa Maria delle Croci. Nel tempo diviene uno dei due più importanti della città.

A causa del carente sistema fognario, situato in Via Girotto Guaccimanni, il complesso attorno a San Giovanni Evangelista diviene l'ospedale di Ravenna.

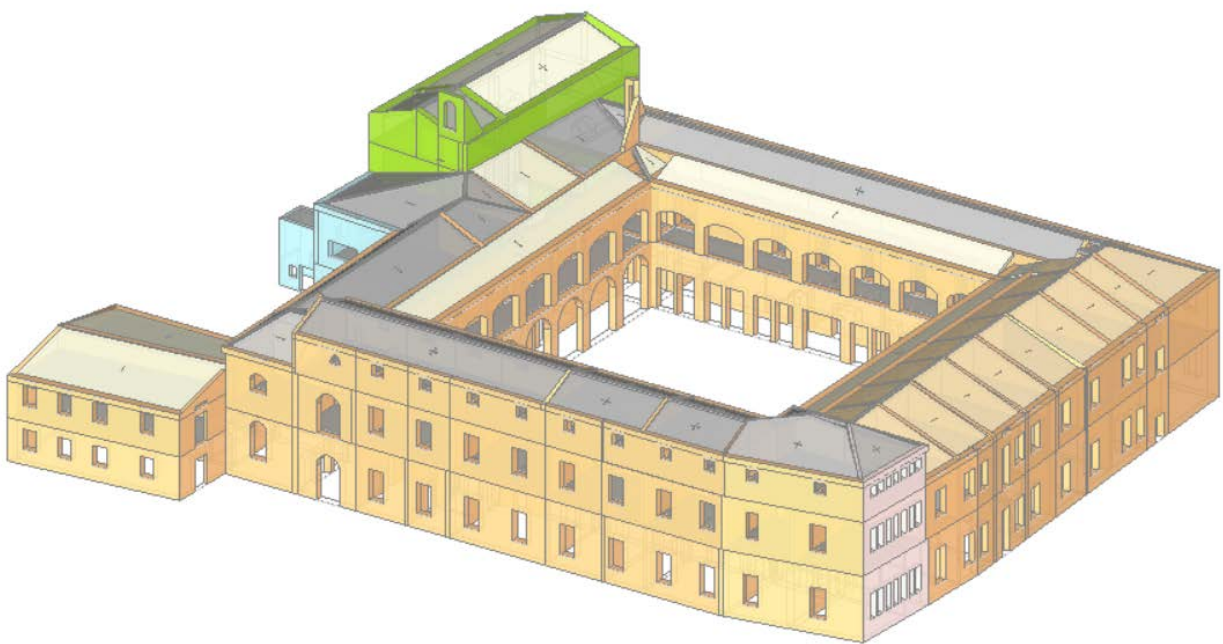
Il complesso mantiene quindi il ruolo di orfanotrofio e diviene scuola di infanzia e educando.

Nel 1920 l'orfanotrofio femminile venne trasformato in Scuola Normale Femminile e, in seguito, in Istituto Magistrale "Margherita di Savoia" fino al 1999.

In seguito diviene liceo artistico Pier Luigi Nervi e gestito dalla Provincia di Ravenna.

Come si vede dai disegni e dalle foto del primo novecento, il fabbricato non ha subito trasformazioni significative.

I due ordini di colonnati, al piano terra e primo sono stati chiusi da infissi. Il colonnato interno, lato via Guaccimanni, è stato modificato inserendo un pilastroino all'interno di ogni arco.

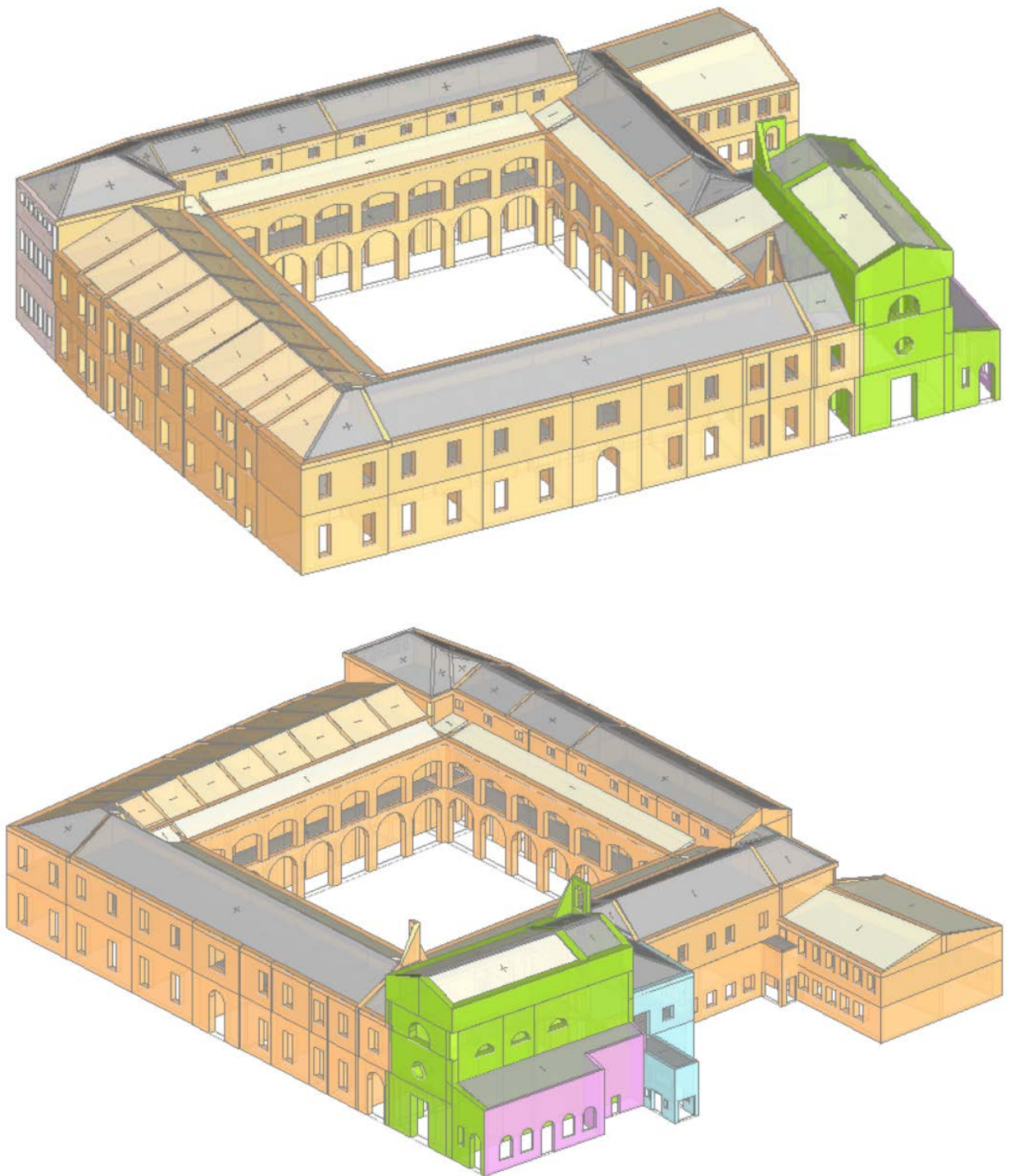


Negli anni ottanta sono stati rifatti tutti i solai e i coperti. Particolare cura è stata posta nella realizzazione di cordolature e connessioni per legare i solai ai setti murari. Queste attenzioni fanno sì che, contrariamente a quanto si trova in edifici simili, il capitolo dei cosiddetti meccanismi locali non risulta un fattore di rischio. Nel capitolo dedicato alle verifiche dei solai

si descriveranno meglio i dettagli.

### INDIVIDUAZIONE DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE E DELL'UNITA' STRUTTURALE

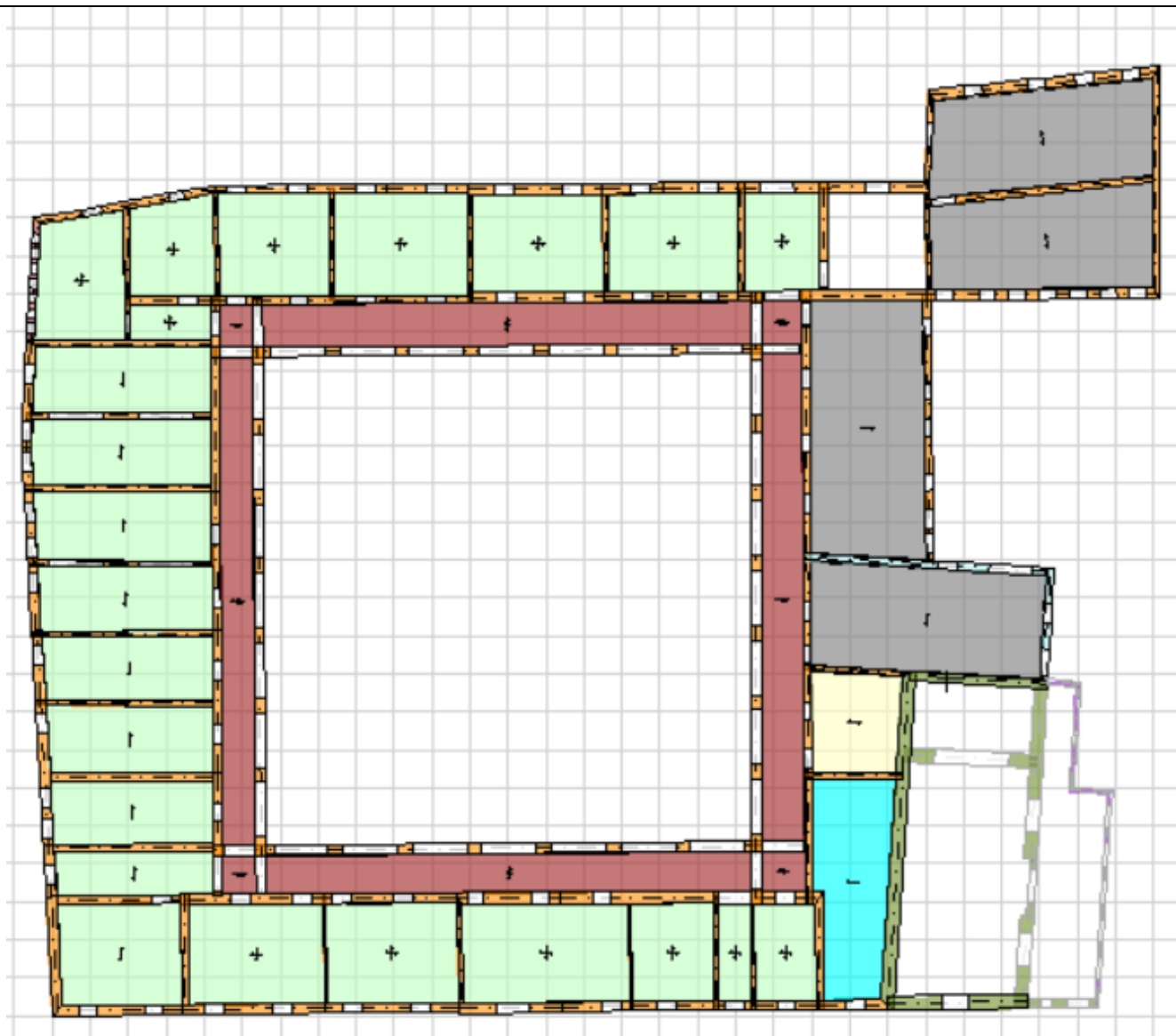
Il complesso risulta formato da un unico aggregato in cui le unità strutturali sono di difficile individuazione; esso si sviluppa in un piano terra, un piano primo, un piano e coperture.



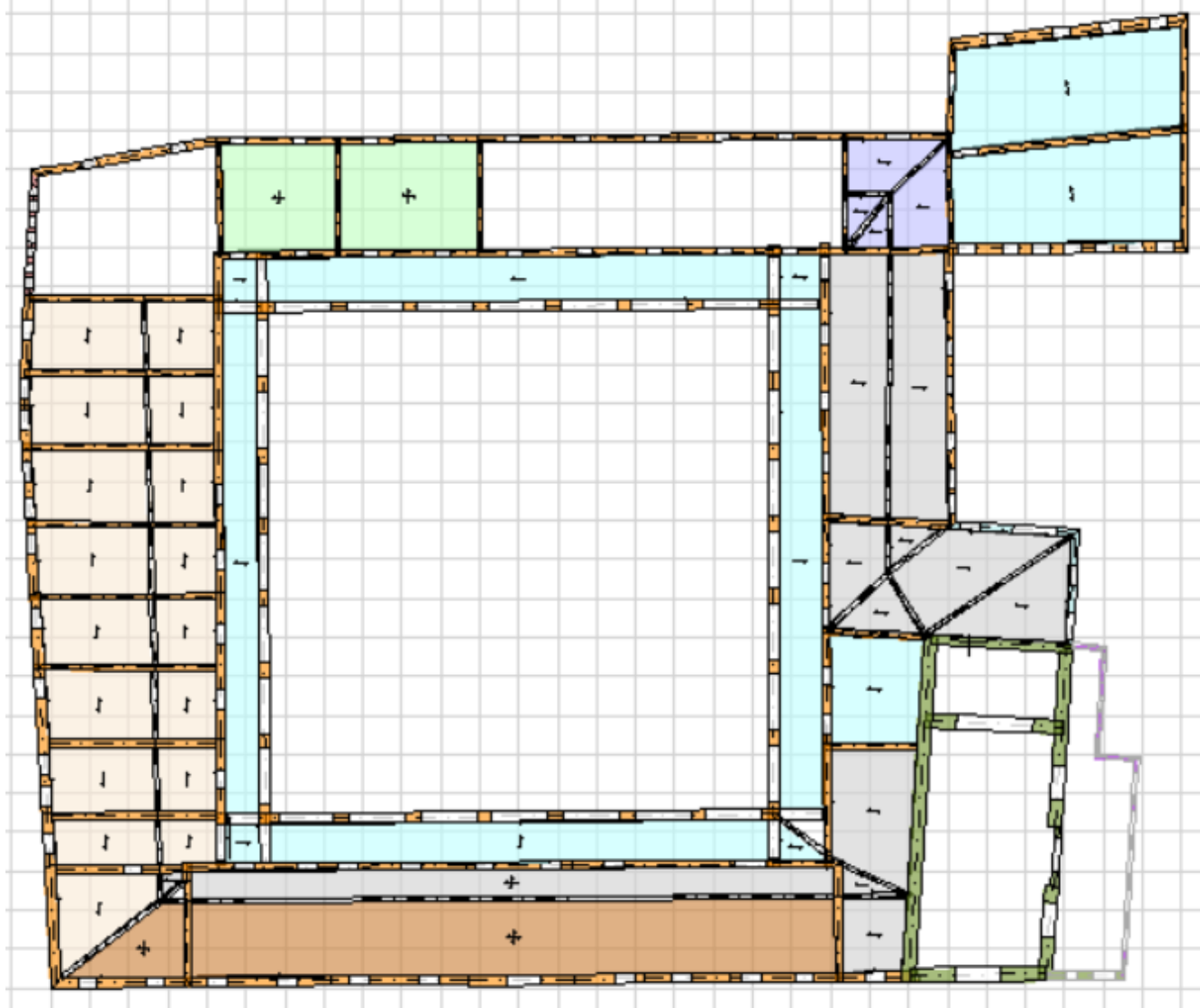
Nelle calcolazioni si è realizzato il modello complessivo differenziando il corpo principale costituito dal chiostro, il corpo della chiesa, il corpo di collegamento verso la palestra e il corpo sudovest.



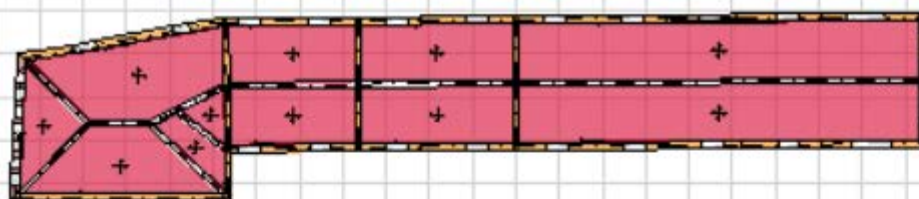
Muri piano terra con solai piano primo



muri piano primo solai sottotetto/secondo



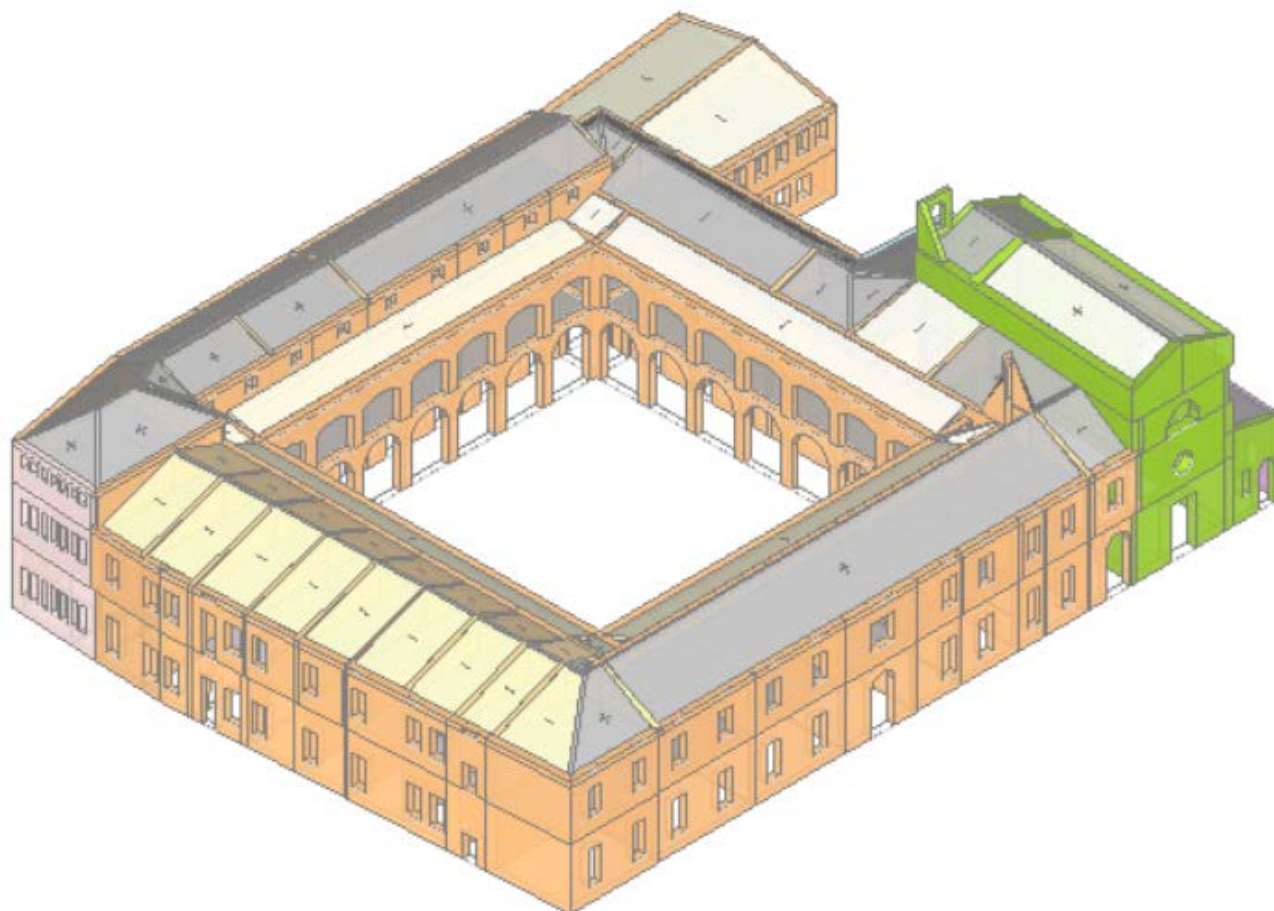
muri piano sottotetto/secondo solai coperto basso



Pianta coperture

## MODELLAZIONE

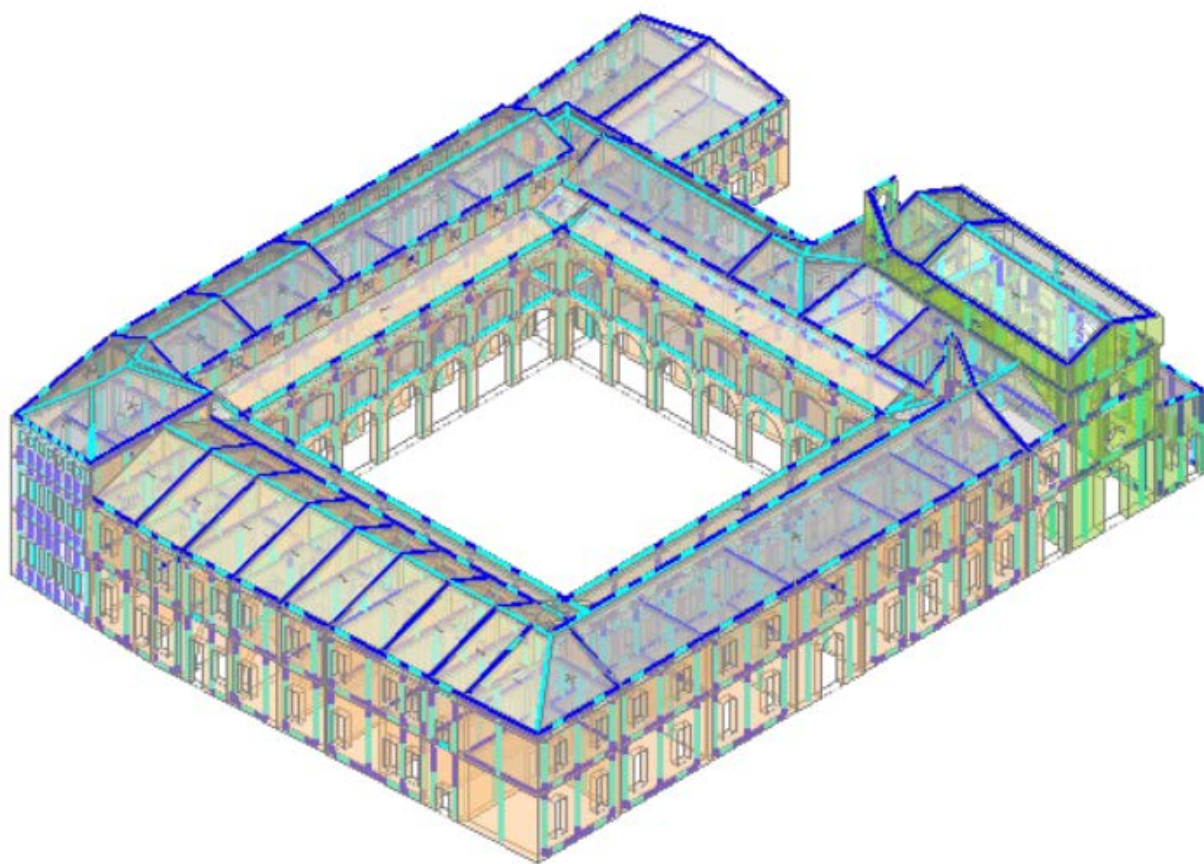
Partendo dalle varie piante sovrapposte si crea un primo modello geometrico tridimensionale

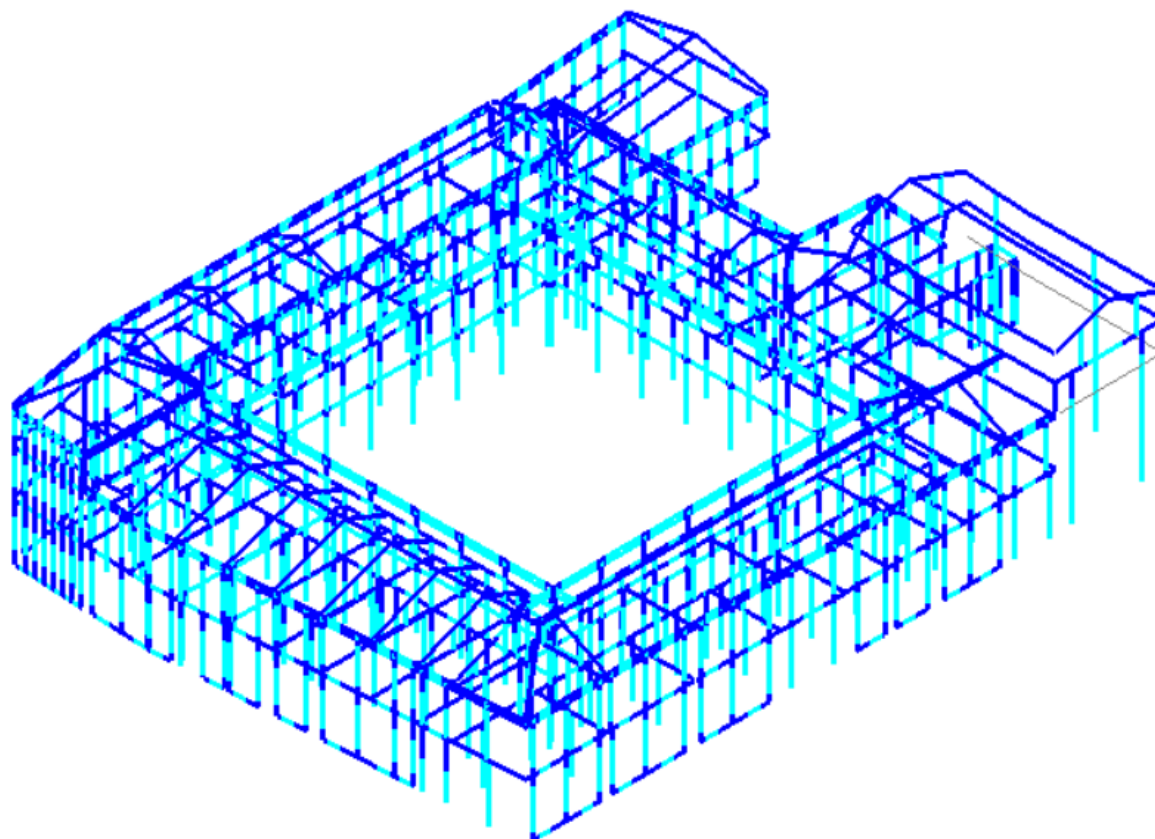


Modello completo

Una volta creato il primo modello geometrico tridimensionale, questo viene trasformato in un modello di calcolo.

Modello geometrico e modello di calcolo sovrapposti

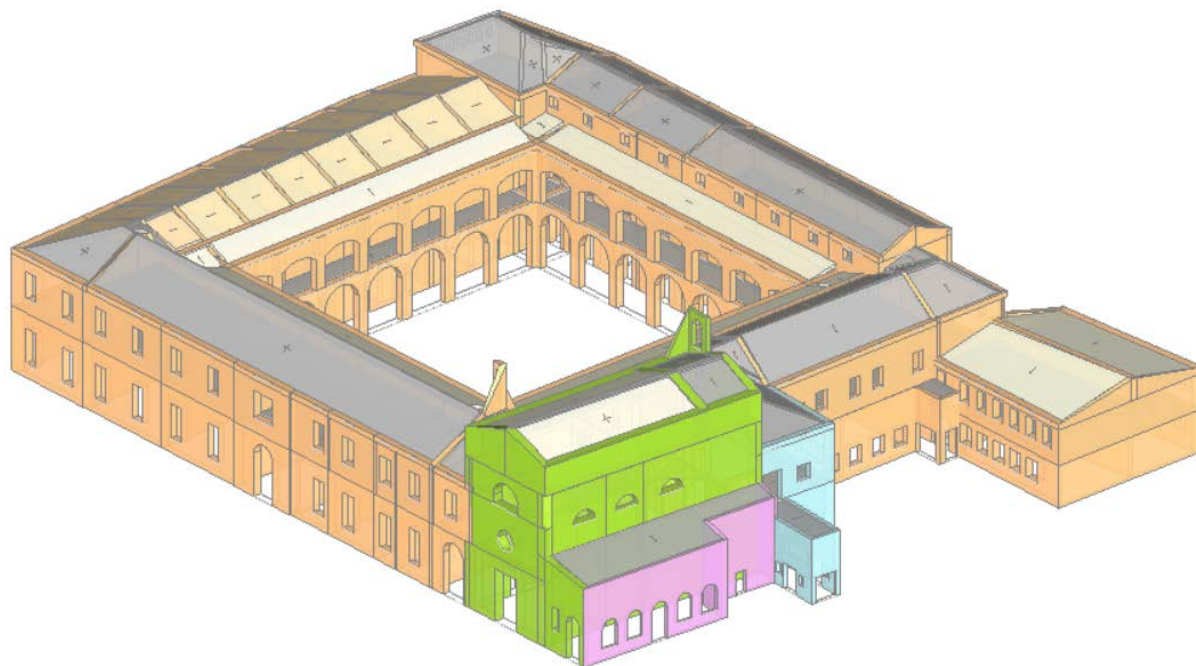




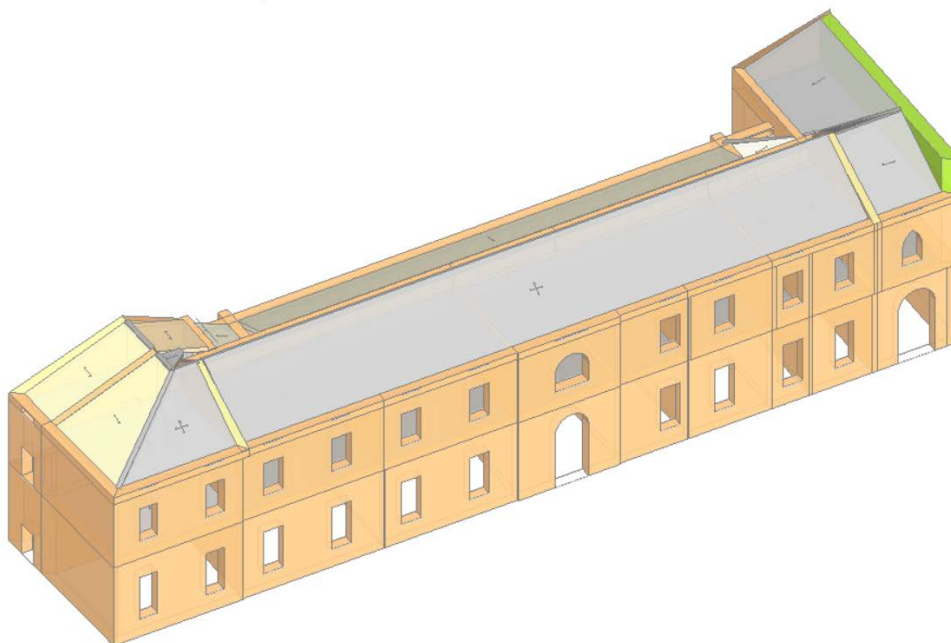
Modello di calcolo a "telaiο equivalente"

## MODELLAZIONE E ANALISI NUMERICHE

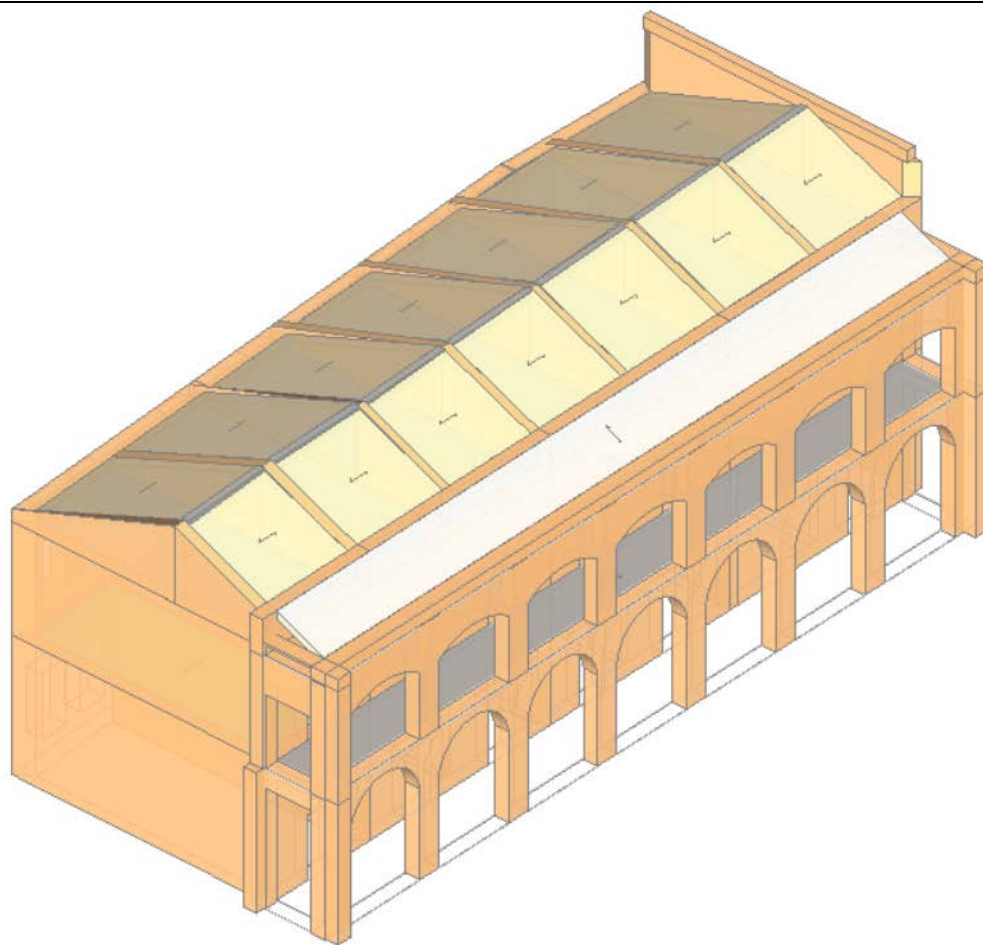
Come accennato precedentemente, sono state effettuate diverse modellazioni:



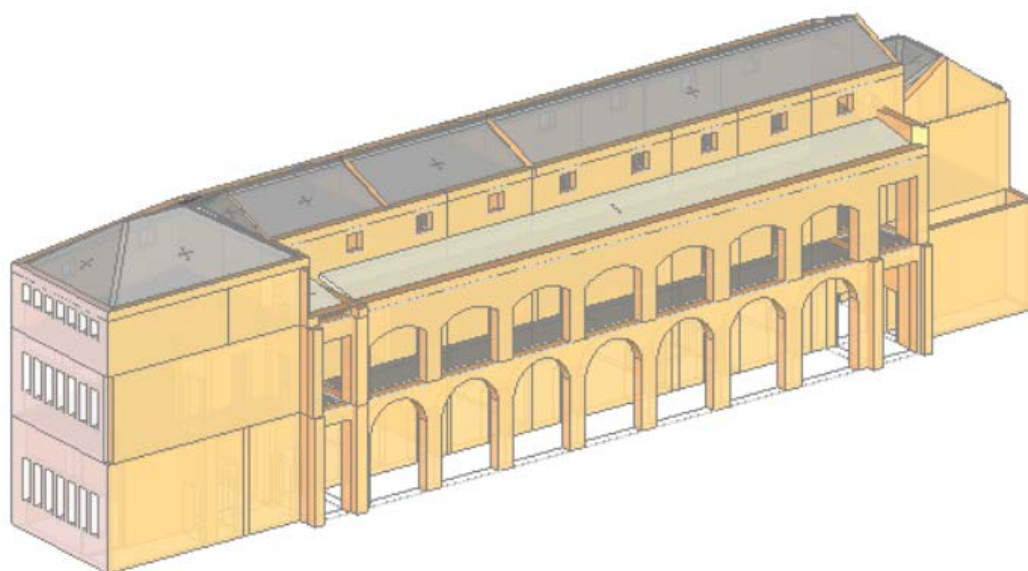
Modello completo



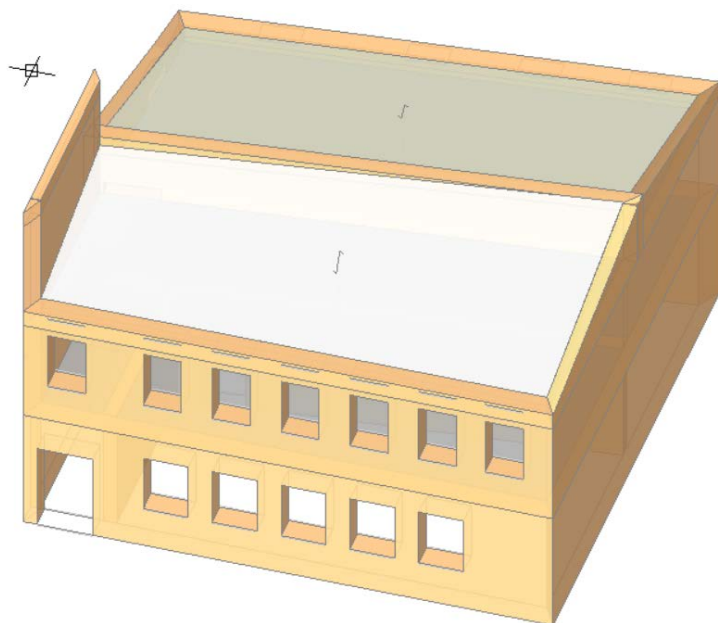
Modello lato Via Guaccimanni



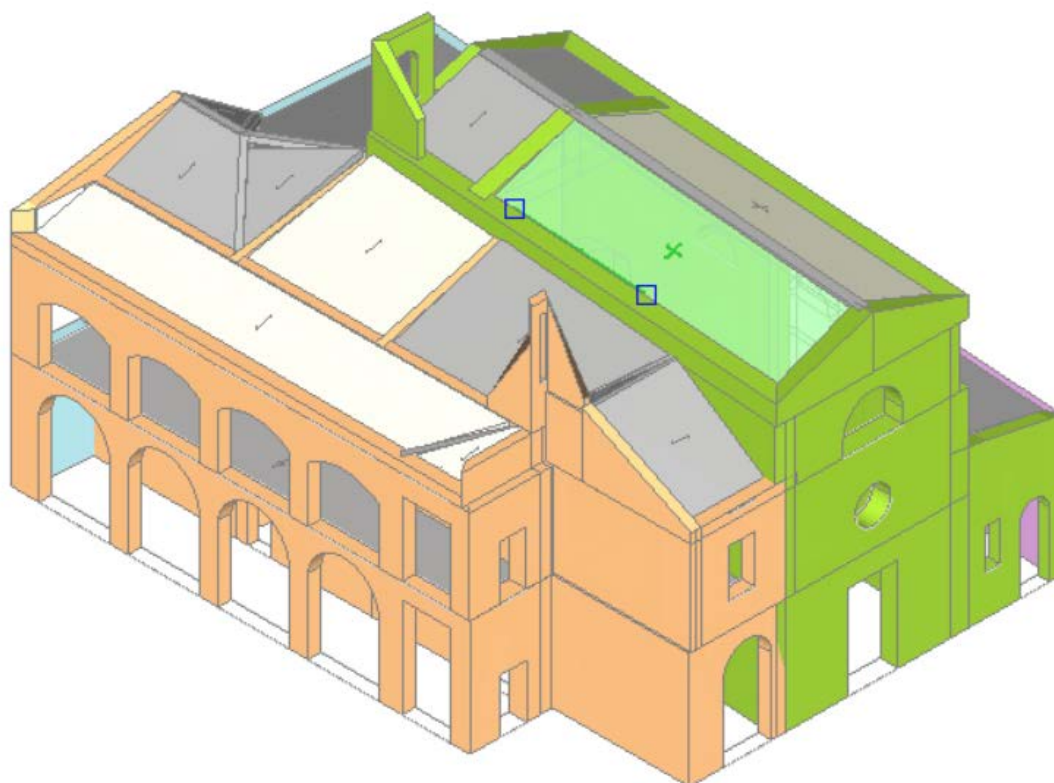
Modello lato Via Dente



Modello Via Tombesi dall'Ova



Modello porzione Ex Giardino d'infanzia



Modello porzione con chiesa Santa Maria delle Croci

Le analisi che si intende effettuare sono quelle previste dalla normativa vigente:

analisi statica non sismica;

con questa analisi si ha un primo importantissimo riscontro sulle eventuali carenze e criticità del fabbricato nei riguardi dei carichi verticali.

L'analisi prevede le classiche verifiche delle murature:

verifica a pressoflessione nel piano;

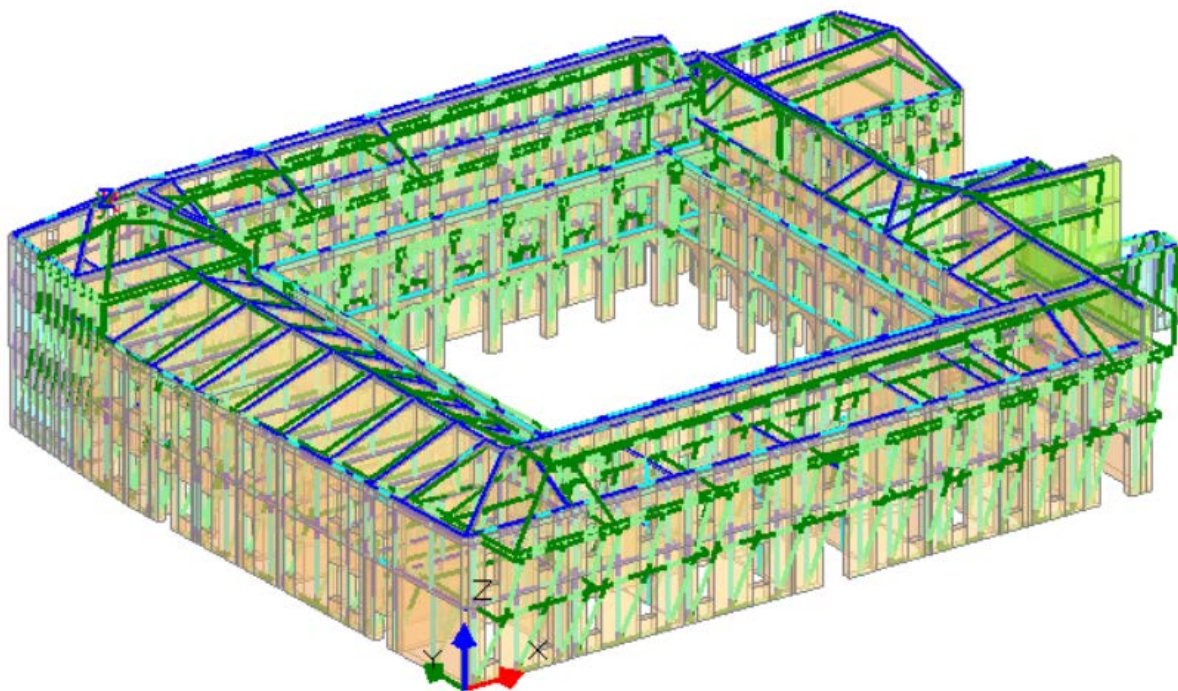
verifica a taglio;

verifica a pressoflessione fuori dal piano.

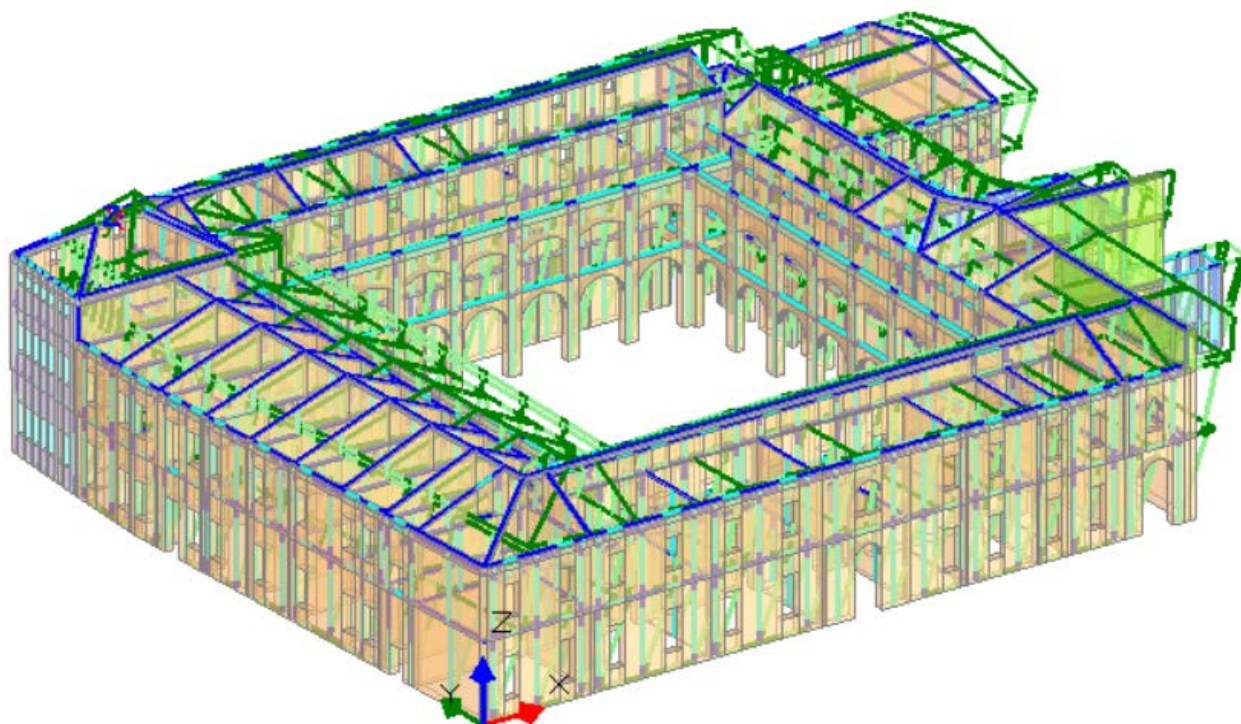
L'interpretazione dei risultati comporta una valutazione motivata di accettazione dei risultati.

Rientrano in questa analisi anche le verifiche di portata dei solai, per questi si rimanda allo specifico capitolo.

Analisi Modale;



primo modo di vibrare in direzione y-y



primo modo di vibrare in direzione x-x

Questa analisi è fondamentale per individuare i periodi propri, i modi di vibrare, le percentuali di massa eccitate e, attraverso le deformate modali, si coglie il comportamento sotto azione sismica

Analisi Lineare Dinamica;

Dell'analisi dinamica si utilizza, in particolar modo, la verifica a pressoflessione fuori dal piano che viene incrociata con i risultati dell'analisi non lineare ai fini di individuare gli indicatori di rischio.

Analisi non Lineare Statica di Push Over.

Questa analisi viene usualmente utilizzata per la definizione degli indicatori di rischio.

Accanto a queste analisi complesse, è possibile anche applicare le verifiche semplificate per edifici di pregio artistico. Si può cioè procedere ad una verifica generale semplificata di livello LV1 e poi considerare tutti i meccanismi locali.

Un'altra 'analisi possibile è quella prevista dalla normativa tecnica della regione Umbria.

Il confronto fra le varie analisi risulta non facile ma sempre utile.

Le analisi lineari fotografano la struttura indicando muro per muro gli elementi verificati o meno, esse hanno il limite di arrestarsi al primo setto murario non verificato.

L'analisi non lineare, da pochi anni introdotta nella normativa vigente (2003), essa dà una visualizzazione dell'evoluzione del comportamento della struttura fino al punto che precede il collasso. Si costruisce quindi un modello dove ad ogni incremento di azione orizzontale individua i muri che iniziano a danneggiarsi, a plasticizzare li trasforma in bielle senza più avere capacità di resistenza alle azioni orizzontali e prosegue gli incrementi fino a che si ha la perdita completa di resistenza.

Una volta effettuate queste analisi si passa al capitolo dei meccanismi di collasso.

In base ai risultati forniti dalle prove, che di seguito si andranno ad individuare, si potrà costruire in maniera più precisa il "modello cinematico".

## PARAMETRI DI CALCOLO

### ☐ Vita nominale, Classe d'uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita nominale (anni):  $V_N =$

Classe d'uso:

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni):  $V_R = V_N * C_U = 75$

(secondo §2.4.3 deve essere:  $V_R \geq 35$  anni, e quindi:  $V_N \geq 35 * C_U$ ;

per edifici monumentali è tuttavia possibile  $V_N \leq 50$  anni: Dir. 9.2.2011, §2.4)

Longitudine:  Latitudine:   
 Tipo di interpolazione: ☐ Media ponderata ([3] in §All. A) ☒ Superficie rigata [§CA]  
 Tab. 2, All. B:

**Reticolo intorno al sito**

**Pericolosità sismica di base**

T.R (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.048	2.453	0.260
50	0.059	2.486	0.280
72	0.070	2.469	0.280
101	0.082	2.472	0.282
140	0.097	2.485	0.281
201	0.113	2.540	0.281
475	0.162	2.553	0.280
975	0.213	2.500	0.285
2475	0.300	2.437	0.301

**Risposta sismica locale**

**Approccio semplificato secondo Normativa**

☒ Approccio rigoroso con Analisi RSL

Categoria di sottosuolo   
 Categoria topografica   
 Quota sito/Altezza rilievo  [0 ≤ (h/H) ≤ 1]  
 Amplificazione topografica  $S_T$   (§3.2.3.2.1:  $S_T = 1.000$ )

A questi parametri generali, si affiancano i risultati dell'analisi geologico-geotecnica eseguita, per la presente verifica, da parte del Geologo Dott. Gianpaolo Guarnieri.

In essa si desumono i parametri che risultano dallo studio della risposta sismica locale.

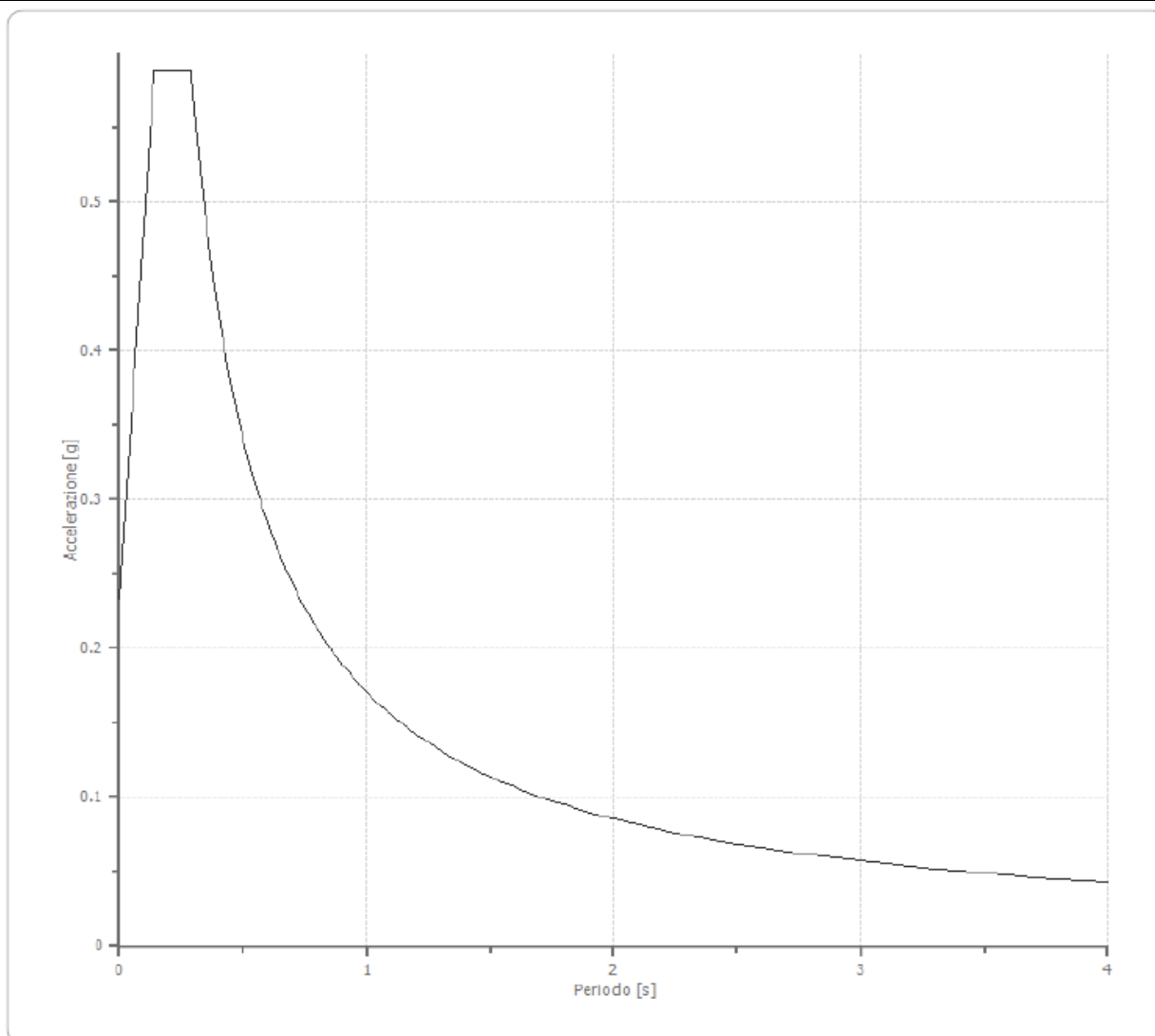


Fig. 5.8 -- spettro di risposta normalizzato

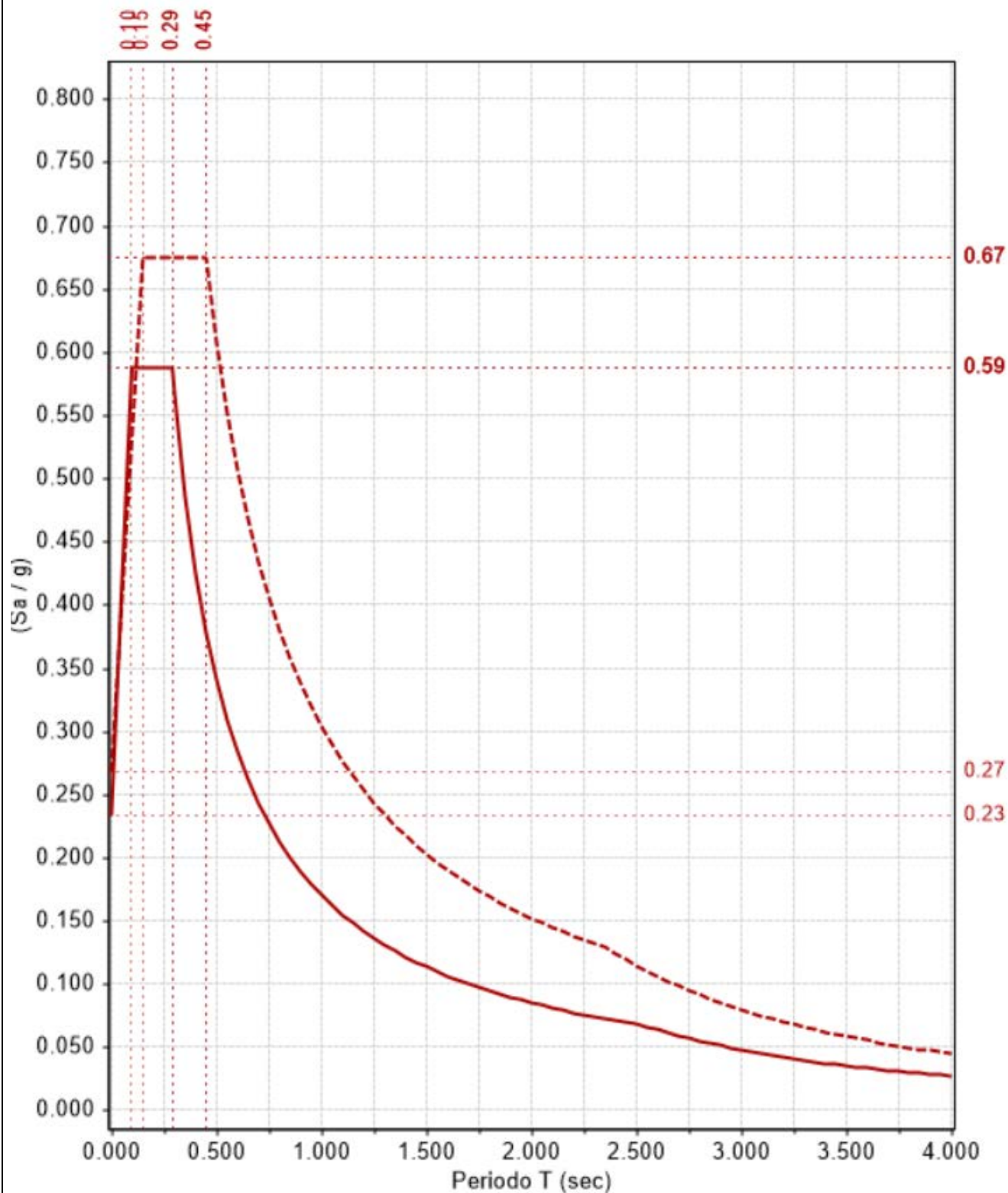
### Parametri spettro normalizzato

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.233	2.519	--	0.140	0.290	2.360	0.233	0.588	0.980

Che inseriti all'interno del programma di calcolo di verifica delle murature

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F,o	T,C (sec)	a,max (g)	F,v	T,C (sec)
712	0.233	2.519	0.290	0.187	1.472	0.150

Forniscono il diagramma dello spettro di normativa (tratteggiato) e lo spettro da risposta sismica locale (continuo)



▢ Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni):  $V_N =$

Probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (Tab. 3.2.I)  
 Tempo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Classe d'uso:

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni):  $V_R = V_N * C_U = 75$

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLO	81	45
SLD	63	75
SLV	10	712
SLC	5	1462

▢ Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

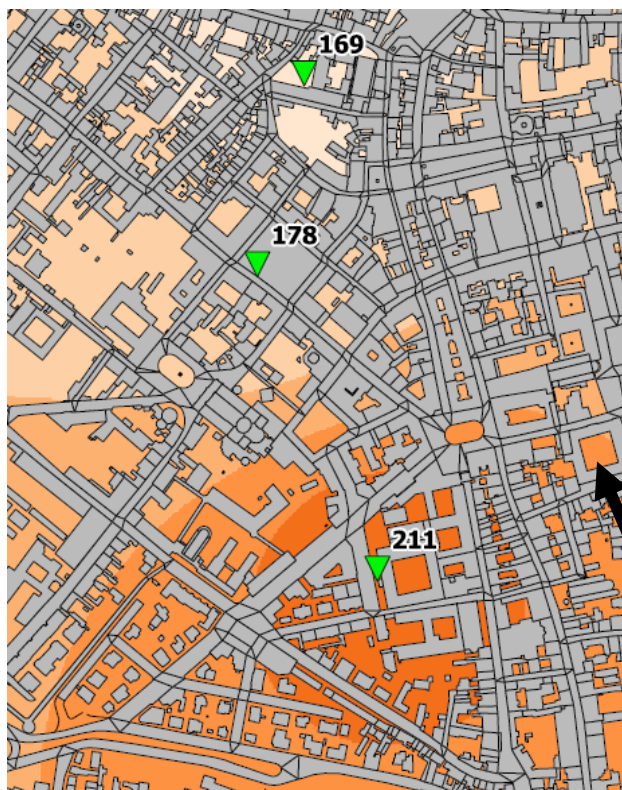
Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	45	0.057	1.500	1.500	2.479	0.148	0.443	1.828	0.057	1.000	0.799	0.050	0.150	1.000
SLD	75	0.071	1.500	1.500	2.469	0.149	0.447	1.884	0.071	1.000	0.888	0.050	0.150	1.000
SLV	712	0.189	1.414	1.414	2.523	0.150	0.451	2.356	0.189	1.000	1.481	0.050	0.150	1.000
SLC	1462	0.247	1.334	1.334	2.472	0.153	0.460	2.588	0.247	1.000	1.659	0.050	0.150	1.000

Approccio rigoroso con Analisi RSL:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale					Verticale				
		a,max (g)	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a,max (g)	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	45	0.075	2.475	0.095	0.285	1.898	0.056	0.794	0.050	0.150	1.000
SLD	75	0.093	2.465	0.096	0.287	1.971	0.070	0.883	0.050	0.150	1.000
SLV	712	0.233	2.519	0.097	0.290	2.532	0.187	1.472	0.050	0.150	1.000
SLC	1462	0.287	2.468	0.099	0.296	2.749	0.244	1.649	0.050	0.150	1.000

## TERRENO

Il tipo di terreno già genericamente individuato dagli elaborati grafici relativi alla microzonazione del capoluogo ravennate, studio fatto eseguire dal Comune di Ravenna.



Viene poi definito con precisione dalla già citata analisi geologico-geotecnica

unità litologica	profondità (m)		DESCRIZIONE	$Q_{cm}$	$\gamma_m$	$c_{um}$	$\phi_m$	$m_{vm}$
	da	a		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	°	cm <sup>2</sup> /kg
<b>T</b>	p.c.	1	Terreno rimaneggiato	26	1,66	-	-	0,01717
<b>A1</b>	0,6/1	2	Argille-argille limose con intercalazioni limo-sabbiose	5,7	1,65	0,3	-	0.03823
<b>A2</b>	2	3,5	Argille-argille limose	26	1,73	0,8	39*	0.02016
<b>A3</b>	3,5	7	Argille-argille limose con intercalazioni limo-sabbiose	27	1,70	0,8	34,8*	0.01714
<b>B</b>	7	10	Sabbie limose/limi sabbiosi	67.6	1,70	-	35,9	0.00976
<b>C</b>	10	15	Alternanze di limi sabbiosi sabbie limose, presenza di livelli coesivi isolati	52	1,69	0,9*	33,3	0.01175
<b>D</b>	15	20	sabbie limose/limi sabbiosi	108	1.76	-	35,5	0,00639

\*riferito ai soli livelli coesivi / attritivi

## Parametri muratura

### ☐ Tipo di edificio e Livello di Conoscenza

☒ Muratura Ordinaria

☐ Muratura Armata ☐ con Gerarchia delle Resistenze [§7.8.1.7]

### Edificio Nuovo o Esistente

☐ Nuovo ☐ con verifica di Robustezza [§3.1.1]

Esistente, con Livello di Conoscenza LC : ☐ LC1 (limitata) ☒ LC2 (adeguata) ☐ LC3 (accurata)

Fattore di Confidenza FC [§8.5.4, §C8A.1.A.4; §4.2 Dir. 9.2.2011] =  (secondo normativa: FC = 1.20)

### Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_M$  in Statica [§4.5.6.1] =  in Sismica [§7.8.1.1] =

☐ [§8.5.4] Coefficiente parziale di sicurezza per edifici esistenti  $\gamma_M \cdot FC$  : in Statica = 2.40, in Sismica = 2.40

### ☐ Comportamento muratura

#### Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]

☒ Stress-block, con:  $M_U = (I^2 t \sigma_0 / 2) \cdot [1 - (\sigma_0 / 0.85 f_d)]$  [§7.8.2.2.1]

☐ Parabola-rettangolo, con  $M_U$  da dominio di resistenza N-M  
 (sempre usato per sezioni di muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus)

Per modello parabolico - rettangolare ( $\epsilon_m$  = deformazione della muratura, in ‰) :

deformazione di inizio tratto plastico  $\epsilon_{m2}$  =  deformazione ultima  $\epsilon_{mu}$  =

#### Per murature esistenti: coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]

Per 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici applicati contemporaneamente :

☒ Sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro

☐ Amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

## LIVELLO DI CONOSCENZA

Con la Committenza si è convenuto di adottare come obiettivo il raggiungimento di un livello di conoscenza pari a LC2. Questo permette di utilizzare i parametri di calcolo:

si riportano alcuni passi della circolare 7/2019

**Tabella C8.5.1** -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione  $f$  può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

**Tabella C8.5.II** -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0.35}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

**Tabella C.8.5.III** -Valori del coefficiente  $\kappa$  suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura.

Metodo di prova	Parametro	$\kappa$
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	$\tau_0$	1
Prova di taglio diretto sul giunto	$f_{v0}$	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	$f_b, f_m, f_g$	2

(\*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurare direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di  $\tau$  almeno pari a 3.

(\*\*) Nel caso di muratura in blocchi di pietra squadriati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta (i costituenti), si possa stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k$  tramite i metodi descritti al § 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota:  $f_k$ , la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come  $f = 1,25 f_k$ .

Per gli edifici di pregio artistico la definizione del livello di conoscenza è stata modificata, rispetto alla Circ 617, dalla successiva Direttiva 09.02.2011. In questa direttiva emanata per il patrimonio culturale italiano, si ha una più circostanziata definizione del fattore di confidenza che deriva dal livello di conoscenza.

Esso viene definito come sommatoria di diversi fattori raccolti nella seguente tabella

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Nel caso specifico del complesso di via Nino Bixio si possono ipotizzare i seguenti valori di  $F_c$  a seconda delle prove che si eseguono:

Ipotesi 1

$$F_{C1} = 0.05;$$

$$F_{C2} = 0.06;$$

$$F_{C3} = 0.06;$$

$$F_{C4} = 0.03.$$

$$F_c = 1 + \sum F_{ck} = 1.20;$$

valore di  $F_c$  corrispondente a  $Lc2$ .

## CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Sono state eseguite diverse indagini da parte di laboratori ufficiali, sia semidistruttive, sia non distruttive. Tali indagini non sono state estese alla chiesa di S. Maria delle Croci poiché non di competenza provinciale. Per essa i parametri adottati sono, per estensione, gli stessi del resto del fabbricato.

**MURATURA** : muratura in mattoni pieni e malta di calce

Le prove con martinetto piatto doppio, effettuata sulla muratura esistente hanno fornito i seguenti risultati:

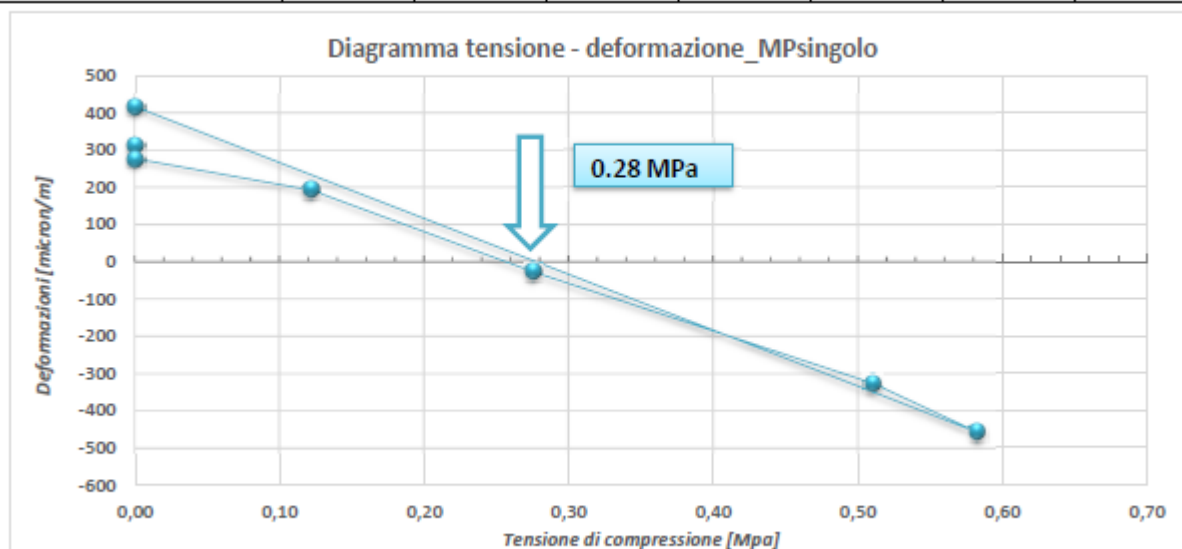
committente: Provincia di Ravenna  
 indirizzo: --  
 cantiere: Liceo Artistico Nervi  
 commessa: 2297 sub2  
 documento: 19 Rev.00 del: 21/01/2020  
 data prove: 30/12/2019



parte d'opera: muratura perimetrale  
 spessore muratura: 52 cm  
 tipologia muratura: MATTONI PIENI

tensione di lavoro misurata con martinetto singolo: **0,28 MPa**

ALLEGATO NUMERICO							
ID	1 MARTINETTO PIATTO SINGOLO - ASTM C 1196						
tensione di compressione	base deformometrica millesimale (lunghezza iniziale 250mm)						
[MPa]	εV1	εV2	εV3	εV4	εV5	εV6	ε media
[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]
0,00	--	--	--	312	--	--	312
0,00	--	--	--	276	--	--	276
0,12	--	--	--	192	--	--	192
0,28	--	--	--	-28	--	--	-28
0,51	--	--	--	-328	--	--	-328
0,58	--	--	--	-460	--	--	-460
0,00	--	--	--	416	--	--	416

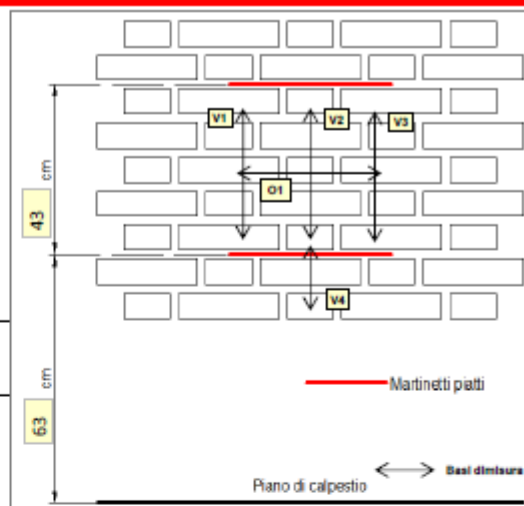


NOTE: troncatrice hilti - martinetti DRC - manometro AEP classe 1 100bar - deformometro MFG250



committente: Provincia di Ravenna  
indirizzo: --  
cantiere: Liceo Artistico Nervi  
commessa: 2297 sub2  
documento: 19 Rev.00 del 21/01/2020  
data prove: 30/12/2019

parte d'opera: muratura perimetrale  
spessore muratura: 52 cm  
tipologia muratura: MATTONI PIENI  
tensione di esercizio  
misurata con martinetto  
singolo: 0,28 MPa  
tensione di uscita dal campo  
elastico lineare: 1,50 MPa  
tensione di rottura: >1,78 MPa  
modulo Young verticale: 7346 MPa  
modulo di Poisson: 0,18 -  
modulo di elasticità  
tangenziale: 3126 MPa



La figura illustra schematicamente la disposizione e la codifica delle basi di misura rispetto ai martinetti piatti.  
La tipologia e la tessitura della muratura disegnata sono da considerarsi come puramente esemplificative.

#### ALLEGATO NUMERICO

##### ID 1

##### MARTINETTO PIATTO DOPPIO - ASTM C 1197

tensione di compressione [MPa]	base deformometrica millesimale (lunghezza iniziale 250mm)						Modulo Poisson -
	$\epsilon V1$ [micron/m]	$\epsilon V2$ [micron/m]	$\epsilon V3$ [micron/m]	$\epsilon V4$ [micron/m]	$\eta O1$ [micron/m]	$\eta O2$ [micron/m]	
0,00	0	0	0		0		
0,02	-20	-4	136		-4		
0,16	148	120	164		-12		0,10
0,32	248	184	284		8		
0,49	316	184	332		48		
0,65	396	272	328		120		
0,32	268	216	380		120		
0,00	28	20	160		16		
0,36	224	76	272		68		
0,65	360	220	328		48		
0,97	336	224	192		-56		0,25
1,22	604	296	184		-180		
0,61	148	52	-80		-212		
0,00	-196	-96	-176		-136		
0,72	96	68	-64		-212		
1,22	288	236	64		-280		
1,46	404	388	172		-424		
1,50	420	256	164		-608		
0,61	80	40	-160		-464		
0,00	-392	-324	-396		-248		
0,77	84	0	56		-480		
1,50	352	204	176		-644		
1,70	700	396	420		-856		
1,78	1012	352	200		-1132		
0,85	744	140	-16		-1012		
0,00	-16	-244	-328		-520		

committente: Provincia di Ravenna  
 indirizzo: --  
 cantiere: Liceo Artistico Nervi  
 commessa: 2297 sub2  
 documento: 19 Rev 0

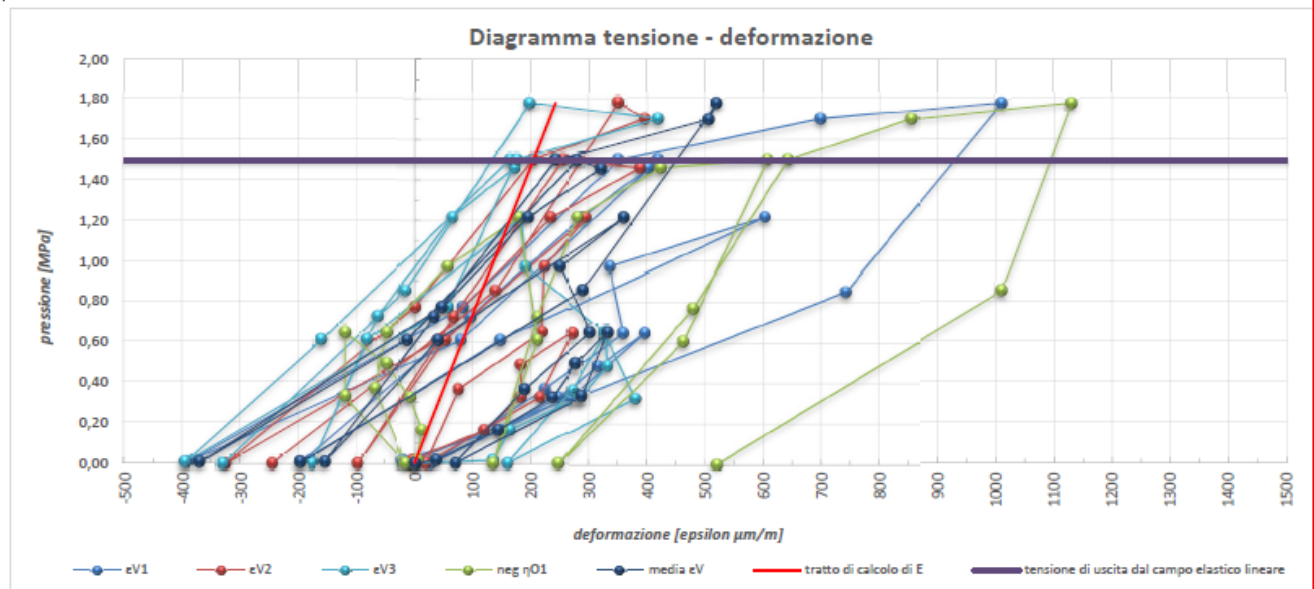
del 21/01/2020



ALLEGATO GRAFICO

ID 1

MARTINETTO PIATTO DOPPIO - ASTM C 1197



NOTE: troncatrice hilti - martinetti DRC - manometro AEP classe 1 100bar - deformometro MFG250

Riepilogo

PUNTO DI INDAGINE MP1

tensione di esercizio misurata con martinetto singolo:	0.28	MPa
tensione di uscita dal campo elastico lineare:	1.50	MPa
tensione di rottura:	>1.78	MPa
modulo Young verticale:	7346	MPa
modulo di Poisson:	0.18	-
modulo di elasticità tangenziale:	3126	MPa

## Tabella murature da normativa

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Confrontando la tipologia presente e uniformando le unità di misura si ritrova:

modulo E Young prova 7346 Mpa;

modulo E medio Young tabella 1600 MPa

Il valore misurato in prova risulta molto elevato, anche superiore alla muratura di mattoni semipieni. A favore di sicurezza si considera comunque valori medi del modulo elastico e di resistenza

<b>Generale</b>	
Nome	<b>Muratura esistente</b>
Riferimento	<b>NTC 2018, Tab. C8.5.1</b>
Tipologia	<b>Mattoni pieni e malta di calce</b>
Condizioni	<b>Standard</b>
Fattore di Confidenza	<b>1.20</b>
<b>Moduli elastici</b>	
Valori	<b>Medi</b>
E	<b>1500</b>
G	<b>500</b>
<b>Resistenze</b>	
Valori	<b>Medi</b>
$f_m$	<b>3.450</b>
$f_{tm}$	<b>0.345</b>
$f_{hm}$	<b>1.725</b>
$\tau_0$	<b>0.090</b>
$f_{vm0}$	<b>0.200</b>

## ACCIAIO PROFILATI

FE 360 B;

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2.$$

dai certificati richiamati nei collaudi statici.

## ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Fe b 38 k

$$f_{yk} = 375 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_u = 450 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{amm} = 215.$$

Fe b 44 k controllato

$$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_u = 540 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{amm} = 255.$$

Calcestruzzo solai e altri getti in stabilimento

R'bk 300 kg/cm<sup>2</sup>, C 25-30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2;$$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2;$$

Calcestruzzo getti in opera

R'bk 250 kg/cm<sup>2</sup>, C 20-25

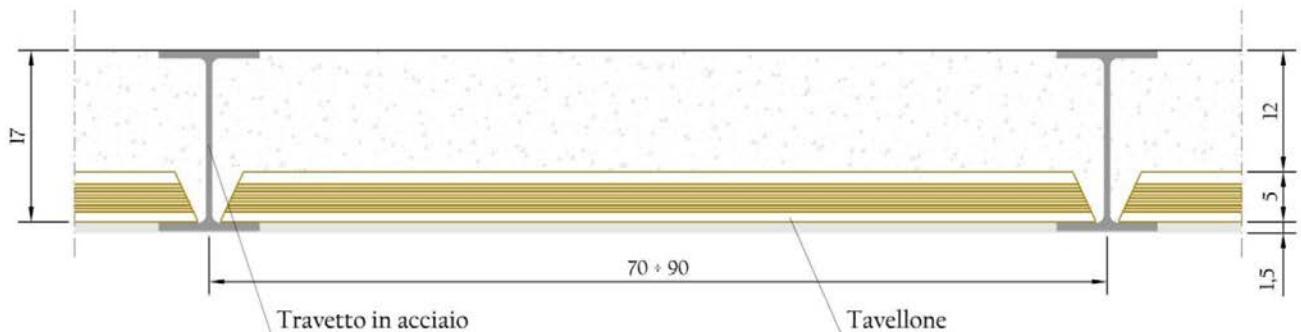
$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2;$$

$$R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2;$$

## VERIFICHE STATICHE SOLAI DEL PIANO PRIMO

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi dei solai e dei coperti che si ritengono più significativi.

### SOLAIO TIPO 1 DEL PIANO PRIMO



Disegno n° 1 - Schematizzazione della tipologia di solaio n°1 realizzata con tavelloni di alleggerimento.

Luce di calcolo = 4.30 m

Solaio misto in putrelle e soletta = 17 cm

Interasse travetti = 0.70/0.90 m

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio	$g_1 =$	3.50	KN/mq
Pavimento	$g_{12} =$	0.50	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.30	KN/mq
Totale	$g =$	4.30	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	3.00	KN/mq.

$$M_{ED} = (4.30 \times 1.3 + 3.00 \times 1.5) \times 0.7 \times 4.3^2 / 8 = 16.3 \text{ KNm.}$$

La verifica viene eseguita considerando una sezione di cemento armato 70x17 armato con all'intradosso un'area di acciaio pari all'ala inferiore della lpe 160 :  $82 \times 7.4 = 606.8 \text{ mm}^2$  e all'estradosso un'area equivalente.

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	17

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.06	1
2	6.06	17

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
S235 C20/25  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 204.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11.33  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.022 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8.5  
σ<sub>s,adm</sub> 160 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.5333  
τ<sub>c1</sub> 1.686

M<sub>xRd</sub> 20.19 kN m  
σ<sub>c</sub> -11.33 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 204.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 48.9 ‰  
d 17 cm  
x 1.136 x/d 0.0668  
δ 0.7

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

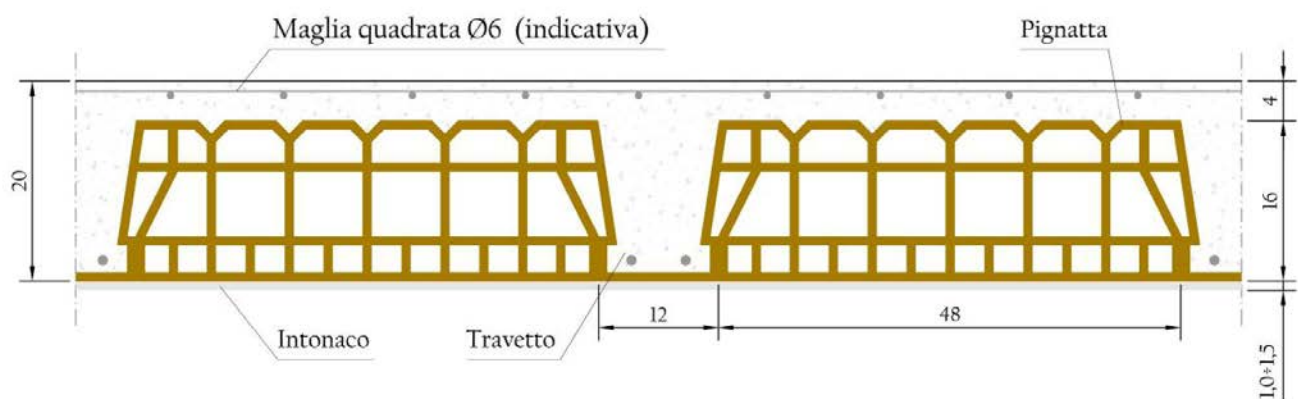
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il solaio realizzato con questa tipologia ha sufficiente portata fino a:

$$l = \sqrt{(20.19 \times 1 / (4.30 \times 1.3 + 3.00 \times 1.5) \times 0.7 / 8)} = 4.78 \text{ ml.}$$

## SOLAIO 2 DEL PIANO PRIMO



Il solaio 2 del piano primo è di recentissimo rifacimento, è legato ai lavori di realizzazione della scala di sicurezza i cui lavori sono terminati poco prima del passaggio da comune a provincia.

### SOLAIO TIPO 3 DEL PIANO PRIMO

Luce di calcolo = 6.70 m

Solaio laterocemento in opera h. 20+4 = 24 cm

Interasse travetti = 0.40 m

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.60	KN/mq
Pavimento	$g_{12} =$	0.15	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.30	KN/mq
Totale	$g =$	3.60	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	3.00	KN/mq.

$$M_{ED} = (3.60 \times 1.3 + 3.00 \times 1.5) \times 0.4 \times 6.7^2 / 8 = 20.6 \text{ KNm.}$$

**Titolo :**

N° strati barre  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	4
2	12	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.08	22

**Tipo Sezione**

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☒ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**FeB38k** **C25/30**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   N/mm²

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm²

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**

☐ Precompresso

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

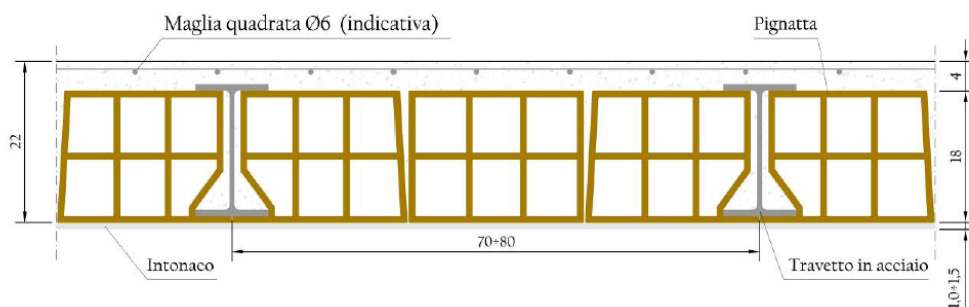
$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d   $\delta$

$$C_R = 20.6/21.18 = 0.97.$$

# SOLAIO TIPO 4 DEL PIANO PRIMO



Luce di calcolo = 6.40 m

Solaio misto in putrelle Ipe 180 per cui 18+4 e soletta = 22 cm

Interasse travetti = 0.70/0.80 m

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.50	KN/mq
Pavimento	$g_{12} =$	0.50	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.30	KN/mq
Totale	$g =$	3.30	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	3.00	KN/mq.

$$M_{ED} = (3.30 \times 1.3 + 3.00 \times 1.5) \times 0.7 \times 6.4^2 / 8 = 31.5 \text{ KNm.}$$

La verifica viene eseguita considerando la sola sezione di acciaio.

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ W<sub>y</sub> ☐ l<sub>y</sub> ☐ g

Acciaio S235 (Fe360)  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) 235  $f_u$  360

Lunghezze di libera inflessione (m)  $l_{0y}$  0  $l_{0z}$  0

$N_{sd}$  [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 80	6.0	80	46	3.80	5.20	5.00
IPE 100	8.1	100	55	4.10	5.70	7.00
IPE 120	10.4	120	64	4.40	6.30	7.00
IPE 140	12.9	140	73	4.70	6.90	7.00
IPE 160	15.8	160	82	5.00	7.40	9.00
IPE 180	18.8	180	91	5.30	8.00	9.00
IPE 200	22.4	200	100	5.60	8.60	12.00

Plotta

Classe Sezione

Compressione 1

Flessione My 1

Flessione Mz 1

Presso-Flessione 1

Verifiche

Presso Flessione

Svergolamento

IPE 180

$N_{by,Rd}$  [kN] 536.0

$N_{bz,Rd}$  [kN] 536.0

$V_{pl,Rd}$  [kN] 145.4

$M_{cy,Rd}$  [kNm] 37.24

$M_{cz,Rd}$  [kNm] 7.744

$V_{plz,Rd}$  [kN] 188.1

g (Kg/m): 18.8

h (mm): 180

b (mm): 91

tw (mm): 5.3

tf (mm): 8

r1 (mm): 9

r2 (mm): 0

A (cm<sup>2</sup>): 23.95

$I_y$  (cm<sup>4</sup>): 1,317

$I_z$  (cm<sup>4</sup>): 100.9

$I_T$  (cm<sup>4</sup>): 4.79

$W_y$  (cm<sup>3</sup>): 146.3

$W_z$  (cm<sup>3</sup>): 22.16

$W_{pl,y}$  (cm<sup>3</sup>): 166.4

$W_{pl,z}$  (cm<sup>3</sup>): 34.6

$$C_R = 31.5/37.24 = 0.85 < 1.$$

## VOLTE DEL CHIOSTRO DEL PIANO PRIMO

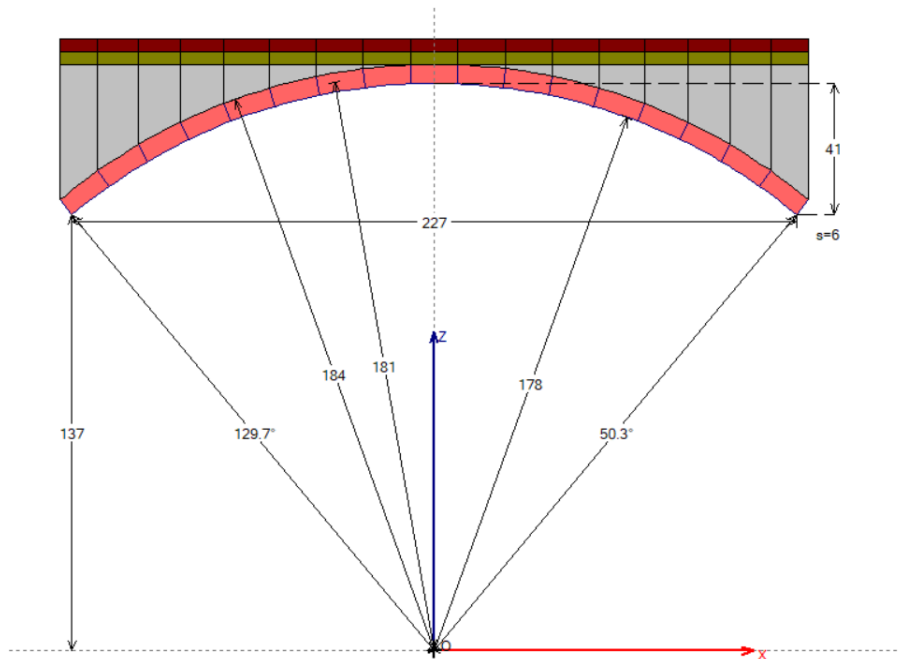
Si verificano le volte del chiostro. A favore di sicurezza si trascura la presenza della cappa estradossale e si considera solo la muratura in foglio.

Oltre ai carichi permanenti si applica un sovraccarico di 3 KN/mq.

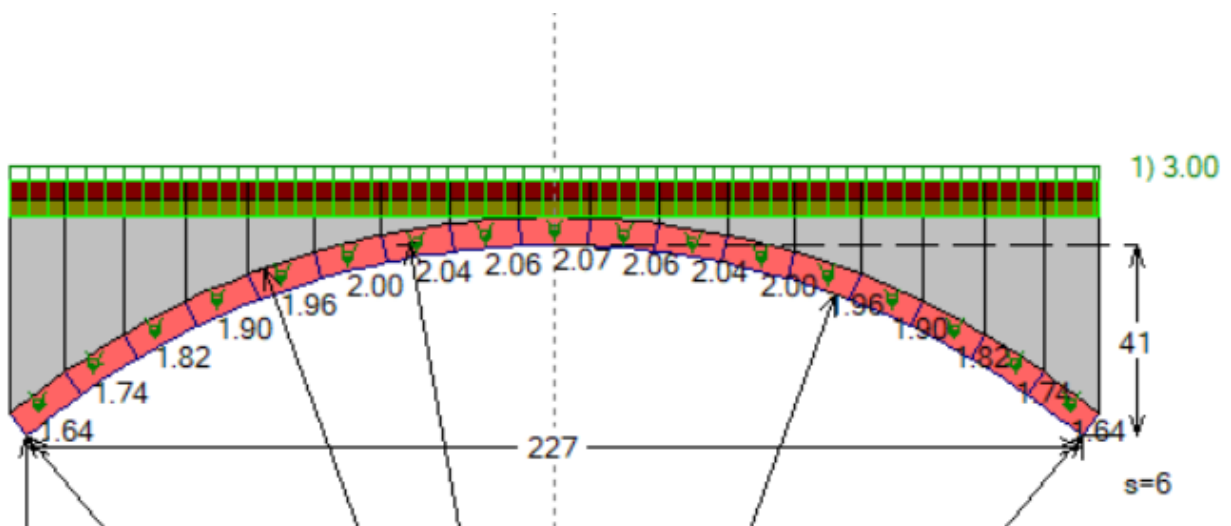
Si considerano due combinazioni di carico statiche:

cc<sub>1</sub>: 1.3 x permanenti + 0 x variabili;

cc<sub>2</sub>: 1.3 x permanenti + 1.5 x variabili;



## Geometria



## Carichi

### RISULTATI ANALISI

**ARCO n. 1**

**- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (2)**

**Verifica Soddisfatta**

**Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta**

**Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta**

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti  $\varphi$ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ( $|T| / N$ , Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto:  $f, d = \tan \varphi$ ]

**Verifica a Compressione della muratura NON Eseguita**

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto  $f, md$ ]

Resistenze di progetto [ $\gamma_M = 3.00$ ,  $FC = 1.20$ ]:

$f, md = f, m / \gamma_M / FC = 1.246 \text{ N/mm}^2$ ;  $f, d = 0.40$  ( $\varphi = 21.8^\circ$ )

**Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita**

**- Sforzi nelle Interfacce dei Conci**

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Dist.In. (cm)	Dist.Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm <sup>2</sup> )
1	64.23	102.02	-0.74	166.25	2.3	-0.7	0.3	1.013
2	60.43	97.13	-2.76	157.58	2.3	-0.7	1.0	0.970
3	61.37	88.53	-3.78	149.94	2.5	-0.5	1.4	0.838
4	64.95	78.39	-4.06	143.40	2.7	-0.3	1.6	0.665
5	69.67	68.29	-3.81	138.01	3.0	0.0	1.6	0.515
6	74.41	59.31	-3.22	133.76	3.3	0.3	1.4	0.649
7	78.45	52.15	-2.41	130.62	3.6	0.6	1.1	0.759
8	81.34	47.20	-1.48	128.55	3.8	0.8	0.7	0.837
9	82.85	44.68	-0.50	127.53	3.9	0.9	0.2	0.877
10	82.85	44.68	0.50	127.53	3.9	0.9	0.2	0.877
11	81.34	47.20	1.48	128.55	3.8	0.8	0.7	0.837
12	78.45	52.15	2.41	130.62	3.6	0.6	1.1	0.759
13	74.41	59.31	3.22	133.76	3.3	0.3	1.4	0.649
14	69.67	68.29	3.81	138.01	3.0	0.0	1.6	0.515
15	64.95	78.39	4.06	143.40	2.7	-0.3	1.6	0.665
16	61.37	88.53	3.78	149.94	2.5	-0.5	1.4	0.838
17	60.43	97.13	2.76	157.58	2.3	-0.7	1.0	0.970
18	64.23	102.02	0.74	166.25	2.3	-0.7	0.3	1.013

**- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)**

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	127.40	106.82	40.0
Destra	127.40	106.82	40.0

**ARCO n. 1**

**- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (2)**

**Verifica Soddisfatta**

**Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta**

**Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta**

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti  $\varphi$ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ( $|T| / N$ , Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto:  $f, d = \tan \varphi$ ]

**Verifica a Compressione della muratura NON Eseguita**

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto  $f, md$ ]

Resistenze di progetto [ $\gamma_M = 3.00$ ,  $FC = 1.20$ ]:

$f, md = f, m / \gamma_M / FC = 1.246 \text{ N/mm}^2$ ;  $f, d = 0.40$  ( $\varphi = 21.8^\circ$ )

**Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita**

**- Sforzi nelle Interfacce dei Conci**


N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Dist.In.	Dist.Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.
----	-----------	-----------	--------	---------	----------	-----------	-----------	-----------

		(kN)			(cm)		(°)	(N/mm <sup>2</sup> )
1	82.47	123.75	0.90	206.23	2.4	-0.6	0.2	1.196
2	74.80	121.32	-2.37	196.13	2.3	-0.7	0.7	1.216
3	74.53	112.51	-4.29	187.08	2.4	-0.6	1.3	1.090
4	78.79	100.34	-5.13	179.21	2.6	-0.4	1.6	0.883
5	85.31	87.21	-5.13	172.60	3.0	0.0	1.7	0.646
6	92.35	74.89	-4.53	167.30	3.3	0.3	1.6	0.796
7	98.61	64.67	-3.51	163.32	3.6	0.6	1.2	0.960
8	103.24	57.42	-2.21	160.67	3.9	0.9	0.8	1.080
9	105.69	53.66	-0.75	159.35	4.0	1.0	0.3	1.143
10	105.69	53.66	0.75	159.35	4.0	1.0	0.3	1.143
11	103.24	57.42	2.21	160.67	3.9	0.9	0.8	1.080
12	98.61	64.67	3.51	163.32	3.6	0.6	1.2	0.960
13	92.35	74.89	4.53	167.30	3.3	0.3	1.6	0.796
14	85.31	87.21	5.13	172.60	3.0	0.0	1.7	0.646
15	78.79	100.34	5.13	179.21	2.6	-0.4	1.6	0.883
16	74.53	112.51	4.29	187.08	2.4	-0.6	1.3	1.090
17	74.80	121.32	2.37	196.13	2.3	-0.7	0.7	1.216
18	82.47	123.75	-0.90	206.23	2.4	-0.6	0.2	1.196

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	159.19	131.10	39.5
Destra	159.19	131.10	39.5

Analisi sismica


**ANALISI SISMICA**

Moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale:

**+X= 0.474, -X= 0.474**

Volta: +X= 0.474, -X= 0.474

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	<b>0.474</b>	<b>0.474</b>				
Attrito (Taglio nei giunti)	<b>0.474</b>	<b>0.474</b>				
Compressione della muratura	<b>0.474</b>	<b>0.474</b>				
Trazione dei rinforzi						

**Verifica per SLV :**

domanda: **PGA,DLV = 0.267 g** TR,DLV = 712 anni

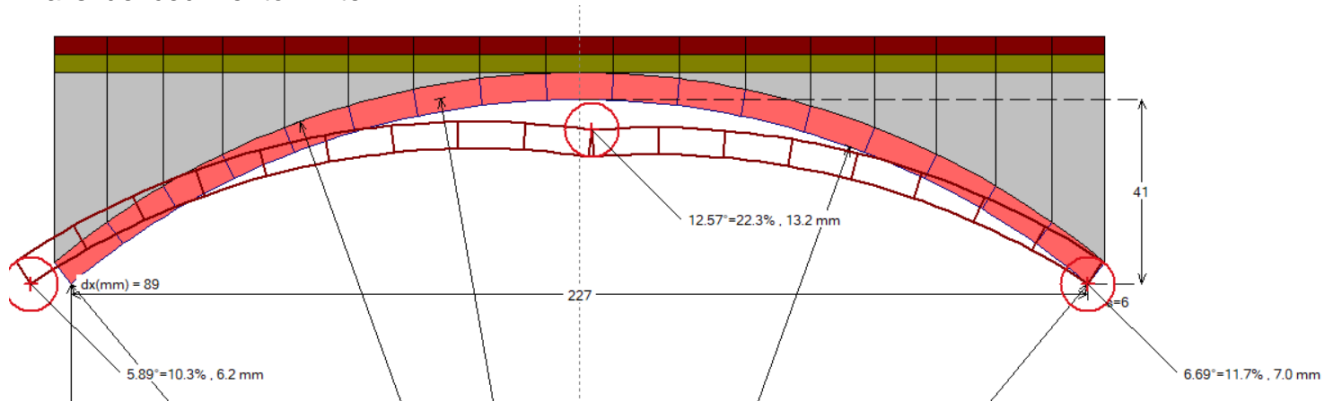
**Verifica Soddisfatta**

Indicatori di Rischio Sismico

$\zeta, E :$

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV target = 0.800	TR,CLV / TR,DLV
+ X	0.378	>=2475	1.414	3.476
- X	0.378	>=2475	1.414	3.476
<b>Minimo</b>	<b>0.378</b>	<b>&gt;=2475</b>	<b>1.414</b>	<b>3.476</b>

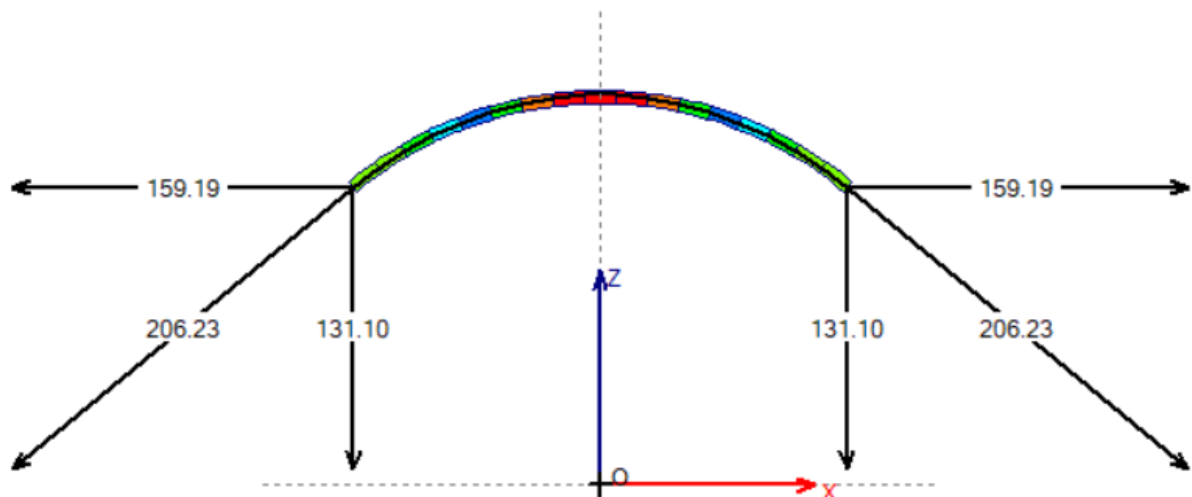
## Analisi del cedimento limite



### Note

Le volte del chiostro hanno una forma geometrica a sesto ribassato., questa forma geometrica risulta molto resistente e consente alla curva delle pressioni di rimanere sempre all'interno della sezione di muratura. Anche senza la cappa estradossale, che risulta presente, la volta è verificata sia nell'analisi statica, sia in quella sismica.

L'analisi del cedimento limite trova la volta stabile fino a movimenti di entità ragguardevole.



Sforzi sulle catene  $N_{ED} = 160 \text{ Kn}$ .



## VERIFICHE STATICHE SOLAI DEL SOTTOTETTO

I solai del piano sottotetto sono stati tutti oggetto o di rifacimento o di consolidamento. Di seguito si riportano le verifiche aggiornate al metodo degli stati limite. I lavori sono stati effettuati a metà degli anni ottanta, essi sono stati realizzati con grande perizia e dettagli di connessione tra solai e pareti che per l'epoca si possono considerare all'avanguardia.

### SOLAIO DEL SOTTOTETTO SU VIA MARCO DENTE

Il solaio era un semplice soffitto in travi Varese e tabelle ordito parallelamente alla facciata. Esso è stato consolidato e trasformato con un sistema di sospensione. Gli spaccatelli sono stati riempiti di isocal fino al filo estradossale dei travetti Varese. I travetti Varese sono stati appesi a due travi ortogonali fatto con coppie di Upn 100 da cui scendono piastre di sospensione rette da coppie di pendini  $\phi 14$ . Le travi upn si appoggiano su 4 travi principali Hea 160 ordinate nello stesso verso dei travetti Varese e ad essi intercalati.

Le teste delle travi Upn accoppiate hanno, in ogni testata, delle barre saldate che si legano ai cordoli di facciata



Riempimento in isocal

### VERIFICA SOLETTA

Luce di calcolo = 1.0 m

Soletta 4 cm armata con  $1\phi 6/25$

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio  $g = 1.00 \text{ KN/mq}$

Variabili  $q_1 = 1.00 \text{ KN/mq.}$

$M_{ED} = (1.00 \times 1.3 + 1.00 \times 1.5) 1^2 / 8 = 0.35 \text{ KNm.}$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° strati barre** 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	4

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.13	2

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

**N**  $N_{Ed}$  0 kN  
**M**  $M_{Ed}$  0 kNm  
**M**  $M_{Ed}$  0 kNm

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB38k** **C20/25**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  11.33 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  215 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  1.686 N/mm²

**M**  $M_{Rd}$  0.6753 kN m  
 $\sigma_c$  -11.33 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  13.96 ‰  
d 2 cm  
x 0.401 x/d 0.2005  
 $\xi$  0.7

**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**  
**L<sub>0</sub>** 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso



Soletta estradosale

## VERIFICA TRAVETTO VARESE

Travetto Varese sospeso in due punti su una luce complessiva di 4.60 m.

Luce di calcolo = 1.40 - 1.70 - 1.40 m;

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio  $g_1 = 3.10$  KN/mq

Intonaco  $g_{12} = 0.20$  KN/mq

Totale  $g = 3.30$  KN/mq

Variabili  $q_1 = 1.00$  KN/mq.

$M_{ED-} = (3.30 \times 1.3 + 1.00 \times 1.5) \times 1.7^2 / 10 = 1.67$  KNm;

$M_{ED+} = (3.30 \times 1.3 + 1.00 \times 1.5) \times 1.7^2 / 12 = 1.39$  KNm.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	3.5
2	4	10
3	10	3.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.50	2
2	1.01	15

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB38k C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  215 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

M<sub>xRd</sub> -2.41 kN m  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  25.38 ‰  
 d 15 cm  
 $\kappa$  1.818  $\kappa/d$  0.1212  
 $\delta$  0.7

Tipo Sezione: Rettang. 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  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

---

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	3.5
2	4	10
3	10	3.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.50	2
2	1.01	15

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB38k C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  215 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

M<sub>xRd</sub> 4.589 kN m  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  19.79 ‰  
 d 15 cm  
 $\kappa$  2.254  $\kappa/d$  0.1503  
 $\delta$  0.7

Tipo Sezione: Rettang. 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  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Reazione sui pendini e sulle travi accoppiate di sospensione

$V_{ED} = (3.30 \times 1.3 + 1.00 \times 1.5) \times (1.4 + 1.7)/2 = 8.20$  KN;

## VERIFICA DOPPIO UPN 100

Si verifica il doppio Upn 100 su luce di 2.40 e due sospensioni che lo sollecitano a 0.70 dagli appoggi

$$M_{ED} = 8.2 \times 0.70 \times 1.70 / 2.4 + 8.2 \times 0.70 \times 1.70 / 2.4 = 8.13 \text{ KNm};$$

Denominazione	Composto Tmp		
Tipologia e dati generali			
Tipo	Profilo laminato a caldo		
Curva di instabilità nel piano 1/2	c	Piano 1/3 c	
Caratteristiche inerziali standard			
Area	26.92 [cm²]		
Jx	411 [cm⁴]	Wx	82 [cm³]
ix	3.91 [cm]	Zx	98 [cm³]
Jy	123 [cm⁴]	Wy	25 [cm³]
iy	2.14 [cm]	Zy	42 [cm³]
Jxy	0.0 [cm⁴]	Taglio/Torsione	
Jt	5 [cm⁴]	Cw	3273 [cm⁶]
Xx	2.21449	Xy	1.40947
Jmin	123 [cm⁴]	Jmax	411 [cm⁴]
i min	2.14 [cm]	i max	3.91 [cm]
Alpha	0.00 [°]		
Classificazione di base (EC3)			
	Fe360	Fe430	Fe510
Classe a compressione semplice			
Classe a flessione semplice Mx			
Classe a flessione semplice My			

$$MRD = 0.082 \times 235 / 1.05 = 20.2 \text{ KNm};$$

$$CR = 8.13 / 20.2 = 0.40 < 1.$$



Doppi Upn di sospensione (il coperto ligneo è stato poi completamente sostituito)

## VERIFICA TRAVE PRINCIPALE HEA 160

Si verifica su luce di 4.60 e due sospensioni del doppio Upn 100 che lo sollecitano a 1.45 dagli appoggi

$$M_{ED} = 2 \times 8.2 \times 1.45 \times 3.15 / 4.6 + 2 \times 8.2 \times 1.45 \times 3.15 / 4.6 = 32.6 \text{ KNm};$$

Steel



Caratteristiche Dimensionali		Azioni Resistenti		Domini Resistenti	
Caratteristiche Inerziali					
Denominazione		Composto Tmp			
Tipologia e dati generali					
Tipo	Profilo laminato a caldo				
Curva di instabilità nel piano 1/2	c	Piano 1/3	c		
Caratteristiche inerziali standard					
Area	38.82 [cm²]				
Jx	1676 [cm⁴]	Wx	221 [cm³]		
ix	6.57 [cm]	Zx	246 [cm³]		
Jy	616 [cm⁴]	Wy	77 [cm³]		
iy	3.98 [cm]	Zy	118 [cm³]		
Jxy	0 [cm⁴]	Taglio/Torsione			
Jt	9 [cm⁴]	Cw	31410 [cm⁶]		
Xx	3.98761	Xy	1.39627		
Jmin	616 [cm⁴]	Jmax	1676 [cm⁴]		
i min	3.98 [cm]	i max	6.57 [cm]		
Alpha	0.0 [°]				
Classificazione di base (EC3)					
	Fe360	Fe430	Fe510		
Classe a compressione semplice					
Classe a flessione semplice Mx					
Classe a flessione semplice My					

$$MRD = 0.221 \times 235 / 1.05 = 49.5 \text{ KNm};$$

$$CR = 32.6 / 49.5 = 0.66 < 1.$$

## VERIFICA SOLAIO SU VIA GIROTTI GUACCIMANNI

Questo solaio è stato completamente rifatto. Esso è realizzato con tavelloni su lpe 120 riempiti fino a estradosso con isocal, soletta da 5 cm armata con rete e resa collaborante con le lpe mediante pioli. Esso è stato progettato per un sovraccarico variabile di sola ispezione e quindi 1 KN/mq.

### VERIFICA SOLETTA

Luce di calcolo = 0.72 m

Soletta 5 cm armata con rete  $\phi 6/20 \times 20$

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio  $g = 3.10$  KN/mq

Variabili  $q_1 = 1.50$  KN/mq.

$M_{ED} = (3.10 \times 1.3 + 1.50 \times 1.5) \times 0.72^2 / 8 = 0.41$  KNm.

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.70	2.5

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
 FeB38k C20/25  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  326.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  11.33 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.631 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  215 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

M<sub>xRd</sub> 1.246 kN m  
 $\sigma_c$  -11.33 N/mm²  
 $\sigma_s$  326.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  10.99 ‰  
 d 2.5 cm  
 x 0.603 x/d 0.2415  
 $\delta$  0.7418

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  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

CR = 0.41/1.25 = 0.33 < 1.

### VERIFICA IPE

Trave ipe 120 su una luce max di 4.40 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio  $g_1 = 2.90$  KN/mq

Intonaco	$g_{12} =$	0.20	KN/mq
Totale	$g =$	3.10	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

$$M_{ED} = 0.72 \times (3.10 \cdot 1.3 + 1.50 \times 1.5) \times 4.4^2 / 8 = 10.9 \text{ KNm};$$

**Titolo progetto:** \_\_\_\_\_

**Tipo di profilo**  
 IPE 120

**Materiali**  
 Tipo Acciaio  
 S235 (Fe360)

$f_y$  235 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{sk}$  430 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  25 N/mm<sup>2</sup>

**Dati Profilo**  
 $b_1$  64 mm  
 $b_2$  64 mm  
 $t_{f1}$  6.3 mm  
 $t_{f2}$  6.3 mm  
 $h$  120 mm  
 $t_w$  4.4 mm  
 $r_1$  7 mm  
 $r_2$  0 mm  
 $r$  0 mm

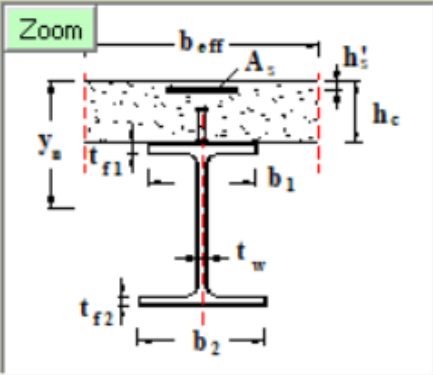
**Tipo di soletta**  
☒ Piena  
☐ Grecata trasv.  
☐ Grecata paral.

**Dati soletta**  
 $h_c$  40 mm  
 $b$  700 mm  
 $A_s^{eff}$  113 mm<sup>2</sup>  
 $h'_s$  10 mm  
 $M_{Sd}$  0 kNm

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. M+ ☐ Metodo n M+  
☐ S.L.U. M- ☐ Metodo n M-

**SLU**  
 $M_{pl,Rd}$  25.91 kNm  $V_l$  295.7 kN  
 $M_{apl,Rd}$  13.59 kNm  $y_n$  25.55 mm

**Zoom**



**Plotta in Form** **Progetto Connessione**

CR = 10.9/13.6 = 0.8 < 1. (a favore di sicurezza si trascura il funzionamento come trave mista)



#### VERIFICA SOLAIO SU VIA TOMBESI DALL'OVA

Questo solaio è stato completamente rifatto. Esso è realizzato con tavelloni su lpe 140 riempiti fino a estradosso con isocal, soletta da 5 cm armata con rete e resa collaborante con le lpe mediante pioli. Il solaio, come si trae dalla documentazione recuperata, è stato realizzato in previsione di un utilizzo per attività didattica e con sovraccarico variabile di 4 KN/mq



#### VERIFICA SOLETTA

Luce di calcolo = 0.72 m

Soletta 5 cm armata con doppia rete  $\phi 4/20 \times 20$

Analisi dei carichi

Peso proprio soletta  $g = 1.25 \text{ KN/mq}$

Variabili  $q_1 = 4.00 \text{ KN/mq.}$

$M_{ED} = (1.25 \times 1.3 + 4.00 \times 1.5) \times 0.72^2 / 8 = 0.46 \text{ KNm.}$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	72	5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.63	1
2	0.63	4

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ **Metodo n** ☐

**N**   kN  
**M**   kNm  
**M**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB44k** **C20/25**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**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.**   
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**  
☐ Precompresso

$$CR = 0.46/1.03 = 0.43 < 1.$$

## VERIFICA IPE

Trave ipe 140 su una luce max di 4.50 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.20	KN/mq
Pavimento e massetto (futuri)	$g_{12} =$	1.40	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.20	KN/mq
Totale	$g =$	3.80	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	4.00	KN/mq.

$$M_{ED} = 0.72 \times (3.80 \times 1.3 + 4.00 \times 1.5) \times 4.5^2 / 8 = 19.94 \text{ KNm};$$

**Titolo progetto:** solaio via Tombesi dall'Ova

**Tipo di profilo:** IPE 140

**Materiali:** Tipo Acciaio  
 S235 (Fe360)

$f_y$  235 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{sk}$  430 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  25 N/mm<sup>2</sup>

**Dati Profilo:**  
 $b_1$  73 mm  
 $b_2$  73 mm  
 $t_{f1}$  6.9 mm  
 $t_{f2}$  6.9 mm  
 $h$  140 mm  
 $t_w$  4.7 mm  
 $r_1$  7 mm  
 $r_2$  0 mm  
 $r$  0 mm

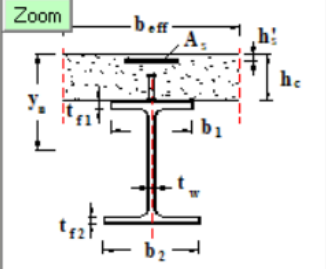
**Tipo di soletta:**  
☒ Piena  
☐ Grecata trasv.  
☐ Grecata paral.

**Dati soletta:**  
 $h_c$  50 mm  
 $b$  720 mm  
 $A_s^{eff}$  126 mm<sup>2</sup>  
 $h'_s$  20 mm

$M_{Sd}$  0 kNm

**Metodo di calcolo:**  
☒ S.L.U. M+ ☐ Metodo n. M+  
☐ S.L.U. M- ☐ Metodo n. M-

**SLU:**  
 $M_{pl,Rd}$  38.15 kNm  $V_I$  367.7 kN  
 $M_{apl,Rd}$  19.77 kNm  $y_n$  31.43 mm

**Zoom:** 

**Plotta in Form** **Progetto Connessione**

$$CR = 19.94/38.15 = 0.52 < 1.$$

## VERIFICA TRAVE PRINCIPALE HE 280

Trave Heb 280 su una luce max di 6.93 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.20	KN/mq
Pavimento e massetto (futuri)	$g_{12} =$	1.40	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.20	KN/mq
Totale	$g =$	3.80	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	4.00	KN/mq.

$$M_{ED} = 4.50 \times (3.80 \times 1.3 + 4.00 \times 1.5) \times 7.15^2 / 8 = 314.6 \text{ KNm};$$

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL  
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB  
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC  
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per  
☒ W<sub>y</sub>  
☐ I<sub>y</sub>  
☐ g

Acciaio S235 (Fe360) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>) 235 f<sub>u</sub> 360

Lunghezze di libera inflessione [m]  
 I<sub>0y</sub> 0 I<sub>0z</sub> 0

N<sub>Sd</sub> [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 200 B	61.3	200	200	9.00	15.00	18.00
HE 220 B	71.5	220	220	9.50	16.00	18.00
HE 240 B	83.2	240	240	10.00	17.00	21.00
HE 260 B	93.0	260	260	10.00	17.50	24.00
HE 280 B	103.0	280	280	10.50	18.00	24.00
HE 300 B	117.0	300	300	11.00	19.00	27.00
UC 220 B	127.0	220	220	11.50	20.50	27.00

Plotta

HE 280 B

N<sub>by,Rd</sub> [kN] 2,941  
 N<sub>bz,Rd</sub> [kN] 2,941  
 V<sub>ply,Rd</sub> [kN] 531.5

M<sub>cy,Rd</sub> [kNm] 343.3  
 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm] 160.6  
 V<sub>plz,Rd</sub> [kN] 1,303

g (Kg/m): 103  
 h (mm): 280  
 b (mm): 280  
 tw (mm): 10.5  
 tf (mm): 18  
 r1 (mm): 24

r2 (mm): 0  
 A (cm<sup>2</sup>): 131.4  
 I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>): 19,270  
 W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>): 1,376  
 W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>): 1,534

i<sub>y</sub> (cm): 12.11  
 I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>): 6,595  
 W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>): 471  
 W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>): 717.6

i<sub>z</sub> (cm): 7.09  
 I<sub>T</sub> (cm<sup>4</sup>): 143.7  
 I<sub>w</sub> (cm<sup>6</sup>): 1,130,000

Classe Sezione  
 Compressione 1  
 Flessione My 1  
 Flessione Mz 1  
 Presso-Flessione 1

Verifiche  
 Presso Flessione  
 Svergolamento

$$CR = 314.6 / (2 \times 343.3) = 0.46 < 1.$$

#### VERIFICA PORZIONE SOLAIO SU VIA TOMBESI DALL'OVA

Questo solaio è stato completamente rifatto. Esso occupa una porzione limitata dell'ala su via T. dall'Ova. Esso è realizzato con tavelloni su lpe 120 riempiti fino a estradosso con isocal, soletta da 5 cm armata con rete e resa collaborante con le lpe mediante pioli. Esso è stato progettato per un sovraccarico variabile di sola ispezione e quindi 1 KN/mq.



#### VERIFICA SOLETTA

Luce di calcolo = 0.72 m

Soletta 5 cm armata con rete  $\phi 6/20 \times 20$

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio  $g = 1.25 \text{ KN/mq}$

Variabili  $q_1 = 1.00 \text{ KN/mq.}$

$M_{ED} = (1.25 \times 1.3 + 1.00 \times 1.5) \times 0.72^2 / 8 = 0.16 \text{ KNm.}$

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.70	2.5

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
FeB38k C20/25

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 326.1 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11.33 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.631 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 215 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.5333  
τ<sub>c1</sub> 1.686

M<sub>xRd</sub> 1.246 kN m

σ<sub>c</sub> -11.33 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 326.1 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 10.99 ‰  
d 2.5 cm  
x 0.603 x/d 0.2415  
δ 0.7418

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

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

$$CR = 0.16/1.25 = 0.13 < 1.$$

### VERIFICA IPE

Trave ipe 120 su una luce max di 4.40 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.20	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.20	KN/mq
Totale	$g =$	2.40	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.00	KN/mq.

$$M_{ED} = 0.72 \times (2.40 \times 1.3 + 1.00 \times 1.5) \times 4.4^2 / 8 = 0.72 \times 11.2 = 8.1 \text{ KNm};$$

**Titolo progetto:** SOTOTETTO VIA T. DALL'OVA

**Tipo di profilo**  
 IPE 120

**Materiali**  
 Tipo Acciaio  
 S235 (Fe360)

$f_y$  235 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{sk}$  430 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  25 N/mm<sup>2</sup>

**Dati Profilo**  
 $b_1$  64 mm  
 $b_2$  64 mm  
 $t_{f1}$  6.3 mm  
 $t_{f2}$  6.3 mm  
 $h$  120 mm  
 $t_w$  4.4 mm  
 $r_1$  7 mm  
 $r_2$  0 mm  
 $r$  0 mm

**Tipo di soletta**  
☒ Piena  
☐ Grecata trasv.  
☐ Grecata paral.

**Dati soletta**  
 $h_e$  40 mm  
 $b$  720 mm  
 $A_s$  0 mm<sup>2</sup>  
 $h'_s$  0 mm

$M_{sd}$  0 kNm

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. M+ ☐ Metodo n. M+  
☐ S.L.U. M- ☐ Metodo n. M-

**SLU**  
 $M_{pl,Rd}$  25.28 kNm  $V$  295.7 kN  
 $M_{apl,Rd}$  13.59 kNm  $y_n$  28.99 mm

Zoom

Plotta in Form

Progetto Connessione

$CR = 8.1/13.59 = 0.6 < 1$ . (a favore di sicurezza si trascura il funzionamento come trave mista)

## SOLAI SU VIA TOMBESI DALL'OVA ZONA EX GIARDINO D'INFANZIA E SULL'ALA OVEST TRA VIA GUACCIMANNI E VIA TOMBESI DALL'OVA

Questi solai sono stati completamente rifatti. Di essi non sono stati ritrovati elaborati esecutivi. E' però stato ritrovato il collaudo statico con annessa prova di carico. I solai, come si trae dalla documentazione recuperata, sono stati realizzati in previsione di un utilizzo per attività didattica e con sovraccarico variabile di 5 KN/mq. Non si eseguono ulteriori indagini.

### VOLTE DEL CHIOSTRO DEL PIANO SOTTOTETTO

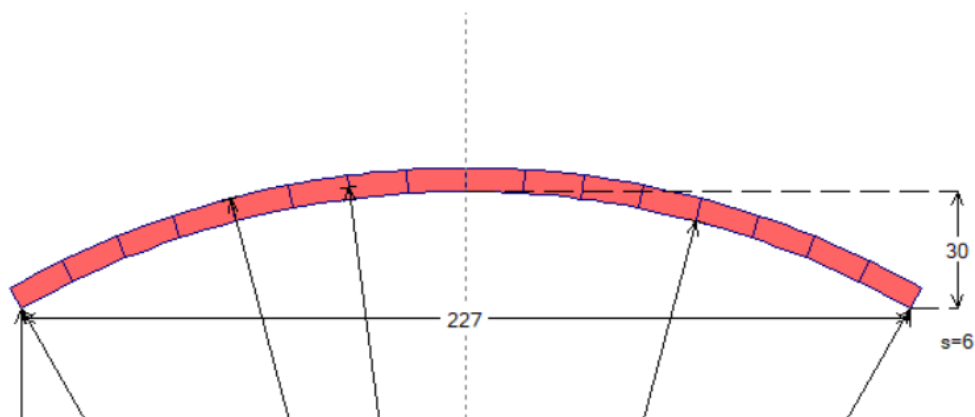
Si verificano le volte del chiostro. A favore di sicurezza si trascura la presenza della cappa estradossale in isocal e si considera solo la muratura in foglio.

Oltre ai carichi permanenti si applica un sovraccarico di 1 KN/mq.

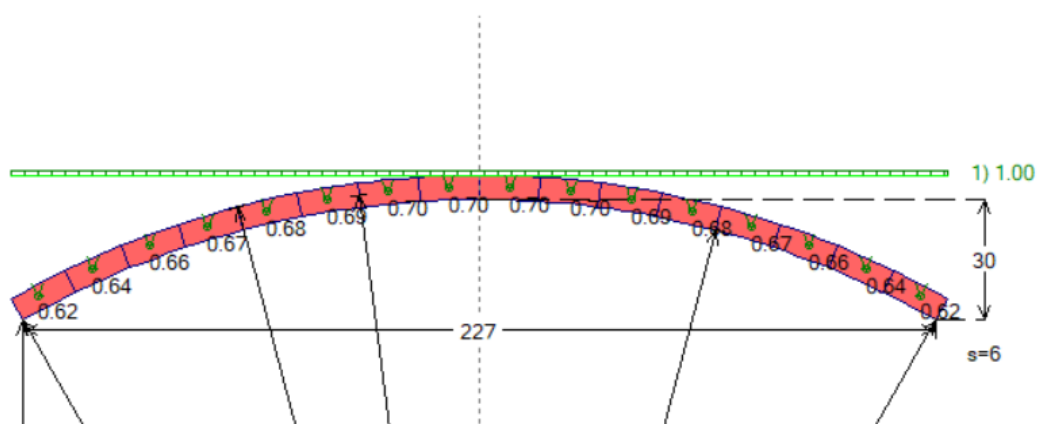
Si considerano due combinazioni di carico statiche:

cc<sub>1</sub>: 1.3 x permanenti + 0 x variabili;

cc<sub>2</sub>: 1.3 x permanenti + 1.5 x variabili;



Geometria



Carichi

## RISULTATI ANALISI

### ARCO n. 1

#### - Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (2)

#### Verifica Soddisfatta

#### Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

#### Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti  $\varphi$ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ( $|T| / N$ , Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto:  $f, d = \tan \varphi$

#### Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto  $f, md$ ]

Resistenze di progetto [ $\gamma_M = 3.00$ ,  $FC = 1.20$ ]:

$f, md = f, m / \gamma_M / FC = 1.246 \text{ N/mm}^2$ ;  $f, d = 0.40$  ( $\varphi = 21.8^\circ$ )

#### Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

#### - Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Dist.In. (cm)	Dist.Asse (cm)	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm <sup>2</sup> )
1	4.58	10.77	-0.21	15.35	1.8	-1.2	0.8	0.124
2	5.03	9.85	-0.33	14.88	2.0	-1.0	1.3	0.106
3	5.73	8.73	-0.39	14.47	2.4	-0.6	1.5	0.085
4	6.55	7.55	-0.40	14.10	2.8	-0.2	1.6	0.062
5	7.37	6.42	-0.37	13.80	3.2	0.2	1.5	0.060
6	8.11	5.45	-0.31	13.56	3.6	0.6	1.3	0.078
7	8.69	4.69	-0.22	13.38	3.9	0.9	0.9	0.092
8	9.06	4.22	-0.11	13.28	4.1	1.1	0.5	0.101
9	9.18	4.06	0.00	13.24	4.2	1.2	0.0	0.104
10	9.06	4.22	0.11	13.28	4.1	1.1	0.5	0.101
11	8.69	4.69	0.22	13.38	3.9	0.9	0.9	0.092
12	8.11	5.45	0.31	13.56	3.6	0.6	1.3	0.078
13	7.37	6.42	0.37	13.80	3.2	0.2	1.5	0.060
14	6.55	7.55	0.40	14.10	2.8	-0.2	1.6	0.062
15	5.73	8.73	0.39	14.47	2.4	-0.6	1.5	0.085
16	5.03	9.85	0.33	14.88	2.0	-1.0	1.3	0.106
17	4.58	10.77	0.21	15.35	1.8	-1.2	0.8	0.124

#### - Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	13.24	7.77	30.4
Destra	13.24	7.77	30.4

### ARCO n. 1

#### - Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (2)

#### Verifica Soddisfatta

#### Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

#### Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti  $\varphi$ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ( $|T| / N$ , Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto:  $f, d = \tan \varphi$

#### Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto  $f, md$ ]

Resistenze di progetto [ $\gamma_M = 3.00$ ,  $FC = 1.20$ ]:

$f, md = f, m / \gamma_M / FC = 1.246 \text{ N/mm}^2$ ;  $f, d = 0.40$  ( $\varphi = 21.8^\circ$ )

#### Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita

#### - Sforzi nelle Interfacce dei Conci


N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Dist.In.	Dist.Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.
----	-----------	-----------	--------	---------	----------	-----------	-----------	-----------

	(kN)				(cm)		(°)	(N/mm <sup>2</sup> )
1	9.61	21.75	-0.35	31.36	1.8	-1.2	0.6	0.247
2	10.24	20.21	-0.67	30.45	2.0	-1.0	1.3	0.219
3	11.55	18.06	-0.84	29.62	2.3	-0.7	1.6	0.178
4	13.21	15.66	-0.90	28.88	2.7	-0.3	1.8	0.131
5	14.98	13.27	-0.85	28.26	3.2	0.2	1.7	0.121
6	16.58	11.17	-0.71	27.76	3.6	0.6	1.5	0.159
7	17.86	9.53	-0.51	27.39	3.9	0.9	1.1	0.190
8	18.68	8.48	-0.27	27.17	4.1	1.1	0.6	0.210
9	18.97	8.13	0.00	27.09	4.2	1.2	0.0	0.218
10	18.68	8.48	0.27	27.17	4.1	1.1	0.6	0.210
11	17.86	9.53	0.51	27.39	3.9	0.9	1.1	0.190
12	16.58	11.17	0.71	27.76	3.6	0.6	1.5	0.159
13	14.98	13.27	0.85	28.26	3.2	0.2	1.7	0.121
14	13.21	15.66	0.90	28.88	2.7	-0.3	1.8	0.131
15	11.55	18.06	0.84	29.62	2.3	-0.7	1.6	0.178
16	10.24	20.21	0.67	30.45	2.0	-1.0	1.3	0.219
17	9.61	21.75	0.35	31.36	1.8	-1.2	0.6	0.247

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	27.09	15.80	30.3
Destra	27.09	15.80	30.3

## Riepilogo analisi sismica



### ANALISI SISMICA

Moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale:

**+X= 1.082, -X= 1.082**

Volta: +X= 1.082, -X= 1.082

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	1.082	1.082				
Attrito (Taglio nei giunti)	1.082	1.082				
Compressione della muratura	1.082	1.082				
Trazione dei rinforzi						

---

**Verifica per SLV :**

domanda: **PGA,DLV = 0.267 g** TR,DLV = 712 anni

Verifica Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)
+ X	0.378	>=2475
- X	0.378	>=2475
<b>Minimo</b>	<b>0.378</b>	<b>&gt;=2475</b>

**ζ,E :**

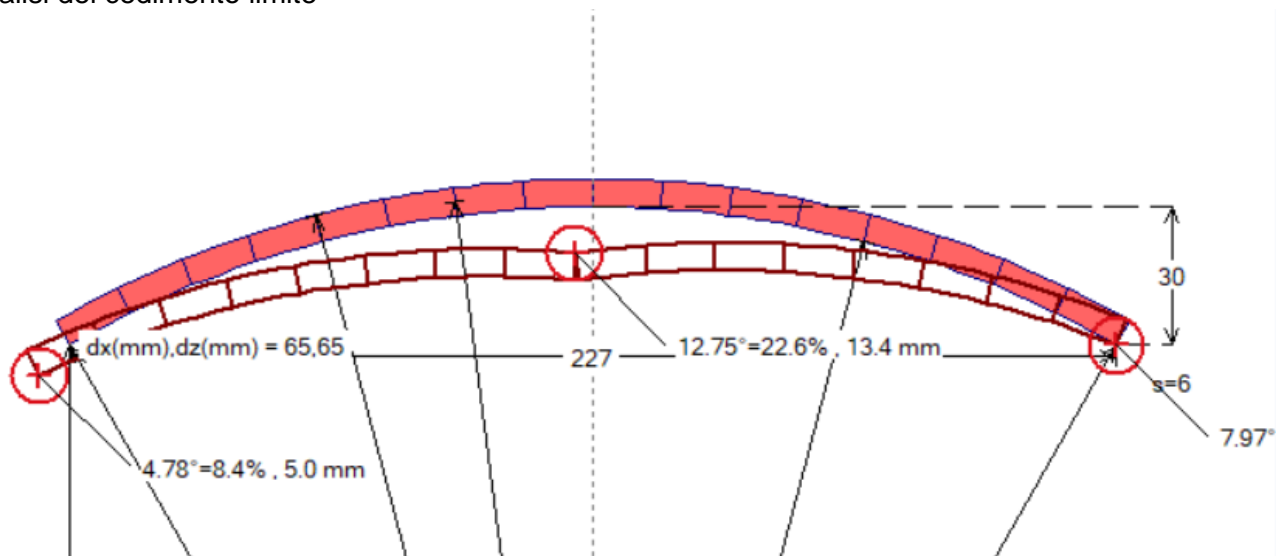
PGA,CLV / PGA,DLV

TR,CLV / TR,DLV

target = 0.800

1.414	3.476
1.414	3.476
<b>1.414</b>	<b>3.476</b>

## Analisi del cedimento limite



### Note

Le volte del chiostro hanno una forma geometrica a sesto ribassato., questa forma geometrica risulta molto resistente e consente alla curva delle pressioni di rimanere sempre all'interno della sezione di muratura. Anche senza la cappa estradossale, che risulta presente, la volta è verificata sia nell'analisi statica, sia in quella sismica.

L'analisi del cedimento limite trova la volta stabile fino a movimenti di entità ragguardevole.

## VERIFICHE STATICHE SOLAI DI COPERTURA

### SOLAIO LATO VIA MARCO DENTE

Luce di calcolo = 4.60 m;

Solaio laterocemento RASATO h. 16 cm;

Interasse pannelli = 3 X 0.40 m;

Analisi dei carichi di progetto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	1.40	KN/mq
permanenti	$g_{12} =$	1.50	KN/mq
Totale	$g =$	2.90	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.00	KN/mq.

Alla luce di quanto rilevabile, il carico permanente complessivo si può ridurre mentre il sovraccarico neve si può, conseguentemente, aumentare

Analisi dei carichi di verifica

Peso proprio solaio	$g_1 =$	1.40	KN/mq
permanenti	$g_{12} =$	1.00	KN/mq
Totale	$g =$	2.40	KN/mq

Variabili  $q_1 = 1.50 \text{ KN/mq.}$

$$M_{ED} +/- = (2.4 \times 1.3 + 1.50 \times 1.5) \cdot 4.6^2 / 12 = 9.5 \text{ KNm.}$$

$$M_{ED} +/-_{b1.20} = 9.5 \times 1.2 = 11.4 \text{ KNm.}$$

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	24	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.15	14.5

Tipologia Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  0 kN  
 M<sub>xEd</sub>  0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

Tipologia rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

FeB44k C25/30

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kNm

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

$$C_R = 11.4/18.9 = 0.6 < 1.$$

**Titolo :** appoggi

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	24	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	1
2	4.15	14.5

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN  yN

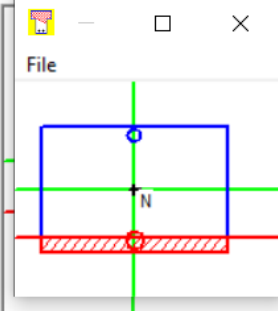
Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**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

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

**Materiali**

FeB44k C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 373.9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰

E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8

ε<sub>syd</sub> 1.87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6

τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> -11.78 kNm

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²

σ<sub>s</sub> 373.9 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 27.03 ‰

d 15 cm

x 1.72 x/d 0.1146

δ 0.7

$$C_R = 11.4/11.8 = 0.97 < 1.$$

# SOLAIO LATO VIA GUACCIMANNI E VIA TOMBESI DALL'OVA

Luce di calcolo = 4.60 m;

Solaio laterocemento RASATO h. 16 cm;

Interasse pannelli = 3 X 0.40 m;

Analisi dei carichi di progetto e di verifica

Peso proprio solaio	$g_1 =$	1.60	KN/mq
permanenti	$g_{12} =$	0.70	KN/mq
Totale	$g =$	2.30	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

$$M_{ED} + = (2.3 \times 1.3 + 1.50 \times 1.5) \cdot 4.6^2 / 10 = 11.1 \text{ KNm.}$$

$$M_{ED} +_{b1.20} = 11.1 \times 1.2 = 13.3 \text{ KNm.}$$

**Titolo:** guaccimanni

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	24	16	1	4.15	14.5

**Tipologia Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Diagramma**

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB44k C25/30  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
 τ<sub>c1</sub>  N/mm²

**Calcoli**  
 M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipologia flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

$$C_R = 13.3 / 18.9 = 0.6 < 1.$$

$$M_{ED} = (2.3 \times 1.3 + 1.50 \times 1.5) \cdot 4.6^2 / 12 = 9.3 \text{ KNm.}$$

$$M_{ED} \cdot b_{1.20} = 9.3 \times 1.2 = 11.2 \text{ KNm.}$$

**Titolo:** guaccimanni

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	24	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.54	1

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
FeB44k C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 373.9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> -12.88 kNm  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 373.9 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 11.72 ‰  
d 15 cm  
x 3.448 x/d 0.2299  
δ 0.7274

**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

$$C_R = 11.2/12.9 = 0.87 < 1.$$

### SOLAIO ZONA D'ANGOLO TRA VIA MARCO DENTE E VIA TOMBESI DALL'OVA

In questa zona, complessa dal punto di vista delle coperture, sono stati utilizzati pannelli come quelli verificati precedentemente con in aggiunta anche travetti precompressi. Questi per compensare le lunghezze tutte diverse tra i cantonali.

### VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA ESTREMITA' OVEST VIA T. DALL'OVA

Analisi dei carichi solaio del coperto

Peso proprio solaio	g <sub>1</sub> =	2.50	KN/mq
Portati	g <sub>12</sub> =	1.00	KN/mq
Totale	g =	3.50	KN/mq
Variabili	q <sub>1</sub> =	1.50	KN/mq.

$$L_c = 7.3 \text{ ml;}$$

H catena = 2 ml;

passo catene 1.65 ml.

$Q = 3.5 \times 1.3 + 1.5 \times 1.5 = 6.8 \text{ KN/mq}$ ;

$M_{\text{passo } 1.65} = 1.65 \times 6.8 \times 7.3^2/8 = 75 \text{ KNm}$ ;

T catena =  $75/2 = 37.5 \text{ KN}$ ;

$N_{ED} = T \text{ catena} = 37.5 \text{ KN}$ ;

catena in tondo  $\phi 20$ .

Per un acciaio non indagato si ammette una tensione ammissibile di 12 KN/cm<sup>2</sup>, che tradotto in tensione di snervamento è pari a  $12 \times 22.3/16 = 12 \times 1.44 = 17 \text{ KN/cm}^2$ .

$N_{RD} = 3.14 \times 17 = 53.38 \text{ KN}$ ;

$CR = 37.5/53.38 = 0.71 < 1$ .

#### VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA PORZIONE CORPO OVEST

Analisi dei carichi solaio del coperto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.50	KN/mq
Portati	$g_{12} =$	1.00	KN/mq
Totale	$g =$	3.50	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

$L_c = 7.85 \text{ ml}$ ;

H catena = 2 ml;

passo catene 2.00 ml.

$Q = 3.5 \times 1.3 + 1.5 \times 1.5 = 6.8 \text{ KN/mq}$ ;

$M_{\text{passo } 2.00} = 2 \times 6.8 \times 7.85^2/8 = 105 \text{ KNm}$ ;

T catena =  $105/2 = 52.5 \text{ KN}$ ;

$N_{ED} = T \text{ catena} = 52.5 \text{ KN}$ ;

catena in tondo  $\phi 22$ .

Per un acciaio non indagato si ammette una tensione ammissibile di 12 KN/cm<sup>2</sup>, che tradotto in tensione di snervamento è pari a  $12 \times 22.3/16 = 12 \times 1.44 = 17 \text{ KN/cm}^2$ .

$N_{RD} = 3.8 \times 17 = 65 \text{ KN}$ ;

$CR = 52.5/65 = 0.81 < 1$ .

## CAPRIATE METALLICHE DI VIA GUACCIMANNI



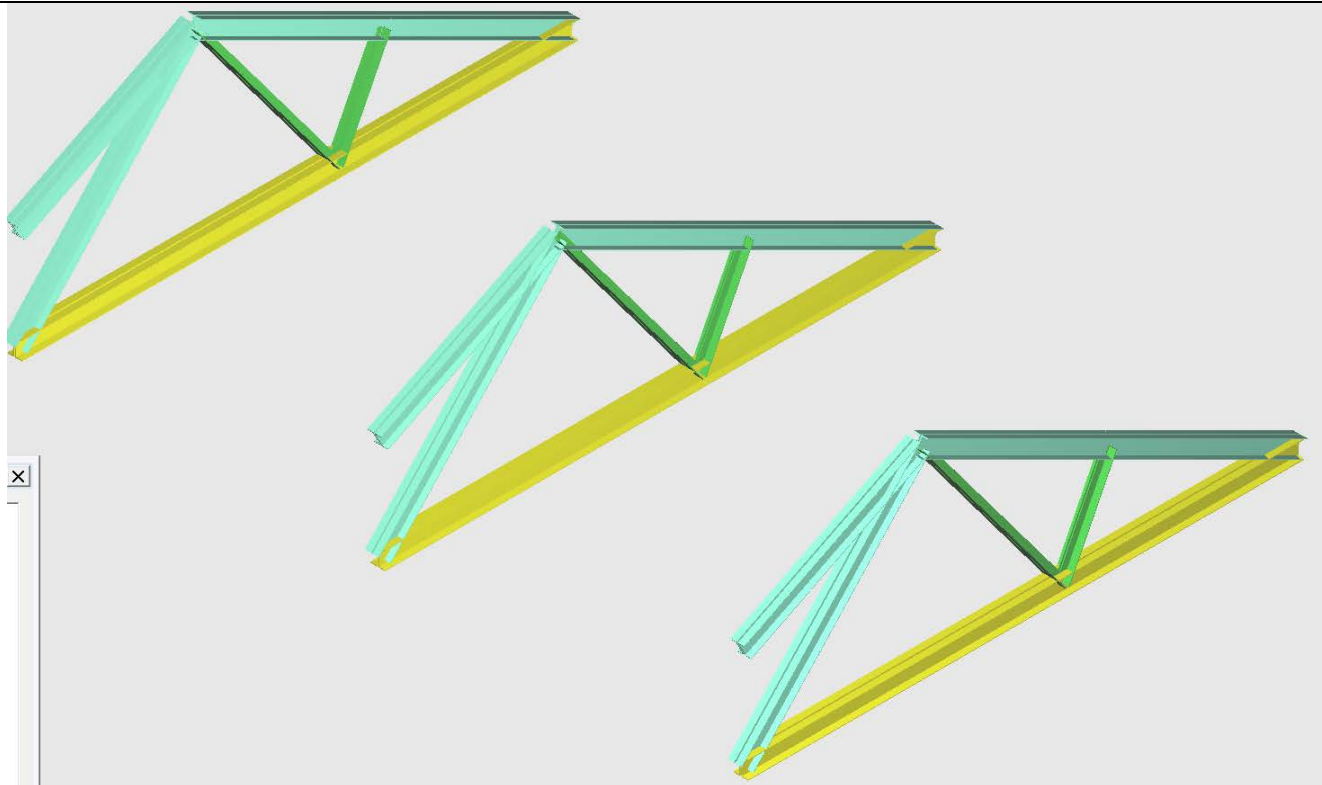
### Analisi dei carichi solaio del sottotetto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.90	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.20	KN/mq
Totale	$g =$	3.10	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

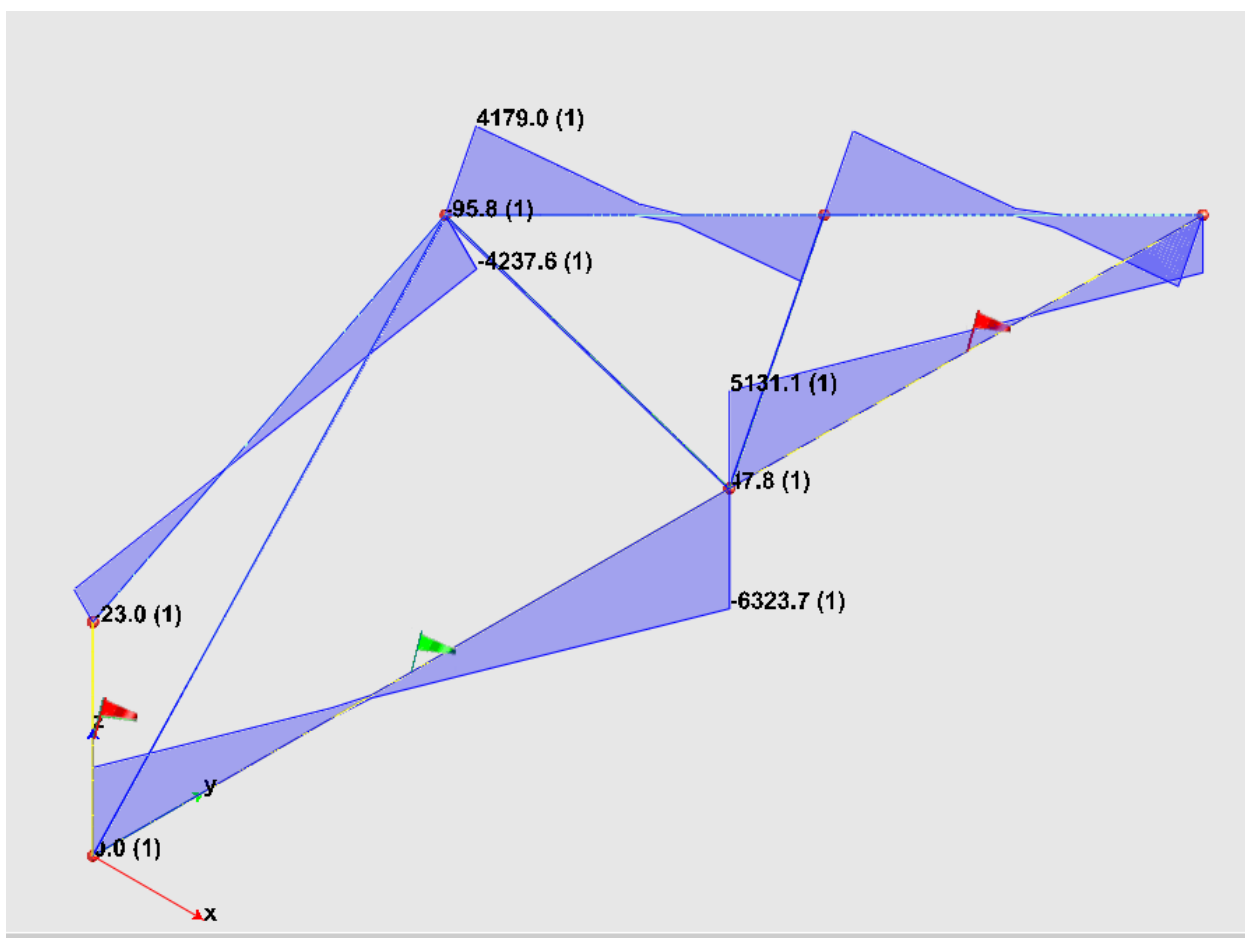
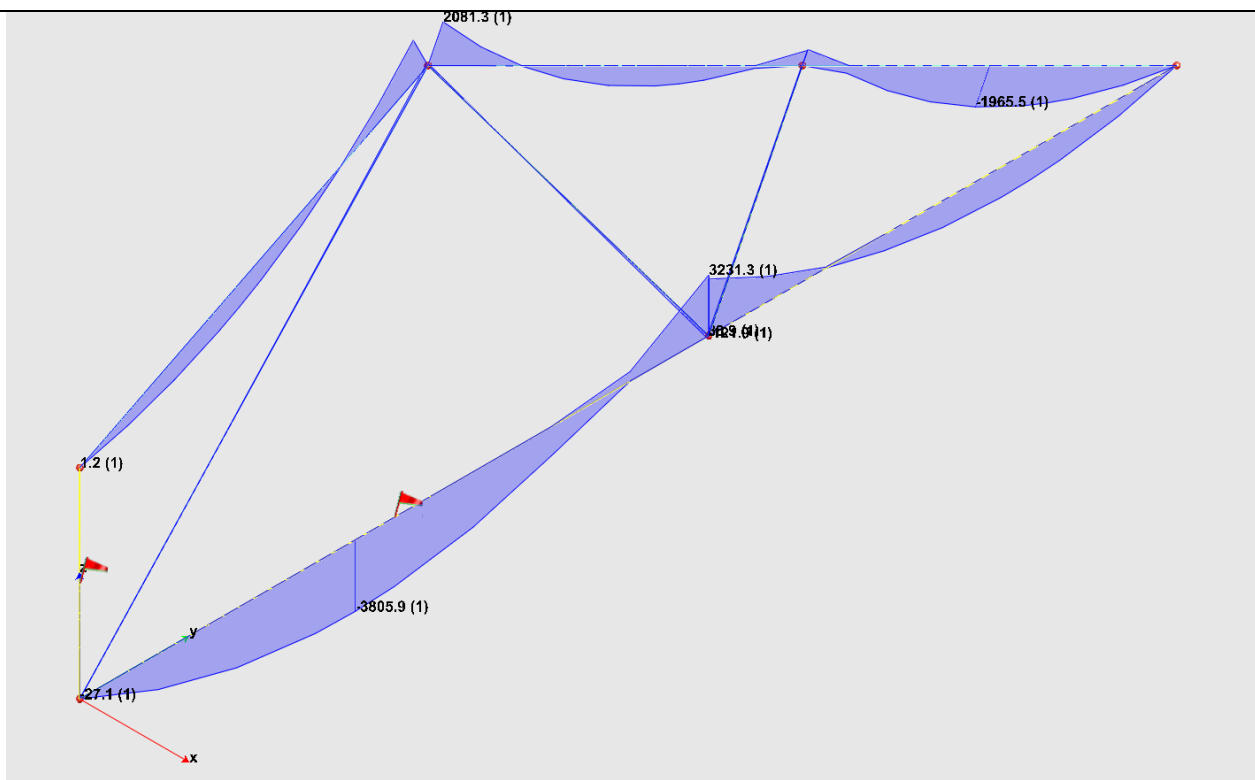
### Analisi dei carichi solaio del coperto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.50	KN/mq
Portati	$g_{12} =$	1.00	KN/mq
Totale	$g =$	3.50	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

n.b.: questi carichi risultano superiori a quelli del solaio, sono quelli adottati nelle calcolazioni originali delle capriate del 1985.



Si esegue una modellazione FEM di re capriate consecutive con aree di carico



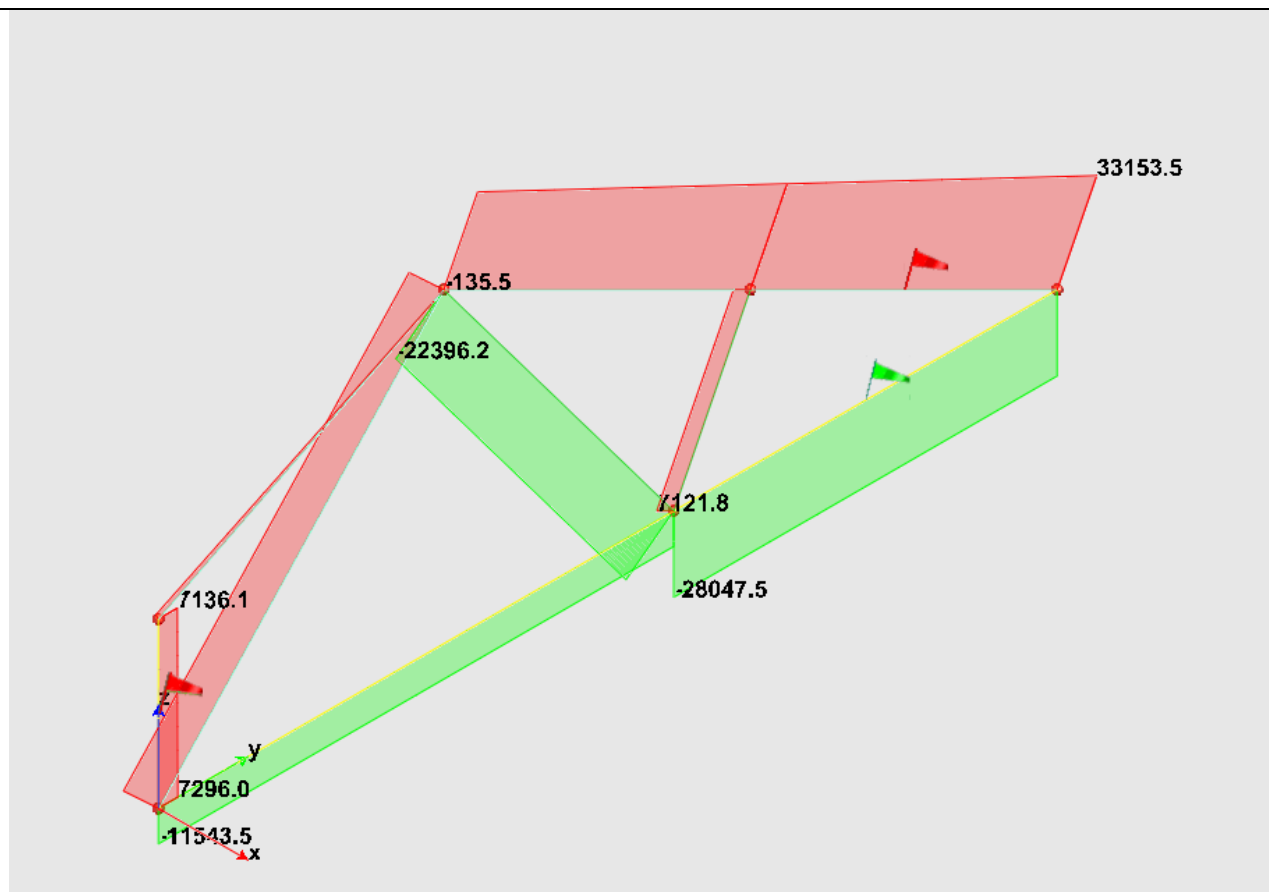


Diagramma dello sforzo normale

Verifiche

Acciaio tipo ..... : S235

VERIFICA TRAVI SEZIONE 1 PROFILO 2UPN 2x200

Asta	Luce	Snellezza	Resistenza	Instabilità 1/2			Instabilità 1/3		
Da A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
23 20	2571	33.4	71.9	1	0.43	1	1	0.26	1
26 29	2393	31.1	66.9	1	0.21	1	1	0.02	1
14 29	3142	40.8	87.9	1	0.14	1	1	0.15	1
29 23	2571	33.4	71.9	1	0.42	1	1	0.24	1

VERIFICA TRAVI SEZIONE 2 PROFILO 2UPN 2x220

Asta	Luce	Snellezza	Resistenza	Instabilità 1/2			Instabilità 1/3		
Da A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
17 20	2875	33.9	75.5	1	0.42	1	3	0.00	0
14 17	3865	45.6	101.5	1	0.38	1	3	0.00	0

VERIFICA TRAVI SEZIONE 3 PROFILO \_|\_|\_ Equal Flanges 2-90x9

Asta	Luce	Snellezza	Resistenza	Instabilità 1/2			Instabilità 1/3			Pressoflessione		
Da A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
17 23	1286	47.1	29.8	2	0.17	1	3	0.13	1	3	0.11	1
										2	0.19	1

17 29 2875 105.3 66.7 1 0.42 1 3 0.00 0 3 0.00 0 3 0.00 0

## CAPRIATE METALLICHE DI VIA TOMBESI DALL'OVA



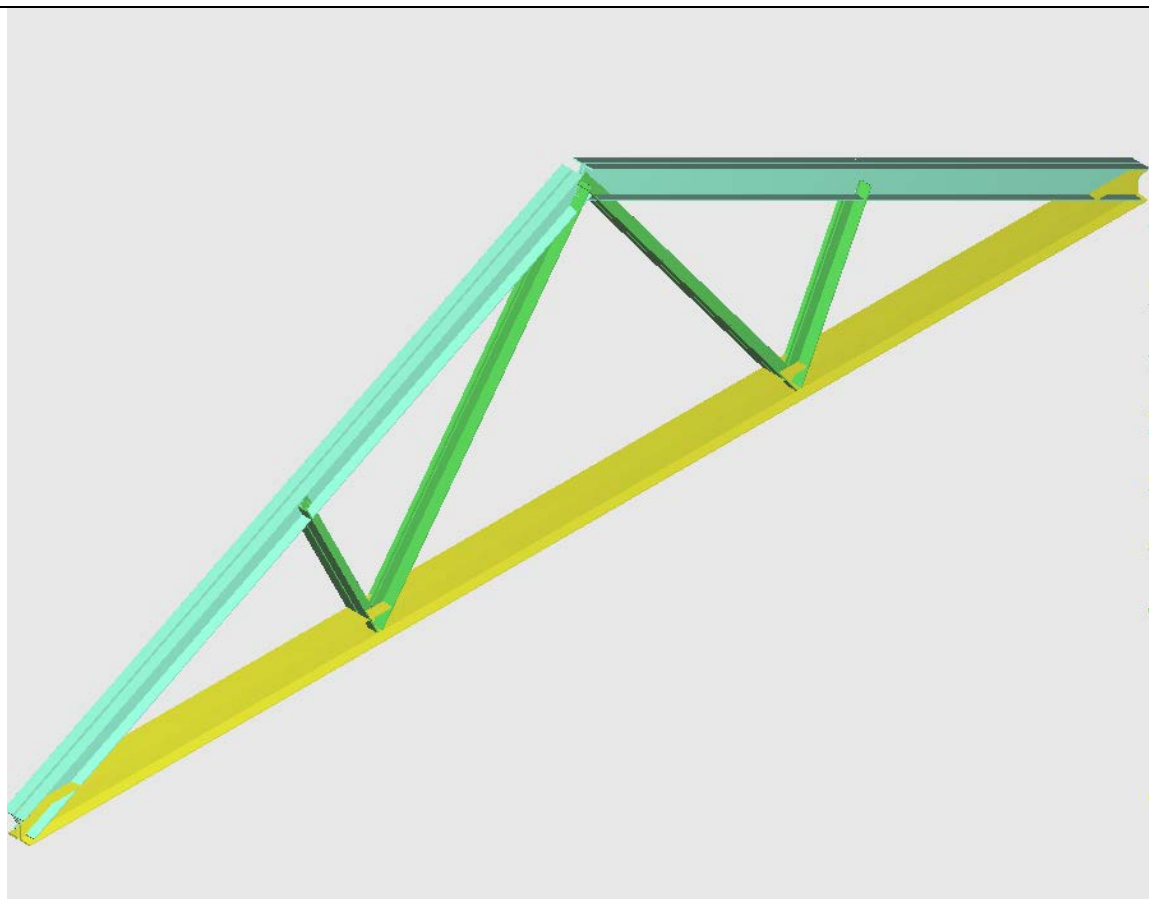
### Analisi dei carichi solaio del sottotetto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.90	KN/mq
Intonaco	$g_{12} =$	0.20	KN/mq
Totale	$g =$	3.10	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

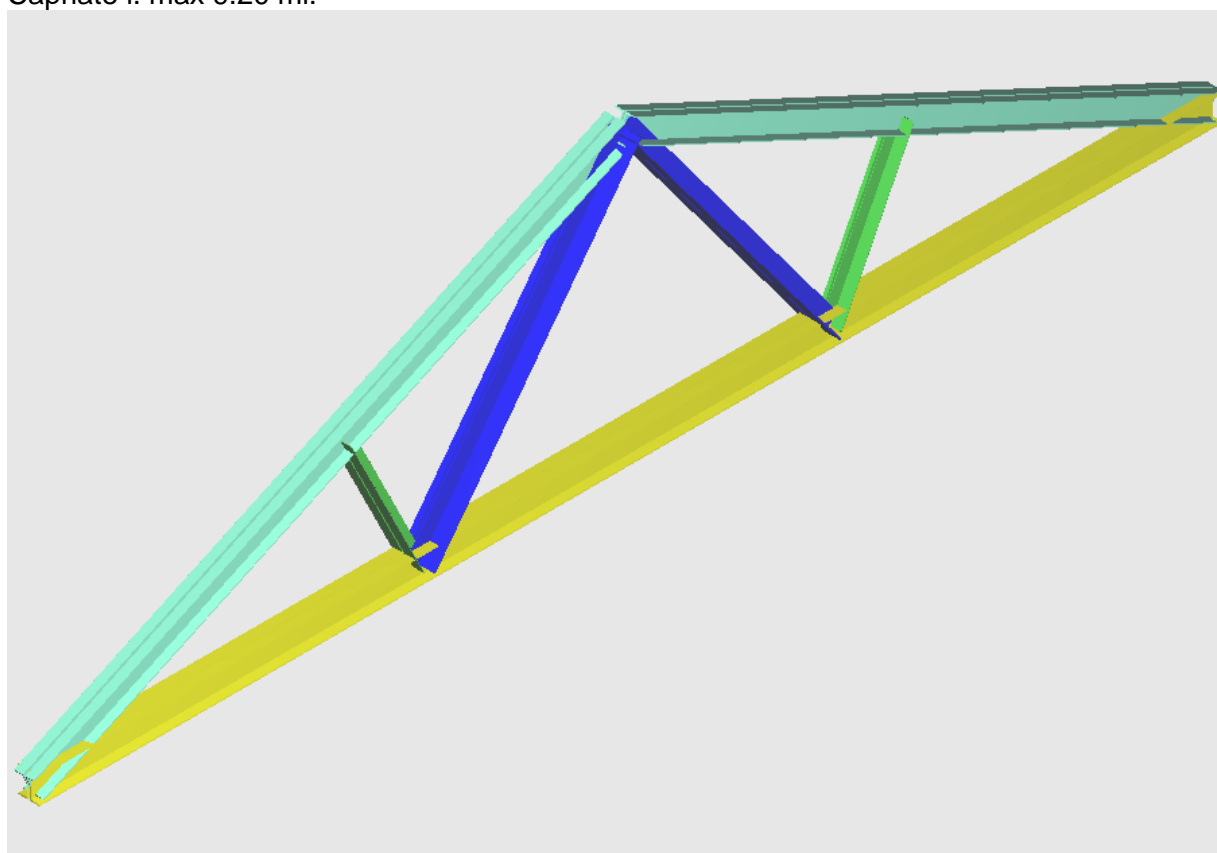
### Analisi dei carichi solaio del coperto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	2.50	KN/mq
Portati	$g_{12} =$	1.00	KN/mq
Totale	$g =$	3.50	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.

n.b.: i carichi sono quelli adottati nelle calcolazioni originali delle capriate del 1985.



Capriate l. max 9.20 ml.



Capriate l. 9.70 ml.

Si esegue una modellazione FEM di re capriate consecutive con aree di carico

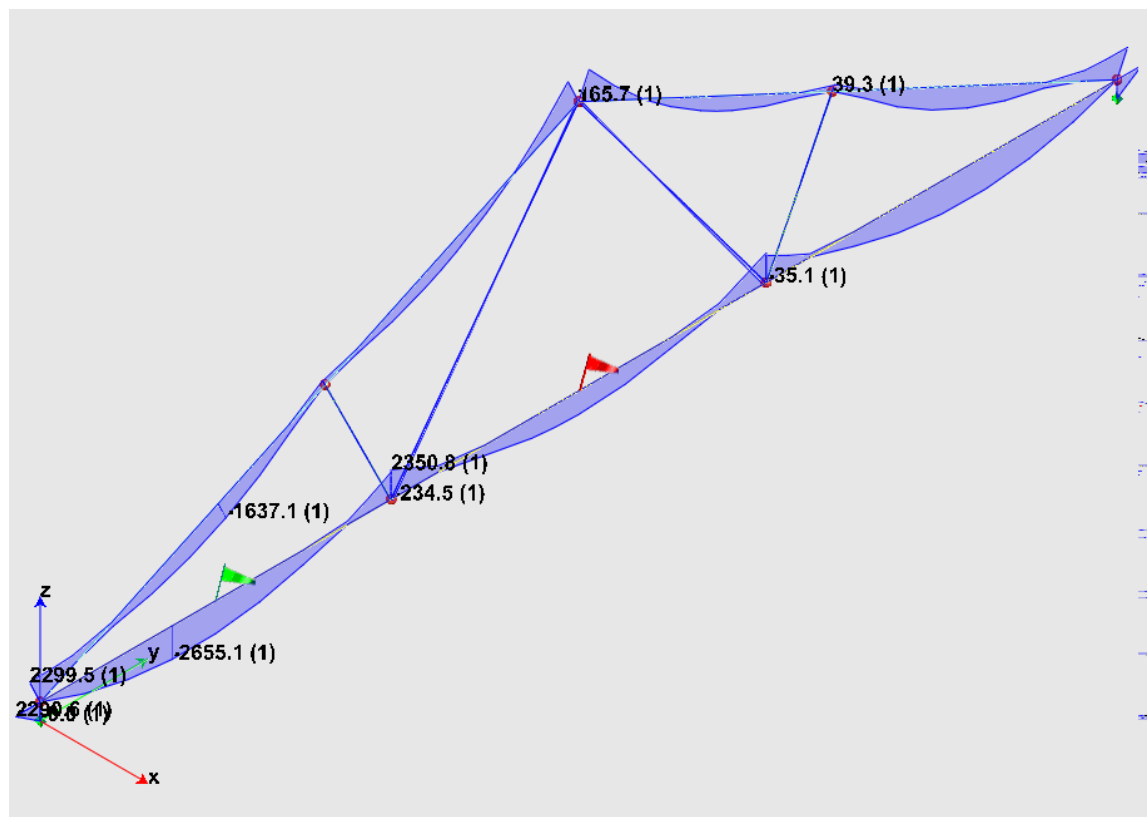
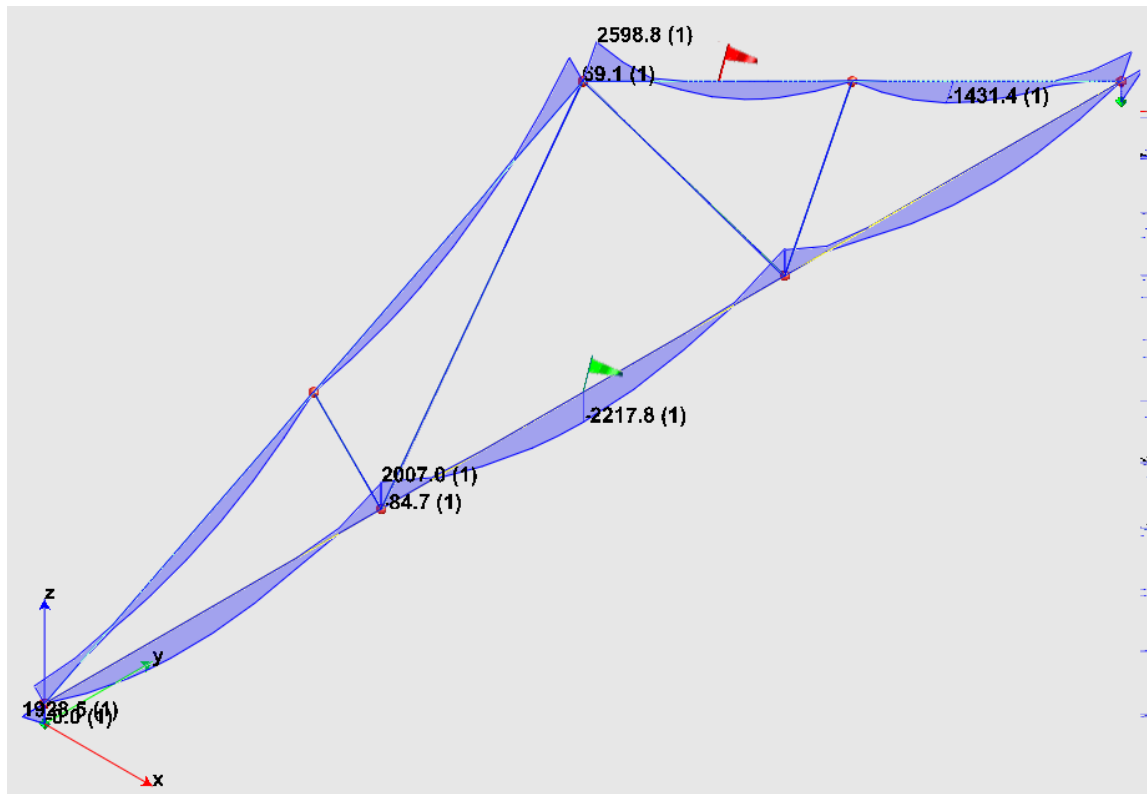


Diagramma dei momenti

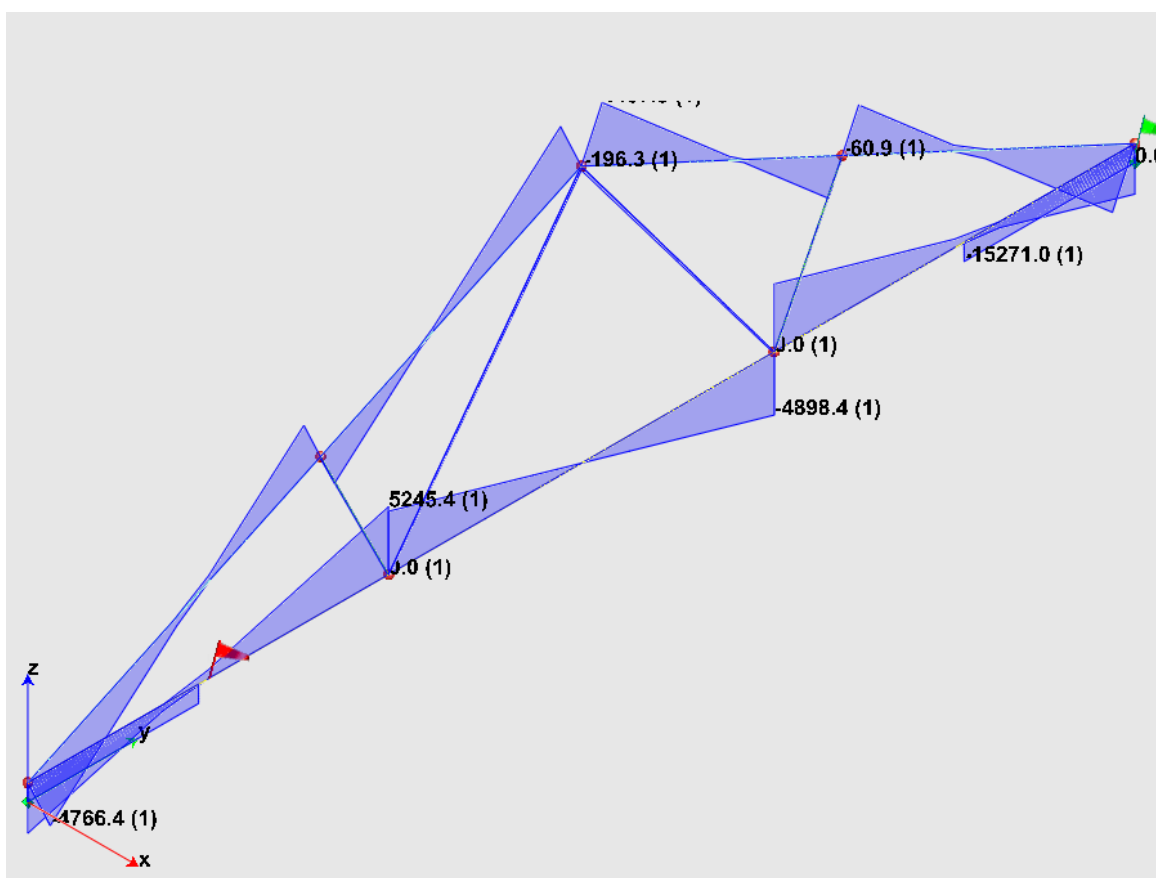
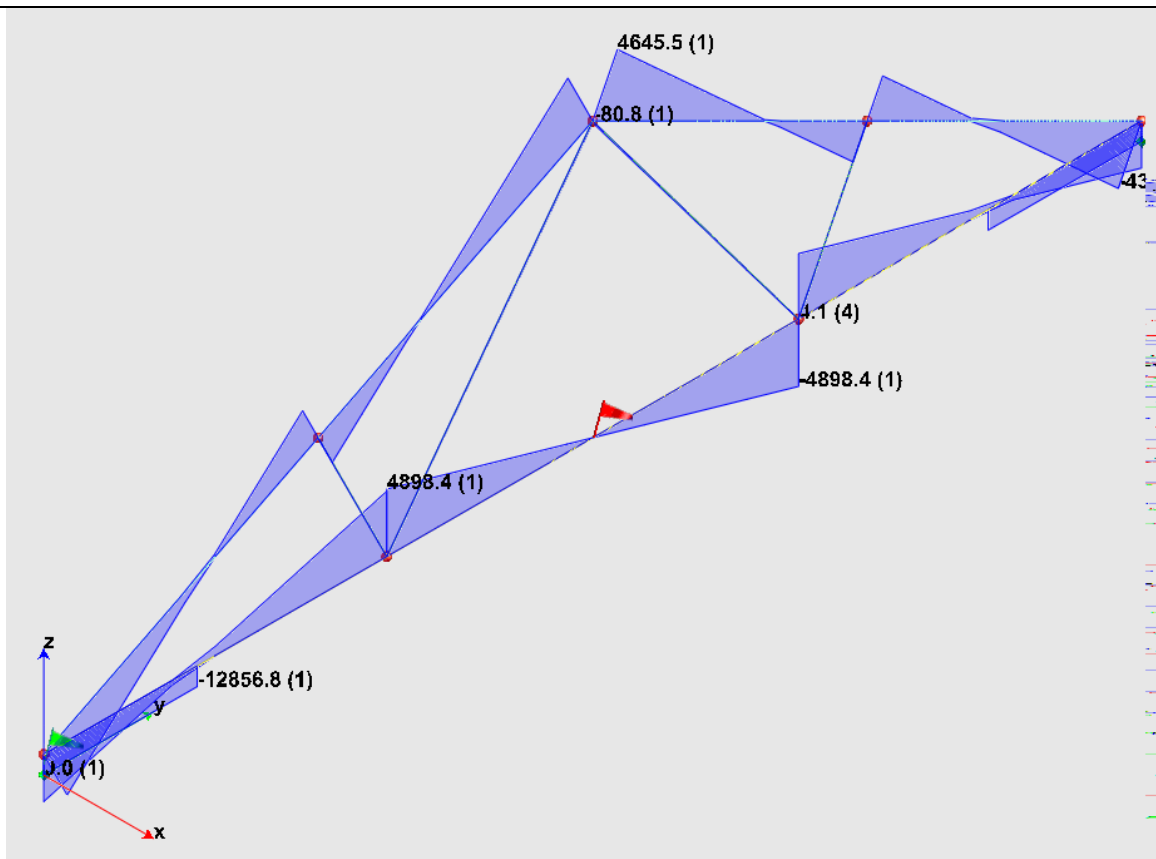


Diagramma del taglio

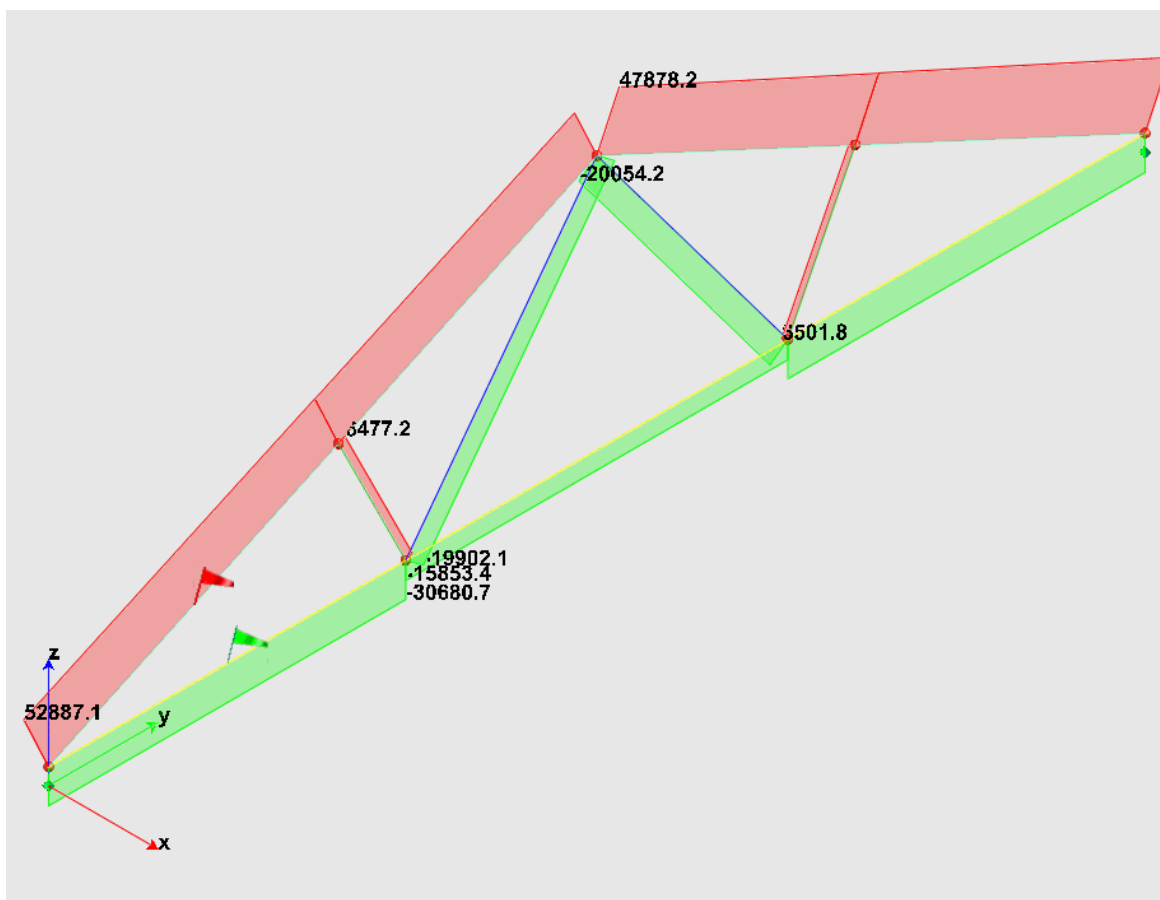
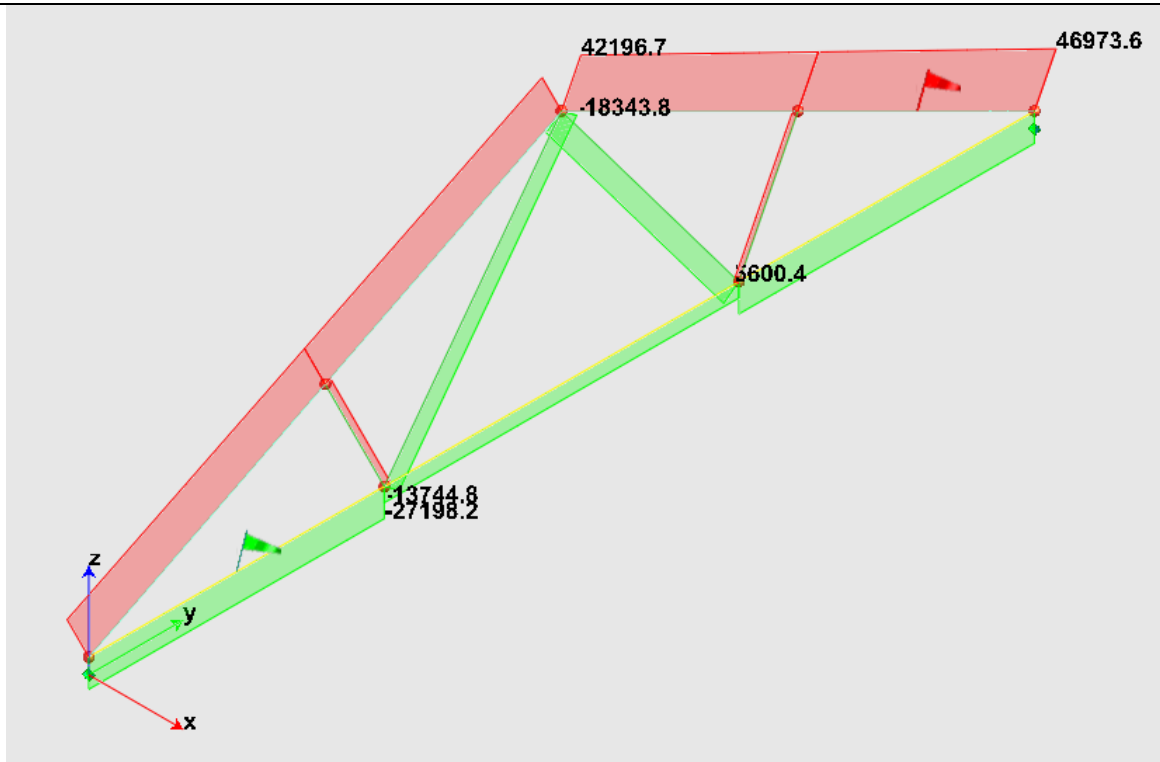


Diagramma dello sforzo normale

Verifiche

Acciaio tipo ..... : S235

VERIFICA TRAVI SEZIONE 1 PROFILO 2UPN 2x200

Asta	Luce	Snellezza			Resistenza			Instabilità 1/2			Instabilità 1/3		
Da A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	
23	17	2571	33.4	71.9	1	0.54	1	1	0.37	1	1	0.50	1
25	22	2571	33.4	71.9	1	0.30	1	1	0.18	1	1	0.25	1
22	16	2571	33.4	71.9	1	0.28	1	1	0.19	1	1	0.26	1
26	23	2571	33.4	71.9	1	0.57	1	1	0.35	1	1	0.47	1
27	21	2571	33.4	71.9	1	0.30	1	1	0.18	1	1	0.25	1
21	9	2571	33.4	71.9	1	0.28	1	1	0.19	1	1	0.26	1
26	20	2571	33.4	71.9	1	0.57	1	1	0.35	1	1	0.47	1
19	7	2571	33.4	71.9	1	0.28	1	1	0.19	1	1	0.26	1
25	19	2571	33.4	71.9	1	0.30	1	1	0.18	1	1	0.25	1
20	8	2571	33.4	71.9	1	0.54	1	1	0.37	1	1	0.50	1
24	18	2571	33.4	71.9	1	0.28	1	1	0.19	1	1	0.26	1
27	24	2571	33.4	71.9	1	0.30	1	1	0.18	1	1	0.25	1

VERIFICA TRAVI SEZIONE 2 PROFILO 2UPN 2x220

Asta	Luce	Snellezza		Resistenza			Instabilità 1/2			Instabilità 1/3		
Da A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
10 7	2875	33.9	75.5	1	0.17	1	3	0.00	0	3	0.00	0
10 13	3450	40.7	90.6	1	0.14	1	3	0.00	0	3	0.00	0
13 16	2875	33.9	75.5	1	0.17	1	3	0.00	0	3	0.00	0
11 8	2875	33.9	75.5	1	0.33	1	3	0.00	0	3	0.00	0
11 14	3450	40.7	90.6	1	0.26	1	3	0.00	0	3	0.00	0
14 17	2875	33.9	75.5	1	0.33	1	3	0.00	0	3	0.00	0
12 9	2875	33.9	75.5	1	0.17	1	3	0.00	0	3	0.00	0
12 15	3450	40.7	90.6	1	0.14	1	3	0.00	0	3	0.00	0
15 18	2875	33.9	75.5	1	0.17	1	3	0.00	0	3	0.00	0

VERIFICA TRAVI SEZIONE 3 PROFILO \_||\_ Equal Flanges 2-90x9

Asta	Luce	Snellezza	Resistenza			Instabilità 1/2			Instabilità 1/3			Pressoflessione				
Da A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	
13	25	2875	105.3	66.7	1	0.18	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0
13	22	1286	47.1	29.8	3	0.06	1	3	0.05	1	3	0.05	1	3	0.07	1
14	23	1286	47.1	29.8	3	0.10	1	3	0.10	1	3	0.09	1	3	0.12	1
12	21	1286	47.1	29.8	3	0.06	1	3	0.05	1	3	0.05	1	3	0.07	1
11	26	2875	105.3	66.7	1	0.34	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0

11	20	1286	47.1	29.8	3	0.10	1	3	0.10	1	3	0.09	1	3	0.12	1
10	19	1286	47.1	29.8	3	0.06	1	3	0.05	1	3	0.05	1	3	0.07	1
10	25	2875	105.3	66.7	1	0.18	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0
12	27	2875	105.3	66.7	1	0.18	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0
14	26	2875	105.3	66.7	1	0.34	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0
15	24	1286	47.1	29.8	3	0.06	1	3	0.05	1	3	0.05	1	3	0.07	1
15	27	2875	105.3	66.7	1	0.18	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0

#### CAPRIATA LUNGAVERIFICA TRAVI SEZIONE 1 PROFILO 2UPN 2x200

Asta Luce Snellezza Resistenza

Da A [mm] 1/2 1/3 Classe Sd/Sr Comb.

26	23	2573	33.4	71.9	1	0.58	1
26	20	2573	33.4	71.9	1	0.58	1
20	8	2886	37.5	80.7	1	0.62	1
23	17	2886	37.5	80.7	1	0.62	1

#### VERIFICA TRAVI SEZIONE 2 PROFILO 2UPN 2x220

Asta Luce Snellezza Resistenza

Da A [mm] 1/2 1/3 Classe Sd/Sr Comb.

11	8	3225	38.0	84.7	1	0.40	1
11	14	3450	40.7	90.6	1	0.29	1
14	17	3225	38.0	84.7	1	0.40	1

#### VERIFICA TRAVI SEZIONE 3 PROFILO \_||\_ Equal Flanges 2-UPN100

Asta	Luce	Snellezza	Resistenza			Instabilità 1/2			Instabilità 1/3			Pressoflessione				
Da	A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
14	23	1360	44.3	29.7	4	0.36	1	4	0.22	1	4	0.21	1	4	0.49	1
11	20	1360	44.3	29.7	4	0.36	1	4	0.22	1	4	0.21	1	4	0.49	1

#### VERIFICA TRAVI SEZIONE 4 PROFILO \_||\_ Equal Flanges 2-UPN140

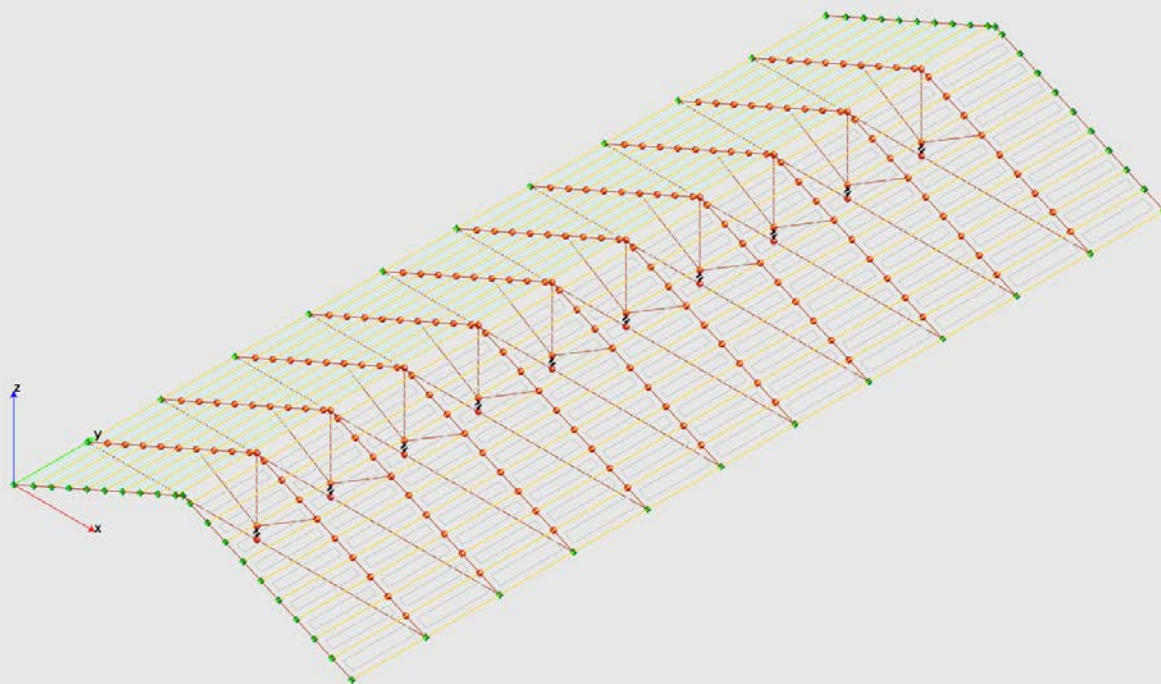
Asta	Luce	Snellezza			Resistenza			Instabilità 1/2			Instabilità 1/3			Pressoflessione		
Da	A	[mm]	1/2	1/3	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
11	26	2875	67.1	45.3	1	0.20	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0
14	26	2875	67.1	45.3	1	0.20	1	3	0.00	0	3	0.00	0	3	0.00	0

## CAPRIATE LIGNEE SANTA MARIA DELLE CROCI



### Analisi dei carichi solaio del coperto

Peso proprio solaio	$g_1 =$	1.00	KN/mq
Portati	$g_{12} =$	1.00	KN/mq
Totale	$g =$	2.00	KN/mq
Variabili	$q_1 =$	1.50	KN/mq.



MODELLO COMPLETO

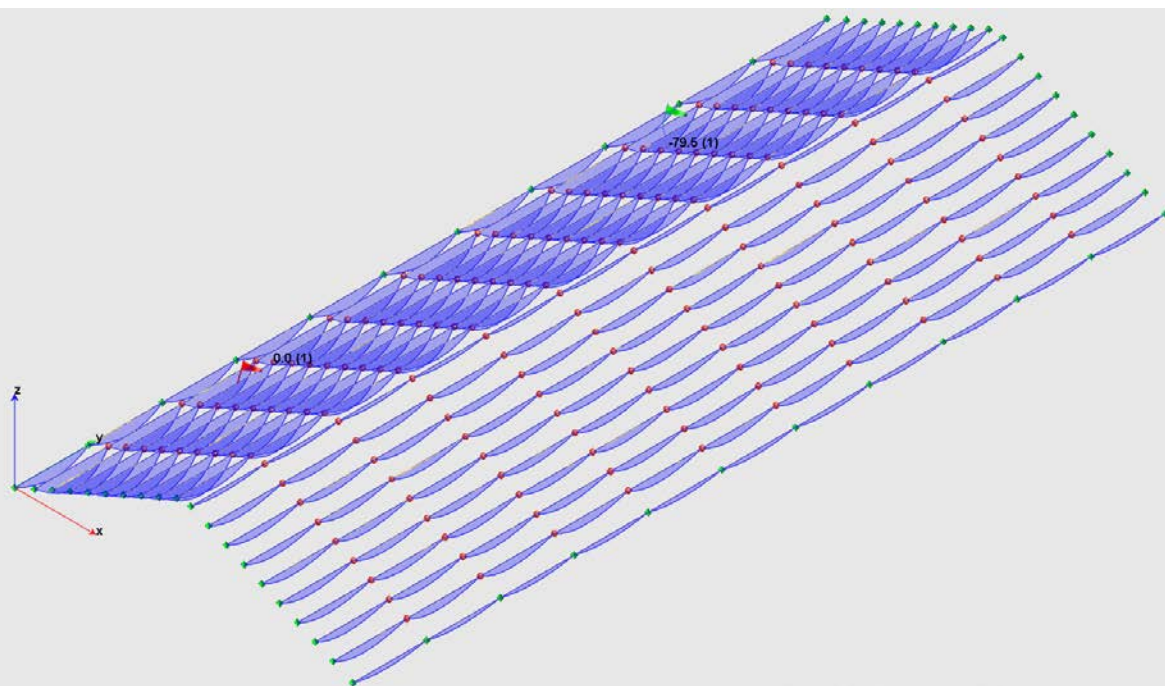
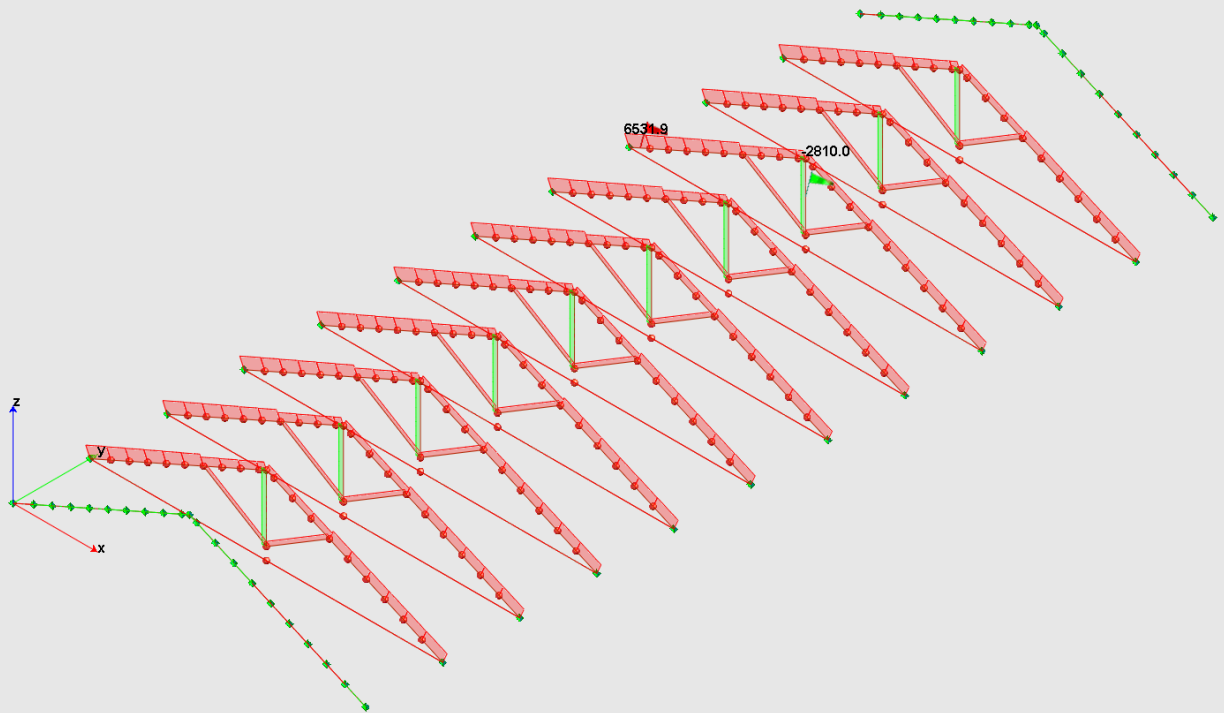
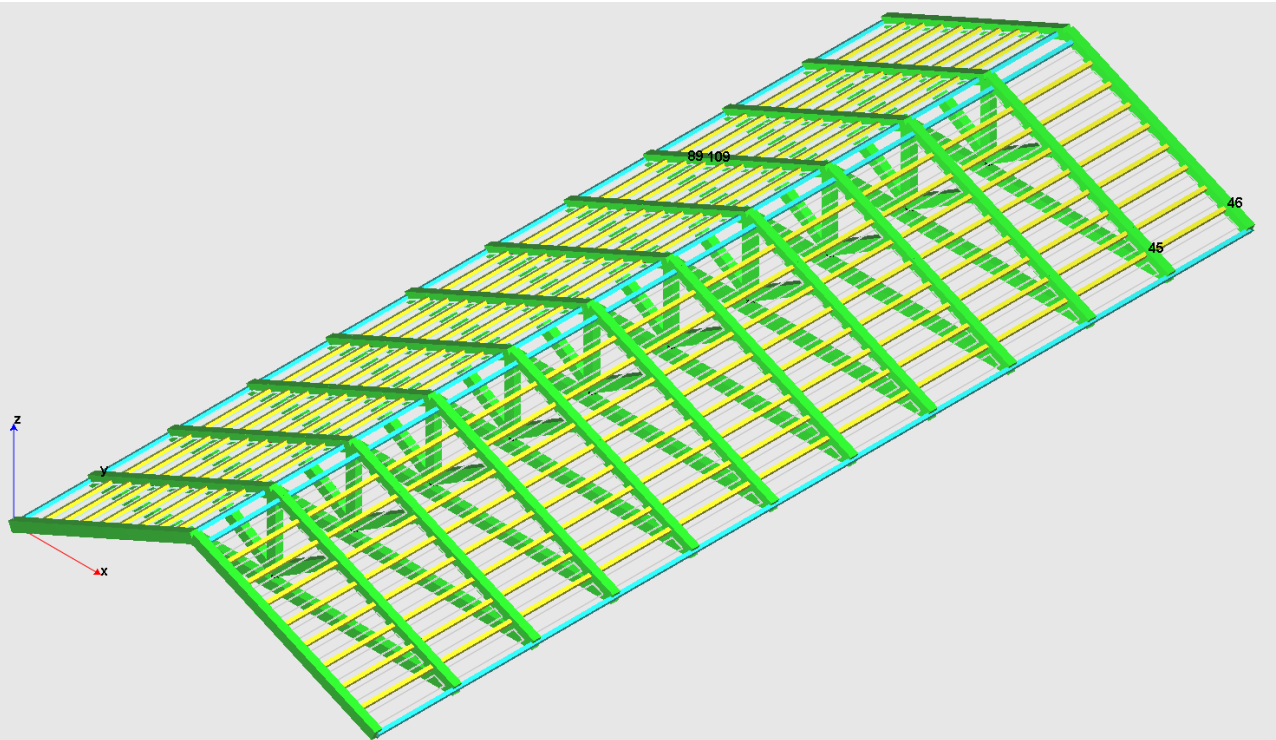


DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE ARCARECCIATURA



## SFORZO NORMALE CAPRIATE



PERCENTUALE DI SFRUTTAMENTO SEZIONI (verde < 33%, ciano < 66%, 66 % < giallo < 100%)

### Verifica elementi in legno tipo Trave

#### Singoli elementi

#### Sezione 1 asta 89..109

Luce 500 [mm]

#### Materiale S3-Abete (C18) legno massiccio esistente

$f_{mk}$  180.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{t0k}$  110.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{ck}$  180.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vk}$  34.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{t90k}$  4.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{c90k}$  26.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $E_{w5}$  70000.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $E_{0Mean}$  105000.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $G_{Mean}$  6600.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $E_{90Mean}$  3500.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $\beta_C$  0.20  
 $\gamma_M$  1.25  
 $k_{cr}$  1.00

**Sezione 1 180.0 x 220.0 [mm]**

**Parametro Valore**

Area 396.00 [cm<sup>2</sup>]  
 $J_x$  15972 [cm<sup>4</sup>]  
 $J_y$  10692 [cm<sup>4</sup>]  
 $W_x$  1452 [cm<sup>3</sup>]  
 $W_y$  1188 [cm<sup>3</sup>]  
 $i_x$  63.5 [mm]  
 $i_y$  52.0 [mm]  
 $J_t$  28686 [cm<sup>4</sup>]  
 $W_t$  1594 [cm<sup>3</sup>]  
 $k_{sh}$  1.041  
 $k_m$  0.700  
 $k_{ht}$  1.000  
 $k_{hMx}$  1.000  
 $k_{hMy}$  1.000

**Verifiche di resistenza**

Verifiche a presso-flessione

Combinazione critica:1 x=500 [mm]

$k_{mod}$  0.90  
 $f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\sigma$   
 [kg/cm<sup>2</sup>]

N 6223.1 [kg] 15.7  
 $M_x$  -444.6 [kgm] 30.6  
 $M_y$  -0.0 [kgm] 0.0  
 $\sigma_D/\sigma_R$  0.25

Verifiche a taglio-torsione

Combinazione critica:2 x=0 [mm]

$k_{mod}$  0.90  
 $f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\tau$   
 [kg/cm<sup>2</sup>]

$V_{12}$  24.0 [kg] 0.1  
 $V_{13}$  -13.5 [kg] 0.1  
 $T$  19.1 [kgm] 1.2  
 $\sigma_D/\sigma_R$  0.05

**Verifiche di Instabilità**

Combinazione critica:1

$k_{mod}$  0.90

$f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

Piano 1/2

$\beta$  1.00

$\lambda_{Rel}$  0.13

$k_c$  1.00

Piano 1/3

$\beta$  1.00

$\lambda_{Rel}$  0.16

$k_c$  1.00

Verifica

N 6223.1 [kg] 15.7 [kg/cm<sup>2</sup>]

$M_x$  -444.6 [kgm] 30.6 [kg/cm<sup>2</sup>]

$M_y$  -0.0 [kgm] 0.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\sigma_D/\sigma_R$  0.25

**Verifiche di Svergolamento**

Combinazione critica:1 x=500 [mm]

$k_{mod}$  0.90

$f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

$L_{eff}$  500 [mm]

$\lambda_{Rel}$  0.11

$k_{crit,Rel}$  1.00

$k_{c,13}$  1.00

$\sigma$  [kg/cm<sup>2</sup>]

N 6223.1 [kg] 15.7

$M_x$  -444.6 [kgm] 30.6

$\sigma_D/\sigma_R$  0.18

**Sezione 2 asta 45..46**

Luce 1900 [mm]

**Materiale S3-Abete (C18) legno massiccio esistente**

$f_{mk}$  180.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{t0k}$  110.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{c0k}$  180.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{vk}$  34.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{t90k}$  4.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$f_{c90k}$  26.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$E_{w5}$  70000.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$E_{0Mean}$  105000.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$G_{Mean}$  6600.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$E_{90Mean}$  3500.0 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\beta_C$  0.20

$\gamma_M$  1.25

$k_{cr}$  1.00

**Sezione 2 80.0 x 80.0 [mm]**

**Parametro Valore**

Area 64.00 [cm<sup>2</sup>]

$J_x$  341 [cm<sup>4</sup>]

$J_y$  341 [cm<sup>4</sup>]

$W_x$  85 [cm<sup>3</sup>]

$W_y$  85 [cm<sup>3</sup>]  
 $i_x$  23.1 [mm]  
 $i_y$  23.1 [mm]  
 $J_t$  853 [cm<sup>4</sup>]  
 $W_t$  107 [cm<sup>3</sup>]  
 $k_{sh}$  1.050  
 $k_m$  0.700  
 $k_{ht}$  1.134  
 $k_{hMx}$  1.134  
 $k_{hMy}$  1.134

**Verifiche di resistenza**

Verifiche a presso-flessione

Combinazione critica:1 x=950 [mm]

$k_{mod}$  0.90  
 $f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\sigma$   
 [kg/cm<sup>2</sup>]

$N$  0.5 [kg] 0.0  
 $M_x$  -11.8 [kgm] 13.9  
 $M_y$  -79.5 [kgm] 93.2  
 $\sigma_D/\sigma_R$  0.70

Verifiche a taglio-torsione

Combinazione critica:1 x=1900 [mm]

$k_{mod}$  0.90  
 $f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\tau$   
 [kg/cm<sup>2</sup>]

$V_{12}$  -75.0 [kg] 1.8  
 $V_{13}$  -167.5 [kg] 3.9  
 $T$  -2.9 [kgm] 2.8  
 $\sigma_D/\sigma_R$  0.14

**Verifiche di Instabilità**

Combinazione critica:1

$k_{mod}$  0.90  
 $f_{md}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{td}$  79.2 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{cd}$  129.6 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd}$  24.5 [kg/cm<sup>2</sup>]

Piano 1/2

$\beta$  1.00  
 $\lambda_{Rel}$  1.33  
 $k_c$  0.47

Piano 1/3

$\beta$  1.00  
 $\lambda_{Rel}$  1.33  
 $k_c$  0.47

Verifica

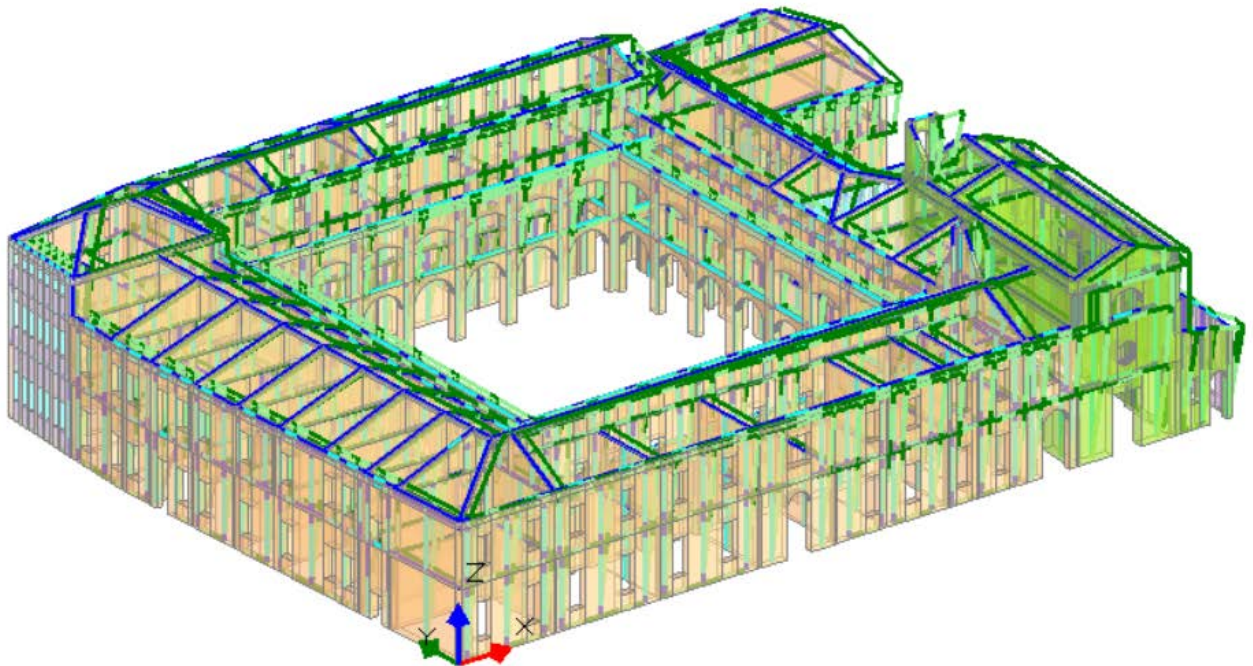
$N$  0.5 [kg] 0.0 [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $M_x$  -11.8 [kgm] 13.9 [kg/cm<sup>2</sup>]

$M_v$  -79.5 [kgm] 93.2 [kg/cm<sup>2</sup>]

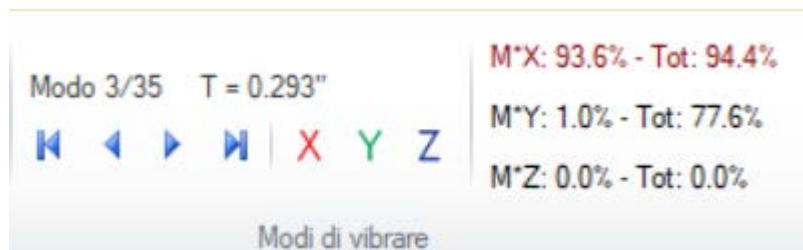
$\sigma_D/\sigma_R$  0.70

## ANALISI GLOBALI

## ANALISI MODALE

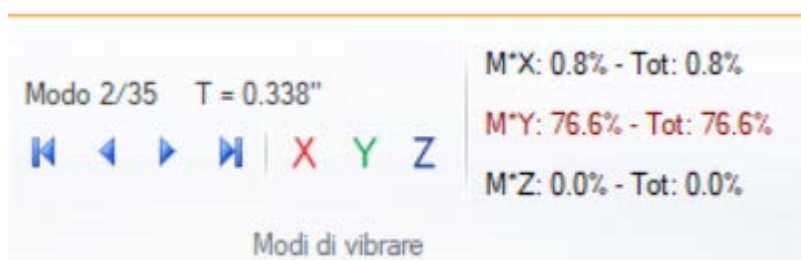
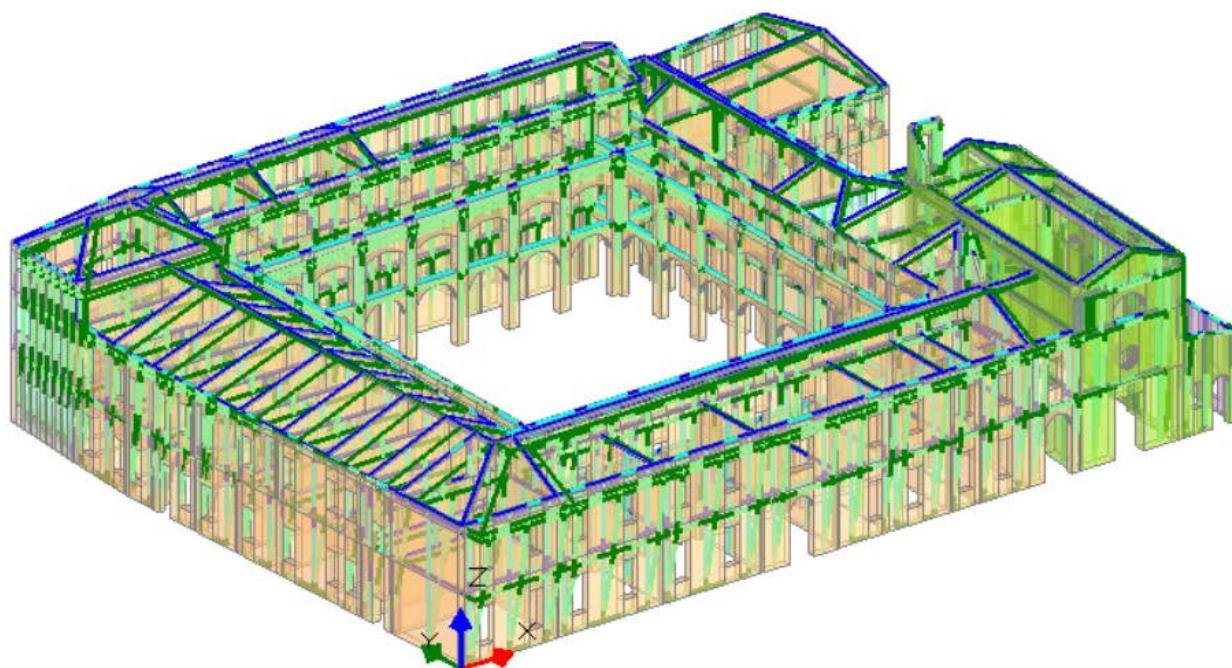


Primo modo di vibrare in direzione x



Il primo modo di vibrare in direzione x eccita già l'93.6% delle masse. La deformata è prevalentemente diretta verso x per cui non si hanno comportamenti "torsionali" che evidenzino zone deboli in questa direzione di ingresso del sisma.

Primo modo di vibrare in direzione Y



Il primo modo di vibrare in direzione y eccita il 76.6% delle masse. La deformata è prevalentemente diretta verso y per cui non si hanno comportamenti "torsionali" che evidenzino zone deboli in questa direzione di ingresso del sisma.

Entrambe le direzioni principali del sisma inducono deformazioni naturali.

## ANALISI STATICA LINEARE

Si esegue l'analisi statica dell'intero complesso.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

### Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

#### SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES)

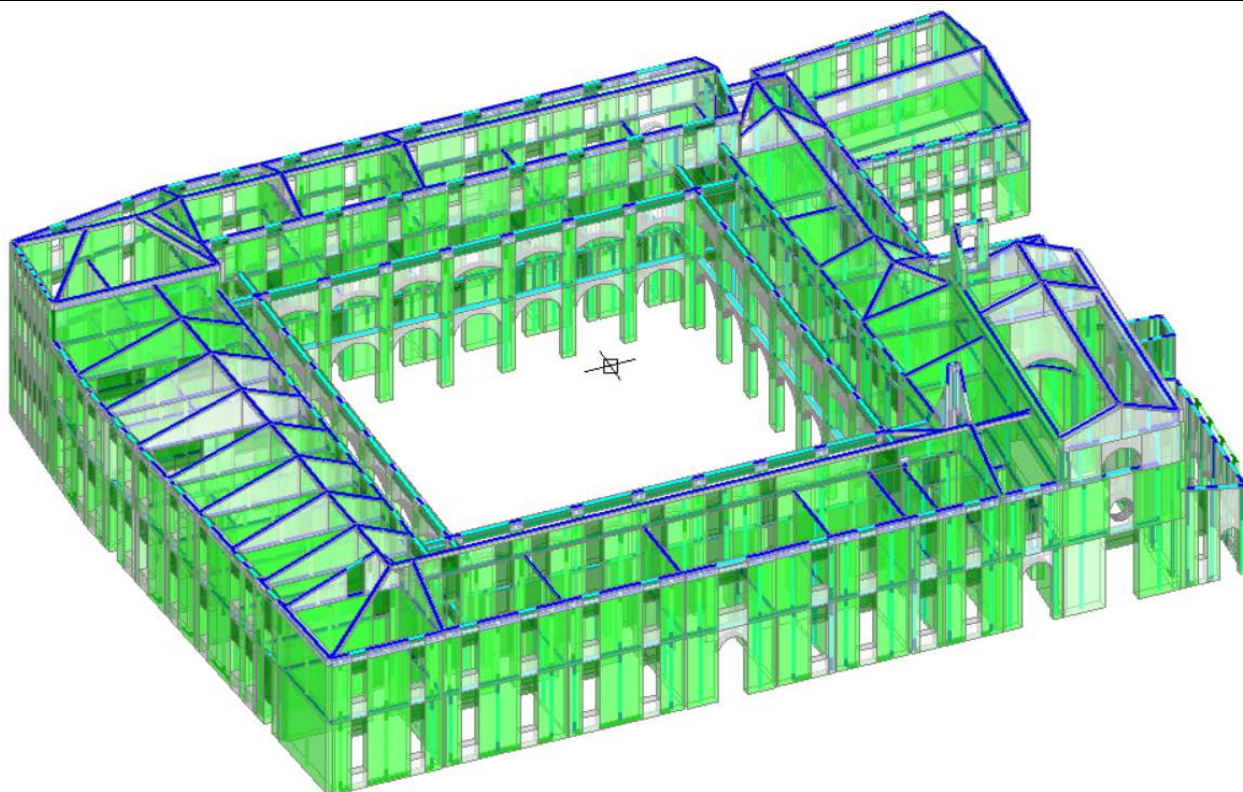
#### Involuppo CCC

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.212	100%
Taglio scomimento [§4.5.6]	1.113	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.315	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.144	100%

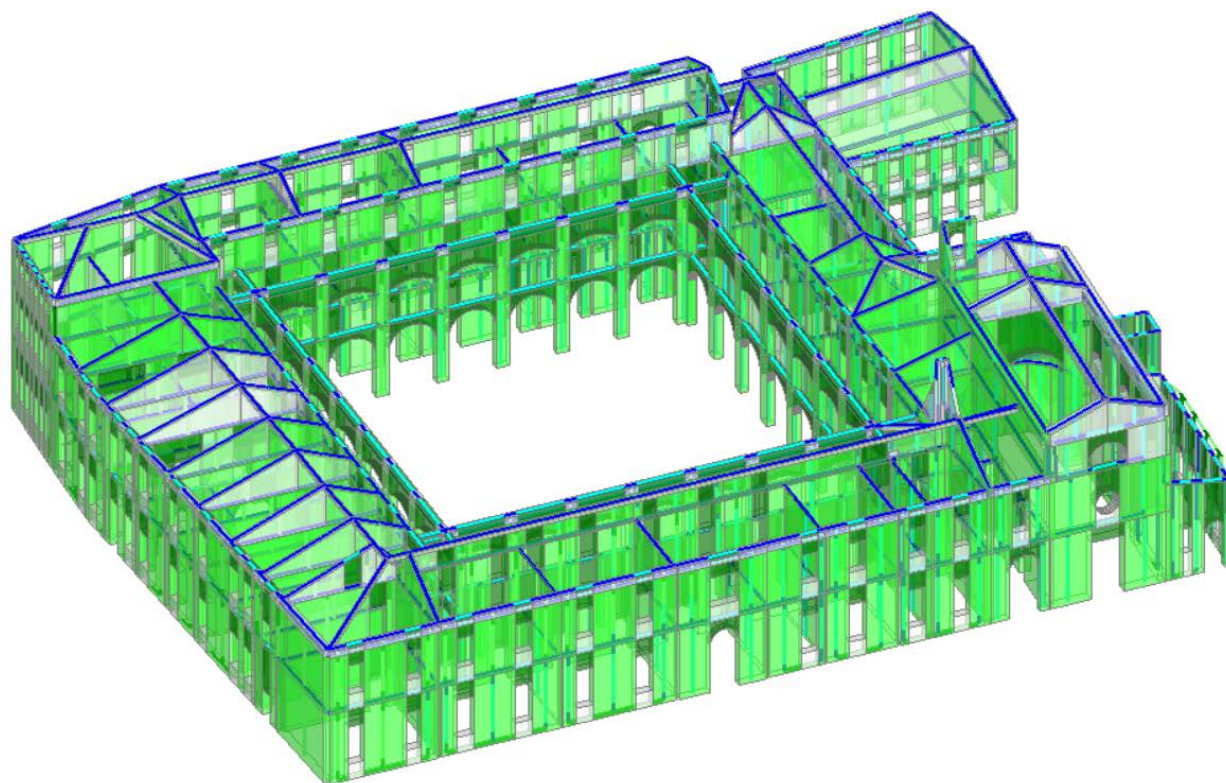
Il risultato, non scontato, risulta essere positivo.

Questa prima analisi di verifica indica l'assenza di carenze che implicherebbero interventi di rinforzo immediati.

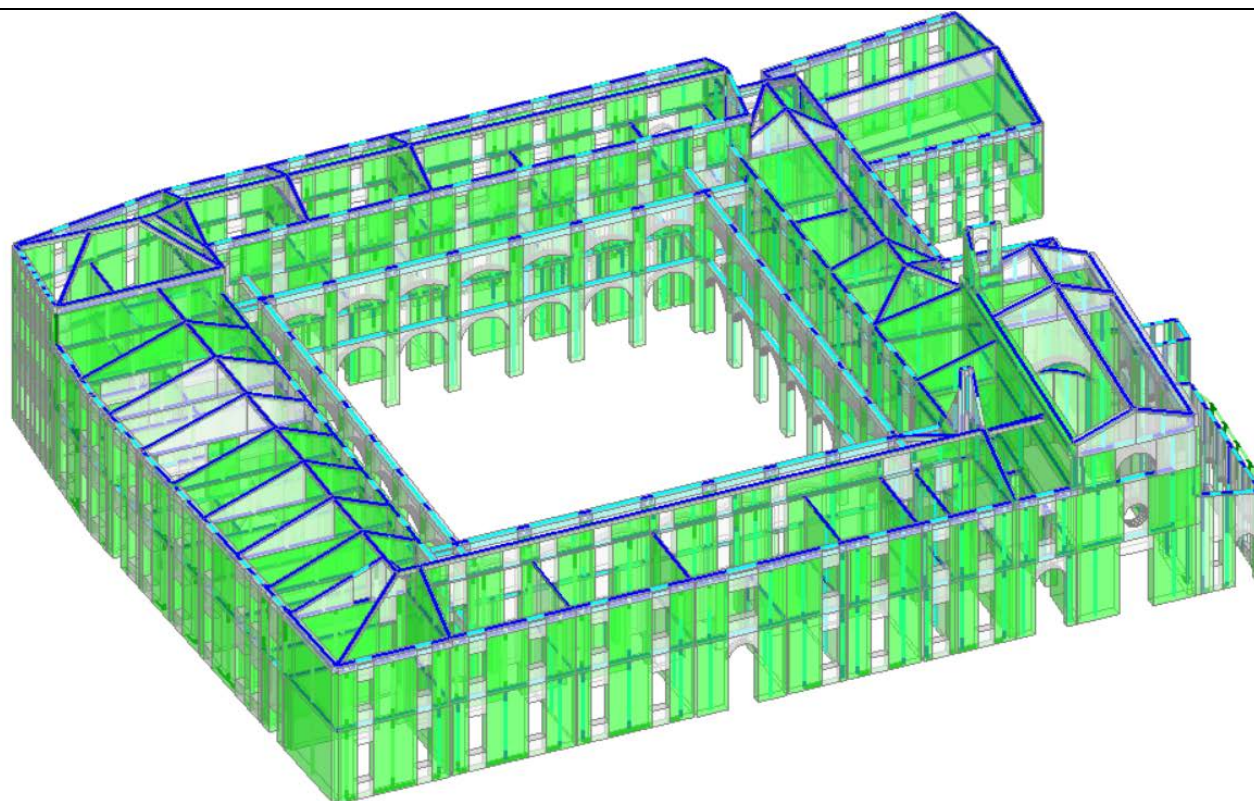
Di seguito le varie verifiche dei setti murari e delle strisce di piano vengono riportate in modo facilmente intellegibile.



Verifiche a pressoflessione nel piano.



Verifiche a taglio.



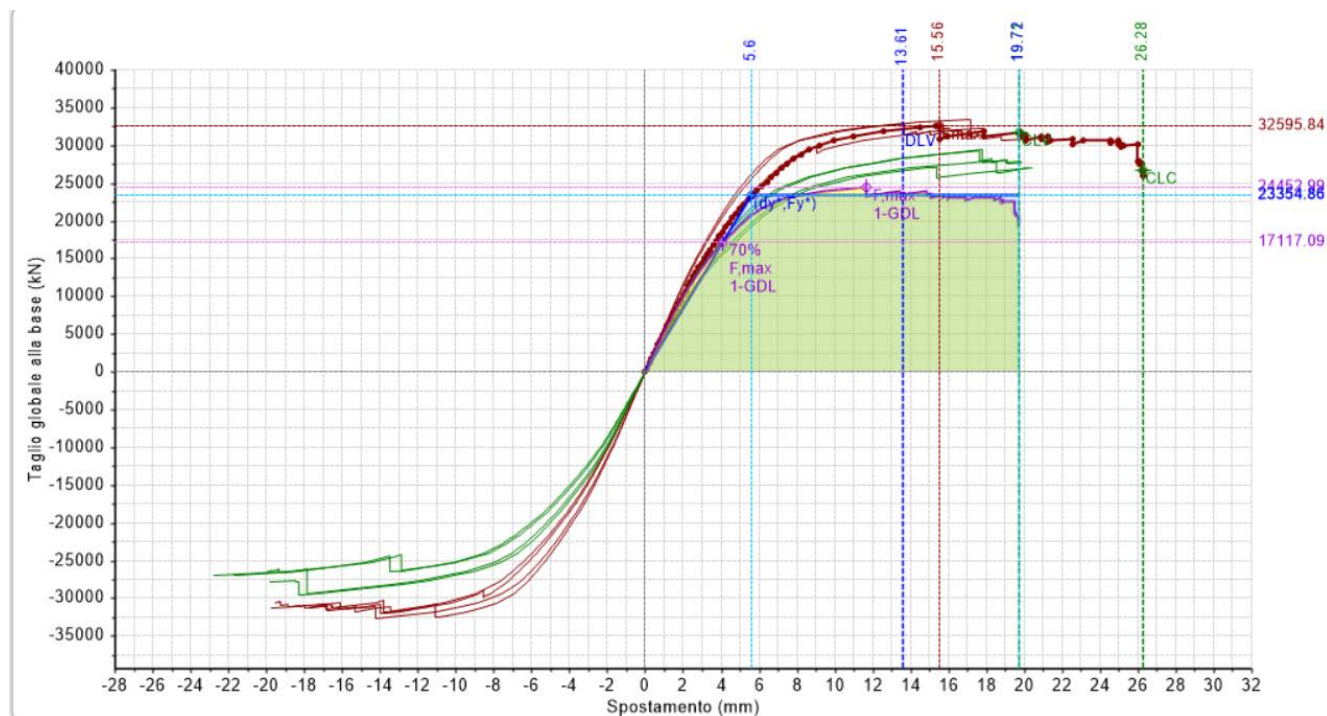
Verifiche a pressoflessione orto.

## ANALISI NON LINEARE STATICA COMPLESSIVA

Si esegue l'analisi di push over dell'intero complesso.

Gestione risultati Analisi Pushover

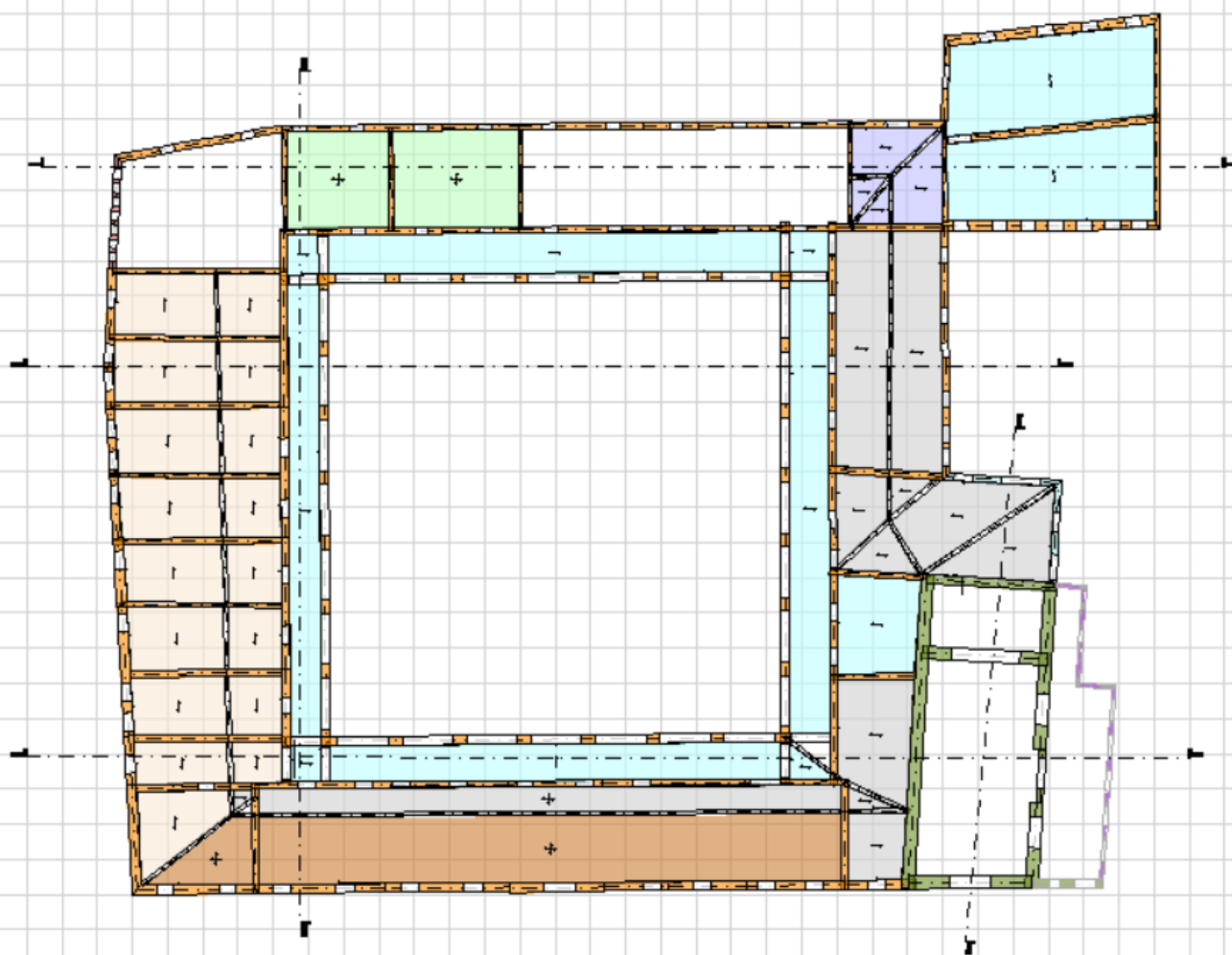
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGACLTV	TRICLV	PVRCLV	C.PGA(SLV)	C.TR(SLV)	VNCLV
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'			L4	0.333	1.734	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'			L4	0.329	1.772	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'			L4	0.285	1.997	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'			L4	0.281	2.028	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'			L4	0.327	1.753	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
6	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'			L4	0.325	1.771	5.000	0.328	2441	3.026	1.408	3.428	171
7	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'			L4	0.278	2.055	5.000	0.328	2397	3.080	1.408	3.367	168
8	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'			L4	0.275	2.089	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
9	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'			L4	0.336	1.841	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'			L4	0.341	1.831	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
11	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'			L4	0.299	1.924	5.000	0.310	1944	3.785	1.330	2.730	137
12	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'			L4	0.300	1.888	5.000	0.309	1906	3.859	1.326	2.677	134
13	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'			L4	0.332	1.856	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
14	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'			L4	0.333	1.851	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
15	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'			L4	0.300	1.886	5.000	0.295	1599	4.582	1.266	2.246	112
16	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'			L4	0.302	1.903	5.000	0.322	2225	3.315	1.382	3.125	156



L'analisi statica non lineare dell'intero complesso fornisce un primo dato generale di capacità di resistenza.

Il valore minimo tra le curve di capacità indica un valore  $\zeta_E$  pari a circa 1.26.

Il valore di resistenza del modello globale, come si vedrà dalle analisi locali riportate di seguito, sarà fortemente ridotto. Il risultato parziale era in qualche modo atteso a causa della forma dell'edificio, a sezione sottile chiusa.



## ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°1: PORZIONE SU VIA GUACCIMANNI

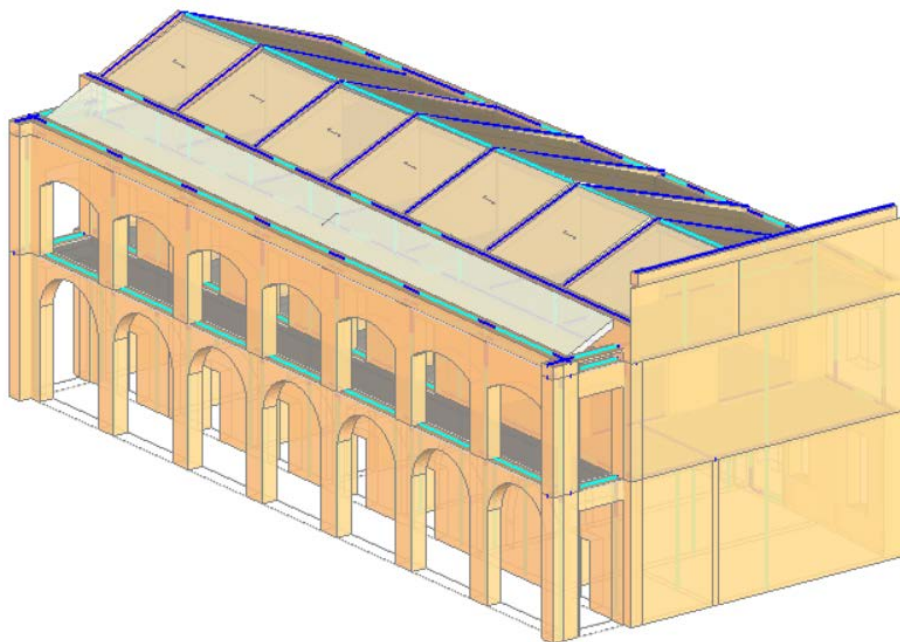
N° curva	Comente	Vala	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q"	q	PGA.CLV	TR.CLV	PVR.CLV	CPGA(SLV)	CTR(SLV)	VN.CLV
1	⊙	☑	B	+X'	+0.3Y'			L3	0.296	1.995	5.000	0.326	2375	3.109	1.399	3.336	167
2	⊙	☐	B	+X'	+0.3Y'		±	L3	0.312	1.863	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
3	⊙	☐	B	+X'	-0.3Y'			L3	0.280	2.056	4.333	0.322	2246	3.284	1.382	3.154	158
4	⊙	☐	B	+X'	-0.3Y'		±	L3	0.306	1.867	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
5	⊙	☐	B	+Y'	+0.3X'			L3	0.225	2.410	5.000	0.228	668	10.620	0.979	0.938	47
6	⊙	☐	B	+Y'	+0.3X'		±	L3	0.222	2.444	5.000	0.229	678	10.472	0.983	0.952	48
7	⊙	☐	B	+Y'	-0.3X'			L3	0.216	2.593	5.000	0.220	595	11.843	0.944	0.836	42
8	⊙	☐	B	+Y'	-0.3X'		±	L3	0.213	2.624	5.000	0.220	594	11.862	0.944	0.834	42
9	⊙	☐	B	-X'	+0.3Y'			L3	0.336	1.707	4.359	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
10	⊙	☐	B	-X'	+0.3Y'		±	L3	0.340	1.693	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
11	⊙	☐	B	-X'	-0.3Y'			L3	0.314	1.827	4.207	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
12	⊙	☐	B	-X'	-0.3Y'		±	L3	0.323	1.791	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
13	⊙	☐	B	-Y'	+0.3X'			L3	0.213	2.716	4.759	0.218	569	12.349	0.936	0.799	40
14	⊙	☐	B	-Y'	+0.3X'		±	L3	0.211	2.745	5.000	0.218	577	12.189	0.936	0.810	41
15	⊙	☐	B	-Y'	+0.3X'			L3	0.216	2.696	4.575	0.215	552	12.704	0.923	0.775	39
16	⊙	☐	B	-Y'	-0.3X'		±	L3	0.225	2.563	5.000	0.212	527	13.265	0.910	0.740	37
17	⊙	☐	E	+X'	+0.3Y'			L3	0.340	1.790	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
18	⊙	☐	E	+X'	+0.3Y'		±	L3	0.335	1.794	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
19	⊙	☐	E	+X'	-0.3Y'			L3	0.337	1.811	4.366	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
20	⊙	☐	E	+X'	-0.3Y'		±	L3	0.329	1.843	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
21	⊙	☐	E	+Y'	+0.3X'			L3	0.265	2.079	3.332	0.233	717	9.932	1.000	1.007	50
22	⊙	☐	E	+Y'	+0.3X'		±	L3	0.243	2.402	5.000	0.248	876	8.205	1.064	1.230	62
23	⊙	☐	E	+Y'	-0.3X'			L3	0.255	2.279	3.206	0.234	727	9.802	1.004	1.021	51
24	⊙	☐	E	+Y'	-0.3X'		±	L3	0.243	2.391	5.000	0.234	727	9.802	1.004	1.021	51
25	⊙	☐	E	-X'	+0.3Y'			L3	0.345	1.765	3.299	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
26	⊙	☐	E	-X'	+0.3Y'		±	L3	0.341	1.780	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
27	⊙	☐	E	-X'	-0.3Y'			L3	0.332	1.829	4.042	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
28	⊙	☐	E	-X'	-0.3Y'		±	L3	0.330	1.839	5.000	0.330	≥2475	2.985	1.416	3.476	174
29	⊙	☐	E	-Y'	+0.3X'			L3	0.251	2.352	3.877	0.241	799	8.960	1.034	1.122	56
30	⊙	☐	E	-Y'	+0.3X'		±	L3	0.262	2.237	5.000	0.255	957	7.538	1.094	1.344	67
31	⊙	☐	E	-Y'	-0.3X'			L3	0.282	2.108	4.362	0.272	1201	6.054	1.167	1.687	84
32	⊙	☐	E	-Y'	-0.3X'		±	L3	0.274	2.170	5.000	0.272	1198	6.068	1.167	1.683	84



$\zeta_E = 0.91$  corpo su via Guaccimanni

ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°2: PORZIONE SU VIA DENTE

N°curva	Corrente	Vela	Dstr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q"	q	PGACL	TRCLV	PVRCLV	ζPGASLV	ζTRISLV	VNCLV
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'			L4	0.323	1.845	2.720	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'		±	L4	0.312	1.903	2.784	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'			L4	0.343	1.726	2.970	0.326	2354	3.136	1.399	3.306	165
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'		±	L4	0.331	1.784	3.483	0.322	2259	3.266	1.362	3.173	159
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'			L4	0.267	1.984	4.142	0.291	1532	4.778	1.249	2.152	108
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'		±	L4	0.275	1.916	4.765	0.309	1906	3.659	1.326	2.677	134
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'			L4	0.257	2.113	3.780	0.280	1326	5.499	1.202	1.862	93
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'		±	L4	0.259	2.088	5.000	0.284	1403	5.205	1.219	1.971	99
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'			L4	0.353	1.691	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'		±	L4	0.338	1.747	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'			L4	0.348	1.704	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'		±	L4	0.339	1.754	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'			L4	0.279	1.809	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'		±	L4	0.275	1.838	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'			L4	0.280	1.807	5.000	0.326	2349	3.142	1.399	3.299	165
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'		±	L4	0.275	1.856	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
17	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'			L4	0.336	1.796	2.637	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
18	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'		±	L4	0.324	1.874	2.647	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
19	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'			L4	0.346	1.715	2.834	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
20	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'		±	L4	0.338	1.755	2.924	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
21	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'			L4	0.309	1.984	3.952	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
22	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'		±	L4	0.299	1.681	4.200	0.302	1740	4.219	1.296	2.444	122
23	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'			L4	0.307	1.960	3.621	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
24	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'		±	L4	0.298	1.706	5.000	0.329	2452	3.012	1.412	3.444	172
25	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'			L4	0.354	1.758	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
26	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'		±	L4	0.345	1.810	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
27	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'			L4	0.351	1.662	4.501	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
28	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'		±	L4	0.339	1.750	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
29	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'			L4	0.299	1.972	4.200	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
30	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'		±	L4	0.292	2.036	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
31	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'			L4	0.299	1.973	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
32	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'		±	L4	0.295	1.997	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174

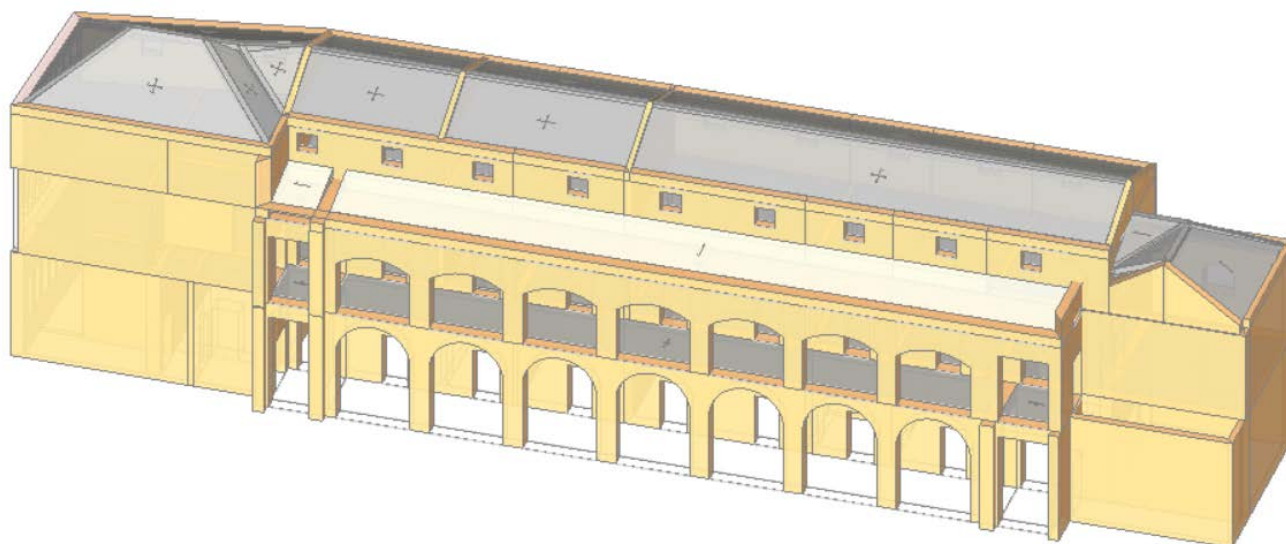


$\zeta_E = 1.20 \Rightarrow 1.0$  corpo su via DENTE

ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°3: PORZIONE SU VIA TOMBESI DALL'OVA

Gestione risultati Analisi Pushover

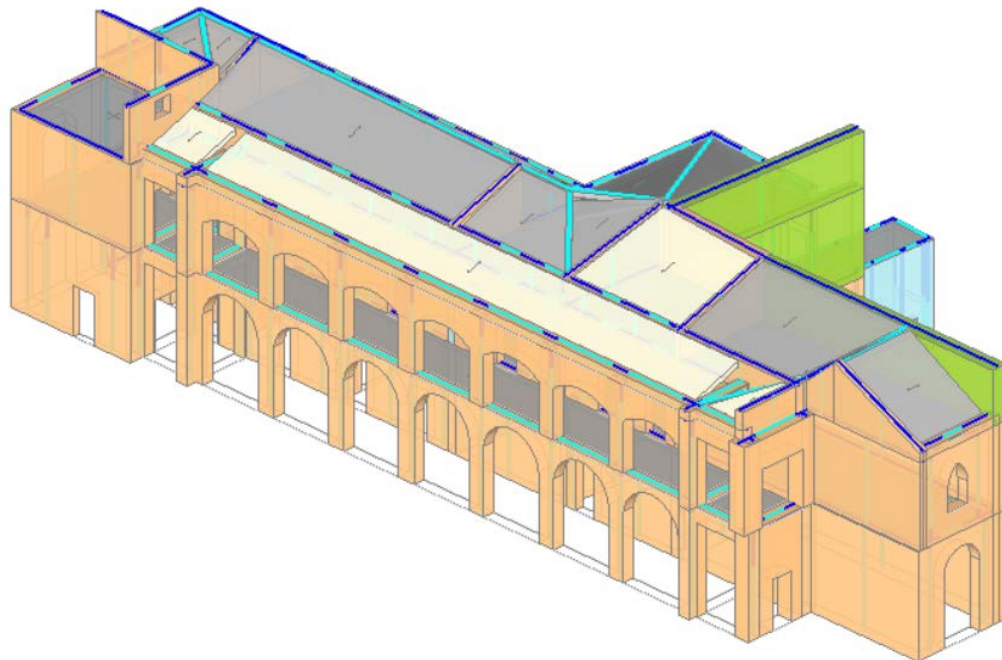
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'				L4	0.339	1.043	5.000	0.215	552	12.704	0.923	0.775	39
2		<input type="checkbox"/>	B	+X'			±	L4	0.339	1.032	5.000	0.218	569	12.349	0.936	0.799	40
3		<input type="checkbox"/>	B	+Y'				L4	0.235	1.882	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
4		<input type="checkbox"/>	B	+Y'			±	L4	0.233	1.899	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
5		<input type="checkbox"/>	B	-X'				L4	0.348	1.196	5.000	0.209	502	13.878	0.897	0.705	35
6		<input type="checkbox"/>	B	-X'			±	L4	0.337	1.236	5.000	0.216	560	12.535	0.927	0.787	39
7		<input type="checkbox"/>	B	-Y'				L4	0.209	1.979	5.000	0.218	569	12.349	0.936	0.799	40
8		<input type="checkbox"/>	B	-Y'			±	L4	0.199	2.074	5.000	0.212	528	13.242	0.910	0.742	37
9		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L4	0.397	1.018	5.000	0.300	1706	4.301	1.288	2.396	120
10		<input type="checkbox"/>	E	+X'			±	L4	0.388	1.037	5.000	0.286	1449	5.044	1.227	2.035	102
11		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L4	0.249	1.744	4.285	0.241	799	8.960	1.034	1.122	56
12		<input type="checkbox"/>	E	+Y'			±	L4	0.243	1.759	5.000	0.241	799	8.960	1.034	1.122	56
13		<input type="checkbox"/>	E	-X'				L4	0.390	0.722	5.000	0.263	1058	6.843	1.129	1.486	74
14		<input type="checkbox"/>	E	-X'			±	L4	0.382	0.788	5.000	0.263	1066	6.794	1.129	1.497	75
15		<input type="checkbox"/>	E	-Y'				L4	0.232	1.782	5.000	0.305	1812	4.055	1.309	2.545	127
16		<input type="checkbox"/>	E	-Y'			±	L4	0.232	1.726	5.000	0.304	1807	4.066	1.305	2.538	127



$\zeta_E = 0.89$  corpo su via TOMBESI DALL'OVA

# ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°4: PORZIONE OVEST CHIOSTRO

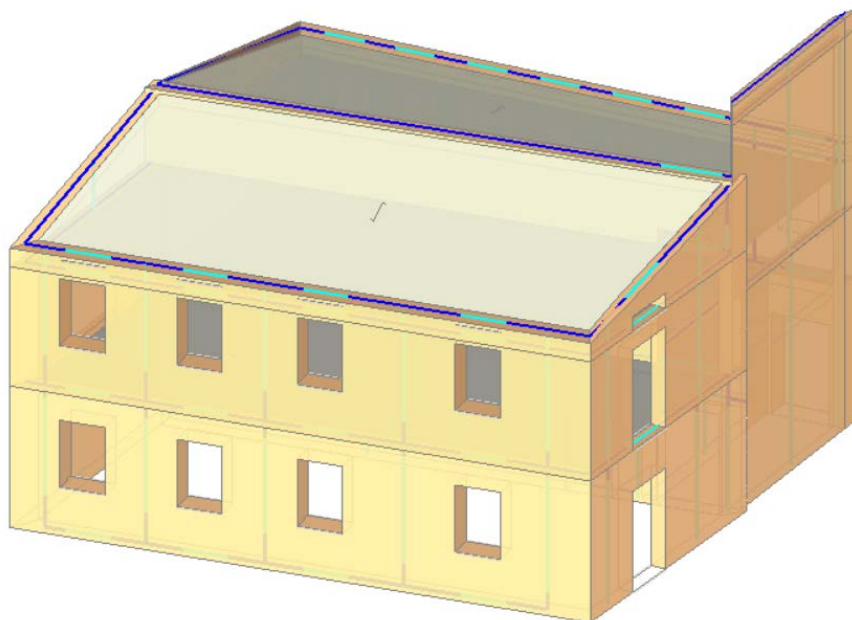
N°curva	Comente	Vela	Dstr.	Direz.	Direz.2	Mt.	Ez.	Control	F/W	q"	q	PGACL	TRCLV	PVRCLV	C.PGASLV	C.TRISLV	VNCLV
1		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'			L3	0.299	1.902	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
2		<input type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'		±	L3	0.292	1.943	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
3		<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'			L3	0.295	1.957	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
4		<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'		±	L3	0.287	2.001	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
5		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'			L3	0.357	1.675	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
6		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'		±	L3	0.348	1.725	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
7		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'			L3	0.374	1.608	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
8		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'		±	L3	0.369	1.614	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
9		<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'			L3	0.272	2.181	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
10		<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'		±	L3	0.268	2.184	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
11		<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'			L3	0.267	2.189	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
12		<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'		±	L3	0.264	2.228	5.000	0.323	2283	3.232	1.386	3.206	160
13		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'			L3	0.374	1.643	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
14		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'		±	L3	0.364	1.671	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
15		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'			L3	0.373	1.575	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
16		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'		±	L3	0.368	1.603	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
17		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'			L3	0.316	1.972	3.542	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
18		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'		±	L3	0.310	2.010	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
19		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'			L3	0.314	2.010	4.036	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
20		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'		±	L3	0.308	2.044	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
21		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'			L3	0.358	1.755	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
22		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'		±	L3	0.352	1.796	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
23		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'			L3	0.377	1.678	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
24		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'		±	L3	0.367	1.737	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
25		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'			L3	0.299	2.172	4.717	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
26		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'		±	L3	0.290	2.209	5.000	0.327	2388	3.092	1.403	3.354	168
27		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'			L3	0.297	2.159	4.908	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
28		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'		±	L3	0.288	2.186	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
29		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'			L3	0.381	1.640	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
30		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'		±	L3	0.372	1.720	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
31		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'			L3	0.378	1.647	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
32		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'		±	L3	0.374	1.656	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174



$\zeta_E = 1.30 \Rightarrow 1.0$  corpo OVEST CHIOSTRO

ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°5: PORZIONE EX GIARDINO D'INFANZIA

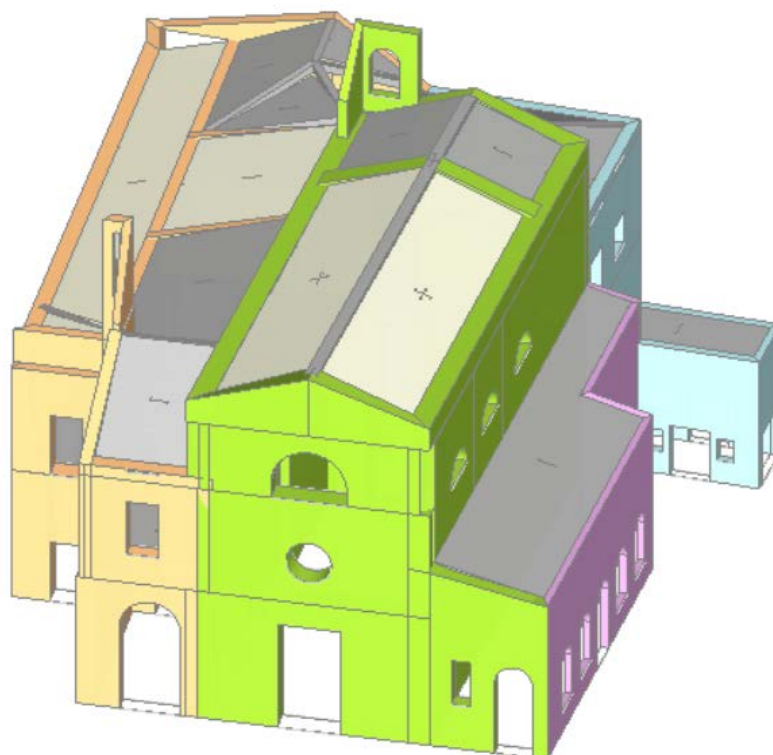
N°curve	Comente	Vela	Dstr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q"	q	PGACL	TRCLV	PVRCLV	C.PGASLV	C.TRISLV	VNCLV
1		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'			L3	0.424	1.359	3.871	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
2		<input type="checkbox"/>	B	+X'	+0.3Y'		±	L3	0.405	1.418	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
3		<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'			L3	0.429	1.353	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
4		<input type="checkbox"/>	B	+X'	-0.3Y'		±	L3	0.416	1.410	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
5		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'			L2	0.336	1.495	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
6		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	+0.3X'		±	L2	0.322	1.558	5.000	0.326	2420	3.052	1.408	3.399	170
7		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'			L2	0.324	1.550	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
8		<input type="checkbox"/>	B	+Y'	-0.3X'		±	L2	0.312	1.609	5.000	0.321	2224	3.316	1.378	3.124	156
9		<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'			L3	0.439	1.333	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
10		<input type="checkbox"/>	B	-X'	+0.3Y'		±	L3	0.426	1.372	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
11		<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'			L3	0.403	1.640	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
12		<input type="checkbox"/>	B	-X'	-0.3Y'		±	L3	0.397	1.693	5.000	0.328	2420	3.052	1.408	3.399	170
13		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'			L2	0.338	1.483	5.000	0.326	2375	3.109	1.399	3.336	167
14		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	+0.3X'		±	L2	0.327	1.534	5.000	0.322	2259	3.266	1.382	3.173	159
15		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'			L2	0.354	1.421	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
16		<input type="checkbox"/>	B	-Y'	-0.3X'		±	L2	0.337	1.492	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
17		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'			L3	0.421	1.420	2.837	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
18		<input type="checkbox"/>	E	+X'	+0.3Y'		±	L3	0.407	1.470	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
19		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'			L3	0.429	1.398	2.862	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
20		<input type="checkbox"/>	E	+X'	-0.3Y'		±	L3	0.411	1.450	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
21		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'			L2	0.414	1.437	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
22		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'		±	L2	0.402	1.480	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
23		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'			L2	0.392	1.519	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
24		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'		±	L2	0.379	1.567	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
25		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'			L3	0.439	1.362	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
26		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'		±	L3	0.425	1.433	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
27		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'			L3	0.436	1.388	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
28		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'		±	L3	0.420	1.442	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
29		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'			L2	0.396	1.516	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
30		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+0.3X'		±	L2	0.383	1.557	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
31		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'			L2	0.418	1.431	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
32		<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-0.3X'		±	L2	0.405	1.472	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174



$\zeta_E = 1.30 \Rightarrow 1.0$  corpo EX GIARDINO D'INFANZIA

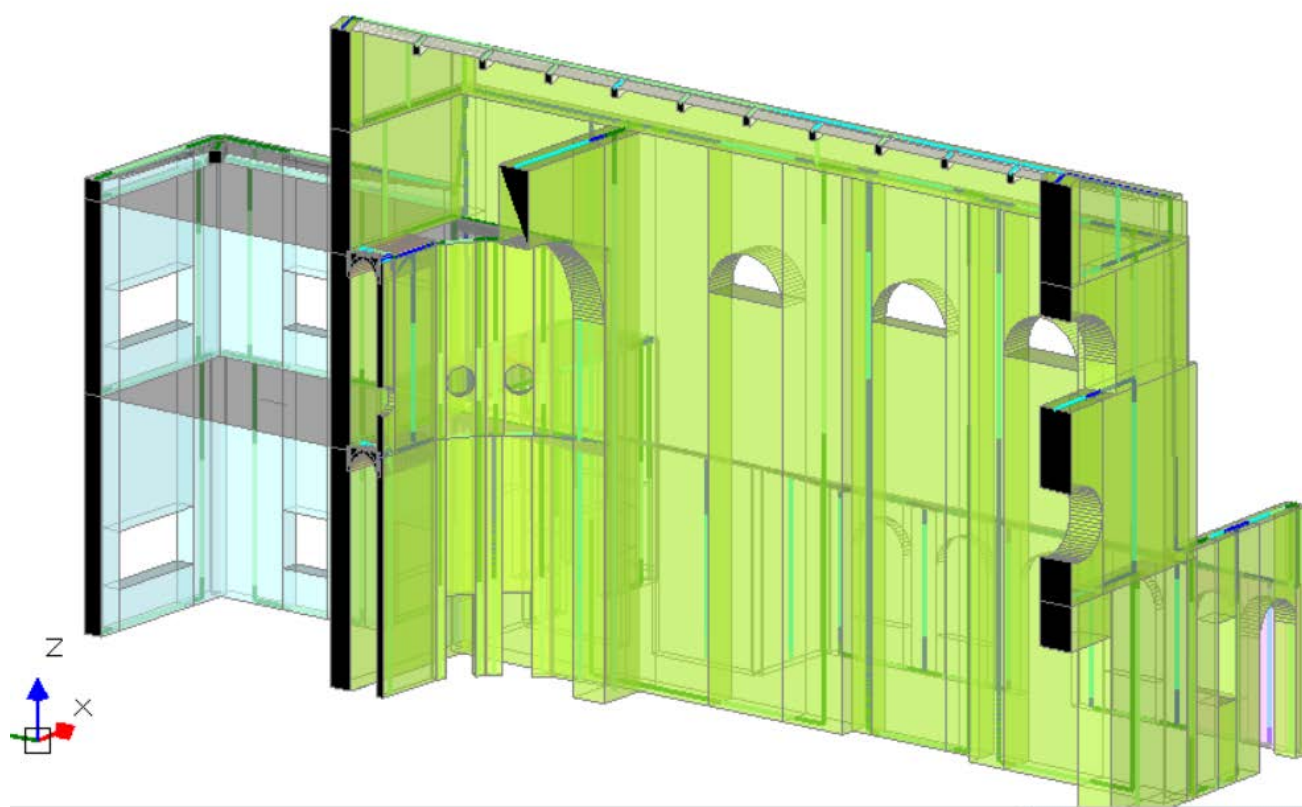
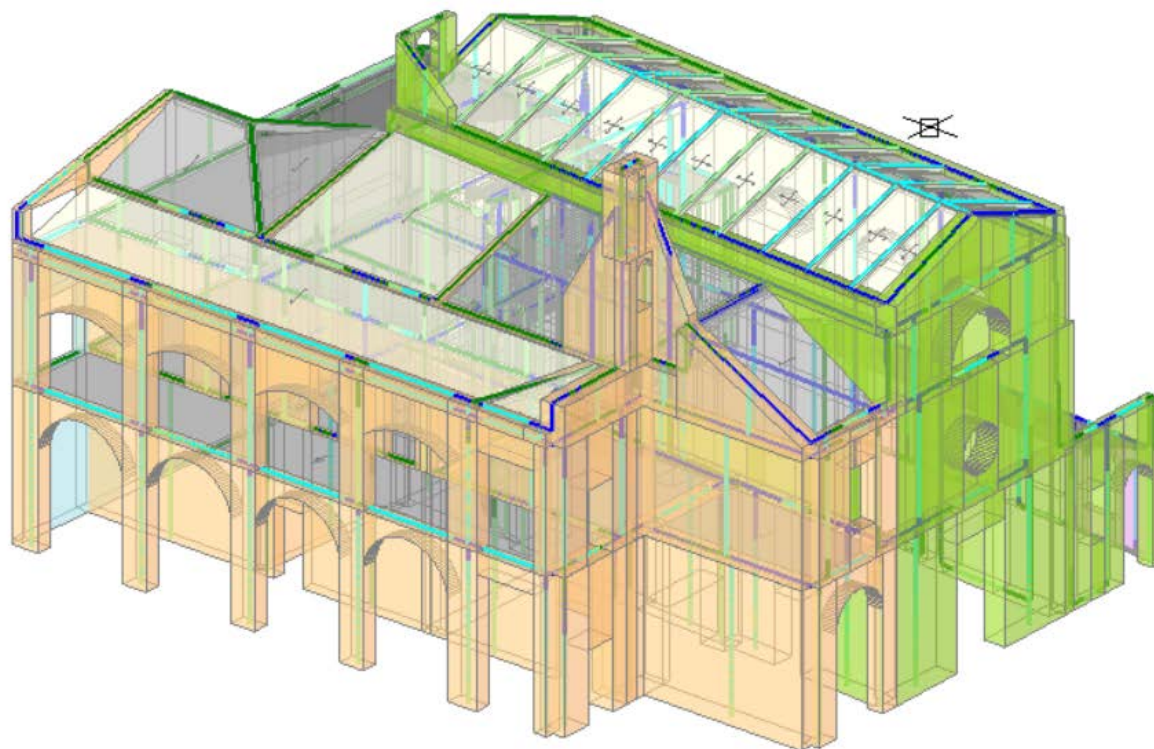
ANALISI NON LINEARE STATICA LOCALE N°6: ZONA CHIESA SANTA MARIA DELLE CROCI

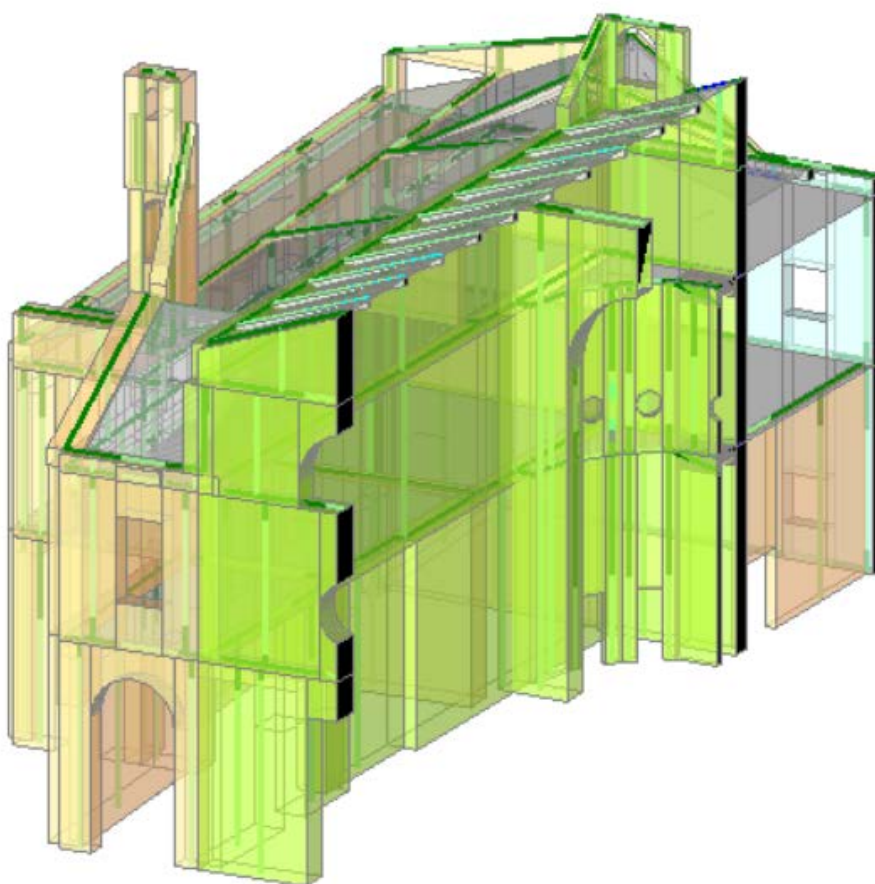
N°curve	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ex	Control	F/W	q"	q	PGACLV	TRCLV	PVRCLV	C.PGASLV	C.TRISLV	VNCLV
1	●	☑	B	+X'	+0.3Y'			L5	0.258	1.956	5.000	0.296	1616	4.535	1.270	2.270	114
2	●	☐	B	+X'	+0.3Y'		±	L5	0.252	2.010	5.000	0.293	1571	4.662	1.258	2.206	110
3	●	☐	B	+X'	-0.3Y'			L5	0.234	2.234	5.000	0.305	1812	4.055	1.309	2.545	127
4	●	☐	B	+X'	-0.3Y'		±	L5	0.241	2.131	5.000	0.287	1466	4.987	1.232	2.059	103
5	●	☐	B	+Y'	+0.3X'			L5	0.341	1.814	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
6	●	☐	B	+Y'	+0.3X'		±	L5	0.336	2.109	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
7	●	☐	B	+Y'	-0.3X'			L5	0.348	2.013	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
8	●	☐	B	+Y'	-0.3X'		±	L5	0.348	2.036	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
9	●	☐	B	-X'	+0.3Y'			L5	0.255	2.176	5.000	0.319	2184	3.376	1.369	3.067	153
10	●	☐	B	-X'	+0.3Y'		±	L5	0.247	2.196	5.000	0.317	2105	3.500	1.361	2.956	148
11	●	☐	B	-X'	-0.3Y'			L5	0.258	2.052	5.000	0.192	398	17.175	0.824	0.559	28
12	●	☐	B	-X'	-0.3Y'		±	L5	0.252	2.175	5.000	0.292	1549	4.726	1.253	2.176	109
13	●	☐	B	-Y'	+0.3X'			L5	0.365	1.955	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
14	●	☐	B	-Y'	+0.3X'		±	L5	0.371	1.969	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
15	●	☐	B	-Y'	-0.3X'			L5	0.369	1.641	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
16	●	☐	B	-Y'	-0.3X'		±	L5	0.371	1.627	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
17	●	☐	E	+X'	+0.3Y'			L5	0.258	1.997	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
18	●	☐	E	+X'	+0.3Y'		±	L5	0.251	2.025	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
19	●	☐	E	+X'	-0.3Y'			L5	0.242	2.124	5.000	0.326	2375	3.109	1.399	3.336	167
20	●	☐	E	+X'	-0.3Y'		±	L5	0.241	2.127	5.000	0.326	2375	3.109	1.399	3.336	167
21	●	☐	E	+Y'	+0.3X'			L5	0.339	1.893	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
22	●	☐	E	+Y'	+0.3X'		±	L5	0.337	2.194	5.000	0.329	2452	3.012	1.412	3.444	172
23	●	☐	E	+Y'	-0.3X'			L5	0.348	2.094	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
24	●	☐	E	+Y'	-0.3X'		±	L5	0.348	2.129	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
25	●	☐	E	-X'	+0.3Y'			L5	0.256	2.066	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
26	●	☐	E	-X'	+0.3Y'		±	L5	0.252	2.088	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
27	●	☐	E	-X'	-0.3Y'			L5	0.261	2.019	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
28	●	☐	E	-X'	-0.3Y'		±	L5	0.253	2.091	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
29	●	☐	E	-Y'	+0.3X'			L5	0.364	2.031	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
30	●	☐	E	-Y'	+0.3X'		±	L5	0.369	2.033	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
31	●	☐	E	-Y'	-0.3X'			L5	0.369	1.653	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174
32	●	☐	E	-Y'	-0.3X'		±	L5	0.384	1.587	5.000	0.330	>=2475	2.985	1.416	3.476	174



$\zeta_E = 0.82$  corpo CHIESA

Il modello di questa porzione è stato affinato





Il campanile esterno al nucleo della chiesa costituisce un elemento critico sia nella realtà sia nella modellazione. Esso nell'analisi non lineare viene escluso dai controlli degli spostamenti perché inibirebbe i risultati complessivi. La sua verifica viene poi affrontata con un ulteriore affinamento locale.

## ANALISI NON LINEARE, RIEPILOGO RISULTATI

Si riporta una tabella riepilogativa dei risultati.

	1	2	3	4	5	6
	LATO GUACCIMANNI	LATO DENTE	LATO TOMBESI	LATO OVEST	EX GIARDINO	ZONA CHIESA
Risultati push over	$\zeta_E = 0.91$	$\zeta_E = 1.0$	$\zeta_E = 0.89$	$\zeta_E = 1.00$	$\zeta_E = 1.0$	$\zeta_E = 0.82$
Indice complessivo Analisi non lineare	$\zeta_E = 0.8$					

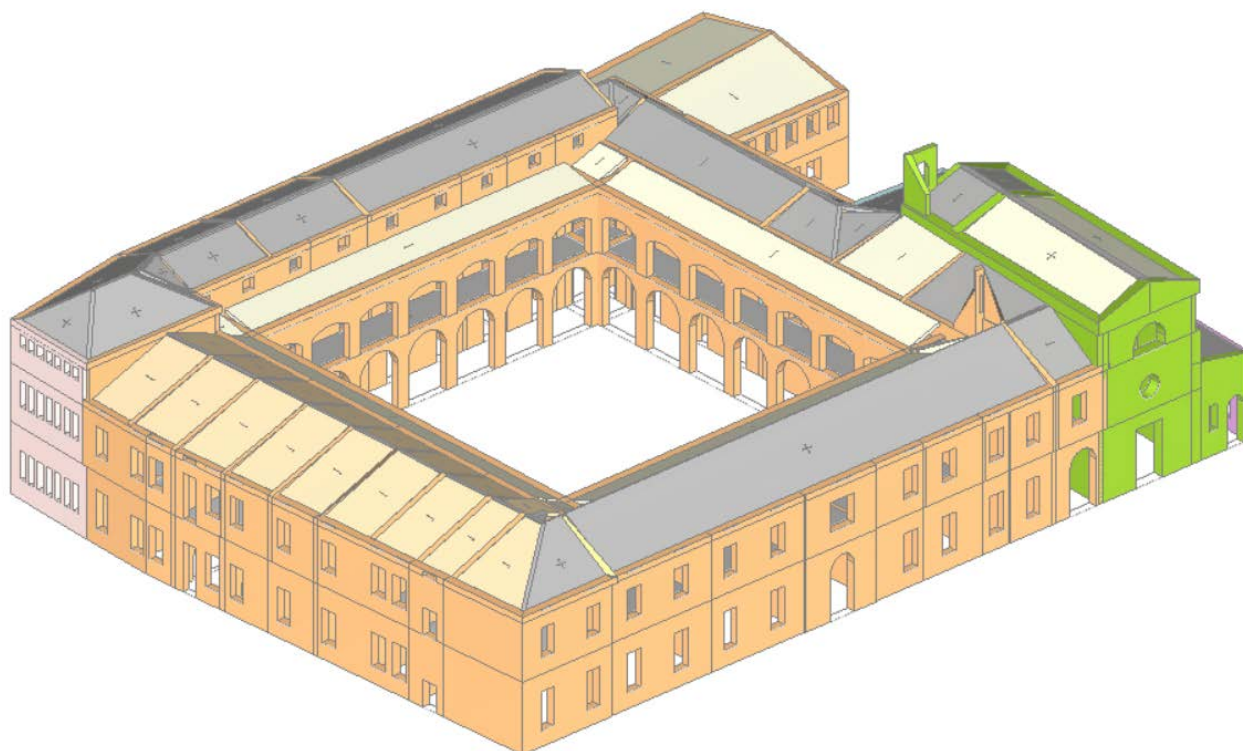
I risultati trovati per queste analisi globali sono positivi.

## ANALISI CINEMATICA

Con il medesimo programma di calcolo con cui si sono eseguite le analisi statica, modale e analisi statica non lineare, si analizzano i cinematismi.

Si crea un modello di calcolo specifico che abbandona il cosiddetto telaio equivalente e si genera un modello cinematico del complesso.

Su questo si analizzano svariati meccanismi locali di collasso nelle varie parti del fabbricato.



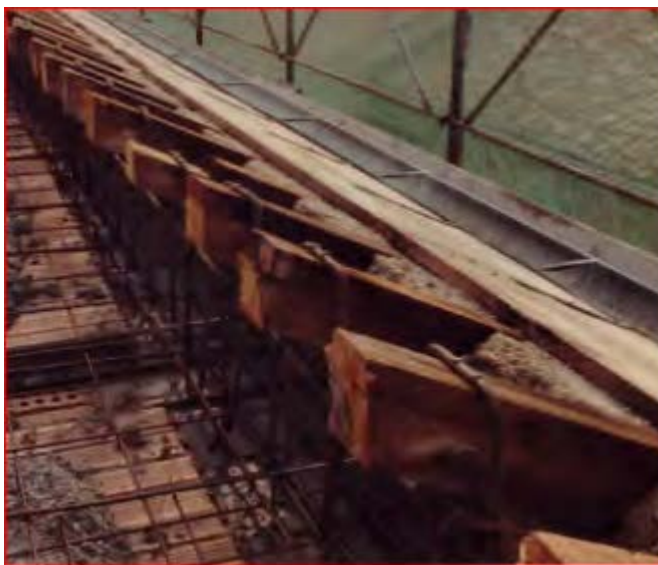
Si analizzano i meccanismi più significativi: poiché al livello del piano sottotetto si hanno i cordoli di facciata su tutti i lati del fabbricato, si analizzano i cinematismi di “parete vincolata al piede ed in sommità con formazione di cerniera alla base, carrello in sommità e seconda cerniera intermedia”.



Cordolo su via Guaccimanni



Cordolo di colmo e cordolo sopra alla parete trasversale su Via Guaccimanni



Cordolo su Via T. dall'Ova con ancoraggio del cornicione

## Cinematismo 1 lato via Tombesi

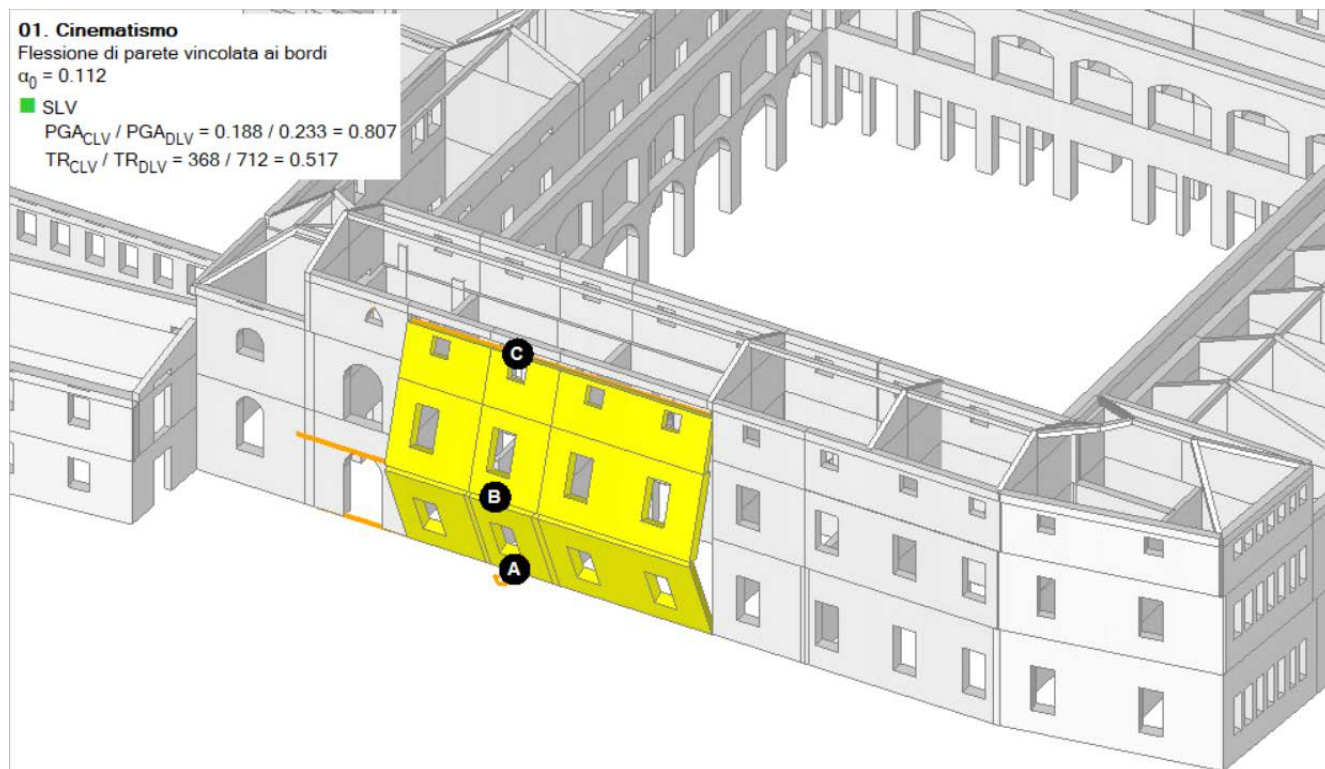
### 01. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi  
 $\alpha_0 = 0.112$

■ SLV

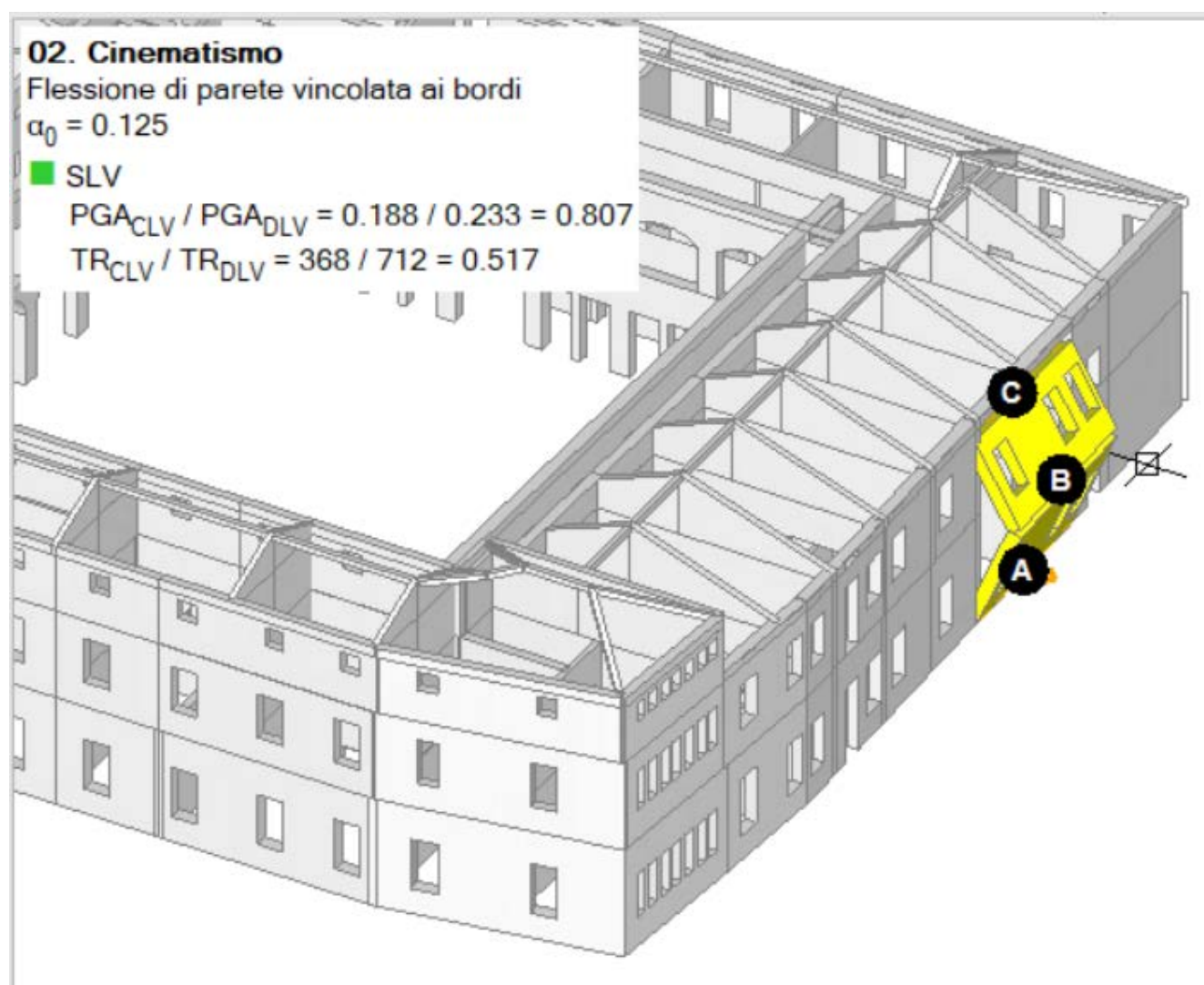
$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.188 / 0.233 = 0.807$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 368 / 712 = 0.517$$



$\zeta_E = 0.80$ :

Cinematismo 2 lato via Dente



$\zeta_E = 0.80$ :

Cinematismo 3 chiostro, lato ovest

### 03. Cinematismo

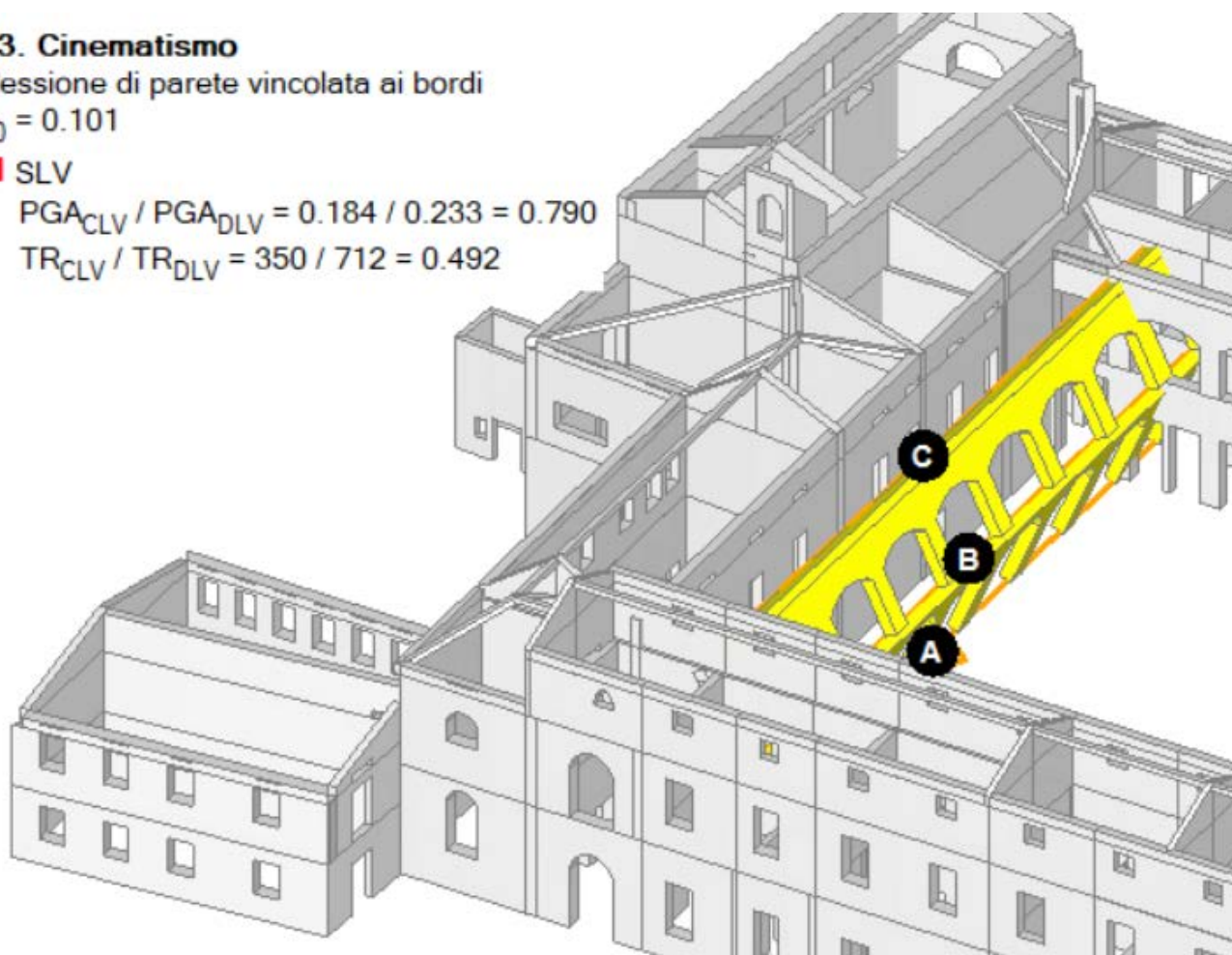
Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.101$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.184 / 0.233 = 0.790$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 350 / 712 = 0.492$$



$$\zeta_E = 0.79:$$

#### Cinematismo 4 lato via Guaccimanni

##### 04. Cinematismo

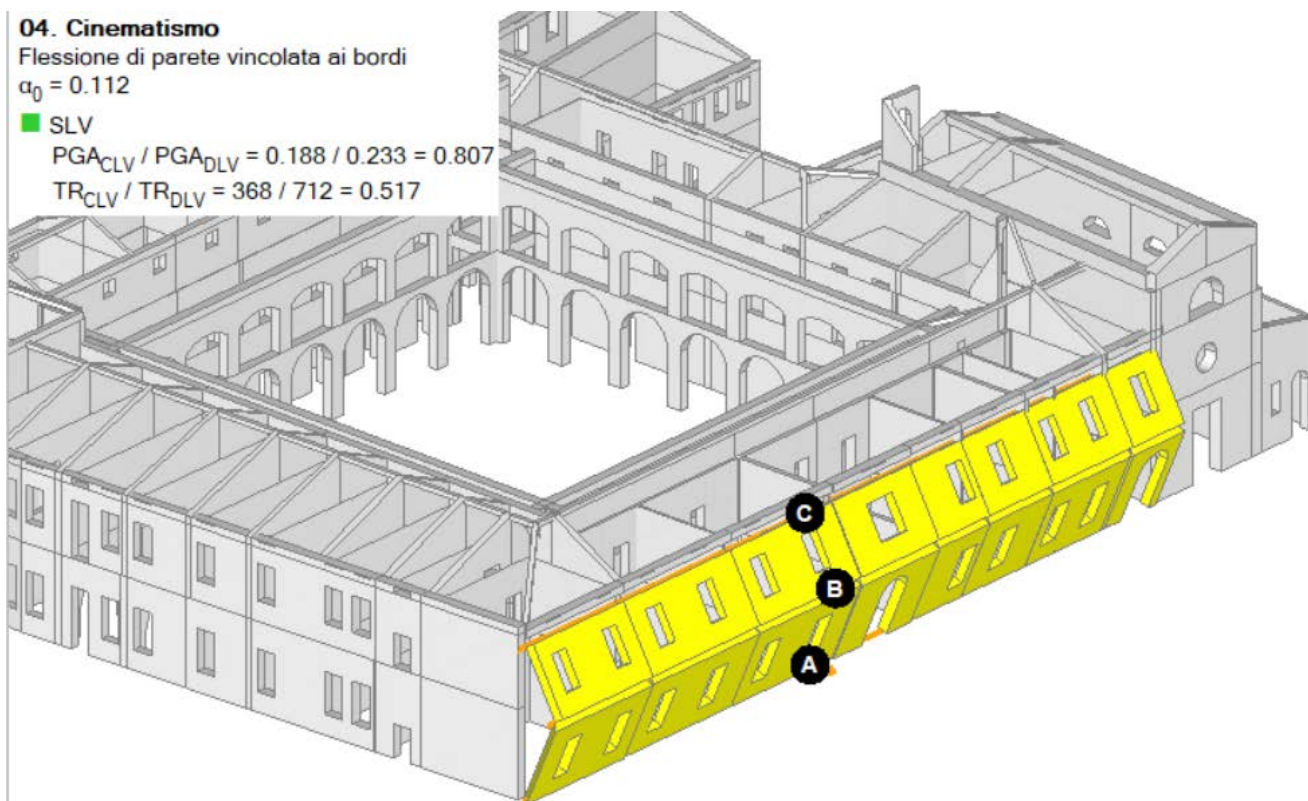
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.112$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.188 / 0.233 = 0.807$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 368 / 712 = 0.517$



$\zeta_E = 0.80$ :

## Cinematismo 5 facciata chiesa lato via Guaccimanni

### Ipotesi di discreto ammortamento

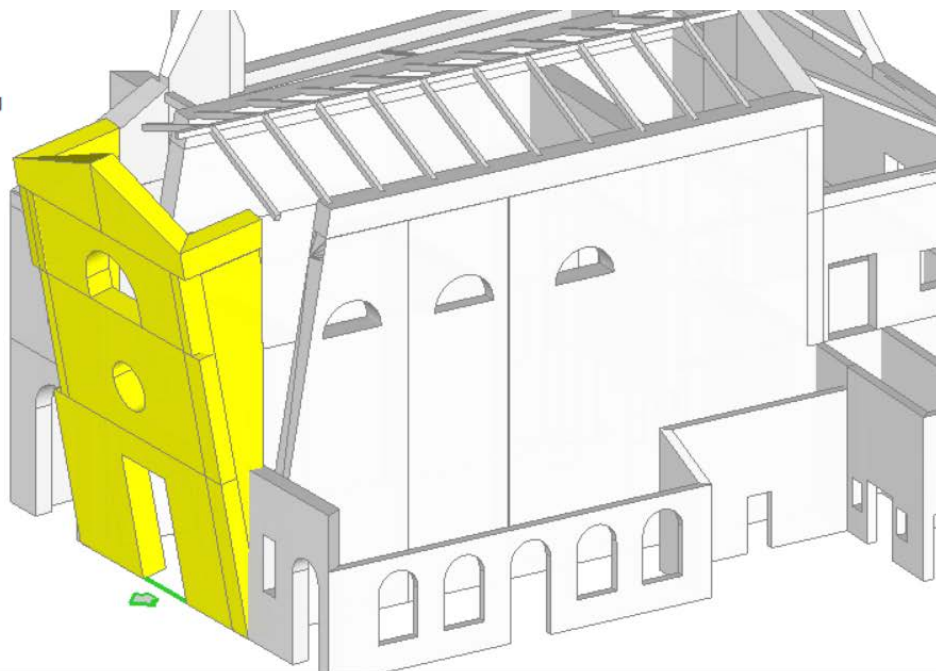
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.078$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.140 / 0.233 = 0.601$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 179 / 712 = 0.251$



$\zeta_E = 0.60$ :

.

Cinematismo 6 facciata chiesa lato ovest

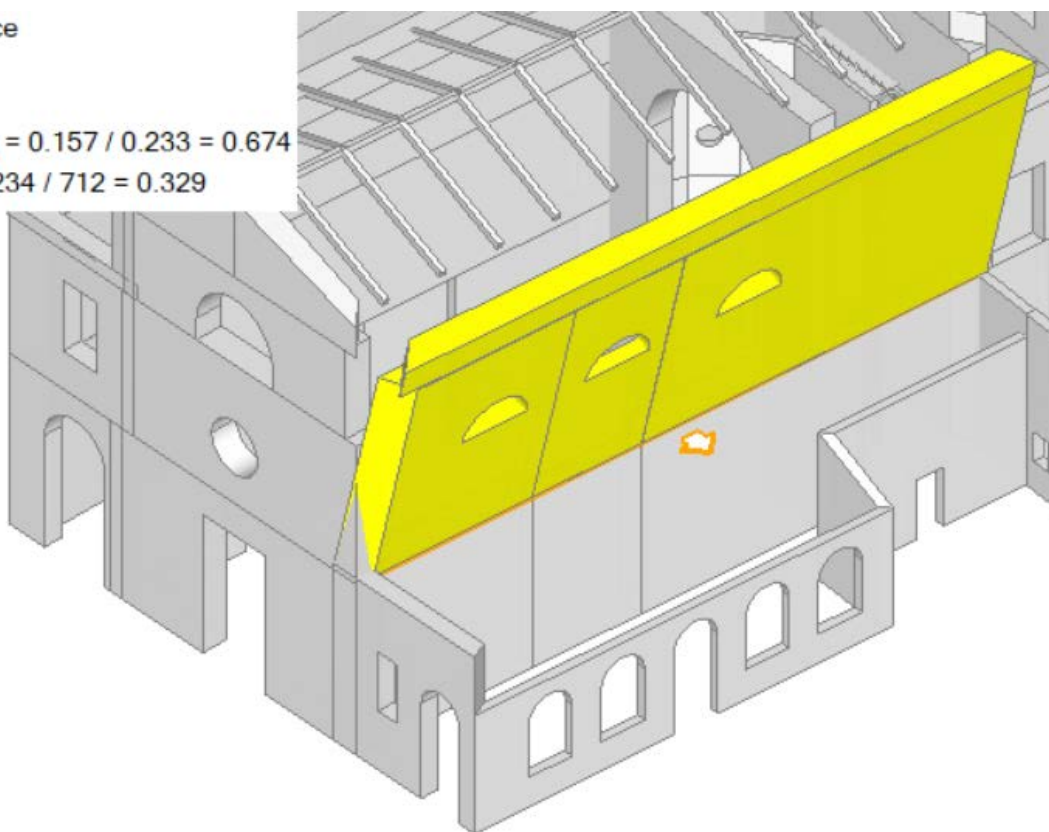
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.092$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.157 / 0.233 = 0.674$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 234 / 712 = 0.329$$



$$\zeta_E = 0.67$$

### Cinematismo 7 piccolo campanile chiesa

Il campanile viene analizzato con due metodologie: analisi cinematica del meccanismo di collasso a ribaltamento e analisi locale con metodo "Ecs".



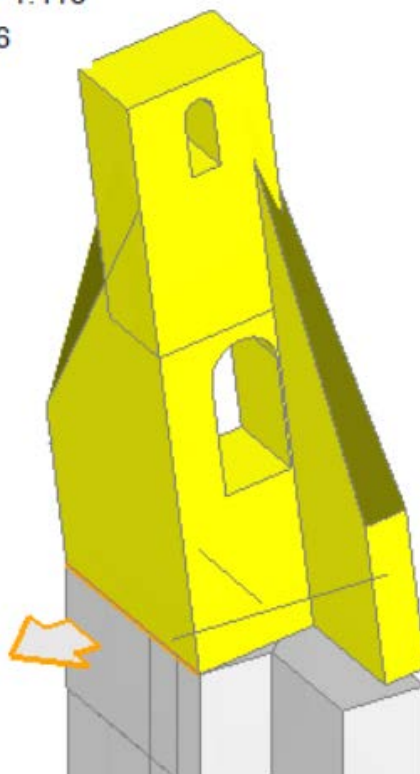
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.305$$

■ SLV

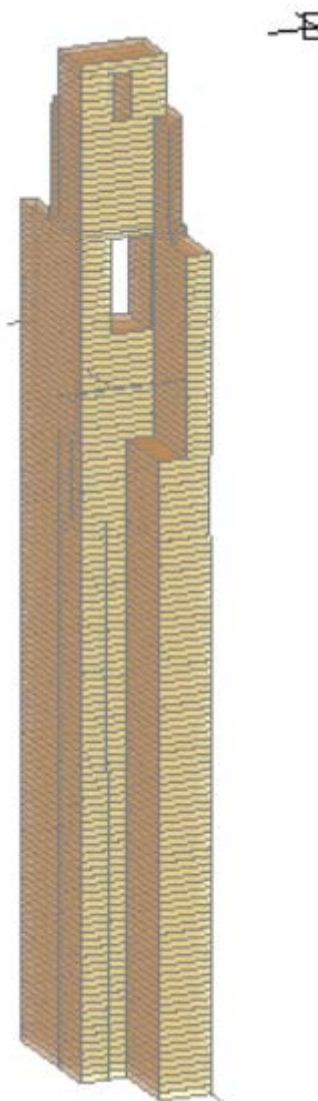
$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.330 / 0.233 = 1.416$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



$\zeta_E > 1$ :

Si crea un ulteriore modello riducendo l'analisi all'intorno del campanile.



Si utilizza il modulo di calcolo Ecs, specifico per campanili.



L'analisi di vulnerabilità sismica di strutture a prevalente sviluppo verticale, quali torri e campanili, è trattata dalla Normativa italiana vigente nel documento Dir. P.C.M. 9.2.2011 [8], in particolare in §5.4.4. Si evidenzia che il comportamento strutturale di questa classe di opere edilizie dipende da una serie di fattori specifici:

- snellezza della struttura, con estremi costituiti da torri tozze e da campanili molto alti;
- grado di ammassamento delle pareti: ove sufficiente, viene garantito il comportamento unitario: la torre viene schematizzata come una struttura monodimensionale con una sola sezione muraria, e non come un insieme di paramenti;
- eventuale presenza di edifici adiacenti più bassi, in grado di fornire un vincolo orizzontale che modifica il comportamento strutturale della torre limitandone la deformabilità e concentrando le tensioni nei punti di contatto;
- presenza di elementi in sommità quali celle campanarie e guglie, che possono manifestare elevate vulnerabilità locali. I pilastri formati dalle aperture tendono a comportarsi strutturalmente in modo indipendente tra loro;
- stati di sollecitazione ed eventuali fessurazioni prodotte da cause esterne quali: oscillazione delle campane, cedimenti di fondazione, danneggiamenti per eventi accidentali (es. fulmini).

La Normativa riconosce alle strutture a torre un grado di complessità minore rispetto ad altri tipologie quali ville, palazzi, chiese, e consente l'utilizzo di modelli semplificati, "pur con le dovute cautele".

Dal punto di vista sismico, viene proposta un'analisi lineare considerando la torre come elemento a mensola, soggetta al proprio peso e ad un sistema di forze orizzontali di natura statica, che può raggiungere la crisi per pressoflessione, con schiacciamento della zona compressa e parzializzazione della sezione dovuta alla non resistenza a trazione. La verifica di sicurezza viene svolta confrontando il momento sollecitante con il momento resistente calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione con una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni (stress-block: cfr. (5.27) in §5.4.4, Dir. P.C.M. 9.2.2011). Ai fini del calcolo dell'azione sismica attraverso lo spettro di risposta di progetto, devono essere fra l'altro:

- il periodo proprio di vibrazione  $T_1$ .  $T_1$  può essere valutato attraverso:

- a) analisi modale di mensola equivalente;
- b) considerando la distribuzione di masse e rigidezze in altezza;
- c) formule semplificate se sufficientemente attendibili.

Per lo stato limite ultimo deve essere considerato il periodo in fase fessurata, che può essere ottenuto moltiplicando il valore elastico per un coefficiente compreso fra 1.4 e 1.75;

- il fattore di struttura 'q' che, in assenza di più accurate valutazioni, può essere stimato compreso fra 2.8 e 3.6 con analogia a quanto fatto per gli edifici.

Attraverso un procedimento iterativo, del tutto analogo all'analisi degli edifici, è possibile calcolare l'indicatore di rischio sismico e quindi la massima accelerazione al suolo sostenibile.

Questa metodologia soddisfa le richieste del livello LV1 di valutazione della sicurezza sismica (modelli meccanici semplificati). I livelli superiori, LV2 e LV3, sono trattati nei paragrafi generali della norma di riferimento (§5.3.2 e §5.3.3, [8]), e viene fatto riferimento ad analisi più accurate quali l'analisi statica non lineare (descritta in §5.2.4). Recenti studi hanno confermato la buona capacità di previsione del comportamento sismico di torri snelle in muratura attraverso analisi statiche non lineari (pushover) [19], confrontate con risultati di analisi dinamiche non lineari.

La modellazione con PCM prevede la discretizzazione della torre mediante elementi beam (monodimensionali); si tratta sostanzialmente di una mensola a sezione variabile lungo l'elevazione, a

comportamento non lineare, secondo i criteri specificati nel seguito. La struttura può avere un grado di complessità maggiore rispetto ad una semplice mensola, a causa di vincolamenti intermedi offerti da edifici adiacenti. Possono essere eseguite le analisi modale, sismica lineare (statica o dinamica modale), e sismica statica non lineare (pushover).

La metodologia costituisce di fatto un perfezionamento di quanto suggerito per LV1 dai contenuti normativi, superando alcune ipotesi semplificative, e aderendo in tal modo alle richieste di accuratezza secondo i livelli superiori di valutazione della sicurezza.

A partire dal modello architettonico della torre, PCM genera il modello strutturale suddividendola in una sequenza di conci, secondo un passo scelto dall'Utente, e comunque generati dal cambiamento di sezione lungo l'elevazione, determinato da variazioni di spessore o dalla presenza di aperture. Ogni concio è una sezione della struttura monodimensionale, e corrisponde ad un'asta definita tra due nodi. A questa discretizzazione corrisponde una distribuzione di masse in corrispondenza dei nodi, in grado di descrivere in modo appropriato l'andamento delle azioni sismiche lungo l'elevazione.

Fra le analisi disponibili, la più importante è la statica non lineare (pushover), che PCM effettua per incrementi di taglio. La distribuzione di forze, grazie alla discretizzazione in conci, è in grado di rappresentare in modo distribuito l'azione inerziale, consistente in forze proporzionali alle forze statiche oppure alla deformata modale principale o proporzionali alle masse.

Durante l'analisi ad ogni passo viene verificato lo stato di sollecitazione e quindi la sezione viene degradata in funzione del comportamento del materiale, non reagente a trazione e con limite di resistenza a compressione. La verifica di sicurezza viene effettuata confrontando il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione a pressoflessione con la frontiera del dominio di resistenza tridimensionale.

Il dominio è caratteristico della reale sezione oggetto di verifica, descritta attraverso una poligonale, e viene costruito considerando una legge di comportamento di tipo stress-block, particolarmente vantaggiosa per lo studio delle condizioni ultime di sezioni poligonali generiche (PCM applica questa procedura anche per i pilastri murari).

L'analisi viene condotta separatamente secondo le due direzioni orizzontali tra loro ortogonali del sistema di riferimento globale (X e Y), ed in entrambi i versi: infatti in generale la sezione trasversale sarà non simmetrica (p.es. in presenza di un'apertura solo su una paramento della torre e non su quello opposto) e quindi un'analisi +X condurrà a risultati diversi rispetto a un'analisi -X.

In una data analisi (+X, -X, +Y o -Y), la spinta sismica genera momenti nel piano di sollecitazione, e contemporaneamente possono essere presenti momenti nel piano ortogonale a causa del disassamento degli assi baricentrici delle varie zone in elevazione della torre caratterizzate da differenti sezioni trasversali (baricentri non posti sulla stessa verticale). PCM consente inoltre la gestione di un eventuale fuori piombo, cui corrispondono momenti secondari distribuiti nei conci dovuti al peso proprio, di tipo statico e quindi non dipendenti dalla direzione e dal verso sismico, che si comporranno con i momenti sismici dovuti alle azioni orizzontali.

In generale, quindi, la verifica di sicurezza a pressoflessione coinvolge 3 caratteristiche di sollecitazione ( $N$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ) e l'asse neutro si trova orientato in posizione genericamente obliqua in pianta rispetto agli assi di riferimento.

Ai fini del calcolo della zona reagente e del degrado di rigidezza che si manifesta quando l'asse neutro taglia la sezione, vengono usate relazioni lineari sullo stato di tensione che consentono un'agevole

determinazione della posizione dell'asse neutro e contemporaneamente sono compatibili con il calcolo elastico della rigidezza effettuato al passo pushover; la matrice di rigidezza viene aggiornata con i nuovi valori delle aree e dei momenti di inerzia per la risoluzione della struttura sotto il taglio incrementale corrispondente al passo successivo.

Per quanto riguarda l'andamento delle forze sismiche, nel caso di distribuzione modale è possibile scegliere il criterio adattivo: ogni degrado di rigidezza comporta la riesecuzione dell'analisi modale e conseguentemente un nuovo periodo principale di vibrazione (che progressivamente aumenta) e la revisione dei rapporti di forze fra le varie masse secondo i quali scomporre il taglio incrementale al passo successivo dell'analisi.

Il cambiamento di sezione determina inoltre lo spostamento del baricentro, e quindi dell'asse dell'asta rappresentativa del concio. Un legame di rigidità fra i nodi di conci successivi posti alla stessa quota consente la corretta trasmissione delle sollecitazioni, senza la necessità di creare link rigidi. La posizione aggiornata dell'asta determina un corretto stato di sollecitazione incrementale, che viene a sommarsi alla sollecitazione complessiva registrata fino al passo corrente.

Le metodologie per la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale e per la definizione della zona reagente sono descritte in dettaglio nel par. 3.2 di questo documento.

I vantaggi conseguiti rispetto al metodo semplificato proposto in Normativa sono i seguenti:

- descrizione delle reali sezioni (anche non simmetriche) attraverso la discretizzazione in conci, seguendo puntualmente ogni variazione su geometria, vincoli, materiali lungo l'elevazione della struttura;
- modello ad elementi monodimensionali, a comportamento immediatamente comprensibile, particolarmente idoneo per la validazione delle analisi (un caso semplice basilare è una torre a mensola a sezione costante, facilmente confrontabile con calcoli manuali e formule analitiche 'chiuse');
- distribuzione delle masse lungo l'altezza, con corretta valutazione di modi e periodi senza necessità di ricorrere a formule semplificate;
- schematizzazione del vincolamento offerto a nodi ad una certa quota dagli edifici adiacenti;
- considerazione degli effetti di un eventuale fuori-piombo;
- diversificazione delle proprietà di singoli conci, ad esempio per tenere conto di variazioni di materiale murario, o di situazioni fessurative locali;
- nelle analisi statiche e sismiche: verifiche di sicurezza per pressoflessione deviata su dominio di resistenza 3D calcolato con legge di comportamento stress-block;
- in analisi statica non lineare (pushover):
  - varie distribuzioni di forze, ed in particolare la distribuzione modale adattiva per tenere conto dell'evoluzione di rigidezza;
  - aggiornamento delle rigidezze ad ogni passo, considerando per ogni concio la propria zona reagente, calcolata sotto la sollecitazione di pressoflessione deviata;
- verifica globale con oscillatore elastoplastico equivalente e calcolo degli indicatori di rischio sismico;
  - l'analisi pushover non richiede l'utilizzo del fattore di struttura 'q' (come nel metodo lineare semplificato proposto dal testo normativo) il cui valore è affetto da incertezza.

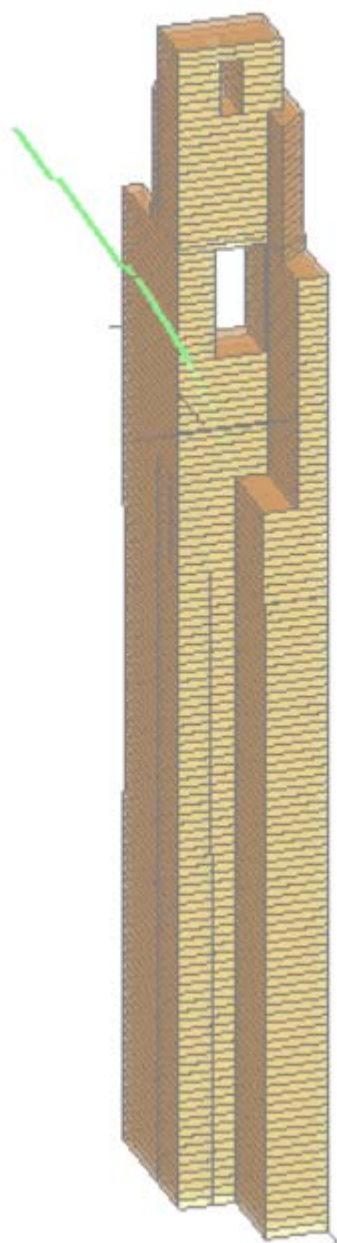
Ad un generico passo dell'analisi pushover, per effetto delle sollecitazioni di pressoflessione deviata la sezione trasversale del generico concio della torre, descritta da una poligonale, può parzializzarsi. La verifica di sicurezza consiste nel confronto del punto di sollecitazione ( $N$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ) con la frontiera del dominio di resistenza, valutato secondo la legge di comportamento di tipo stress-block (con modalità illustrate nel par. 3.3 di questo documento).

Quando la verifica è soddisfatta, cioè il punto di sollecitazione è interno al dominio di resistenza, si rende necessario conoscere la posizione dell'asse neutro competente alla sollecitazione corrente: questa infatti definisce la zona reagente, da cui dipende l'aggiornamento delle rigidezze.

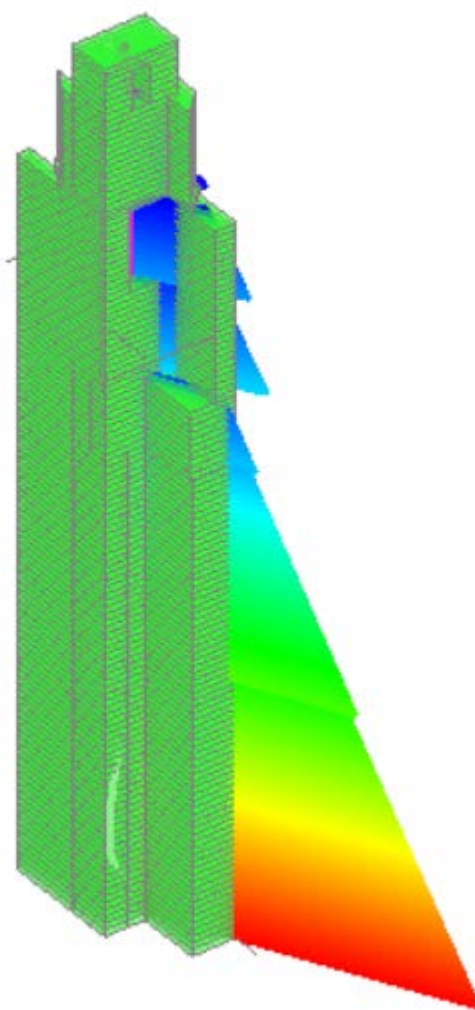
Per i calcoli agli stati limite di sezioni rettangolari sono applicabili sia la legge di comportamento stress-block, per la definizione del momento ultimo per la determinazione della frontiera del dominio di resistenza, sia la più generale legge di comportamento parabolico-rettangolare, per la determinazione non solo dei momenti ultimi ma anche dello stato di fessurazione della sezione sotto sollecitazioni inferiori a quelle ultime. Per sezioni poligonali generiche (quali quelle di pilastri e torri in muratura), la legge stress-block è particolarmente vantaggiosa, ma non è idonea per studiare tutte le diverse configurazioni statiche (ad esempio, quando l'asse neutro taglia la sezione vicino ad un bordo e la zona reagente è poco minore della sezione completa). Per determinare la zona reagente in corrispondenza di un qualsiasi stato di sollecitazione (inclusi gli stati in cui l'asse neutro è esterno e la sezione è tutta compressa e quindi interamente reagente), viene fatto riferimento a uno schema più semplice di tipo elastico lineare, sempre con resistenza a trazione nulla: esso consente un calcolo speditivo ed è coerente con la valutazione di rigidezza corrispondente alla zona reagente, in diminuzione via via che nel corso della pushover la parzializzazione aumenta.

Si modella il campanile insieme alla sottostante porzione di edificio. Si impone un vincolo orizzontale allo spiccato del campanile dal solaio del sottotetto.

Nella modellazione si impongono dei conci murari di 15 cm di altezza.



Deformata



Tensioni normali

## Risultati analisi non lineare

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLO	
SLD	0.7
SLV	0.858

I due metodi forniscono risultati diversi

$\zeta_E$  (meccanismo ribaltamento) = 1.42;

$\zeta_E$  (analisi con Ecs) = 0.85;

Si assume il valore minimo dei due

$\zeta_E$  (campanile) = 0.85;

## ANALISI CINEMATICA CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI

I risultati forniti dall'analisi dei meccanismi locali complessivamente indicano dei valori di capacità leggermente inferiori alle verifiche globali.

Nel corpo principale non si manifesta la necessità di interventi di rinforzo.

La chiesa, che non è di competenza della Provincia di Ravenna, ha comunque anch'essa un valore di  $\zeta_E = 0.6$ .

.

## TABELLA RIEPILOGATIVA GENERALE DEI RISULTATI

Si riporta una tabella riepilogativa dei risultati.

	1	2	3	4	5	6
	LATO GUACCIMANNI	LATO DENTE	LATO TOMBESI	LATO OVEST	EX GIARDINO	ZONA CHIESA
Risultati push over	$\zeta_E = 0.91$	$\zeta_E = 1.0$	$\zeta_E = 0.89$	$\zeta_E = 1.00$	$\zeta_E = 1.0$	$\zeta_E = 0.82$
Indice complessivo Analisi non lineare	$\zeta_E = 0.8$					
	1	2	3	4	5	7
Analisi cinematica	LATO GUACCIMANNI	LATO DENTE	LATO TOMBESI	CHIOSTRO LATO OVEST	CHIESA FACCIATA	CAMPANILE
	$\zeta_E = 0.8$	$\zeta_E = 0.8$	$\zeta_E = 0.8$	$\zeta_E = 0.79$	$\zeta_E = 0.6$	$\zeta_E = 0.8$
Indice complessivo cinematismi	$\zeta_E = 0.8$					

La scuola ha un indice  $\zeta_E = 0.8$ , questo garantisce un comportamento pienamente soddisfacente della struttura anche in caso di evento sismico. Considerando anche la chiesa di Santa Maria delle Croci, non di competenza della Provincia di Ravenna, l'indice scende a  $\zeta_E = 0.6$ , a causa della facciata della chiesa su via Guaccimanni.

Il valore del parametro  $\zeta_E$  rimane comunque elevato. Per ridurre il rischio di ribaltamento della facciata si potrebbe disporre una serie di catene a livello di copertura o legando meglio le teste delle travi del coperto alle pareti verticali risulta un intervento relativamente economico da realizzare e pur non essendo strettamente necessario è assolutamente auspicabile.

## CRITICITÀ

Si conclude l'indagine evidenziando l'assenza di criticità. La struttura muraria è solida e gli orizzontamenti sono stati tutti rinnovati e sostituiti i coperti sono dotati di cordolature, il risultato è quindi positivo.

## CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

Si sono eseguite numerose analisi globali e locali della struttura.

Le indicazioni emerse possono essere così riassunte.

I materiali costituenti la struttura oggetto di verifica, murature, elementi lignei, laterocemento, metallo sono fondamentalmente in buono stato di conservazione, non si segnalano criticità diffuse.

### Murature

Le murature sono in buono stato di conservazione, hanno capacità portanti con valori di resistenza comparabili a quelli di edifici storici simili.

Zone ove si segnala la presenza di umidità di risalita sono ridotte per cui non risulta necessario intervenire.

### Legno

Le strutture lignee, zona copertura della chiesa, sono in ottimo stato di conservazione e di qualità sufficiente a resistere alle sollecitazioni di esercizio. Esse sono state realizzate a metà degli anni ottanta e ancora si vede l'effetto del trattamento.

Essendo materiale organico che soffre la presenza di umidità e di parassiti, si prescrive comunque di procedere a verifiche ispettive a cadenza quinquennale per valutare la presenza di infiltrazioni, attacchi di parassiti o tarli ed eventualmente procedere agli opportuni trattamenti.

### Solai

Tutti i solai sono stati ricostruiti. Sono in ottimo stato per cui si consiglia semplicemente l'attività di controllo quinquennale.

Resta inteso che il fenomeno dello sfondellamento degli elementi di alleggerimento dei solai esula da questa verifica.

Un'indagine approfondita risulta già essere stata eseguita nel 2012. Si dovrà quindi fare riferimento a questa per valutare gli interventi realizzati, da realizzare e i monitoraggi futuri.

### **Verifiche globali**

Tali verifiche, nello specifico la verifica di resistenza statica ha dato esito positivo, scongiurando la necessità di interventi di rinforzo di orizzontamenti e setti murari.

La verifica sismica, svolta con analisi non lineare di push over, ha fornito risultati relativamente soddisfacenti.

Il tempo di ritorno è pari a circa 150 anni con Vita nominale, in termini di capacità, pari a circa 16 anni.

Questo valore, per un edificio storico è da ritenersi positivo.

### **Verifiche locali: meccanismi di collasso**

La verifica dei cinematismi locali, normalmente molto penalizzante, in questo caso è allineata con i risultati delle analisi globali. Non sono richiesti interventi urgenti per ridurre il rischio di ribaltamenti.

### **POSSIBILI INTERVENTI MIGLIORATIVI**

Si valuta l'intervento di miglioramento delle connessioni tra pareti e copertura della chiesa di Santa Maria delle Croci. Si è quindi ipotizzato che gli ammorsamenti d'angolo delle pareti della chiesa siano completamente inefficienti e si è calcolato il tiro che impedisce i ribaltamenti delle due pareti principali della chiesa, la nord e la ovest.

I risultati sono i seguenti:

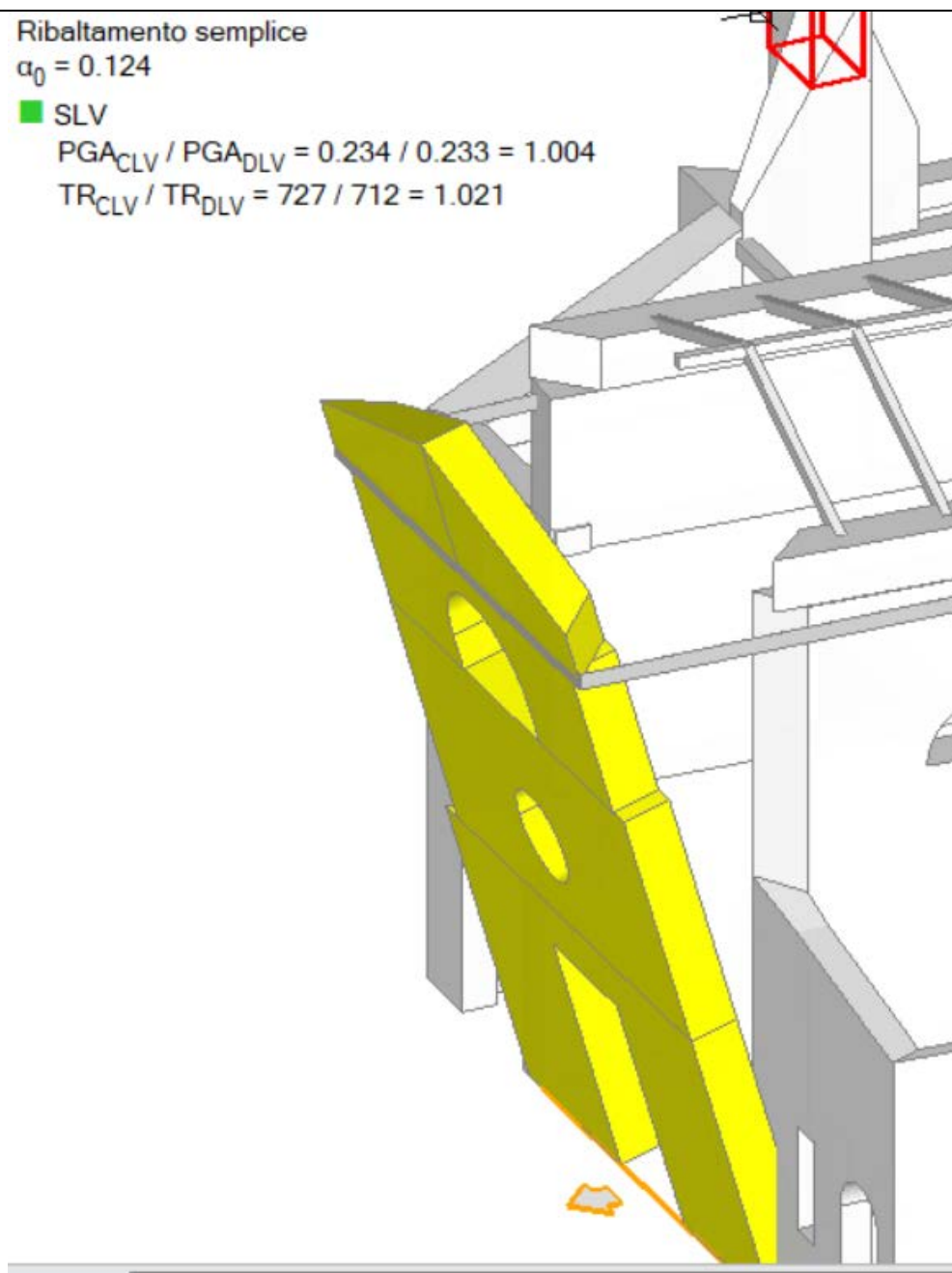
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.124$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.234 / 0.233 = 1.004$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 727 / 712 = 1.021$$



La parete nord è equilibrata da un tiro di  $2 \times 39$  KN.

Tale sforzo può essere assorbito da due catene  $\phi 20$  in acciaio S235:

$$N_{RD} = 2 \times 3.14 \times 23.5 / 1.05 = 140 \text{ KN.}$$

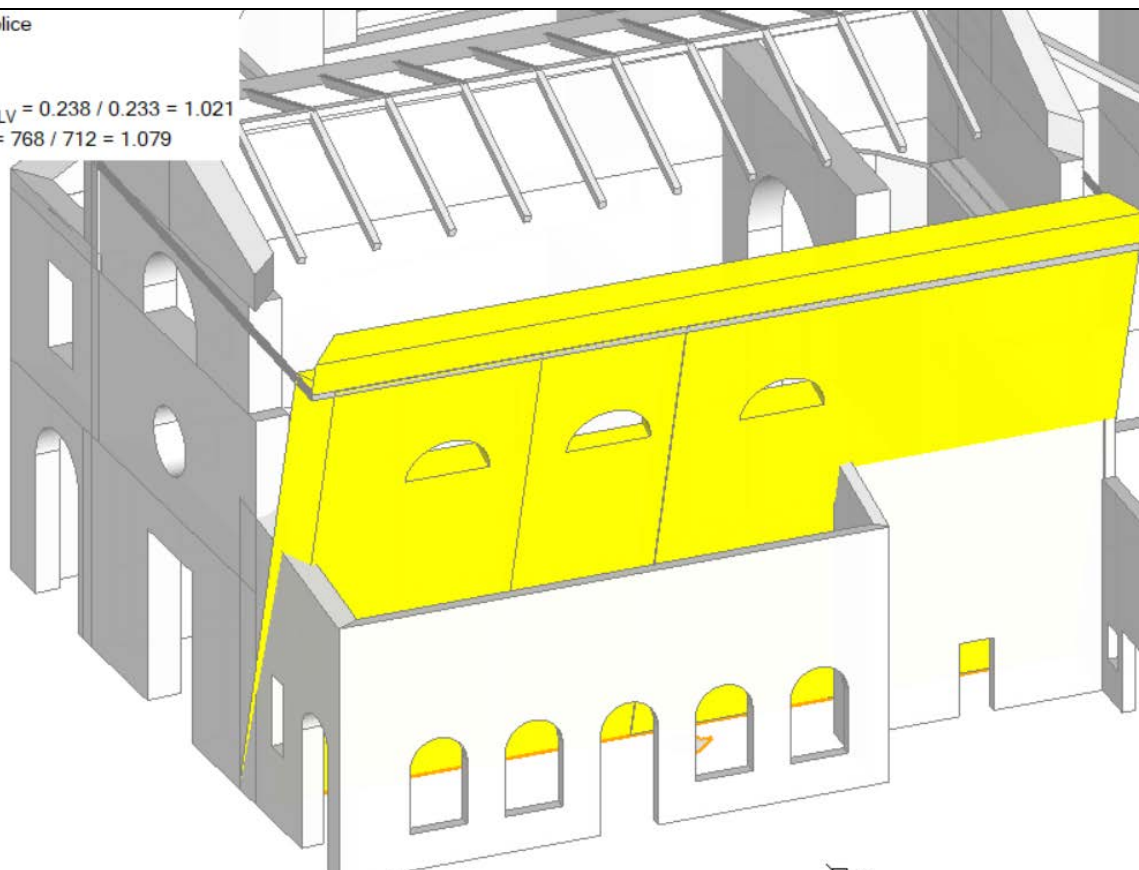
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.149$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.238 / 0.233 = 1.021$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 768 / 712 = 1.079$



La parete ovest è equilibrata da un tiro di  $2 \times 115$  KN.

Tale sforzo può essere assorbito da quattro catene  $\phi 20$  in acciaio S235:

$$N_{RD} = 4 \times 3.14 \times 23.5 / 1.05 = 281 \text{ KN.}$$

O in alternativa è possibile fissare le 10 catene lignee delle capriate alla parete mediante piastre metalliche tassellate.

## CLASSIFICAZIONE SISMICA

Si determina la classificazione sismica allo stato attuale.



### Costruzione della curva PAM

*Il parametro PAM può essere assimilato al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione*

Costo di ricostruzione	CR(%)
Frequenza media annua	$\lambda$

SLV				SLD		
	Tr	PGA	IS-V		Tr	PGA
Domanda	712	0.233	0.7897	Domanda	75	0.093
Capacità	350	0.184		Capacità	350	0.184

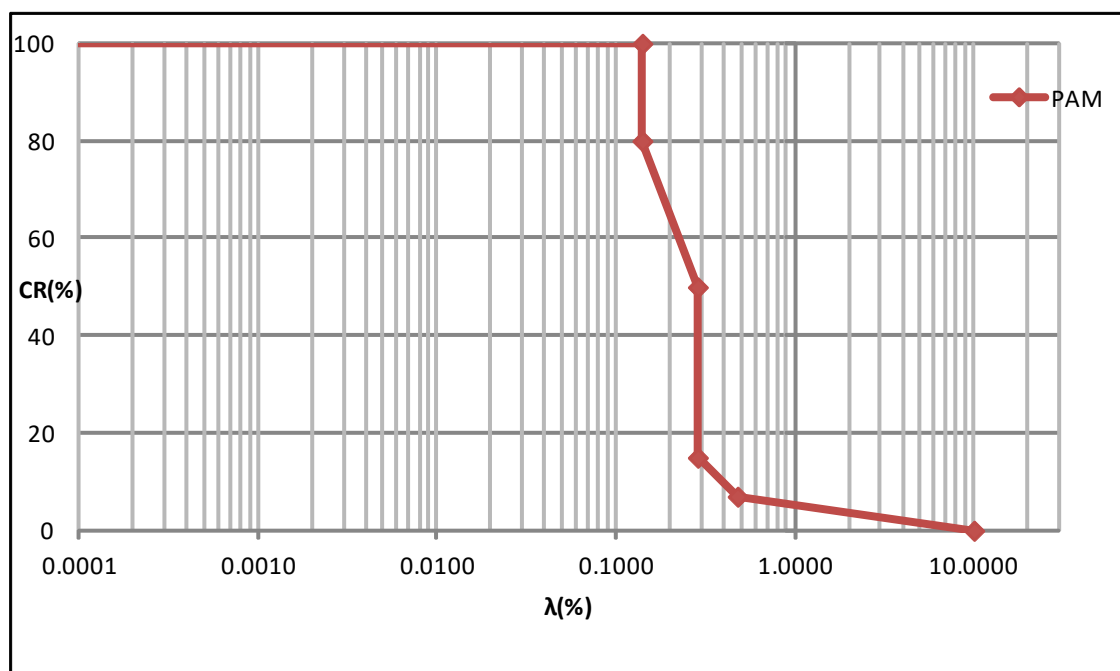
	Aggiornare i valori se non determinati dall'analisi con PCM
	Aggiornare i valori se non determinati dall'analisi con PCM
	Risultati del foglio di calcolo

Tempo di ritorno (capacità)		
SLC		anni
SLV	350	anni
SLD	350	anni
SLO		anni

Stato limite		CR(%)	$\lambda$ (%)	Tr
Punto di chiusura		100	0.0000	
Stato limite di ricostruzione	SLR	100	0.14	Tr SLC n.d.
Stato limite di collasso	SLC	80	0.14	Tr SLC n.d.
Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	50	0.285714	350
Stato limite di danno	SLD	15	0.285714	350
Stato limite di operatività	SLO	7	0.477143	Tr SLO n.d.
Stato limite di inizio danno	SLID	0	10	10

$\lambda_{SLO} = 1.67\lambda_{SLD}$
$\lambda_{SLC} = 0.49\lambda_{SLV}$

Relazioni di riferimento per SLO, SLC se Tr non disponibile (n.d.)



**PAM: formula**

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] * [CR\%(SL_{i-1}) + CR\%(SL_i)] / 2 + \lambda(SLC) * CR\%(SLR)$$

<b>PAM</b>	<b>0.59</b>	<b>A</b>
------------	-------------	----------

**Classe di rischio PAM:**

Perdita Media Annuale attesa (PAM)			Classe PAM	
	PAM(%) ≤	0.5	A <sup>+</sup> <sub>PAM</sub>	
0.5	< PAM(%) ≤	1	A <sub>PAM</sub>	
1	< PAM(%) ≤	1.5	B <sub>PAM</sub>	
1.5	< PAM(%) ≤	2.5	C <sub>PAM</sub>	
2.5	< PAM(%) ≤	3.5	D <sub>PAM</sub>	
3.5	< PAM(%) ≤	4.5	E <sub>PAM</sub>	
4.5	< PAM(%) ≤	7.5	F <sub>PAM</sub>	
7.5	< PAM(%)		G <sub>PAM</sub>	

**Classe di rischio IS-V:**

Indice di sicurezza IS-V (%)			Classe IS-V	
100	≤ IS-V		A <sup>+</sup> <sub>IS-V</sub>	
80	≤ IS-V <	100	A <sub>IS-V</sub>	
60	≤ IS-V <	80	B <sub>IS-V</sub>	
45	≤ IS-V <	60	C <sub>IS-V</sub>	
30	≤ IS-V <	45	D <sub>IS-V</sub>	
15	≤ IS-V <	30	E <sub>IS-V</sub>	
	IS-V <	15	F <sub>IS-V</sub>	

<b>IS-V</b>	<b>78.97</b>	<b>B</b>
-------------	--------------	----------

**Classe di Rischio sismico**

Si individua la Classe di Rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

<b>PAM</b>	0.59%	<b>A</b>
<b>IS-V</b>	78.97%	<b>B</b>

<b>Classe di Rischio sismico</b>	<b>B</b>
----------------------------------	----------

SCHEDA RIEPILOGATIVA

NOME	CODICE	INDIRIZZO	CITTA'
LICEO ARTISTICO LUIGI NERVI	---	VIA TOMBESI DALL'OVA	RAVENNA

DESCRIZIONE

Edificio in muratura con solai prevalentemente ricostruiti, in travetti metallici con tavelloni e soletta. Coperto in legno, solo chiesa S. Maria delle Croci.

VERIFICA STATICA

POSITIVA

VERIFICA SISMICA GLOBALE	TR anni	PGA *g	$\zeta_E\%$	Vrc	Vnc
DOMANDA SLV	712	0.233	1.0	75	50
CAPACITA' SLV	350	0.184	0.8	37	25

La verifica SLV risulta PIENAMENTE soddisfacente

DOMANDA SLD	75	0.093	1	8	5
CAPACITA' SLD	>75	>0.093	>1	>8	>5

ANALISI CINEMATICA	TR anni	PGA *g	$\zeta_E\%$	Vrc	Vnc
DOMANDA SLV	712	0.233	1	75	50
CAPACITA' SLV	350	0.184	0.8	37	25

### CRITICITA' E PRESCRIZIONI

Scuola

non si segnalano elementi critici di pericolo immediato

**CLASSE DI RISCHIO ALLO STATO ATTUALE**

**B**