FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria civile per la protezione dai rischi naturali D.M. 270

TESI DI LAUREA

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL MUSEO DI CASAMARI A VEROLI

RELATORE
Chiar.mo Prof. Gianmarco de Felice

CANDIDATO
Pietro Ferraiolo

Anno Accademico 2013/2014

SOMMARIO

INTRODUZIONE 4

I. RIFERIMENTI NORMATIVI 6
I.1 Quadro normativo di riferimento 6
I.2 Livelli di valutazione della sicurezza sismica 7
I.3 Stati limite di riferimento per il patrimonio culturale 9
I.4 Indice di sicurezza sismica e fattore di accelerazione 10
I.5 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza 12
I.6 Combinazione delle azioni 13

II. I LIVELLI DI VALUTAZIONE LV1 E LV3 15
II.1 Livello di valutazione LV1 15
II.1.1 Modello meccanico semplificato 15
II.1.2 Foglio di calcolo Excel 20
II.2 Livello di valutazione LV3 23
II.2.1 Software di calcolo 23
II.2.2 Modello di telaio equivalente con macroelementi 23
II.2.3 Analisi statica non lineare (*push-over*) 30

III. L'ABBAZIA DI CASAMARI 37
III.1 Storia 37
III.2 Fasi costruttive 38
III.3 Classificazione della muratura 41
III.4 Corpi murari 50
III.5 Analisi dei carichi 58

IV VERIFICA DI LIVELLO LV1 DEL MUSEO DELL'ABBAZIA 65
IV.1 Procedura operativa per la verifica di livello LV1 65

IV.1.2 Piante di calcolo 65
IV.1.3 Altezze di livello 71
IV.1.4 Analisi dei carichi degli orizzontamenti 71
IV.1.5 Calcolo delle masse 73
IV.1.6 Calcolo delle rigidezze 83
IV.1.7 Massa sismica totale 88
IV.1.8 Baricentri di massa e rigidezza 88
IV.1.9 Ordinate dello spettro di risposta 88
IV.1.10 Risultati 90

V. VERIFICA DI LIVELLO LV3 DEL MUSEO DELL'ABBAZIA 94
V.1 Procedura operativa per la verifica di livello LV3 94
V.1.1 Modellazione 3D della struttura 94
V.1.2 Analisi 113
V.1.2.1 Analisi dinamica modale 113
V.1.2.2 Costruzione del telaio equivalente 117
V.1.2.3 Analisi statica non lineare 119
V.2 Interventi di adeguamento sismico 136

VI. CONFRONTI E COMMENTI CONCLUSIVI 141

VII. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SITOGRAFIA 143

INTRODUZIONE

Il territorio italiano ospita un gran numero di edifici storici in muratura, molti dei quali di notevole pregio artistico e culturale, realizzati in aree caratterizzate da un'elevata pericolosità sismica. Per mantenere lo stato di conservazione di questi edifici e per favorire la salvaguardia di eventuali occupanti diventa sempre più impellente, quindi, lo studio della loro vulnerabilità inteso a stabilire un livello di adeguatezza, fornire una indicazione degli interventi necessari e della priorità con cui dovrebbero essere eseguiti. Il tema è una delle sfide più affascinanti e complesse che l'ingegnere strutturista è tenuto a trattare per una serie di oggettive difficoltà nella comprensione del reale comportamento strutturale che, in generale, dovrà essere investigato attraverso un processo di studio dell'opera (rilievo architettonico, tipologie di muratura e loro caratteristiche fisico-meccaniche, dettagli costruttivi, ecc.), per giungere all'individuazione dei modelli e degli strumenti di analisi più idonei anche in relazione al livello di conoscenza che si è potuto ottenere.

La problematica della tutela del patrimonio esistente è diventata un tema di forte interesse già con l'emanazione dell'Ordinanza 3274 nel 2003 del P.C.M., pochi mesi dopo il terremoto che ha coinvolto il Molise e la Puglia, che fornisce criteri generali per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici. Nel documento, tra l'altro, si prevede l'obbligo di verifica, entro cinque anni, sia degli "*edifici di interesse strategico*", sia degli "*edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso*".

La presente tesi di laurea si inquadra nell'ambito della valutazione della sicurezza sismica degli edifici storici tutelati, con applicazione a un caso di studio reale, rappresentato dal museo dell'abbazia di Casamari a Veroli (FR).

La valutazione è eseguita secondo quanto previsto nel documento "*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*" (Direttiva P.C.M. 09/02/2011, G. U. n. 47 del 26/02/2011 suppl. ord. n. 54) facendo ricorso, quando necessario, alle indicazioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 (G. U. n. 29 del 04/02/2008) e alle successive integrazioni riportate nel documento relativo di "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (Circolare 02/02/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U. n. 47 del 26/02/2009 suppl. ord. n. 27).

L'analisi strutturale è svolta secondo i due diversi livelli di valutazione, LV1 e LV3, definiti nel documento che prevedono il ricorso a modelli di diversa complessità per descrivere il comportamento meccanico dell'edificio e i risultati ottenuti sono confrontati e discussi. In particolare, nel primo caso (valutazione di tipo LV1) si procede all'analisi qualitativa e valutazione della sicurezza sismica con modelli semplificati, mentre nel secondo (valutazione di tipo LV3) alla valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto, mediante il ricorso a un modello strutturale globale non lineare della costruzione.

Nello specifico, la tesi è articolata in 7 capitoli:

- **I. RIFERIMENTI NORMATIVI**, che descrive il quadro normativo di riferimento per la tutela del patrimonio culturale e le indicazioni fornite dalle *Linee guida*, che sono state seguite per la definizione dell'azione sismica e della capacità delle costruzioni in muratura, nonché per l'analisi sismica delle stesse.

- **II. I LIVELLI DI VALUTAZIONE LV1 E LV3**, che descrive gli approcci metodologici per le verifiche di sicurezza di livello LV1 e LV3.

- **III. L'ABBAZIA DI CASAMARI**, riporta la storia e le fasi costruttive, la descrizione della struttura, la classificazione delle murature e l'analisi dei carichi.

- **IV. VERIFICA DI LIVELLO LV1 DEL MUSEO DELL'ABBAZIA**, descrive le operazioni eseguite per la verifica di sicurezza di livello LV1 e i risultati ottenuti.

- **V. VERIFICA DI LIVELLO LV3 DEL MUSEO DELL'ABBAZIA**, descrive le operazioni eseguite per le verifica di sicurezza di livello LV3 e i risultati ottenuti.

- **VI. CONFRONTI E COMMENTI CONCLUSIVI**, che contiene i confronti tra le due valutazioni e i commenti finali.

- **VII. RIFERIMENTI E SITOGRAFIA**, che contiene i riferimenti normativi, paper, libri, documenti e siti web consultati.

I. RIFERIMENTI NORMATIVI

I.1 Quadro normativo di riferimento

Con l'avvento nel quadro normativo italiano, del Decreto Legislativo del 22 gennaio 2004 "*Codice dei beni culturali e del paesaggio*", dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 /2003 con l'allegato 2, "*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*" e del Decreto 14 settembre 2005 recante "*Norme tecniche per le costruzioni*", è stata esplicitamente prevista la possibilità, già riconosciuta dall'articolo 16 della Legge n. 64, del 2 febbraio 1974 "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*" di operare sui Beni Monumentali ricadenti in zona sismica mediante interventi di miglioramento sismico.

In particolare la predetta Ordinanza n. 3274/2003 e ss.mm. e ii. fa obbligo di procedere a verifica sismica per quegli edifici ed opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile e per quelli che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

Secondo quanto stabilito per le opere di competenza statale, dall'Allegato A al decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 21 ottobre 2003 n. 3685 e, per le opere di competenza regionale ricavabili dai relativi atti legislativi locali, fra gli "edifici rilevanti" risultano compresi anche quelli il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico o monumentale. Per questi beni, l'articolo 3 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3 maggio 2005 n. 3431 prevede che il Dipartimento della protezione civile, di concerto con il Ministero per i beni e le attività culturali, definisca "linee guida" per l'applicazione delle norme tecniche allegate all'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm. e ii. in relazione alle peculiari esigenze della salvaguardia del patrimonio vincolato di valore storico ed artistico.
Anche il Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 41 "*Codice dei beni culturali e del paesaggio*" al comma 5 dell'art. 29 prevede che il Ministero definisca, anche con il concorso delle regioni e con la collaborazione delle università e degli istituti di ricerca competenti, linee di indirizzo, norme tecniche, criteri e modelli di intervento in materia di conservazione dei beni culturali.

Infine, il D.M. 14 settembre 2005 "*Norme tecniche per le costruzioni*" all'art. 9.2 prevede che, quando ricorrono particolari complessità a livello di acquisizione dati e di processo conoscitivo, come nel caso di edifici storico-monumentali ed artistici di grande significatività e complessità, la valutazione della sicurezza sismica possa essere fondata su una accurata anamnesi storica della costruzione, su processi logico deduttivi ed espressa e motivata con un "giudizio esperto".

Tali dettati normativi hanno trovato attuazione nelle *"Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni ed all'applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 n. 3274 e ss.mm. e ii."* approvate dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP. con parere n. 66 reso nella seduta del 21 luglio 2006.
Le Linee Guida, pubblicate nel 2006, sono state emanate con Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale del 12 ottobre 2007. Prefiggendosi l'intento di rendere possibile l'attività di prevenzione, in particolar modo per ciò che riguarda il rischio sismico, tale documento costituisce uno strumento fondamentale per la tutela dei beni culturali immobili, redatto nella convinzione che sia possibile arrivare ad apprezzabili valori di sicurezza anche per il patrimonio culturale.

Con l'entrata in vigore delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 14 gennaio 2008, si è reso necessario allineare la Direttiva 2007 con le previsioni in esse contenute. Da qui, l'approvazione delle "***Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008"*** tramite la Direttiva P.C.M. 09/02/2011.

I.2 Livelli di valutazione della sicurezza sismica

Ai fini della sua valutazione della sicurezza sismica, nell'ambito delle Linee guida sono identificati tre diversi livelli di accuratezza e completezza di analisi, associati a diverse finalità di valutazione. Essi sono richiamati nel seguito:

- ***LV1 - Analisi qualitativa e valutazione della sicurezza sismica con modelli meccanici semplificati***, che consiste in una verifica da effettuarsi a scala territoriale su tutto il patrimonio, in primo luogo per far fronte alla richiesta

dell'OPCM 3274/03 (verifiche entro 5 anni) e per acquisire una conoscenza utile a fini preventivi e di pianificazione degli interventi.

La verifica di sicurezza LV1 può essere condotta con riferimento a metodi semplificati, gli unici applicabili su ampia scala in tempi relativamente brevi, che siano tuttavia in grado di stimare l'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo. Tale valore dell'accelerazione, rapportato all'accelerazione di picco caratteristica del sito, serve solamente a definire un fattore di accelerazione (f_a), utile a stabilire delle priorità di intervento.

- ***LV2 - Valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali)***, che si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. In questi casi è possibile utilizzare modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione. I risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale: presenza di catene, ammorsamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo degli orizzontamenti.
  Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito.

- ***LV3 - Valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto***, utile al progetto di interventi che incidano sul funzionamento strutturale complessivo o quando venga comunque richiesta una valutazione molto accurata della sicurezza sismica del manufatto.

  Le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto e possono utilizzare un modello strutturale globale nei casi in cui esso sia ritenuto attendibile o i metodi di analisi locale previsti nel livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (valutando la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidezze e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere approssimata, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali).

I.3 Stati limite di riferimento per il patrimonio culturale

Per soddisfare le richieste derivanti dai suddetti livelli di analisi, è comunque necessario calcolare le azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento degli stati limite previsti.

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico si ritiene che l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico sia garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: due sono già definiti dalle NTC, mentre uno è specifico per i beni culturali. Più precisamente:

- ***Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*** da considerare per ciascun bene tutelato, in quanto serve a garantire la conservazione del manufatto stesso oltre che la salvaguardia di eventuali occupanti;

- ***Stato Limite di Danno (SLD)*** richiesta per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso;

- ***Stato Limite di Danno in riferimento ai beni Artistici (SLA)*** rivolto a determinate parti della costruzione in cui sono presenti elementi di elevato pregio storico e artistico (apparati decorativi, affreschi, altari ecc) per i quali si vuole garantire che, a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo SLD), si abbia al più un danneggiamento di modesta entità, tale da garantire il loro restauro senza una significativa perdita del valore culturale.

In conclusione:

- la valutazione nei riguardi dello stato limite ultimo è richiesta per ciascun manufatto tutelato;

- la valutazione nei riguardi dello stato limite di danno è richiesta nei seguenti casi: 1) a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso; 2) esclusivamente a livello locale, nelle parti in cui sono presenti beni tutelati di valore artistico; in presenza di beni artistici di particolare rilevanza, gli organi di tutela potrebbero richiedere un livello di protezione sismica più elevato.

I.4 Indice di sicurezza sismica e fattore di accelerazione

Per procedere alla definizione delle forze sismiche, operativamente, una volta fissate la vita nominale V_N a cui viene riferita la valutazione della sicurezza o per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico e la classe d'uso coerentemente alle indicazioni al punto 2.4.2 delle NTC, le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento definito come segue:

$$V_R = V_N \, C_U \qquad (1.1)$$

dove C_U è il coefficiente d'uso definito al variare della classe d'uso del manufatto nella Tab. 2.4.II delle NTC.

Per quanto riguarda la vita nominale, è utile precisare come, in riferimento a un bene culturale, essa dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno. Ciò porta comunque ad una verifica sismica gravosa o, in alcuni casi, alla necessità di realizzare interventi molto invasivi nei riguardi dell'opera. Coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento, quindi, anche ad una vita nominale ridotta (inferiore di 50 anni) in modo da certificare la sicurezza di interventi meno invasivi, tali da tutelare la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni, posticipando nel tempo ulteriori e più pesanti interventi.

In relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo V_R, il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica è valutato come:

$$T_R = - \frac{V_R}{ln\,(1 - P_{VR})} \qquad (1.2)$$

Per le verifiche nei confronti dello SLV si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10% nel periodo V_R, mentre con riferimento allo SLD si potrà considerare una probabilità P_{VR} pari al 63% e, comunque, un periodo di ritorno pari a almeno 30 anni. Per le verifiche allo SLA si potrà fare riferimento alla stessa probabilità di eccedenza relativa allo stato limite di danno su un periodo di riferimento per i beni artistici $V_{RA} = n \, V_R$, dove n

rappresenta il numero di cicli di controllo effettuati su quel particolare bene artistico nell'intervallo di tempo normalmente adottato per il monitoraggio dello stato di conservazione degli apparati decorativi, dei relativi supporti e di elementi architettonici in muratura o materiale lapideo di particolare fattura.

L'***indice di sicurezza sismica*** è calcolato come rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di progetto $T_{R,SL}$. Particolarmente significativo è quello riferito allo SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \qquad (1.3)$$

È immediato notare che valori dell'indice maggiori o uguali all'unità indicano che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori delle forze sismiche assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso; valori inferiori ad uno invece mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione.

Nel caso in cui si stia effettuando una valutazione della sicurezza sismica sul complesso dei beni tutelati presenti in un dato territorio (LV1), l'indice di sicurezza consente di definire una graduatoria di rischio, utile per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio. Questa graduatoria può essere stilata assumendo per tutti i beni un unico valore della vita nominale (ad esempio $V_N = 50$ anni), considerando quindi nell'analisi di rischio solo la vulnerabilità e l'esposizione, oppure associando ai manufatti diversi valori della vita nominale, in modo da mettere in evidenza, a parità degli altri fattori, un maggiore rischio di perdita per i manufatti più significativi. La vita nominale definisce il tempo limite all'interno del quale tale graduatoria ha significato per ciascuno dei beni culturali analizzati.

Nel caso di progettazione di un intervento di miglioramento sismico (LV2, LV3), piuttosto che all'indice di sicurezza sismica valutato con la (1.3) può essere opportuno riferirsi direttamente alla vita nominale, ovvero valutare la vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito dell'intervento:

$$V_N = - \frac{T_{SL}}{C_U} \, ln\left(1 - P_{V_R}\right) \qquad (1.4)$$

dove T_{SL} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del

generico stato limite valutato prima e dopo l'intervento e P_{V_R} è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (es. 10% per lo SLV).

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile calcolare un ***fattore di accelerazione***, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV a_{SLV} e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento $a_{g,SLV}$, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \qquad (1.5)$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

I.5 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Come suggerito nelle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, alla costruzione in esame va associato un fattore di confidenza FC, compreso tra 1 e 1.35, che ha lo scopo di graduare l'attendibilità del modello di analisi.

Nello specifico, come prescrive la Circolare al C8A.1.A.4, con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- il ***Livello di conoscenza LC3*** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente *fattore di confidenza* è FC = 1. In questo caso, i valori dei parametri meccanici da assumere dipendono dal numero di dati sperimentali;

- il ***Livello di conoscenza LC2*** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente *fattore di confidenza* è FC = 1.2. In questo caso, i valori dei parametri meccanici da considerare sono quelli medi;

- il ***Livello di conoscenza LC1*** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente *fattore di confidenza* è FC = 1.35. I valori dei parametri meccanici da considerare sono quelli minimi per le resistenze e medi per i moduli elastici;

I.6 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO) è assunta la seguente combinazione delle azioni come previsto al §2.5.3 delle NTC.

- Combinazione sismica impiegata per gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \qquad (1.6)$$

dove

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta i carichi permanenti al loro valore caratteristico, associati al contributo degli elementi strutturali;

G_2 rappresenta carichi permanenti al loro valore caratteristico, associati al contributo degli elementi non strutturali;

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i;

ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente della azione variabile Q_i;

I valori dei vari coefficienti ψ_{2i} dipendono dalla destinazione d'uso come quanto indicato nella Tab. 1.

Tabella 1 – Valori dei coefficienti di combinazione.

CATEGORIA / AZIONE VARIABILE	$\Psi_{0,j}$	$\Psi_{0,j}$	$\Psi_{2,j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

II. I LIVELLI DI VALUTAZIONE LV1 E LV3

II.1 Livello di valutazione LV1

Per il bene monumentale in esame, il *museo dell'Abbazia di Casamari a Veroli*, sono state effettuate le verifiche "globali" in riferimento ai livelli di valutazione LV1 e LV3. Nel seguito si riporta una descrizione approfondita delle verifiche e dei modelli meccanici.

Come già accennato, il livello LV1 consente la valutazione dell'azione sismica mediante metodi semplificati capaci di stimare: l'*indice di sicurezza sismica*, che se maggiore di 1 allora la struttura si stima idonea a sopportare l'azione sismica di riferimento al sito, e il *fattore di accelerazione*, parametro strettamente meccanico basato sul rapporto tra le accelerazioni di picco al suolo, corrispondenti alla capacità e alla domanda attese nel sito.

I metodi LV1 possono in alternativa stimare il valore di vita nominale per cui il manufatto restituisce un indice di sicurezza uguale a 1; in questo modo la vita nominale calcolata rappresenterà il periodo di tempo entro il quale il livello di sicurezza della struttura può considerarsi alla stregua di quello previsto dalle nuove costruzioni.

L'indice di sicurezza sismica o la vita nominale sono parametri utili per definire la priorità di intervento, tuttavia interventi di miglioramento sismico dovranno essere realizzati, dunque progettati, a valle di una valutazione più approfondita (LV2 o LV3).

II.1.1 Modello meccanico semplificato

Si riporta di seguito un modello semplificato finalizzato ad una stima qualitativa del periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV, adatto ad edifici che non presentino tipologie costruttive particolari, quali palazzi o ville. Tale modello ipotizza che il raggiungimento dello SLV avvenga per rottura delle pareti nel proprio piano, considerando un comportamento complessivo del manufatto.

L'ordinata dello spettro di risposta elastico per lo SLV può essere calcolata come:

$$S_{e,SLV} = \frac{q\, F_{SLV}}{e^* M} \qquad (2.1)$$

in cui

F_{SLV} è la resistenza a taglio dell'edificio;

q è il coefficiente di struttura, il quale sulla base delle NTC08 e della relativa Circolare può assumere i seguenti valori:

a) $3 < q < 3.6$ per edifici con un numero di piani ≥ 2, regolari in elevazione;

b) $2.25 < q < 2.8$ diversamente;

L'assunzione di tali valori è giustificabile dalla buona capacità costruttiva che si osserva generalmente nei palazzi tutelati, ma sarà necessario ridurli nel caso in cui si verifichino condizioni differenti (meccanismi di collasso nei maschi murari con fasce di piano rigide e resistenti).

M è la massa sismica totale, da considerare per la valutazione dell'azione sismica allo SLV calcolabile come:

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g} \qquad (2.2)$$

con G_k carichi permanenti relativi all'intero edificio e Q_{kj} carichi variabili accidentali computati per il piano j-esimo; g è l'accelerazione di gravità; $\Psi_{2,j}$ coefficiente di combinazione funzione della probabilità che i carichi Q_{kj} siano presenti al j-esimo piano in presenza di un sisma;

N indica il numero di piani totali;

e^* è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

Ottenuto il valore dell'ordinata spettrale è possibile calcolare il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati riportati in appendice delle norme, relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati.

Al tempo di ritorno così valutato sono associati a_g, F_0, T_C^*, mediante i quali è possibile definire tutti i parametri dello spettro.

Definendo T_1 periodo fondamentale di vibrazione della struttura, S coefficiente funzione della categoria di sottosuolo S_S e delle condizioni topografiche S_T ($S = S_S\ S_T$), T_B,T_C,T_D periodi caratteristici dello spettro di risposta; Il valore dell'accelerazione capace di provocare il raggiungimento dello SLV in quel sito è valutabile come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \dfrac{S_{e,SLV}(T_1)}{S\,F_0} & T_B \le T_1 < T_C \\ \dfrac{S_{e,SLV}(T_1)}{S\,F_0}\ \dfrac{T_1}{T_C} & T_C \le T_1 < T_D \end{cases} \qquad (2.3)$$

Si ritiene che i manufatti di questa tipologia strutturale abbiano sempre periodo fondamentale inferiore a T_D (in ogni caso la seconda relazione fornisce un valore cautelativo). Se la struttura ha periodo inferiore a T_B si suggerisce comunque di utilizzare la prima relazione.

La resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV} sopra menzionata deve essere valutata come la minore tra quelle valutate nelle due direzioni perpendicolari, presumibilmente x e y. Immaginiamo di voler valutare tale resistenza in direzione x in prossimità del generico piano i-esimo dell'edificio:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi}\,\zeta_{xi}\,\xi_x\,A_{xi}\,\tau_{di}}{\beta_{xi}\,\kappa_i} \qquad (2.4)$$

dove

A_{xi} è l'area resistente dei muri dell'i-esimo piano posti nella direzione x, compresi i pannelli aventi inclinazione ± 45° sebbene in componente ridotta da un coefficiente cosα.

τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari dell'i-esimo piano, pari a

$$\tau_{di} = \tau_{0d}\sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\,\tau_{0d}}} \qquad (2.5)$$

in cui

τ_{0d} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura, valutato sulla base del fattore di confidenza FC; σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri del piano i-esimo.

β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo associato all'eccentricità e_{yi} tra centro delle rigidezze e baricentro delle masse y_g, funzione inoltre della distanza d_{yi} tra baricentro delle rigidezze e la parete più esterna in direzione x.

L'espressione è:

$$\beta_{xi} = 1 + 2\,\frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25 \qquad (2.6)$$

Il coefficiente β_{xi} può essere valutato in maniera più accurata; note per la generica parete k l'area resistente in pianta $A_{xi,k}$, il modulo di taglio della muratura $G_{M,k}$, la posizione y_k rispetto al sistema di riferimento, è possibile valutare il baricentro delle rigidezze:

$$y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k\, G_{M,k}\, A_{xi,k}}{\sum_k G_{M,k}\, A_{xi,k}} \qquad (2.7)$$

Il coefficiente di irregolarità in pianta diventa dunque:

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi}\, d_{yi}\, A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 A_{xi,k}} \leq 1.25 \qquad (2.8)$$

μ_{xi} è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, pari a

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2\,\sqrt{\frac{N_{mxi}\sum_j A_{xi,j}^{\,2}}{A_{xi}^{\,2}} - 1} \geq 0.8 \qquad (2.9)$$

dove N_{mxi} è il numero di maschi murari in direzione x relativi al piano i-esimo, $A_{xi,j}$ è l'area del generico maschio in direzione x al piano i la cui sommatoria è estesa a tutti i maschi del piano ($\sum_j A_{xi,j} = A_{xi}$).

ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista come prevalente nei maschi murari dell'i-esimo piano; vale 1 o 0.8 rispettivamente nel caso di collasso per taglio o per presso-flessione.

ζ_x è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano nelle pareti disposte in direzione x; vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali) mentre può assumere un valore minore, fino a 0.8, nel caso di fasce deboli, incapaci di bloccare la rotazione all'estremità dei maschi murari.

κ_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale.

Per valutare κ_i e la frazione di massa partecipante al moto dinamico e^* è necessario ipotizzare una forma modale. Sia ϕ il vettore dello spostamento dei diversi piani secondo la forma assunta come modo di collasso, m_j la massa del piano j-esimo e ϕ_j lo spostamento orizzontale al piano j-esimo, allora i due coefficienti sono dati da:

$$e^* = \frac{(\sum_1^N m_j \phi_j)^2}{M \sum_1^N m_j \phi_j^2} \qquad (2.10)$$

$$\kappa_i = \frac{\sum_i^N m_j \phi_j}{\sum_1^N m_j \phi_j} \qquad (2.11)$$

Nel caso in cui si possano assumere sostanzialmente costanti sia l'altezza di interpiano che la massa di piano è possibile semplificare l'espressione precedente come:

$$e^* = \frac{(\sum_1^N \phi_j)^2}{N \sum_1^N \phi_j^2} \qquad (2.12)$$

$$\kappa_i = \frac{\sum_i^N \phi_j}{\sum_1^N \phi_j} \qquad (2.13)$$

Infine nel caso in cui non sia definito con precisione il modo di collasso ϕ è possibile assumere una forma modale triangolare, con i seguenti valori per la frazione di massa partecipante sul primo modo e per il coefficiente che definisce la forza al piano i-esimo:

$$e^* = 0.75 + 0.25\, N^{-0.75} \qquad (2.14)$$

$$\kappa_i = \frac{\sum_i^N j}{\sum_1^N j} \qquad (2.15)$$

II.1.2 Foglio di calcolo Excel

La valutazione LV1 è stata effettuata per mezzo di un *foglio di calcolo Excel* in cui sono state implementate le equazioni previste dalle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" e descritte nel paragrafo II.1.1.

In particolare, per ogni livello, si è proceduto alla definizione di una pianta di calcolo in Autocad, al fine di computare i dati di ingresso:

- Coordinate x e y degli elementi (pannelli murari esterni e interni, orizzontamenti e coperture), rispetto al sistema di riferimento;

- Area degli elementi;

Che insieme ad altri input quali le altezze dei livelli, le caratteristiche meccaniche delle murature, i carichi agenti sugli orizzontamenti e sulle coperture, permettono di determinare:

- La massa sismica totale M e quella afferente ad ogni livello (considerando metà dell'altezza dei piani inferiore e superiore), nonché i baricentri delle masse, di coordinate X_G e Y_G;

- I baricentri delle rigidezze, con coordinate X_C e Y_C;

Sulla base di questi dati si possono determinare i coefficienti necessari a valutare le resistenze a taglio $F_{SLV,xi}$ e, quindi, le ordinate spettrali $S_{e,SLV}$ per ciascun livello e direzione.

È necessario precisare che:

a) I pannelli murari sono stati ricondotti a rettangoli di spessore equivalente e le lunghezze considerate ai fini del calcolo delle rigidezze sono relative alle linee d'asse;

b) Per il calcolo della massa degli elementi, si è tenuto conto forfettariamente della presenza delle aperture introducendo un coefficiente riduttivo pari a

0.7. Mentre per il calcolo delle rigidezze è stata detratta l'area effettiva dei fori;

c) I baricentri di massa in direzione x sono stati valutati come rapporto tra la somma dei prodotti x_i F_i per i pannelli afferenti a quel livello (metà del livello inferiore e metà del livello superiore) e il carico totale F. Nello stesso modo per l'altra direzione.

d) Le caratteristiche meccaniche, τ e G, che sono state considerate sono quelle definite nel capitolo III per le varie tipologie di muratura. Il valore di τ_{od} è stato determinato in termini equivalenti come rapporto tra la somma dei prodotti $\tau_{od,i}$ A_i per tutti i pannelli della struttura e l'area totale A.

e) Il fattore di confidenza applicato ai valori delle resistenze a taglio τ_0 è pari a 1.2, corrispondente al livello di conoscenza LC2.

f) Relativamente al fattore di struttura q, è stato adottato un valore pari a 3, corrispondente al minimo del range di valori per strutture regolari in elevazione, per mantenersi a favore di sicurezza.

g) Il valore assunto per i coefficienti ξ_{xi} e ζ_x è, rispettivamente, 1 e 0.9 (rottura prevalente per taglio e resistenza delle fasce intermedia).

h) I coefficienti e* e κ_i sono calcolati attraverso le espressioni approssimate, assumendo una forma modale triangolare.

Osservazione n.1

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1, è stato calcolato in modo approssimato come previsto dalla normativa al §7.3.3.2 per l'analisi statica lineare:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \qquad (2.16)$$

dove

H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;

C_l vale 0.085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

Assumendo $C_l = 0.05$ e in riferimento ad un'altezza H pari a 24 m, si ottiene un valore pari a 0.54 sec.

Osservazione n.2

Per calcolare il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, si applica un procedimento iterativo che utilizza i dati riportati in appendice delle NTC.

In particolare, come riportato nell'Allegato A della Circolare, per un qualunque periodo di ritorno T_R diverso dai 9 previsti nella *pericolosità sismica*, i valori dei parametri p (a_g, F_0, T^*_C) ad esso corrispondenti potranno essere ricavati per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella *pericolosità sismica*, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \qquad (2.17)$$

nella quale

p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;

T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p (ai fini del risultato, è inessenziale quale dei due valori venga assunto come T_{R1} e quale come T_{R2}).

Visto l'intervallo di riferimento attualmente disponibile, si considereranno solo i valori di T_R compresi nell'intervallo 30 anni $\leq T_R \leq$ 2475 anni; se $T_R <$ 30 anni si porrà T_R = 30 anni, se $T_R >$ 2475 anni si porrà T_R = 2475 anni.

II.2 Livello di valutazione LV3

II.2.1 Software di calcolo

Il programma di calcolo impiegato per l'analisi di livello LV3 è ***3Muri ® release 5.5.208*** (distribuito da S.T.A. DATA s.r.l., il cui motore di calcolo è stato sviluppato presso l'Università di Genova da A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna e S. Cattari 2009).

II.2.2 Modello di telaio equivalente con macroelementi

L'approccio di modellazione cui è stato fatto ricorso è quello proposto sia nelle NTC che nelle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", fondato sul concetto di *telaio equivalente* e associato ai principi dell'*analisi statica non lineare.*

In particolare, il codice di calcolo 3Muri adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements), che si ispira sul modello di ***telaio equivalente con macroelementi***. La struttura viene schematizzata attraverso un telaio equivalente tridimensionale costituito da un particolare tipo di elemento, detto *macroelemento*. Questo metodo deriva dall'osservazione del reale comportamento di edifici danneggiati dal sisma e tiene in conto i differenti meccanismi di danno. Nel seguito è riportata una descrizione delle ipotesi fondamentali.

In virtù del comportamento scatolare delle strutture in muratura, la struttura portante viene identificata dalle pareti, che sono gli elementi portanti, e dai diaframmi orizzontali di piano (solai, o volte) che, oltre a distribuire i carichi verticali sulle pareti stesse, sono elementi di irrigidimento nel piano, da cui dipende la distribuzione tra le varie pareti delle azioni orizzontali.

Nello caso degli edifici in muratura, le pareti si possono suddividere in componenti elementari, o macroelementi: *maschi*, *fasce* ed *elementi rigidi*. Gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture, gli elementi "fascia" sono disposti sopra e sotto le aperture. La muratura restante che non confina con aperture e che risulta, quindi, contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidezza infinita; l'osservazione dei danni dovuti al sisma mostra, infatti, che solo raramente (nel caso di geometria

molto irregolare o aperture molto ridotte) si riscontrano fessure in queste aree della parete pertanto, la deformazione di queste regioni è considerata trascurabile.

Poiché la ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare. Collegando quindi questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto telaio equivalente.

Il telaio equivalente consente di ben rappresentate il comportamento delle strutture in muratura; inoltre semplifica l'analisi, in quanto riduce i gradi di libertà rispetto ad altri schemi, come per esempio gli elementi finiti di superficie, velocizzando i tempi di calcolo.

Nei riguardi delle azioni orizzontali la modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità. I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati, ma questo, non rappresenta un limite in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui, con opportuni accorgimenti ed interventi puntuali, si può limitare decisamente l'insorgenza. Analogamente non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale; i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza. Il solaio contribuisce invece come lastra dotata di opportuna rigidezza di piano.

La Fig. 1 illustra l'idealizzazione della parete in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture regolare ed irregolare, rispettivamente.

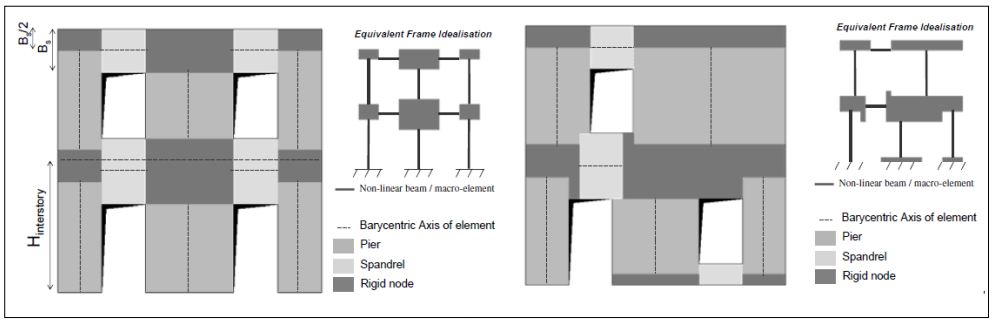


Figura 1 - Idealizzazione della parete in muratura in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture regolare (sinistra) e irregolare (destra).

Inoltre, il modello comportamentale assunto per gli elementi in muratura, secondo quanto proposto nelle NTC al punto 7.8.1.5.4., è quello non lineare. In particolare, come si vede in Fig. 2, nel solutore è implementato un elemento trave non lineare caratterizzato da sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidezza.

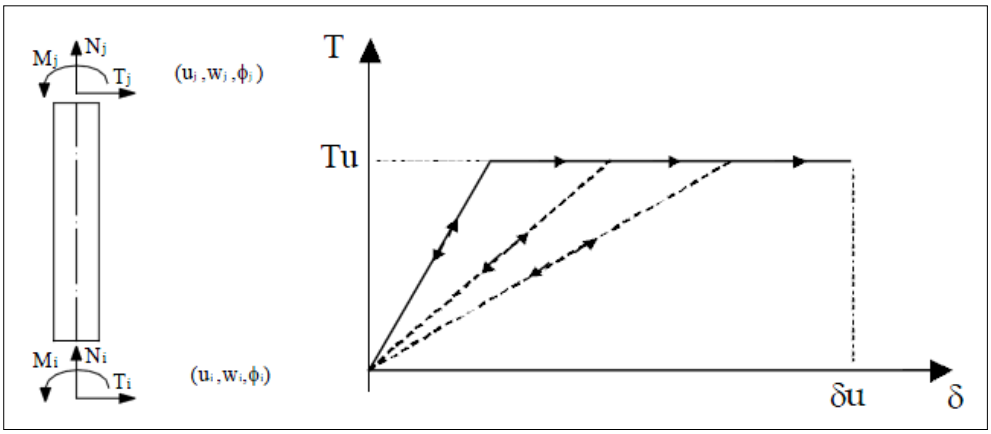


Figura 2 – Elemento trave non lineare a comportamento degradante.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza di seguito esposti.

In effetti, il modello precedentemente descritto viene completato dall'inserimento di un *meccanismo di collasso*. I meccanismi considerati sono quello per *presso-flessione* e quello per taglio, *taglio-fessurazione diagonale* e *taglio-scorrimento*. Tali meccanismi di rottura sono computati secondo i criteri previsti nelle norme tecniche.

In particolare, per il macroelemento ***maschio murario***:

- Il criterio adottato a presso-flessione è analogo a quello descritto al §7.8.2.2.1 delle norme e rappresentato in Fig. 3:

$$M_u = \frac{l^2 \, t \, \sigma_o}{2}\left(1 - \frac{\sigma_o}{0.85 \, f_d}\right) \qquad (2.18)$$

dove

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t è lo spessore della zona compressa della parete;
σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/(l t)), con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, M_u= 0;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

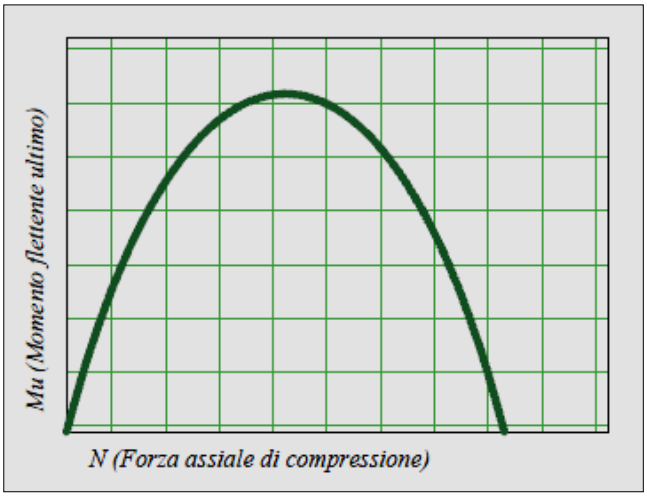


Figura 3 – Criterio di presso-flessione.

- Il criterio adottato per il taglio con scorrimento, rappresentato in Fig. 4, è analogo a quello descritto al §7.8.2.2.2 delle norme e in accordo con quello di Mohr - Coulomb:

$$V_t = l' t f_{vd} = l' t (f_{vko} + \mu \sigma_n) \qquad (2.19)$$

dove

V_t è la resistenza a taglio;
l' è la lunghezza della parte compressa della parete;
t è lo spessore della parete;
$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$ è definito al §4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/(l't)$) e ponendo $\mu = 0.4$.
Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di 1.4 f_{bk}, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa.

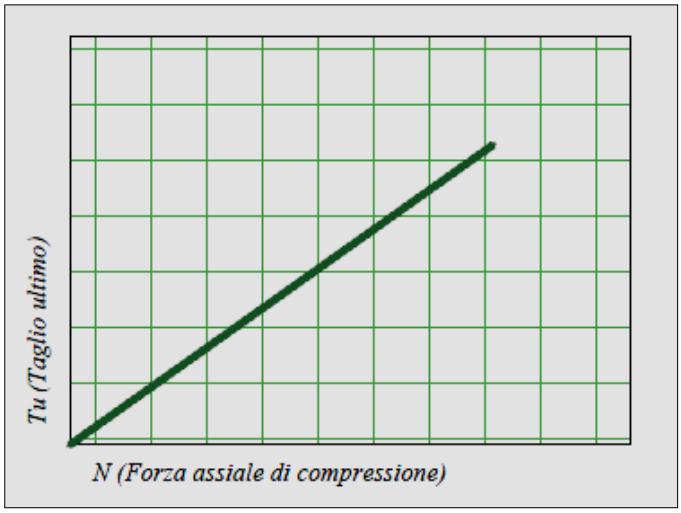


Figura 4 – Criterio di taglio-scorrimento.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4\ \sigma_n$ con f_{vmo} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vmo} = f_{vko}/0.7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di 2.0 f_{bk} né maggiore di 2.2 MPa.

- Il criterio adottato per il taglio con fessurazione diagonale, rappresentato in Fig. 5, è analogo a quello introdotto nella Circolare al §8.7.1.5 e in accordo con quello di Turnšek Cacovic:

$$V_t = l\,t\,\frac{1.5\,\tau_{od}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_o}{1.5\,\tau_{od}}} = l\,t\,\frac{f_{td}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_o}{f_{td}}} \qquad (2.20)$$

dove

l è la lunghezza del pannello;

t è lo spessore del pannello;

σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma_o = P/(l\,t)$), con P forza assiale agente, positiva se di compressione);

f_{td} e τ_{od} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5\,\tau_o$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t\,(l + h)/2$, con t, l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere b = h/l, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

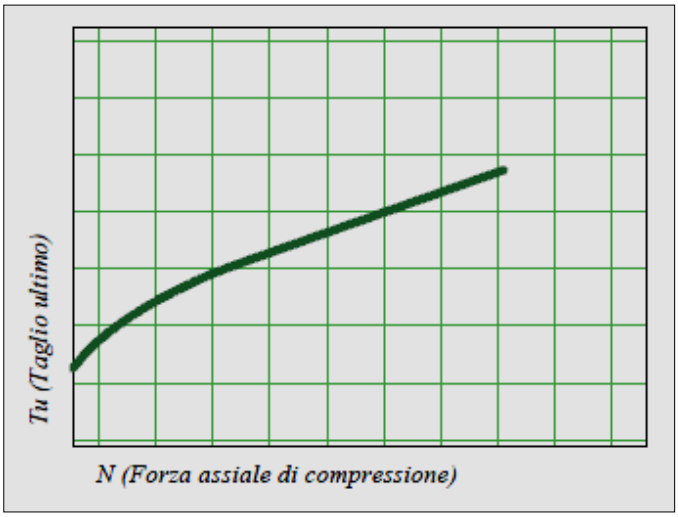


Figura 5 – Criterio di taglio – fessurazione diagonale.

Invece, riguardo al macroelemento ***fascia***:

- Il criterio adottato a presso flessione è analogo a quello descritto al §7.8.2.2.4 delle norme:

$$M_u = H_p \frac{h}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0.85\, f_{hd}\, h\, t}\right] \qquad (2.21)$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4\, f_{hd}\, h\, t$;

h è l'altezza, mentre t è lo spessore della sezione della fascia.

$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

- Il criterio adottato per il *taglio* è analogo a quello descritto al paragrafo 7.8.2.2.4 delle NTC:

$$V_t = h\, t\, f_{vdo} \qquad (2.22)$$

dove

h è l'altezza della sezione della trave;

$f_{vdo} = f_{vko}/\gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vdo} = f_{vmo}$).

Coerentemente con le diverse normative sono definite deformazioni massime (*drift*) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi descritti in precedenza. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora solo forze normali. I valori adottati sono:

$$\delta_u = \begin{cases} 0.4\,\% & \text{Taglio} \\ 0.6\,\% & \text{Presso-flessione} \end{cases}$$

Il solaio, invece, modellato per mezzo di elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi (vedi Fig. 6), con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), è identificato da una direzione principale, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1, mentre E_2 è il modulo di Young nella direzione perpendicolare, ν è il modulo di Poisson e G_{12} è il modulo di taglio.

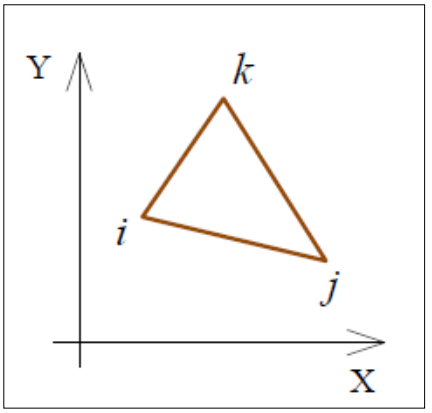


Figura 6 – Elemento finito di riferimento.

I moduli E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete; G_{12} rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel piano, che governa la ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti.

Mettere in conto l'effettiva rigidezza nel piano dei solai permette di ottenere una valutazione del comportamento sismico della struttura ancora più realistica. Infatti, va da sé che, l'ipotesi di solaio infinitamente rigido per manufatti voltati o realizzati con orizzontamenti lignei risulta poco verosimile.

II.2.3 Analisi statica non lineare (*push-over*)

Come già accennato 3Muri studia il comportamento "globale" della struttura mediante l'*analisi non lineare* assumendo un legame costitutivo non lineare, per cui gli elementi resistenti della struttura passano dalla fase elastica alla fase plastica ed infine alla rottura.

Un modello non lineare riesce a cogliere, a differenza di uno lineare, i cambiamenti nella risposta strutturale che si verificano man mano che i singoli elementi si plasticizzano.

L'analisi non lineare è definita *statica* quando la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura.

L'***analisi statica non lineare*** consiste nell'esame della struttura sottoposta ai carichi verticali (pesi propri, permanenti ed accidentali) con combinazione sismica e ad un sistema di forze laterali che è incrementato in maniera monotona attraverso un coefficiente moltiplicativo dei carichi, al crescere del quale aumenta monotonicamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura, posto tipicamente in sommità dell'edificio, fino al raggiungimento delle condizioni ultime (o prefissate). Al sistema di forze orizzontali è affidato il compito di rappresentare gli effetti sismici.

- *Carichi verticali*: in conformità con le NTC, gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali con la relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \qquad (2.23)$$

dove

G_1, carichi permanenti al loro valore caratteristico (associati al contributo degli elementi strutturali);
G_2, carichi permanenti al loro valore caratteristico (associati al contributo degli elementi non strutturali);
Q_{ki}, valore caratteristico dell'azione variabile Q_i;
ψ_{2i}, coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_i.
I valori dei vari coefficienti ψ_{2i} variano in base alla destinazione d'uso come quanto indicato nella Tab. 1 (2.5.I delle NTC).

- *Sistema di forze laterali*: le norme tecniche prescrivono di utilizzare due distribuzioni di forze orizzontali, una principale e una secondaria (applicate nei baricentri delle masse di ciascun piano); in particolare:

- distribuzione di forze proporzionale alla forma del primo modo di vibrare, (applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%):

$$F_i = \frac{m_i \phi_{1i}}{\sum_1^N m_j \phi_{1j}} F_b \qquad (2.24)$$

F_i = forza orizzontale applicata in corrispondenza del piano i-esimo;
m_i = massa di piano;
F_b = taglio alla base;
ϕ_{1i} = ampiezza del primo modo di vibrare in corrispondenza del piano i-esimo;

Questo tipo di distribuzione vuole essere un affinamento del caso triangolare a), perché distribuire le forze laterali secondo una forma proporzionale ad un modo dominante permette di approssimare meglio la risposta della struttura; ovvero si ha una migliore descrizione delle forze di inerzia che si innescano sotto l'azione sismica.

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_1^N m_j} F_b \qquad (2.24)$$

F_i = forza orizzontale applicata in corrispondenza del piano i-esimo;
m_i = massa di piano;
F_b = taglio alla base;

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t), che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.
In Fig.7, sono riportati tre esempi di curve di capacità, a comportamento incrudente, perfetto o degradante.

La curva rappresenta quindi come si comporta globalmente la struttura all'aumento del carico evidenziandone il comportamento non lineare.

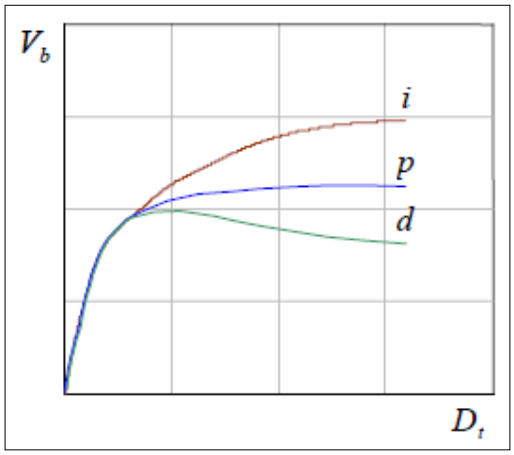


Figura 7 – Esempio curva di capacità. Comportamento non lineare incrudente (i), perfetto (p), degradante (d).

Come indicato in Fig. 8, tali curve intendono rappresentare l'inviluppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

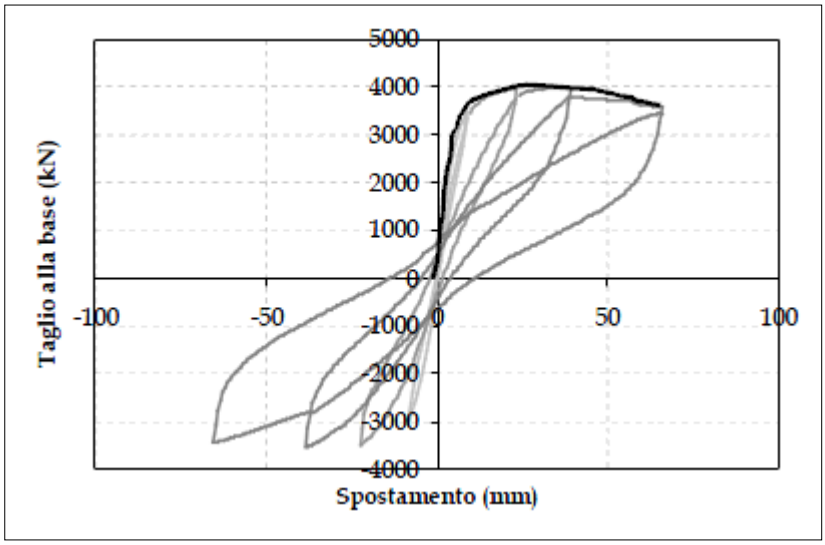


Figura 8 – Cicli d'isteresi e curva push-over.

Ottenuta la curva di capacità del sistema MDOF (sistema a *n* gradi di libertà), si procede in questo modo:

- Ci si riconduce ad un sistema SDOF (sistema a 1 grado di libertà) elasto - plastico equivalente e se ne determina la curva di capacità;

- Poiché la richiesta in spostamento viene fatta ipotizzando un comportamento della struttura elastico perfettamente plastico, si sostituisce la curva di capacità del sistema SDOF con una bilatera equivalente dal punto di vista energetico. In conclusione, la curva di capacità viene linearizzata;

- Della curva di capacità bilatera si deduce la rigidezza K (pendenza del tratto elastico);

- Tramite il valore della rigidezza K e la massa M attivata al primo modo possiamo ricavare il periodo T del sistema, come $T = 2\pi\sqrt{\left(\frac{M}{K}\right)}$;

- Attraverso il periodo T e lo spettro di risposta elastico (in spostamento) si calcola la domanda di spostamento richiesta al sistema;

- Verifica della compatibilità degli spostamenti;

Le verifiche da condurre e i criteri generali per la conversione della curva originaria di capacità e la costruzione della bilineare equivalente sono sostanzialmente quelli descritti al paragrafo 7.3.4.1 della Circolare e si basano sull'ipotesi usuale che il comportamento della costruzione sotto la componente sismica considerata sia governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

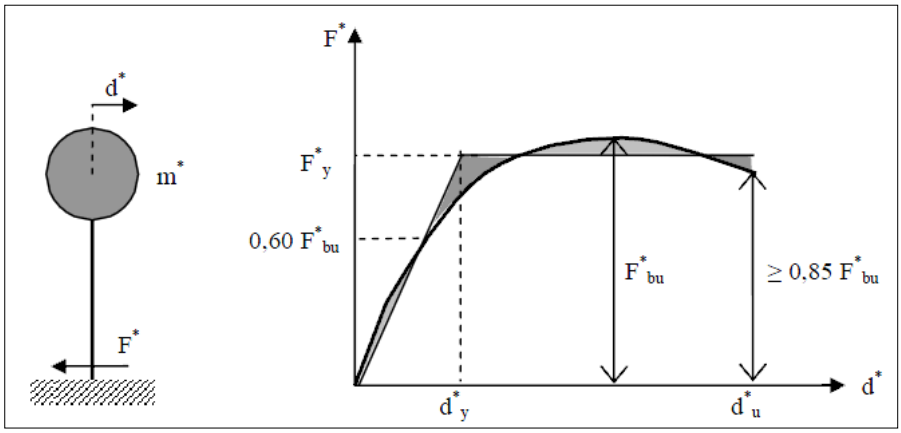


Figura 9 - Sistema e diagramma bilineare equivalente.

In riferimento alla Fig. 9, indicando con F_b e d_c forze e spostamenti del sistema reale, le quantità corrispondenti del sistema equivalente sono determinate come:

$$F^* = F_b/\Gamma$$
$$d^* = d_c/\Gamma \quad (2.26)$$

in cui Γ rappresenta il fattore di partecipazione modale definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (2.26)$$

dove τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; M è la matrice di massa del sistema reale e φ il modo di vibrare fondamentale del sistema reale, normalizzato in modo che risulti unitaria la componente corrispondente allo spostamento d_c.

La curva bilineare è caratterizzata da un tratto elastico e uno perfettamente plastico. Il primo si individua imponendo il passaggio del primo ramo della bilatera per il punto della curva del sistema equivalente di ordinata $0.6\,F^*_{bu}$, mentre la forza massima F^*_y si calcola imponendo il l'uguaglianza delle aree sottese dalla bilineare e dalla curva di capacità del sistema equivalente per lo spostamento massimo d^*_u corrispondente a una riduzione di resistenza $\leq 0.15\,F^*_{bu}$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è fornito dall'espressione

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (2.28)$$

dove k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare e $m^* = \phi^T M\,\tau$.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento del sistema anelastico è assunta pari a quella di un sistema elastico di pari periodo

$$d^*_{max} = S_{De}(T^*) \quad (2.28)$$

mentre qualora $T^* < T_c$ la domanda in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] \geq d^*_{e,max} \qquad (2.30)$$

dove $q^* = S_e(T^*)\, m^* / F^*_y$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d^*_{max} = d^*_{e,max}$.

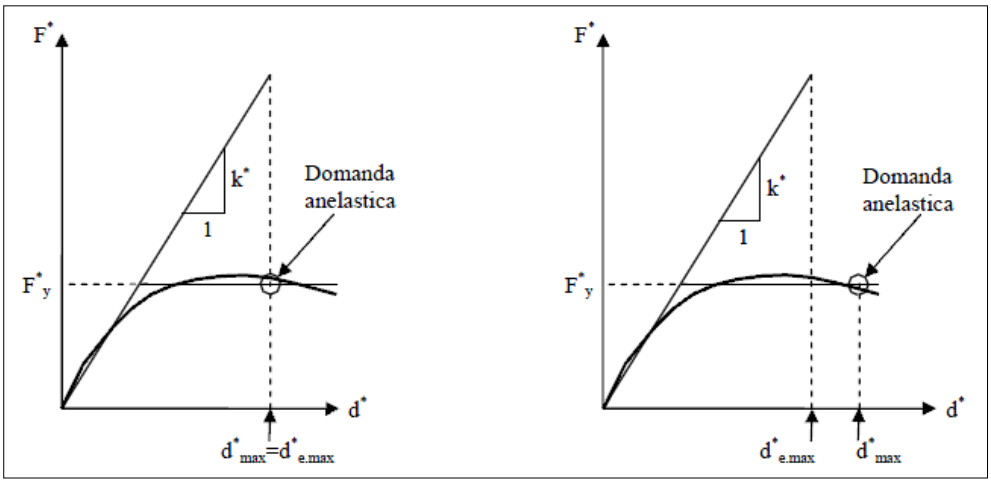


Figura 10 – Spostamento di riferimento, per $T > T_C$ a sinistra e $T \leq T_C$ a destra.

Una volta trovata la domanda in spostamento d^*_{max} per lo stato limite in esame si verifica che $d^*_{max} \leq d^*_u$ e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica condotta nei modi previsti dalle NTC può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili a torsione, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tenere conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.L'azione sismica deve essere applicata, per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

III. L'ABBAZIA DI CASAMARI

III.1 Storia

L'Abbazia di Casamari situata nel territorio del comune di Veroli, in provincia di Frosinone, sorge lungo la *Strada Mària*, percorso romano di collegamento tra la via Latina, Sora e le valli Comino e Roveto. Fu eretta sulle rovine dell'antica città di *Cereatae Marianae* che risale ad un periodo precedente all'insediamento dell'imperatore Augusto.

Preziose informazioni circa le origini del monastero ci sono offerte da due fonti documentali: la *Cronaca del Cartario* del XIII secolo e, il *Chartarium Casamariense*, redatto sullo scorcio del '400 da un monaco di Casamari per incarico dell'abate commendatario Giuliano della Rovere.
Tuttavia, l'anno di fondazione dell'Abbazia resta una questione molto discussa tra gli storici: alcuni ritengono il 1005 l'anno di inizio della vita religiosa, intesa come periodo eremitico; altri sostengono che l'inizio della vita monastica in Casamari sia da posticipare al 1036, anno di erezione dell'Abbazia, con l'elezione ad Abate di Benedetto I e la costituzione della comunità benedettina.

La prima chiesa fu dunque eretta nel 1036, ma venne totalmente ristrutturata al tempo di Eugenio III (1151) e poi totalmente demolita per la costruzione dell'ultima chiesa, consacrata il 15 settembre 1217 da papa Onorio III.
Tra il 1143 e il 1152 viene introdotto da Eugenio III, in sostituzione dei monaci benedettini, l'ordine dei monaci cistercensi.

Seguì per il monastero un lungo periodo di decadimento a causa dei conflitti armati e del disinteresse da parte dei commendatari. Nonostante i primi restauri risalenti alla seconda metà del '500, per opera del cardinale Bonelli e, successivamente, del cardinale Barberini, la situazione sembra migliorare solo dopo il 1717, quando papa Clemente XI affidò l'abbazia ai monaci cistercensi riformati, detti trappisti. Seguì una lunga serie di interventi da parte dell'abate Pezzancheri e Ballandani.

Nel XIX secolo, l'abbazia venne depredata dei rivoluzionari francesi e, imposta la soppressione degli ordini monastici da Napoleone Bonaparte, seguì un periodo di ateismo. Solo nel 1814 la vita monastica fu ristabilita a Casamari, ma non mancarono altre occupazioni e saccheggi.

Nel 1874 fu riconosciuta monumento nazionale riacquistando prestigio e stabilità economica. Segue, così, nel corso del '900 una serie di interventi, di restauro e di adeguamento, alcuni finanziati dal Ministero dei Lavori Pubblici.

Si riporta in Fig. 11, la vista aerea del complesso monastico di Casamari a Veroli (FR).

Figura 11 - Veduta aerea dell'abbazia di Casamari a Veroli (FR).

III.2 Fasi costruttive

L'anamnesi della storia costruttiva del complesso architettonico si avvale della raccolta ed il vaglio dei documenti "diretti" e "indiretti" riguardanti il manufatto ma principalmente dell'analisi stratigrafica delle superfici murarie sul rilievo dello stato di fatto, ed anche del confronto con edifici tipologicamente affini.

A conclusione delle letture stratigrafiche e cartografiche, dell'esame dei documenti d'archivio e dei confronti tipologici, è stato possibile avanzare alcune ipotesi sulle fasi costruttive dell'Abbazia. È stato elaborato uno schema planimetrico, riportato in Fig. 12, corrispondente alle fasi costruttive ritenute più significative:

Fase storica 1: L'abbazia cistercense (XIII sec.)

Lo schema planimetrico si riferisce al momento della costruzione dell'Abbazia cistercense, la cui prima pietra venne benedetta da Papa Innocenzo II nel 1203. I lavori terminarono nel 1217, anno in cui venne consacrata la chiesa da Papa Onorio III. In questa fase il complesso, cui si accedeva dalla via Mària attraverso un corpo di fabbrica semplice, era costituito dalla chiesa con nartece e dalle strutture dell'Abbazia organizzate intorno al chiostro.

Fase storica 2: l'abbazia tra la fine del XVII e gli inizi del XVIII sec.

Lo schema planimetrico rappresenta la fase compresa tra la descrizione del Campanari del 1634 e quella del Rondinini del 1707. In questo periodo, quello di maggior degrado per il monastero, le principali trasformazioni riguardano: il corpo di fabbrica di ingresso che viene ampliato e destinato ad abitazione dell'abate commendatario, la costruzione di una foresteria in adiacenza al fronte esterno del refettorio dei conversi e la chiusura della corte dei conversi.
Come si evince dalla descrizione del Rondinini, in questa fase molte strutture presentano evidenti condizioni di degrado: il chiostro appare quasi del tutto scoperto, dell'ospedale non restano che ruderi e anche il corpo di fabbrica sul confine meridionale risulta essere danneggiato.

Fase storica 3: l'abbazia alla fine del XIX sec.

Dopo i rinnovamenti settecenteschi e prima del terremoto del 1915 il monastero è descritto e ben documento dalla visita dell'Enlart. In questa fase il chiostro appare rinnovato nella sua configurazione architettonica, vengono costruite alcune strutture che si addossano alle ali orientale e occidentale del complesso, viene costruita la spezieria e ampliata la casa dell'abate.
Per quanto riguarda la chiesa, viene costruita nel settecento una nuova sagrestia e la scalinata di accesso al nartece viene ridotta. Nei pressi di quest'ultima viene costruito anche il cimitero.

Fase storica 4. L'abbazia nello stato attuale

A conclusione delle trasformazioni operate nei secoli precedenti ed in conseguenza degli interventi novecenteschi, nello schema planimetrico finale viene rappresentato lo stato attuale dell'abbazia con indicazione delle principali destinazioni d'uso.

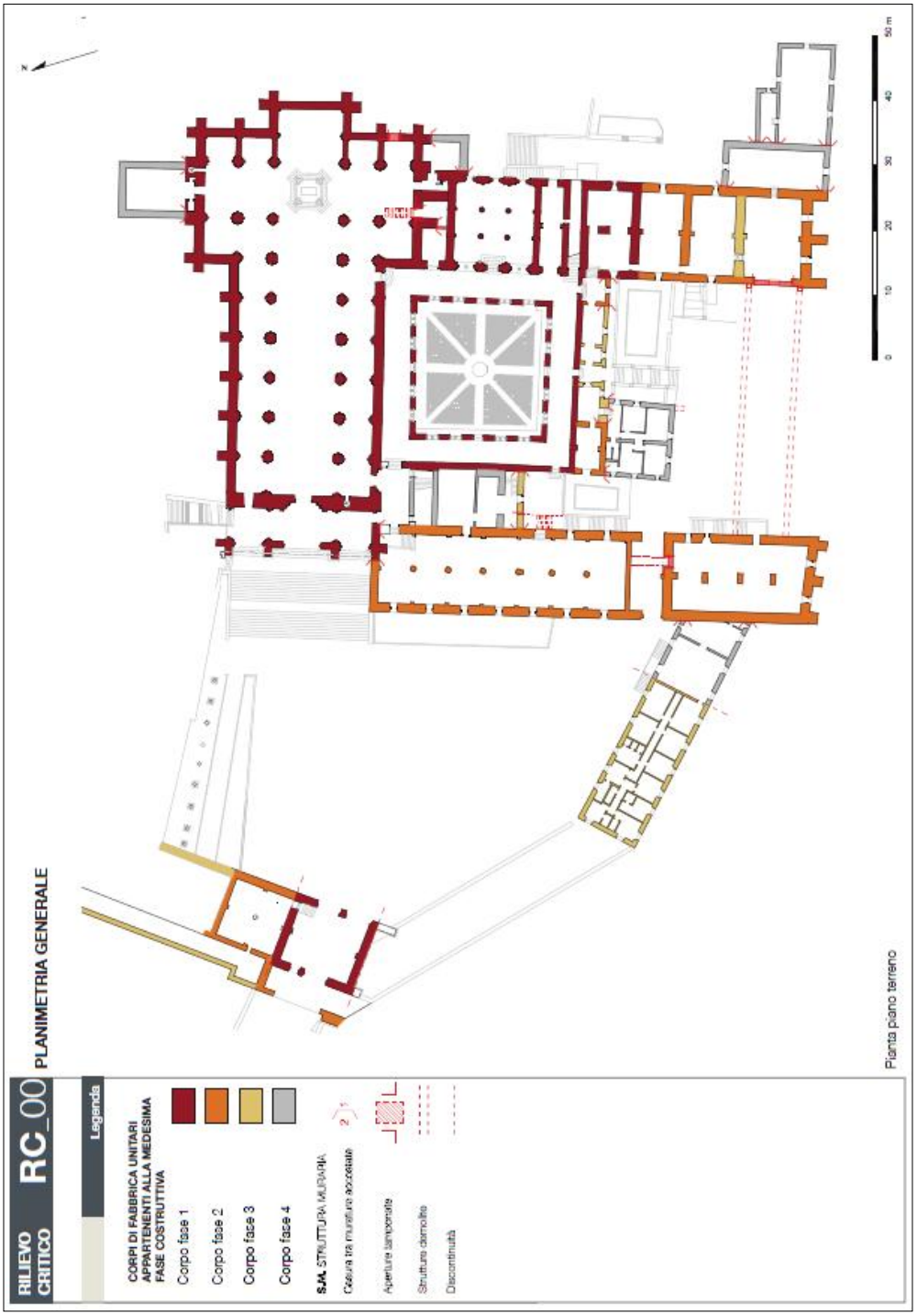


Figura 12 – Planimetria delle fasi costruttive.

III.3 Classificazione della muratura

Sulla base di una ricerca storico - critica e costruttiva svolta dal gruppo di lavoro, cui il coordinatore scientifico Prof. Arch. Michele Zampilli, è stata realizzata una classificazione dei tipi di muratura del complesso monastico di Casamari a Veroli (FR).

In Fig. 13, una rappresentazione planimetrica con legenda di classificazione delle murature. Ad ogni tipo di muratura individuato è associato un colore.

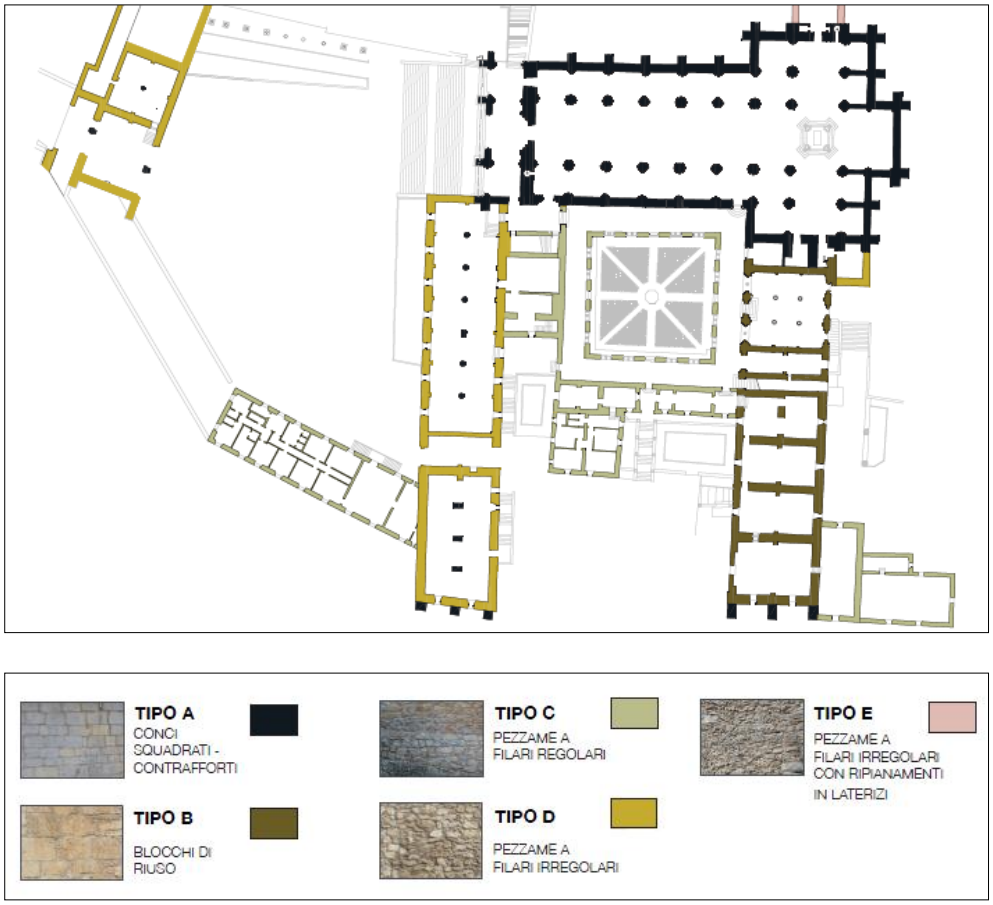


Figura 13 – Classificazione delle murature.

Per ognuna delle cinque tipologie, viene riportata una descrizione dettagliata delle caratteristiche:

TIPO A - *Muratura in pietra squadrata*

Tutto il fabbricato della chiesa è composto da una muratura piuttosto regolare ed omogenea di conci squadrati della dimensioni variabili, bene apparecchiati e con giunti molto serrati. Considerate le dimensioni degli elementi lapidei dei paramenti interno ed esterno, l'elevata dimensione delle pareti fa presupporre la presenza di un spesso nucleo sulla cui consistenza, in assenza di sezioni murarie visibili, di indagini endoscopiche o saggi stratigrafici, è possibile avanzare solo ipotesi desunte dalla letteratura di settore. Certamente il nucleo è composto da una muratura di pezzame di pietra calcare allettata, e non gettata, come nella tradizione antica e post antica. Vedi Fig. 14.

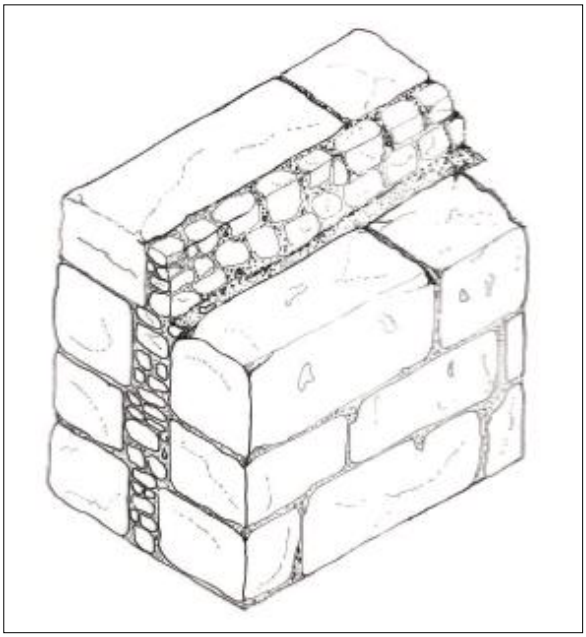


Figura 14 – Conci squadrati: il paramento esterno costituito da blocchi di pietra squadrata con buona tessitura muraria mentre l'interno è apparecchiato con ciottoli e scaglie di pietra.

TIPO B - *Muratura in blocchi di riuso*

Interessa tutta l'ala orientale dell'abbazia, per due piani fuori terra. E' composta dal grandi elementi squadrati di varia pezzatura, provenienti presumibilmente dallo spoglio di strutture romane preesistenti nell'area. Rappresentazione in Fig. 15.

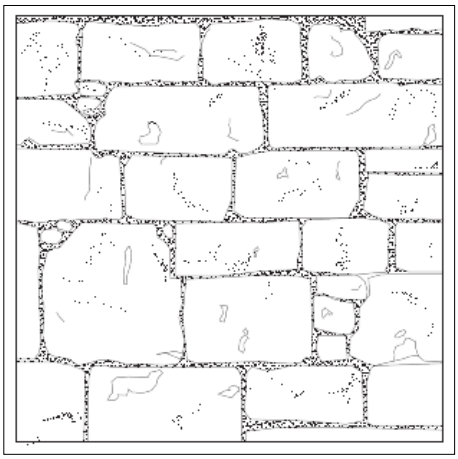


Figura 15 – Blocchi di riuso: la muratura è composta da blocchi squadrati più irregolari e di grandi dimensioni, probabilmente recuperati dalla costruzione preesistente tardo antica.

TIPO C - *Muratura in pezzame a filari regolari*

Interessa gran parte dei corpi di fabbrica dell'abbazia e copre un arco temporale piuttosto ampio. Si può sintetizzarne la descrizione mettendo in evidenza l'uso di pietrame calcareo sbozzato e lavorato grossolanamente ma ben apparecchiato, a formare filari tendenzialmente orizzontali. Poco si sa delle finiture originali, essendo state rimosse e reintegrate con i restauri novecenteschi. Si può tuttavia ipotizzare un trattamento superficiale a "rasa pietra" con le commessure tra le pietre molto ben riempite lasciando scoperte solo le parti più sporgenti. Rappresentazione in Fig. 16.

TIPO D - *Muratura in pezzame a filari irregolari*

Rispetto al tipo precedente si rileva una minore cura nell'apparecchiatura e della qualità delle pezzature lapideo. Sintomo di cantieri più frettolosi, di maestranze meno capaci, in un contesto economico e sociale più decadente. Rappresentazione in Fig.17

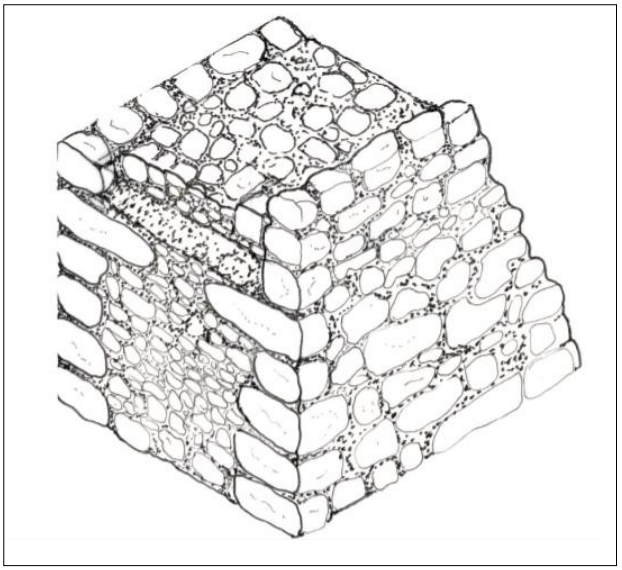


Figura 16 – Pezzame a filari regolari: uso di pietrame calcareo sbozzato e lavorato grossolanamente ma ben apparecchiato. I filari sono tendenzialmente orizzontali e il nucleo è composto da pietre sbozzate più piccole ma disposte in modo regolare.

.

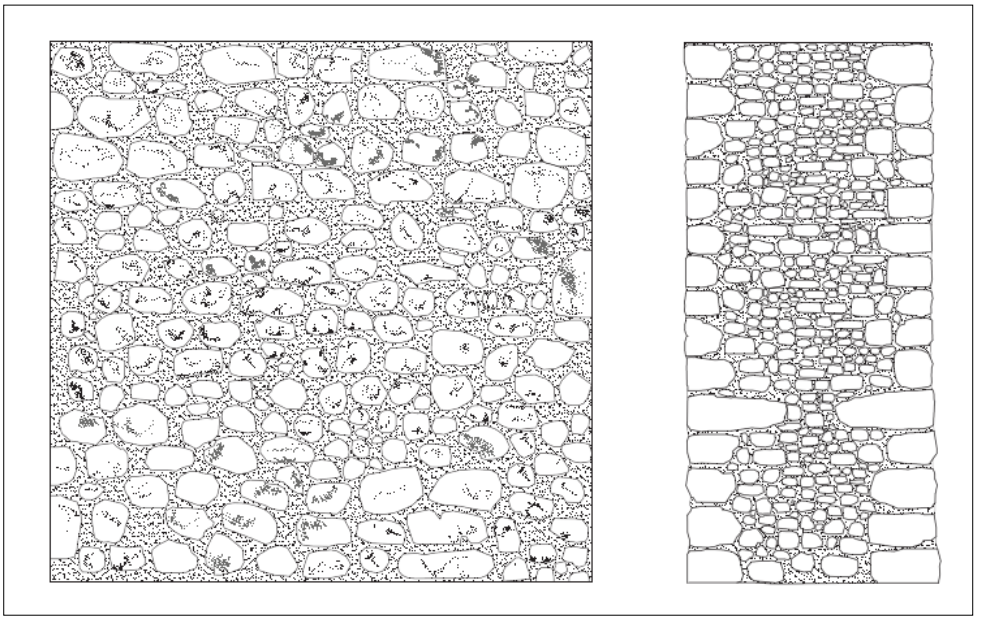


Figura 17 – Pezzame a filari irregolari: pietrame calcareo apparecchiato in filari irregolari. Le pietre di riempimento di dimensione minore sono disposte in maniera ordinata e coerente.

TIPO E - *Muratura in pezzame a filari irregolari con ripianamenti di laterizi*

Questo tipo costruttivo, riferibile agli ampliamenti settecenteschi (nuova sacrestia), mostra la presenza diffusa di rinzeppature in laterizio, sia mattoni che frammenti di tegole, per recuperare l'orizzontalità dei filari, resa problematica dall'irregolarità degli scapoli di pietra. Rappresentazione in Fig. 18.

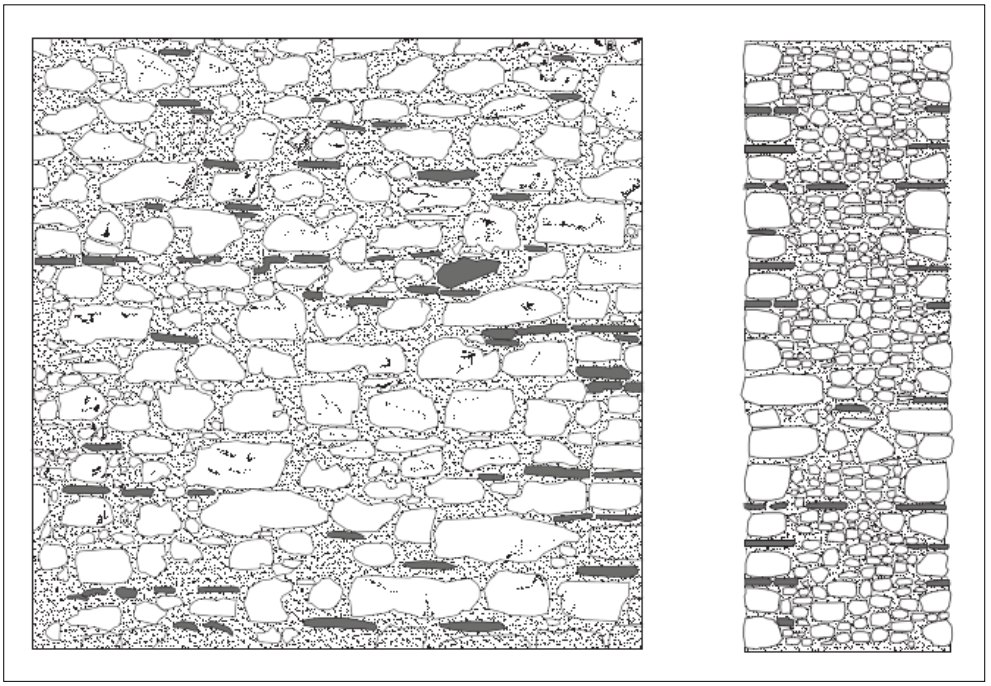


Figura 18 - Questo tipo costruttivo mostra la presenza diffusa di rinzeppature in laterizio, sia mattoni che frammenti di tegole, per recuperare l'orizzontalità dei filari, resa problematica dall'irregolarità degli scapoli di pietra.

Ai cinque tipi di muratura (A, B, C, D ed E) riconosciuti è necessario associare una delle *tipologie di muratura* previste dalla normativa, elencate nell'allegato A della Circolare e riportate in Tab. 2, che forniscono i valori di riferimento delle caratteristiche meccaniche da adottare nelle analisi.

I parametri meccanici di riferimento sono:

f_m = resistenza media a compressione della muratura;
τ_0 = resistenza media a taglio della muratura;
E = valor medio del modulo elastico della muratura;
G = valor medio del modulo di elasticità tangenziale;
w = peso specifico medio della muratura.

Tabella 2 -Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura.

TIPOLOGIA DI MURATURA	f_m [N/cm^2]	τ_0 [N/cm^2]	E [N/mm^2]	G [N/mm^2]	w [kN/m^3]
	Min-Max	*Min-Max*	*Min-Max*	*Min-Max*	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2.0	690	230	19
	180	3.2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3.5	1020	340	20
	300	5.1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5.6	1500	500	21
	380	7.4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2.8	900	300	16
	240	4.2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9.0	2400	780	22
	800	12.0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6.0	1200	400	18
	400	9.2	1800	600	

Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30.0	3600	1080	12
	600	40.0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura <45%)	300	10.0	2700	810	11
	400	13.0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9.5	1200	300	12
	200	12.5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipiani (foratura < 45%)	300	18.0	2400	600	14
	440	24.0	3520	880	

I valori indicati nella Tab. 2 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tab. 2, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati in Tab. 3.

Tabella 3 – Coefficienti correttivi dei parametri meccanici.

TIPOLOGIA DI MURATURA	*Muratura in mattoni pieni e malta di calce*	*Muratura a blocchi lapidei squadrati*	*Muratura a conci di pietra tenera*	*Muratura in pietre a spacco con buona tessitura*	*Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno*	*Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)*
Malta Buona	1.5	1.2	1.5	1.3	1.4	1.5
Giunti sottili (<10 mm)	1.5	1.2	1.5	-	1.2	-
Ricorsi o listature	-	-	-	1.1	1.2	1.3
Connessione trasversale	1.3	1.2	1.5	1.3	1.5	1.5
Nucleo scadente e/o ampio	0.7	0.7	0.9	0.8	0.8	0.9
Iniezione di miscele leganti	1.5	1.2	1.7	1.5	1.7	2
Intonaco armato	1.5	1.2	2	1.5	2	2.5

In conclusione, la tipologia che si è deciso di associare ad ognuno dei cinque tipi di muratura, riconosciuti dallo studio storico – critico, è indicata nello schema sottostante:

TIPOLOGIA			MURATURA ASSOCIATA
TIPO A	*Conci squadrati*	➤	Muratura a blocchi lapidei squadrati
TIPO B	*Blocchi di riuso*	➤	Muratura a blocchi lapidei squadrati
TIPO C	*Pezzame a filari regolari*	➤	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
TIPO D/E	*Pezzame a filari irregolari*	➤	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno

Nel caso studio dell'Abbazia di Casamari, le indagini svolte sulla geometria, i dettagli costruttivi e i materiali della costruzione hanno consentito di raggiungere un livello di conoscenza LC2 (*conoscenza adeguata*), per cui i parametri che si considerano per le murature sono, in riferimento alla Tab 2, quelli *medi*. Ne consegue in definitiva l'adozione, di un fattore di confidenza FC pari a 1,2.

Inoltre, secondo lo studio storico – critico, tutte le pareti sono costituite da un riempimento apparecchiato con materiale scadente (ciottoli, scagli di pietra ecc). Per cui i valori medi dei materiali in questione, sono stati ridotti per tener conto di un *Nucleo scadente e/o ampio*, secondo la Tab. 3. I valori finali (a meno del fattore di confidenza), adottati per le analisi sono, quindi, quelli ripotati nella Tab. 4:

Tabella 4 – Parametri meccanici definitivi.

TIPOLOGIA DI MURATURA	f_m [N/cm^2]	τ_0 [N/cm^2]	E [N/mm^2]	G [N/mm^2]	w [kN/m^3]
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3.44	984	328	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	256	5.2	1392	464	21
Muratura a blocchi lapidei squadrati	490	7.35	1960	602	22

III.4 Corpi murari

Il corpo murario oggetto della valutazione sismica è il ***Museo*** (comprensivo della *Sala Capitolare*). Tuttavia ai fini delle analisi, è stato opportuno considerare anche i corpi ad esso collegati, per tener conto della mutua interazione. In conclusione, i corpi considerati sono quelli indicati in Fig. 19:

- *Museo e Sala capitolare*
- *Chiostro*
- *Sala delle Erbe*
- *Uffici*
- *Corpi di collegamento 1 e 2*

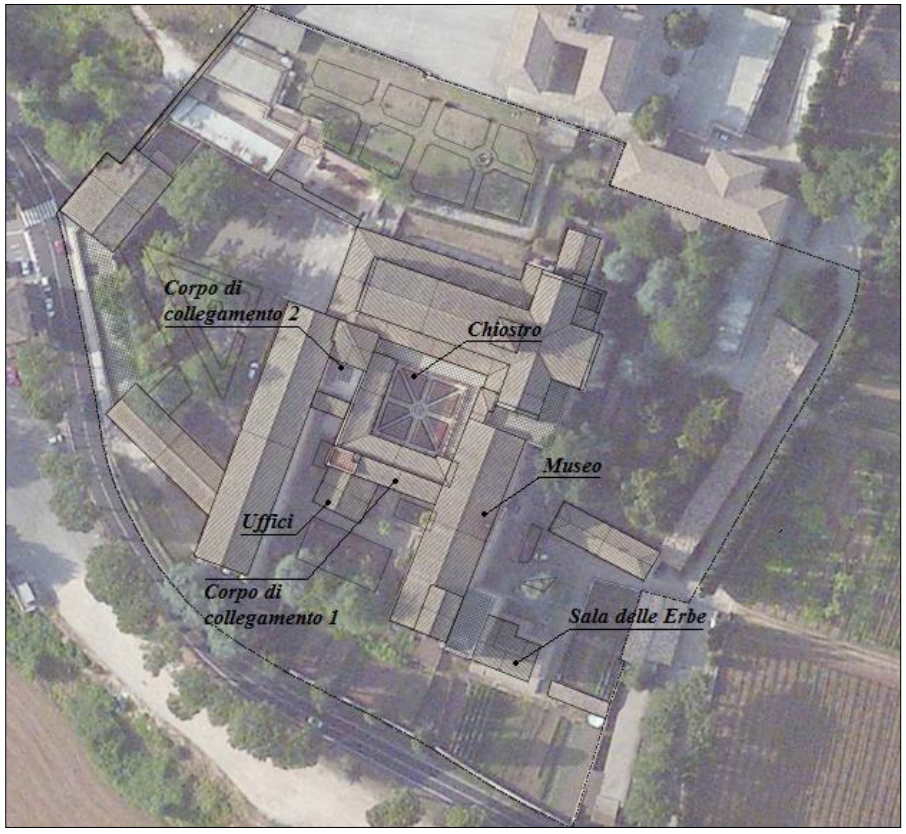


Figura 19 – Planimetria generale.

Museo e Sala capitolare

L'edificio che include il *Museo* e la *Sala capitolare*, indicato in Fig. 20, risulta essere, assieme alla Chiesa e al Chiostro, la parte più antica del complesso monastico di Casamari.

Nello specifico, l'edificio, composto da quattro livelli più un piano sottotetto, ospita al livello 0 il Museo archeologico e la Sala capitolare e al livello + 1 e + 2 le residenze dei frati. Il museo, che occupa parte dell'edificio prospiciente la galleria sud del Chiostro e un ambiente, al primo piano, della cosiddetta Sala delle erbe, per una superficie di 550 m^2, è organizzato in sette ambienti: un ingresso, quattro sale espositive (450 m^2) aperte al pubblico e due stanze utilizzate come deposito (circa 100 m^2).

All'interno del museo sono state individuate e classificate cinque tipologie di supporti per l'esposizione e la conservazione dei reperti archeologici e delle opere d'arte, con la loro collocazione planimetrica. La Sala capitolare, disposta al livello 0, presenta una struttura composta da nove volte a crociera, poggianti su pilastri a fascio e capitelli pensili alle pareti.

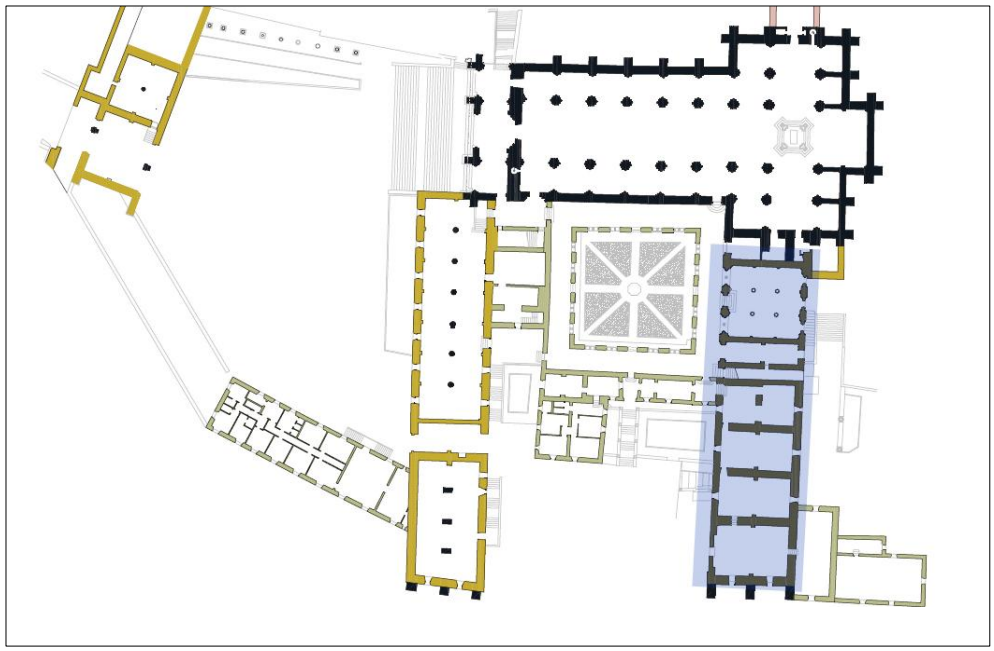


Figura 20 - Museo (con Sala capitolare).

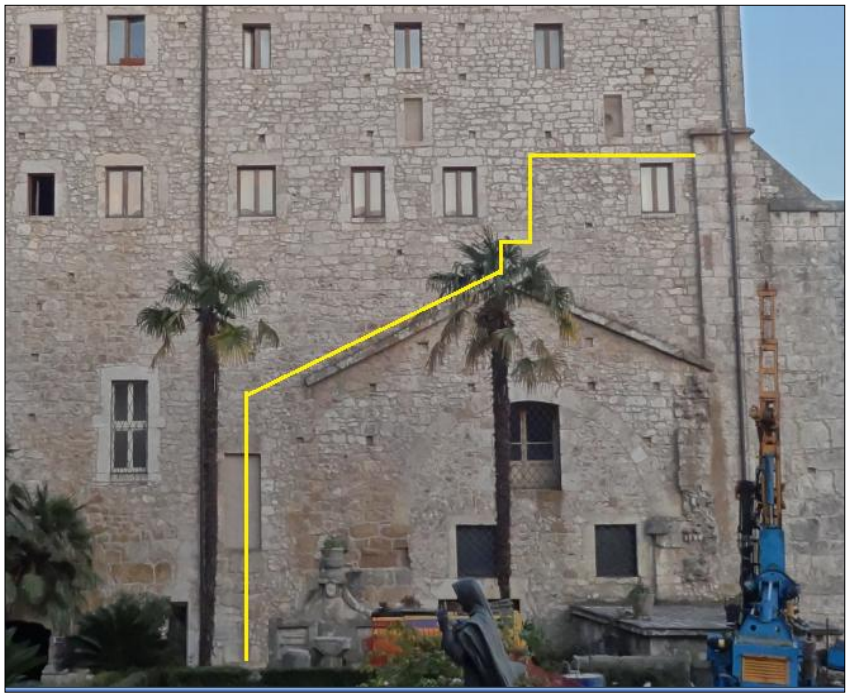


Figura 21 – Museo, prospetto ovest.

Figura 22 – Museo, muratura paramento ovest (pezzame a filari regolari a sinistra e pezzame a filari irregolari a destra).

Si fa notare che la porzione inferiore a destra del paramento ovest, delimitata in Fig. 21 da una linea gialla, è costituita da una muratura di TIPO D, con *Pezzame a filari irregolari*. La parte superiore, invece, è classificata come TIPO C, in *Pezzame a filari regolari*.

In Figura 22, è possibile osservare meglio la muratura delle suddette porzioni.

Chiostro

Il *Chiostro*, a cui si accede dalla chiesa attraverso la porta dei monaci, è il cortile porticato del complesso abbaziale di Casamari. Esso è costituito da un'area centrale, a pianta quadrangolare, costeggiato sui quattro lati da una galleria con volte cilindriche, spezzate da lunette che partono dalle imposte delle porte e delle bifore.

Ogni lato presenta, verso l'esterno, un'apertura al centro e quattro bifore simmetricamente disposte, separate le une dalle altre dal muro della parete. La bifora è formata da sei colonnine binate di varie fatture - lisce, scanalate, a linea spezzata, tortili - con basi piuttosto uniformi e con semplici modanature. Lo spazio interno del chiostro è abbellito da aiuole intersecate da viali che si irradiano dal puteale ottagonale della cisterna, poggiante su un basamento poligonale con colonnine tonde agli angoli. Com'è noto, il chiostro, in cattivissimo stato di conservazione, fu largamente ricostruito alla metà del XVIII secolo, precisamente dopo il 1722. Una buona parte delle bifore del chiostro trecentesco fu recuperata e rimontata seppur in taluni casi la ricomposizione fu casuale ed a volte arbitraria.

In Fig. 23, è riportata la planimetria dell'intero complesso con localizzazione grafica del Chiostro. La Fig. 24 ne fornisce, invece, una vista del lato adiacente la chiesa, e la Fig. 25 un inquadramento sul paramento murario.

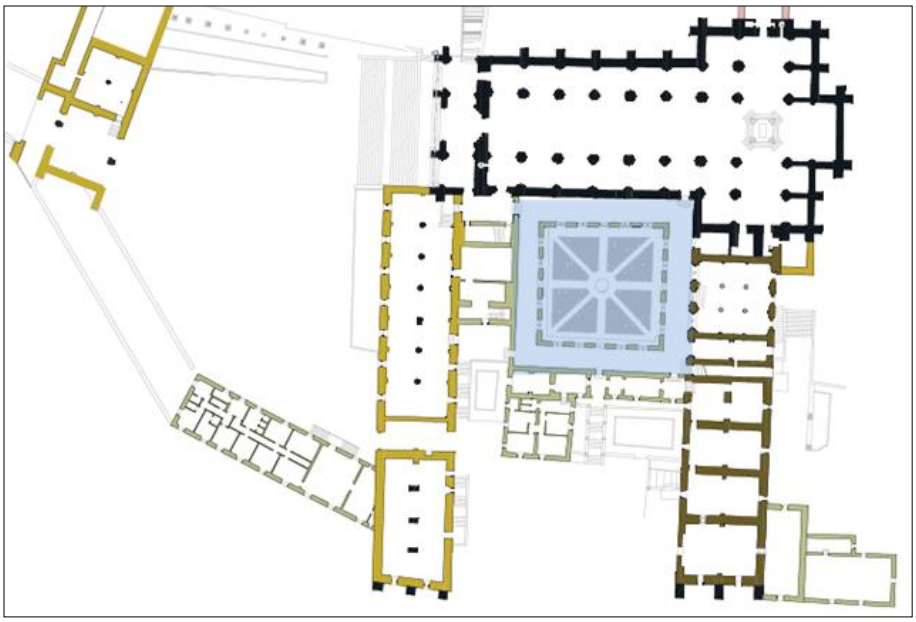


Figura 23 – Chiostro.

Figura 24 – Chiostro.

Sala delle Erbe

Situato a sud, la *Sala delle Erbe*, è uno dei corpi murari dell'abbazia con estensione minore e quello a quota più bassa. Infatti è l'unico ad occupare il livello -2. In Fig. 26, è riportata la planimetria dell'intero complesso con la posizione. La Fig. 27 ne fornisce, invece, un prospetto fotografico sud.

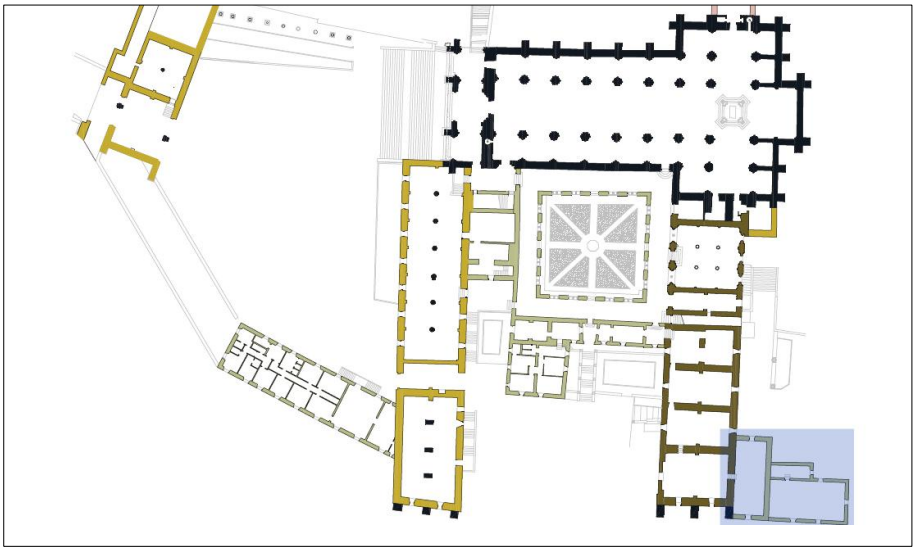


Figura 26 –Sala delle Erbe.

Figura 27 – Sala delle Erbe, prospetto sud.

Uffici

Gli *Uffici*, è, tra i corpi considerati, quello con dimensione minore, sia in termini planimetrici che di altezza. Consta infatti di soli due livelli. La Fig. 28, illustra la planimetria dell'intera struttura e, quindi, la posizione degli Uffici all'interno dell'abbazia. In Fig. 29 il prospetto sud.

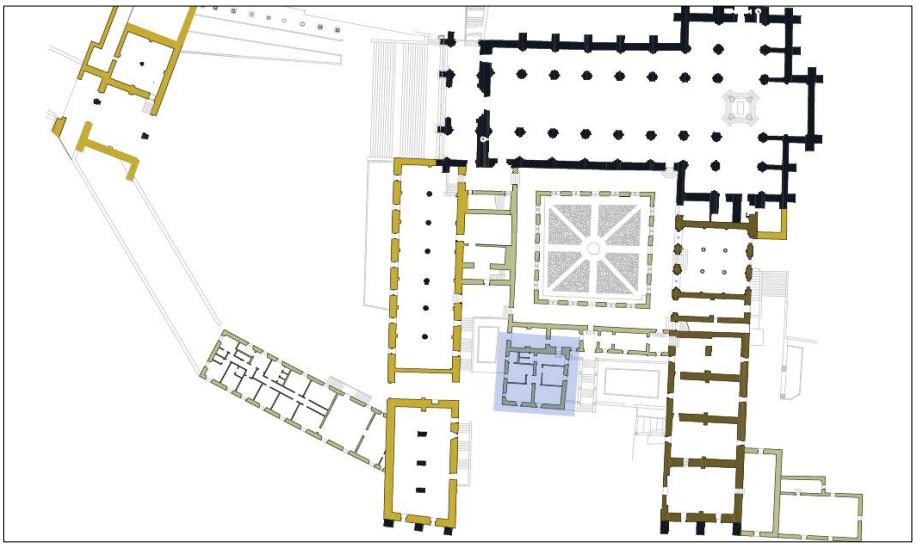


Figura 28 – Uffici.

Figura 29 – prospetto sud.

Corpi di collegamento

Di seguito si elencano e descrivono i corpi murari di collegamento per le predette strutture. In Fig. 30, è riportata la loro posizione.

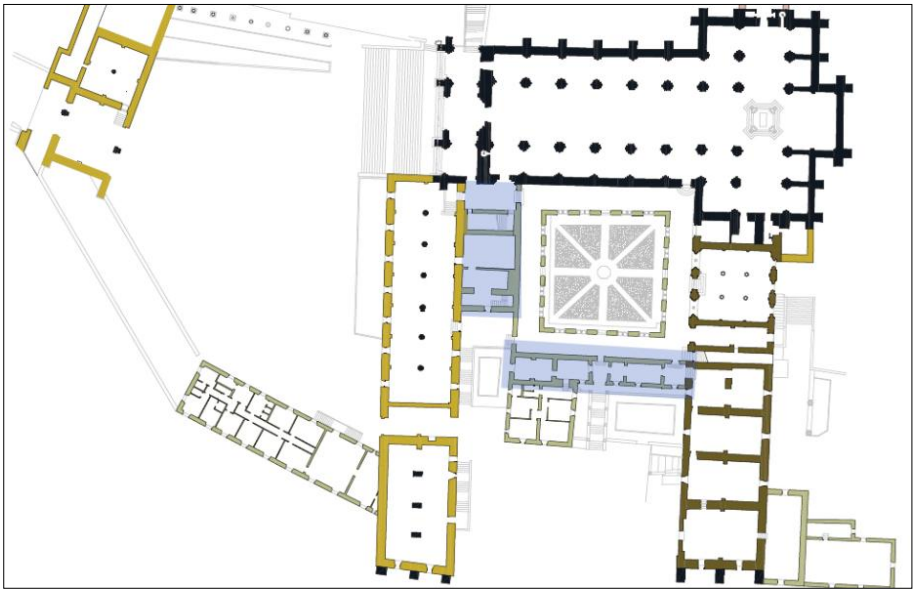


Figura 30 - Corpi di collegamento 1 (a destra) e 2 (a sinistra).

- *Corpo di collegamento 1 (tra Museo, Chiostro e Uffici)*

Questa parte della struttura monastica fornisce un collegamento tra il museo, il chiostro e gli uffici. Consta di quattro livelli, non perfettamente allineati con quelli del museo. Il primo di essi, tuttavia, fornisce la via di accesso al museo. Inquadramento fotografico in Fig. 31.

- *Corpo di collegamento 2 (tra Bliblioteca, Chiostro e Chiesa)*

Questa parte della struttura offre, invece, un collegamento tra la biblioteca, il chiostro e la chiesa. Inquadramento fotografico in Fig. 32.

Figura 31 – Corpo di collegamento 1.

Figura 32 - Corpo di collegamento 2.

III.5 Analisi dei carichi

Di seguito vengono descritti e specificati i carichi, *permanenti* (strutturali, non strutturali) e *variabili*, associati agli orizzontamenti.

Per quanto riguarda il carico permanente, strutturale e non, esso è stato computato sulla base di una analisi dei carichi effettuata per ciascuna delle tipologie presenti nell'abbazia:

- *Solaio*
- *Solaio sottotetto*
- *Volte*
- *Coperture*
- *Divisori interni*

Solaio

Per l'intera struttura, è stato considerata la tipologia di solaio in *latero - cemento* rappresentato in Fig. 33 (quote riportate in cm). In Tab. 5 le relative caratteristiche geometrico – meccaniche.

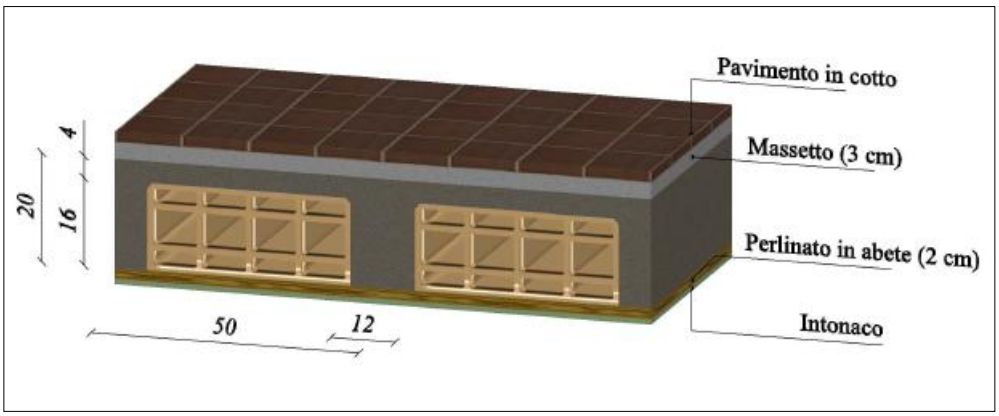


Figura 33 – Solaio in latero - cemento.

Tabella 5 – Valori dei parametri geometrico – meccanici del solaio in latero - cemento.

PARAMETRI GEOMETRICO - MECCANICI			
Larghezza travetto	***b***	12	[cm]
Altezza solaio	***h***	20	[cm]
Altezza soletta	***S***	4	[cm]
Interasse travetti	***i***	50	[cm]
Modulo di Young cls	***E***	31476	[MPa]
Peso specifico cls armato	γ_{cls}	25	[kN/m^3]
Altezza pignatta	h_p	16	[cm]

Per cui i carichi permanenti G_k totali, che verranno poi combinati con il variabile Q_k, sono quelli riportati in Tab. 6.

Tabella 6 – Carichi permanenti e variabili del solaio in latero - cemento.

CARICHI				
Carichi permanenti G_k				
G_k totale	2.50	[kN/m^2]	**250**	[daN/m^2]
Carichi permanenti non strutturali $G_{k,agg}$				
Massetto (3 cm)	0.6	[kN/m^2]	60	[daN/m^2]
Pavimento in cotto	0.4	[kN/m^2]	40	[daN/m^2]
Intonaco	0.3	[kN/m^2]	30	[daN/m^2]
Perlinato in abete (2 cm)	0.09	[kN/m^2]	9	[daN/m^2]
$G_{k,agg}$ totale	1.39	[kN/m^2]	**139**	[daN/m^2]
Carichi variabili Q_k				
Q_k	2	[kN/m^2]	**200**	[daN/m^2]

È necessario precisare che il carico variabile viene individuato dalla Tabella 3.1.II – *Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici* delle NTC. Per la categoria A, di *ambienti ad uso residenziale*, viene previsto un carico verticale uniformemente distribuito di 2 kN/m^2.

I carichi dovuti all'azione del vento e della neve non vengono considerati perché aventi, secondo la combinazione sismica, coefficiente ψ_2 pari a 0.

Solaio sottotetto

Il tipo di solaio considerato per i sottotetti è quello *misto alla Perret*, riportato in Fig. 34. È importante osservare che ai fini delle analisi con 3Muri, è stata adottata la tipologia in *Legno con travetti affiancati e tavolato semplice*, a cui sono stati applicati i carichi riportati in Tab. 8 computati sulla base dei parametri della Tab.7.

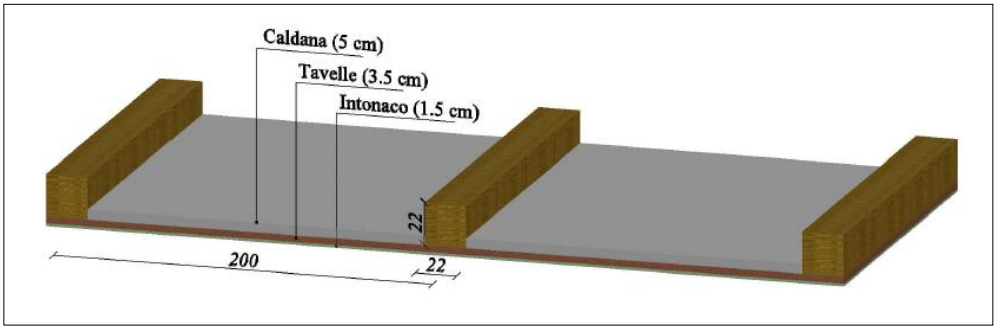


Figura 34 – Solaio alla Perret.

Tabella 7 – Parametri geometrico – meccanici.

PARAMETRI GEOMETRICO - MECCANICI			
Base travetto	L_1	22	[cm]
Altezza travetto	L_2	22	[cm]
Interasse travetto	i	200	[cm]
Peso specifico legno	γ_l	6	[kN/m^3]

Tabella 8 - Carichi permanenti e variabili del solaio sottotetto.

CARICHI				
Carichi permanenti G_k				
G_k travetti (totale)	0.15	[kN/m^2]	**15**	[daN/m^2]
Carichi permanenti non strutturali $G_{k,agg}$				
Caldana in cemento e sabbia (5 cm)	1	[kN/m^2]	100	[daN/m^2]
Tavellinato inferiore (3.5 cm)	0.28	[kN/m^2]	28	[daN/m^2]
Intonaco in calce idrata e sabbia (1.5 cm)	0.24	[kN/m^2]	24	[daN/m^2]
$G_{k,agg}$ totale	1.52	[kN/m^2]	**152**	[daN/m^2]
Carichi variabili Q_k				
Q_k	0.5	[kN/m^2]	**50**	[daN/m^2]

Il carico variabile viene individuato dalla Tabella 3.1.II delle NTC. Per la categoria H1, di *Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione*, viene previsto un carico verticale uniformemente distribuito di 0.5 kN/m^2.

Volte

Per gli orizzontamenti voltati a crociera (o a botte) sono state utilizzate le caratteristiche riportate in Tab. 9 e rappresentate in Fig. 35.

Tabella 9 – Parametri geometrico – meccanici delle volte.

PARAMETRI GEOMETRICO - MECCANICI			
Spessore totale in chiave	S_{tot}	40	[cm]
Freccia	f	100	[cm]
Spessore medio strutturale	S_{medio}	30	[cm]
Densità riempimento	d_r	18	[kN/m^3]

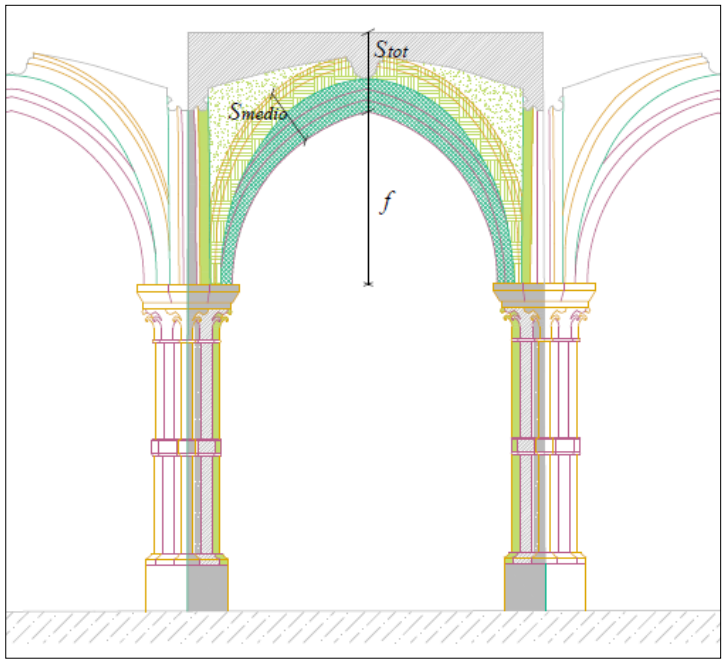


Figura 35 – Sezione di un orizzontamento voltato.

Per cui i carichi permanenti G_k totali, che verranno poi combinati con il variabile Q_k, sono quelli riportati in Tab. 10.

Tabella 10 – Carichi permanenti e variabili delle volte.

CARICHI				
Carichi permanenti G_k	**893**	[daN/m^2]		*Volta a crociera*
	1106	[daN/m^2]		*Volta a botte*
Carichi permanenti non strutturali $G_{k,agg}$				
Pavimento (3 cm)	0.6	[kN/m^2]	60	[daN/m^2]
Allettamento (7 cm)	1.33	[kN/m^2]	133	[daN/m^2]
Rinfianco in pietrame e malta di calce e sabbia	*Vedi Tab. 9 (Densità riempimento)*			
$G_{k,agg}$ totale	1.93	[kN/m^2]	**193**	[daN/m^2]
Carichi variabili Q_k				
Q_k	2	[kN/m^2]	**200**	[daN/m^2]

È necessario precisare che il carico variabile viene individuato dalla Tabella 3.1.II delle NTC. Per la categoria A, di *ambienti ad uso residenziale*, viene previsto un carico verticale uniformemente distribuito di 2 kN/m^2.

Coperture

Le coperture sono realizzate con lo schema indicato in Fig. 36. Anche in questo caso è stato considerata la tipologia 3Muri in *Legno con travetti affiancati e tavolato semplice* con caratteristiche indicate in Tab. 11 a cui vengono assegnati i carichi della Tab. 12.

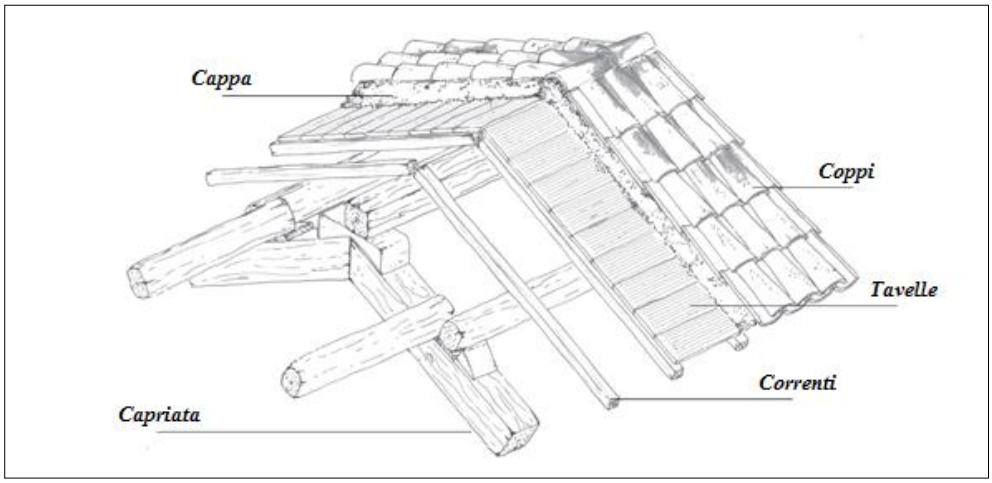


Figura 36 – Copertura.

Tabella 11 - Parametri geometrico – meccanici di riferimento per la copertura.

PARAMETRI GEOMETRICO - MECCANICI			
Base corrente	***b***	12	[cm]
Altezza corrente	***h***	12	[cm]
Interasse correnti	***i***	50	[cm]
Peso specifico legno (castagno)	γ_l	6	[kN/m^3]

Tabella 12 – Carichi permanenti e variabili delle coperture.

CARICHI				
Carichi permanenti G_k				
Correnti in castagno	0.17	[kN/m^2]	17	[daN/m^2]
Capriate	0.30	[kN/m^2]	30	[daN/m^2]
G_k totale	0.47	[kN/m^2]	**47**	[daN/m^2]
Carichi permanenti non strutturali $G_{k,agg}$				
Manto di copertura in coppi	0.80	[kN/m^2]	80	[daN/m^2]
Cappa di calce e sabbia (3.5 cm)	0.56	[kN/m^2]	56	[daN/m^2]
Tavellinato inferiore (3.5 cm)	0.28	[kN/m^2]	28	[daN/m^2]
$G_{k,agg}$ totale	1.64	[kN/m^2]	**164**	[daN/m^2]
Carichi variabili Q_k				
Q_k (Neve)	0.55	[kN/m^2]	**55**	[daN/m^2]

Il carico variabile considerato in questo caso è quello relativo alla neve.

Divisori interni

Gli elementi divisori interni sono stati considerati tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio. Il peso proprio per unità di lunghezza viene calcolato come:

$$G_2 = \gamma_{mur}\ H\ S \qquad (3.1)$$

dove γ_{mur} è il peso specifico medio della muratura, H l'altezza e S lo spessore dell'elemento.

Il calcolo del peso G_2 è stato effettuato per i livelli interessati (e per le relative parti) come riportato in Tab. 13. Lo spessore che si è deciso di considerare è quello mediato sulla lunghezza dei divisori.

Tabella 13 - Valori del carico lineare dovuto agli elementi divisori interni.

POSIZIONE DIVISORI	γ_{mur}	H	S_m	G_2
	[kN/m^3]	m	m	[daN/m]
Uffici piano 0	16	3.2	0.1	**702**
Museo piano +1 (sala capitolare)	16	3.8	0.65	**3952**
Museo piano +1 (parte inf divisori)	16	3.8	0.14	**848**
Museo piano +1 (parte sup divisori)	16	3.8	0.23	**1395**
Museo piano +2 (sala capitolare)	16	3.8	0.6	**3648**
Museo piano +2 (parte inf divisori)	16	3.8	0.11	**674**
Museo piano +2 (parte sup divisori)	16	3.8	0.13	**788**
Collegamento Sala Erbe/Museo piano +1	16	3.8	0.1	**608**
Collegamento UCM piano 0	16	3.95	0.62	**3919**
Collegamento UCM piano intermedio +1	16	3	0.65	**3120**
Collegamento UCM piano intermedio +2	16	3	0.4	**1920**
Collegamento UCB piano +1	16	5.65	0.35	**3164**

IV VERIFICA DI LIVELLO LV1 DEL MUSEO DELL'ABBAZIA

IV.1 Procedura operativa per la verifica di livello LV1

IV.1.2 Piante di calcolo

Vengono di seguito riportate le piante Autocad utilizzate per la computazione dei dati di ingresso per la verifica di sicurezza LV1, in cui è indicato: il sistema di riferimento (X,Y) fissato, le pareti (es. P011), le diagonali dei pannelli murari e degli orizzontamenti. In Fig. 37, la pianta per il livello -2 della struttura.

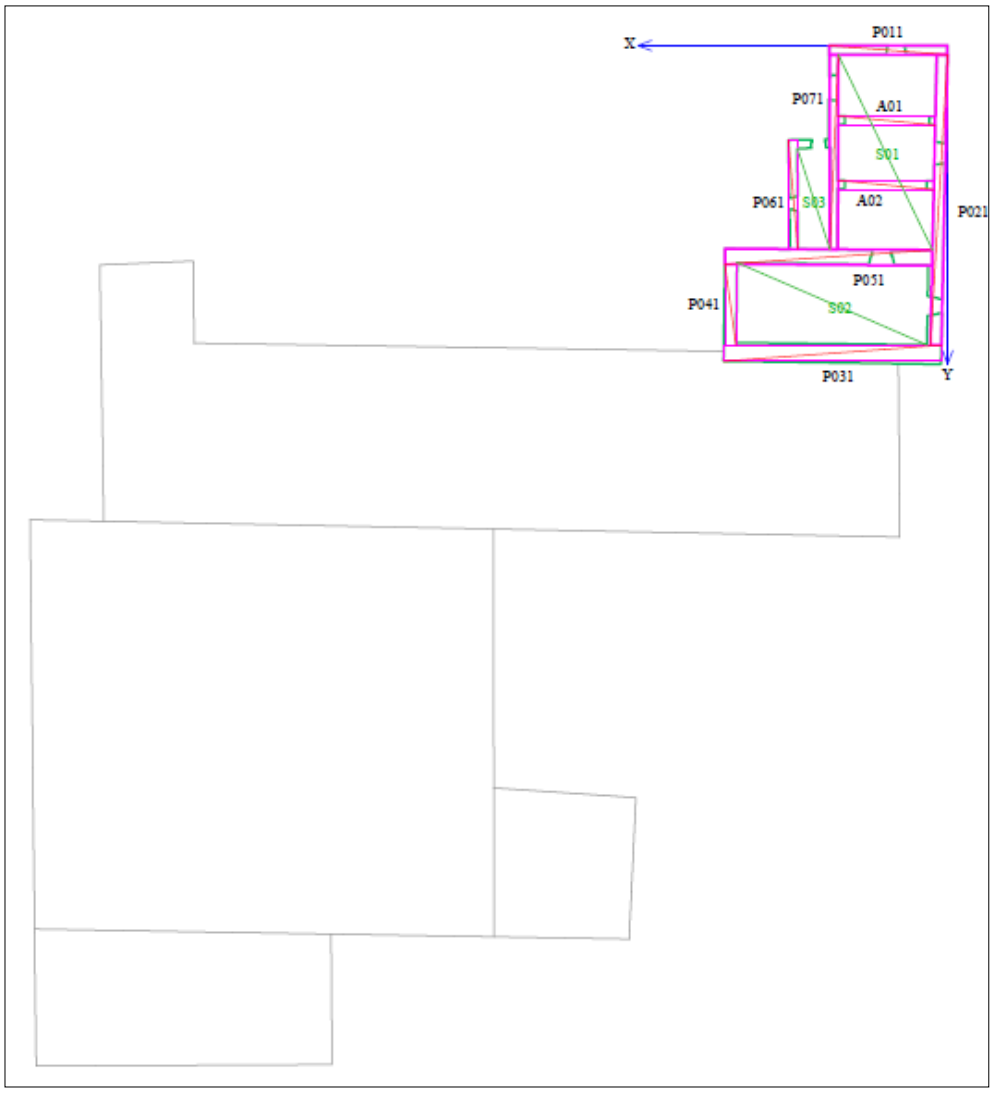


Figura 37 - *Pianta di calcolo Livello -2.*

In Fig. 38, la pianta per il livello -1 della struttura.

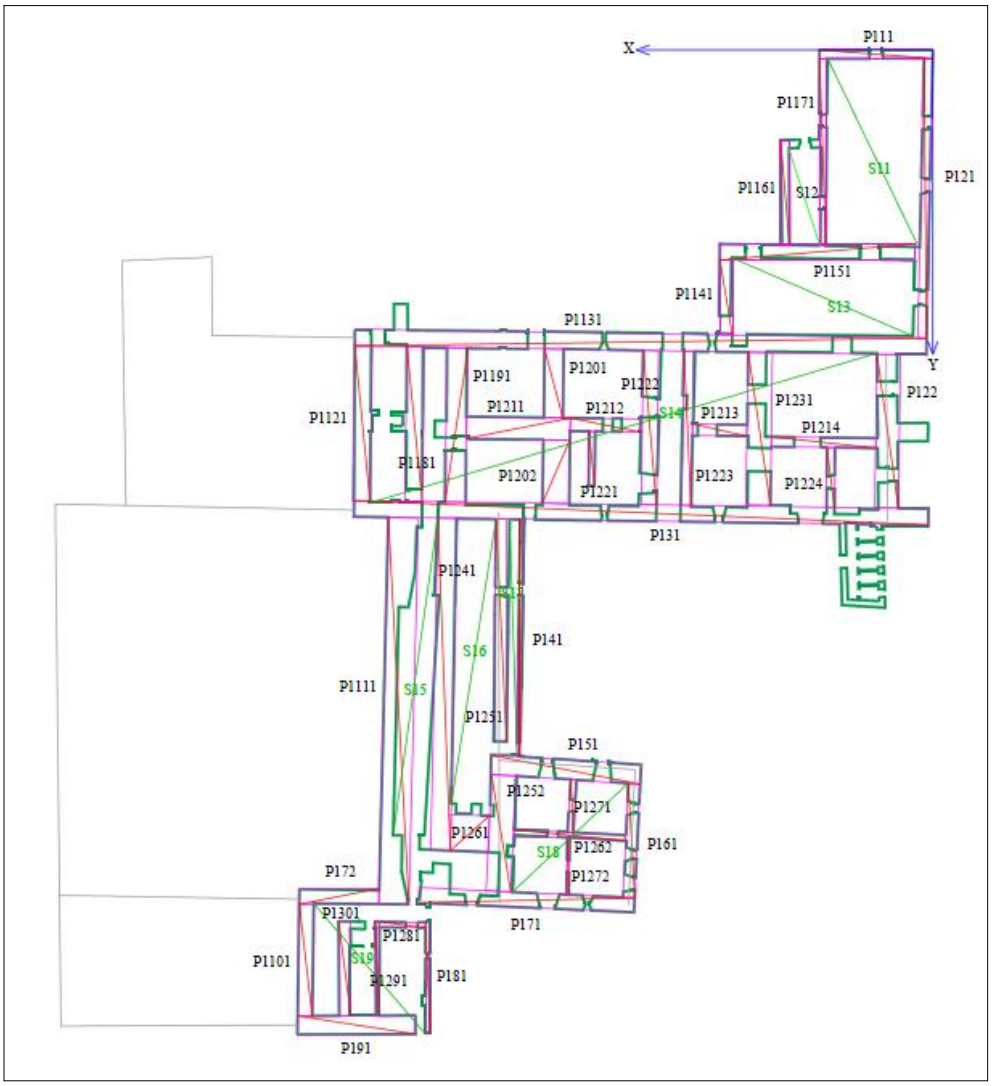


Figura 38 – Pianta di calcolo per il Livello -1.

In Fig. 39, la pianta per il livello 0 della struttura.

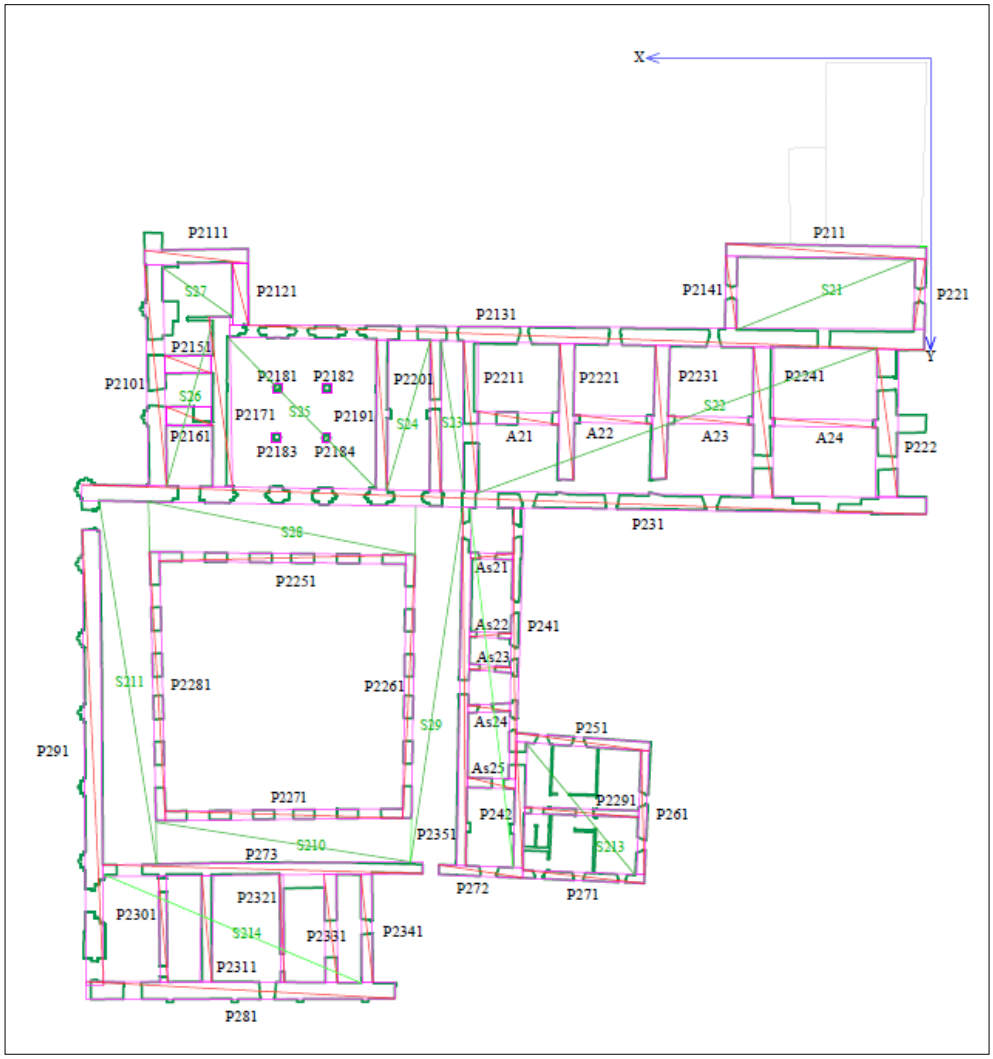


Figura 39 - Pianta di calcolo per il Livello 0.

In Fig. 40, la pianta per il livello +1 della struttura.

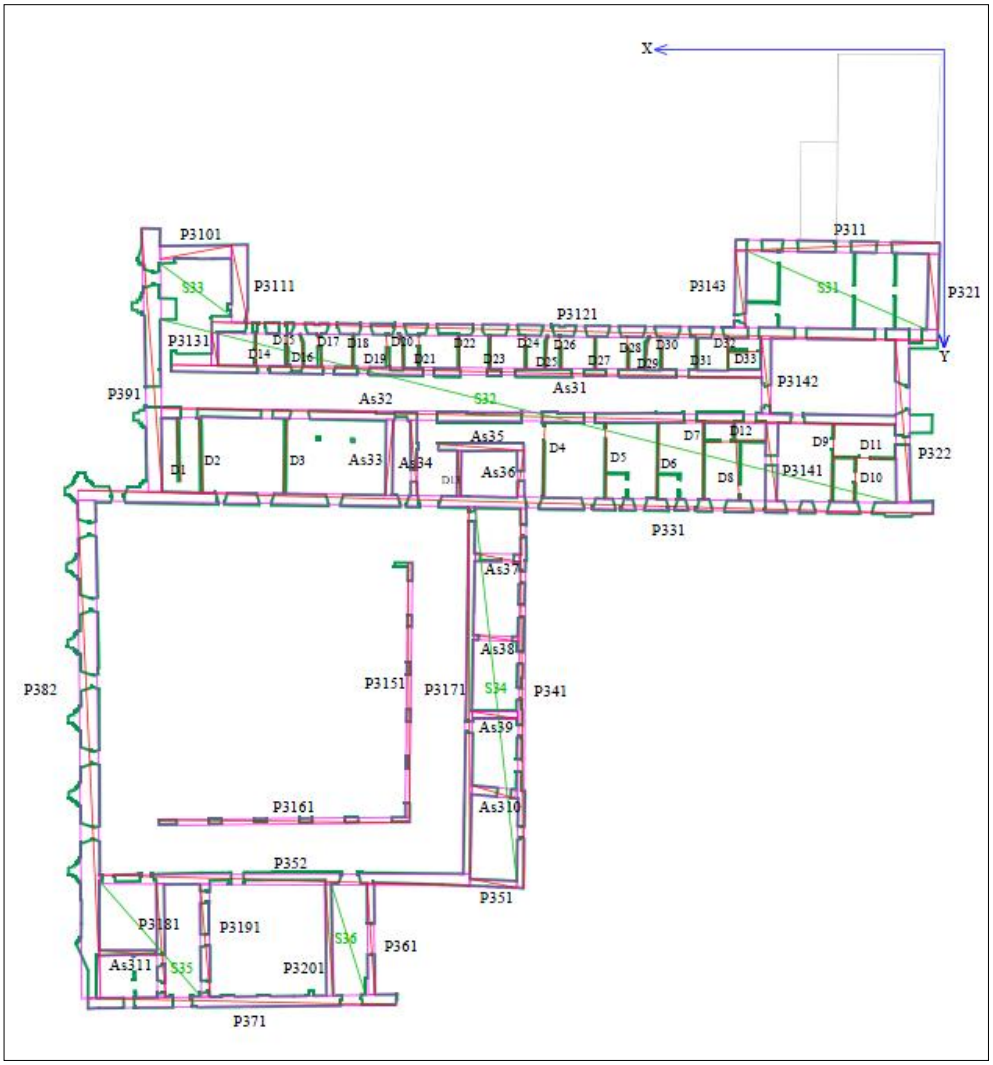


Figura 40 - Pianta di calcolo per il Livello +1.

In Fig. 41, la pianta per il livello +2 della struttura.

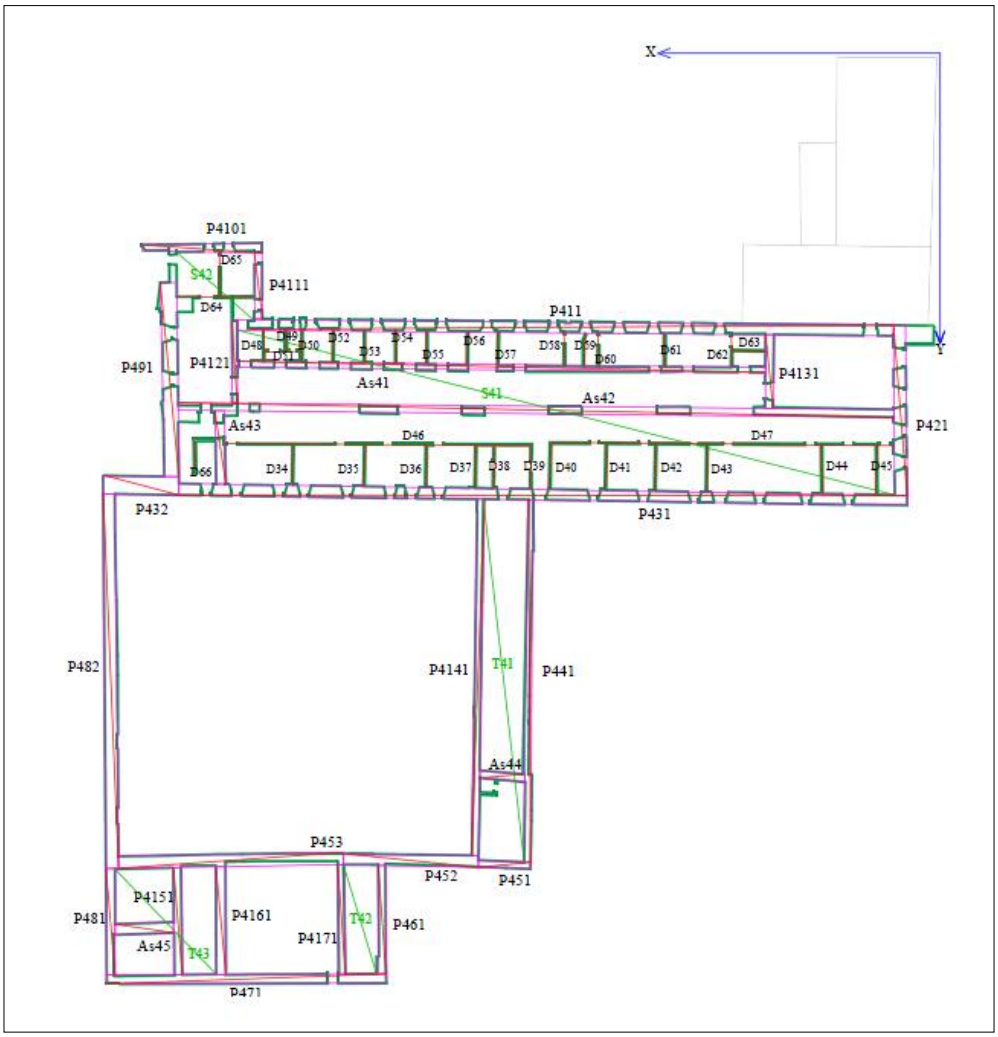


Figura 41 - Pianta di calcolo per il Livello +2.

In Fig. 42, la pianta per il livello +2/Copertura della struttura.

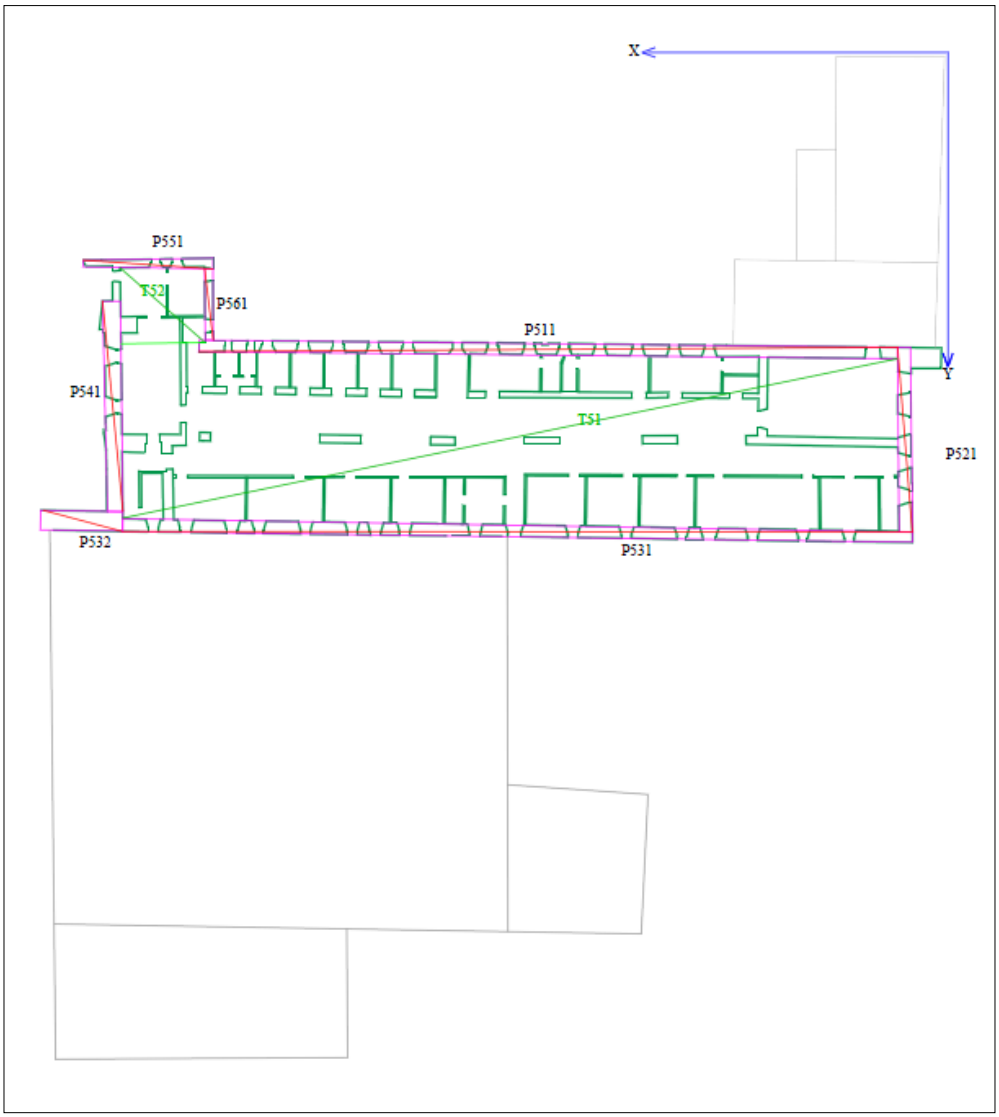


Figura 42 - Pianta di calcolo per il Livello +2/copertura.

IV.1.3 Altezze di livello

In Tab.14 si riportano le altezze di livello utilizzate ai fini delle verifiche:

Tabella 14 – Altezze dei livelli

LIVELLO	H [cm]
-2	500
-1	440
0	540
+1	380
+2	400
+2 Copertura	440

IV.1.4 Analisi dei carichi degli orizzontamenti

Da Tab. 15 a 20 l'analisi dei carichi degli orizzontamenti (solai, solai sottotetto, volte e coperture) per tutti i livelli:

Tabella 15 – Solai livello -2.

SOLAIO	TIPO	A	G_k	G_2	Q_k	G_{tot}	P
-	-	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN
S01	*Crociera*	124	8.93	1.93	2	12.46	1545.04
S02	*Botte*	26	11.06	1.93	2	14.59	379.34
S03	*Crociera*	114.4	8.93	1.93	2	12.46	1425.42

Tabella 16 – Solai livello -1.

SOLAIO	TIPO	A	G_k	G_2	Q_k	G_{tot}	P
-	-	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN
S11	*Legno*	130	0.15	1.52	0.5	2.05	266.5
S12	*Legno*	25.16	0.15	1.52	0.5	2.05	51.58
S13	*C.a.*	116.6	2.5	3.39	2	7.5	873.3
S14	*Botte*	563.2	11.06	1.93	2	14.53	8217.09
S15	*C.a.*	90	2.5	3.39	2	7.5	674.1
S16	*C.a.*	140.7	2.5	3.39	2	7.5	1053.84
S17	*C.a.*	32.8	2.5	3.39	2	7.5	245.67

S18	*Crociera*	106.85	8.93	1.93	2	12.53	1331.35
S19	*C.a.*	97.34	2.5	3.39	2	7.5	729.07

Tabella 17 – Solaio livello 0.

SOLAIO	TIPO	A	G_k	G_2	Q_k	G_{tot}	P
-	-	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	KN
S21	*C.a.*	115.16	2.5	3.39	2	7.5	862.84
S22	*Crociera*	475.9	8.93	1.93	2	12.53	5929.71
S23	*Botte*	40.9	11.06	1.93	2	14.53	596.73
S24	*C.a.*	60.36	2,5	3.39	2	7.5	452.09
S25	*Crociera*	189.4	19.65	1.93	2	22.53	4390.3
S26	*C.a.*	69.45	2.5	3.39	2	7.5	520.18
S27	*C.a.*	42.6	2.5	3.39	2	7.5	319.04
S28	*Botte*	117.5	11.06	1.93	2	14.53	1714.32
S29	*Botte*	128.5	11.06	1.93	2	14.53	1874.81
S210	*Botte*	97.7	11.06	1.93	2	14.53	1425.44
S211	*Botte*	171.8	11.06	1.93	2	14.53	2506.56
S212	*C.a.*	136.6	2.5	3.39	2	7.5	1023.13
S213	*Legno*	113.7	0.15	1.52	0.5	2.05	235.36
S214	*C.a.*	227.25	2.5	3.39	2	7.5	1701.1

Tabella 18 – Solai livello +1.

SOLAIO	TIPO	A	G_k	G_2	Q_k	G_{tot}	P
-	-	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	KN
S31	*C.a.*	111.34	2.5	3.39	2	7.5	833.93
S32	*C.a.*	841	2.5	3.39	2	7.5	6299.09
S33	*C.a.*	42	2.5	3.39	2	7.5	314.58
S34	*Legno*	127.5	0.15	1.52	0.5	2.05	263.93
S35	*Legno*	91.4	0.15	1.52	0.5	2.05	70.38
S36	*Legno*	34	0.15	1.52	0.5	2.05	69.7

Tabella 19 – Solai e coperture livello +2.

SOLAIO	TIPO	A	G_k	G_2	Q_k	G_{tot}	P
-	-	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	KN
S41	*Legno*	812	0.15	1.52	0.5	2.05	1680.84
S42	*Legno*	42	0.15	1.52	0.5	2.05	86.94
t41	*Copertura*	127.5	0.47	1.64	0.55	2.55	325.13
t42	*Copertura*	91.4	0.47	1.64	0.55	2.55	233.07
t43	*Copertura*	34	0.47	1.64	0.55	2.55	86.70

Tabella 20 – Coperture livello +2.

SOLAIO	TIPO	A	G_k	G_2	Q_k	G_{tot}	P
-	-	m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	KN
t51	*Copertura*	812	0.47	1.64	0.55	2.55	2070.6
t52	*Copertura*	42	0.47	1.64	0.55	2.55	107.10

IV.1.5 Calcolo delle masse

Da Tab. 21 a 36 i dati necessari al calcolo delle masse.

Tabella 21 – Pareti livello -2.

PARETE	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
p011	6.26	0	4.382	4.5	0.34	2.5	21	230.06
p021	0	18.41	18.41	0.65	11.7	2.5	21	966.52
p031	20.16	0	20.16	8.7	23.32	2.5	22	1108.8
p041	0	5.15	5.15	16.48	19.64	2.5	21	270.38
p051	18.71	0	18.71	9.03	16.03	2.5	21	982.28
p061	0	5.92	5.92	11.74	11.29	2.5	21	310.80
p071	0	9.2	9.2	8.62	8.07	2.5	21	483.00

Tabella 22 – Pareti ad arco livello -2.

PARETI	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
A01	5.08	0	3.556	4.63	5.68	2.5	21	186.69
A02	5	0	3.5	4.69	10.56	2.5	21	183.75

Tabella 23 – Solai livello -2.

SOLAIO	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
S01	-	-	124	4.76	8.16	-	-	1545.04
S02	-	-	26	10.18	11.76	-	-	379.34
S03	-	-	114.4	8.7	19.65	-	-	1425.42

Tabella 24 – Pareti livello -1.

PARETE	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
p111	6.18	0	4.32	4.5	0.34	2.2	21	199.86
p121	0	15.12	10.58	0.61	11.78	2.2	21	488.98
p122	0	22.8	15.96	3.6	30.24	2.2	22	772.46
p131	58.25	0	40.78	23.15	36.71	2.2	22	1973.51
p141	0	4.75	4.75	32.75	46.61	2.2	21	219.45
p151	18.55	0	12.99	29.16	57.1	2.2	21	599.90
p161	0	8.25	5.78	23.9	62.73	2.2	21	266.80
p171	20.24	0	14.17	32.25	67.45	2.2	21	654.56
p172	7.55	0	7.55	47.12	67.2	2.2	21	348.81
p181	0	2.7	2.7	40.07	73.64	2.2	21	124.74
p191	14	0	14	45.72	77.34	2.2	20	616.00
p1101	0	10.1	10.1	49.75	72.2	2.2	21	466.62
p1111	0	73.01	73.01	42.4	52.33	2.2	21	3373.06
p1121	0	17.05	17.05	45.27	29.62	2.2	22	825.22
p1131	60.5	0	42.35	23.19	23.17	2.2	22	2049.74
p1141	0	5.83	5.83	16.41	19.64	2.2	21	269.34
p1151	19.27	0	13.49	9.18	16.02	2.2	21	623.19
p1161	0	5.96	5.96	11.74	11.31	2.2	21	275.35

p1171	0	7.17	5.02	8.75	8.1	2.2	21	231.88
p1181	0	16.9	16.9	41.14	29.68	2.2	22	817.96
p1191	0	20.14	20.14	37.8	29.77	2.2	22	974.78
p1201	0	8.29	8.29	30.09	26.45	2.2	22	401.23
p1202	0	10.61	10.61	29.9	33.45	2.2	22	513.52
p1211	14.42	0	14.42	32.9	30.02	2.2	22	697.93
p1212	5.75	0	5.75	26	29.75	2.2	22	278.30
p1213	3.96	0	2.77	16.9	30.15	2.2	22	134.16
p1214	6.49	0	4.54	8.68	31.13	2.2	22	219.88
p1221	0	2.13	2.13	27.07	32.42	2.2	22	103.09
p1222	0	14.89	10.42	22.45	29.96	2.2	22	504.47
p1223	0	9.12	9.12	19.47	30.01	2.2	22	441.40
p1224	0	3.09	2.163	8.1	33.92	2.2	22	104.69
p1231	0	23.51	16.46	13.77	30.04	2.2	22	796.52
p1241	0	41.01	41.01	38.79	50.31	2.2	21	1894.67
p1251	0	15.43	15.43	34.25	46.04	2.2	21	712.87
p1252	0	18.08	18.08	34.26	62.14	2.2	21	835.30
p1261	8.66	0	8.66	36.74	62.12	2.2	21	400.10
p1262	3.97	0	3.97	28.84	62.3	2.2	21	183.40
p1271	0	1.88	1.316	28.64	59.98	2.2	21	60.79
p1272	0	0.86	0.86	28.94	64.73	2.2	21	39.73
p1281	1.64	0	1.15	42.1	69.39	2.2	21	53.04
p1291	0	2.42	2.42	44.09	72.88	2.2	21	111.80
p1301	0	6.92	6.92	46.68	72.86	2.2	21	319.70

Tabella 25 – Solai livello -1.

SOLAIO	**Ax_i**	**Ay_i**	**A**	**x_i**	**y_i**	**h_i**	**γ**	**F_i**
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
S11	-	-	130	4.67	8.2	-	-	387.40
S12	-	-	25.16	10.24	11.8	-	-	74.98
S13	-	-	116.6	8.64	19.8	-	-	641.30
S14	-	-	563.2	24.4	30	-	-	8217.10
S15	-	-	90	40.56	51.73	-	-	495.00
S16	-	-	140.7	36.8	51.75	-	-	773.85
S17	-	-	32.8	33.7	46.55	-	-	180.40

S18	-	-	106.85	28.94	62.24	-	-	1331.35
S19	-	-	97.34	44.9	72.24	-	-	535.37

Tabella 26 – Pareti livello 0.

PARETE	**Ax_i**	**Ay_i**	**A**	**x_i**	**y_i**	**h_i**	**γ**	**F_i**
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
p211	16.93	0	16.93	8.67	16.03	2.7	21	959.93
p221	0	4.85	3.40	0.9	19.56	2.7	21	192.50
p222	0	22.18	15.53	3.6	30.2	2.7	22	922.24
p231	93.43	0	65.40	35.32	36.6	2.7	22	3884.8
p241	0	15.97	11.18	34.45	48.55	2.7	21	633.85
p242	0	8.9	8.90	34.03	61.91	2.7	21	504.63
p251	7.9	0	5.53	28.78	56.7	2.7	21	313.55
p261	0	6.49	4.54	23.82	62.54	2.7	21	257.59
p271	6.92	0	4.84	28.73	67.86	2.7	21	274.66
p272	5.84	0	4.09	37.24	67.4	2.7	21	231.79
p273	26.04	0	26.04	55.28	67.24	2.7	21	1476.5
p281	35.9	0	35.9	57.13	77.26	2.7	20	1938.6
p291	0	54.46	54.46	69.35	57.98	2.7	22	3234.9
p2101	0	27.72	19.40	64.15	26.3	2.7	22	1152.6
p2111	10.23	0	10.23	60.78	16.47	2.7	22	607.66
p2121	0	6.77	6.77	57.15	19.57	2.7	22	402.14
p2131	79.07	0	55.35	29.27	23.15	2.7	22	3287.7
p2141	0	5.57	3.90	16.51	19.39	2.7	21	221.07
p2151	5.53	0	5.53	61.51	25.38	2.7	22	328.48
p2161	5.81	0	5.81	61.34	29.68	2.7	22	345.11
p2171	0	23.13	23.13	58.77	28.47	2.7	22	1373.9
p2181	0.57	0.57	0.57	54.11	27.31	2.7	22	33.86
p2182	0.57	0.57	0.57	50	27.31	2.7	22	33.86
p2183	0.57	0.57	0.57	54.11	31.43	2.7	22	33.86
p2184	0.57	0.57	0.57	50	31.5	2.7	22	33.86
p2191	0	12.34	12.34	45.42	29.56	2.7	22	732.99
p2201	0	12	12	40.97	29.7	2.7	22	712.80
p2211	0	14.9	10.43	38.1	29.69	2.7	22	619.54
p2221	0	13.45	13.45	30.14	29.34	2.7	22	798.93

p2231	0	13.27	13.27	22.33	29.35	2.7	22	788.24
p2241	0	21.13	14.79	13.86	30.2	2.7	22	878.58
p2251	15.08	0	10.56	53.66	41.44	2.7	21	598.52
p2261	0	15.87	11.11	43.19	52.08	2.7	21	629.88
p2271	15.32	0	10.72	53.52	62.71	2.7	21	608.05
p2281	0	17.82	12.48	64	52.07	2.7	21	707.28
p2291	5.06	0	3.54	28.89	62.52	2.7	21	200.83
p2301	0	5.56	3.89	63.53	72.3	2.7	21	220.67
p2311	0	8.6	8.6	59.93	72.16	2.7	21	487.62
p2321	0	2.55	2.55	53.7	72.15	2.7	21	144.59
p2331	0	9.18	6.43	49.66	72.16	2.7	21	364.35
p2341	0	7.85	5.50	46.67	72.15	2.7	21	311.57
p2351	0	21.6	21.6	38.61	52.07	2.7	21	1224.7
As21	1.66	0	1.16	36.33	41.28	2.7	21	65.89
As22	1.47	0	1.03	36.42	47.82	2.7	21	58.34
As23	1.64	0	1.15	36.47	50.56	2.7	21	65.09
As24	2.25	0	1.59	36.58	53.88	2.7	21	89.30
As25	3.2	0	2.24	36.38	60.1	2.7	21	127.01

Tabella 27 – Pareti ad arco livello 0.

PARETE	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
A21	6.48	0	4.536	34.09	29.86	2.7	22	269.44
A22	3.76	0	2.632	26.22	29.95	2.7	22	156.34
A23	4.16	0	2.912	18.3	30.02	2.7	22	172.97
A24	5.3	0	3.71	8.8	30.24	2.7	22	220.37

Tabella 28 – Solai livello 0.

SOLAIO	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
S21	-	-	115.16	8.7	19.6	-	-	633.38
S22	-	-	475.9	20.87	30	-	-	5929.71
S23	-	-	40.9	39.55	29.75	-	-	596.73

S24	-	-	60.36	43.2	29.7	-	-	331.98
S25	-	-	189.4	52.11	29.62	-	-	4390.29
S26	-	-	69.45	61.4	29.3	-	-	381.98
S27	-	-	42.6	60.6	19.5	-	-	234.30
S28	-	-	117.5	53.66	38.8	-	-	1714.33
S29	-	-	128.5	41	52	-	-	1874.82
S210	-	-	97.7	53.4	65	-	-	1425.44
S211	-	-	171.8	66.6	51.6	-	-	2506.56
S212	-	-	136.6	36.46	52.14	-	-	751.30
S213	-	-	113.7	28.9	62.17	-	-	235.36
S214	-	-	227.25	58	72.3	-	-	1249.88

Tabella 29 – Pareti livello +1.

PARETE	**Ax_i**	**Ay_i**	**A**	**x_i**	**y_i**	**h_i**	**γ**	**F_i**
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
p311	14.9	0	10.43	8.64	15.96	1.9	21	416.16
p321	0	5.21	5.21	0.89	19.6	1.9	21	207.88
p322	0	14.99	10.49	3.35	30.08	1.9	21	418.67
p331	56.74	0	39.72	35.6	36.65	1.9	21	1584.75
p341	0	15.47	10.83	34.24	52.58	1.9	21	432.08
p351	2.14	0	2.14	36.56	67.56	1.9	21	85.39
p352	25.18	0	17.63	53.41	67.29	1.9	21	703.28
p361	0	4.9	3.43	46.49	72.07	1.9	21	136.86
p371	20.15	0	14.11	56.97	77.14	1.9	20	535.99
p382	0	59.7	41.79	69.36	54.76	1.9	22	1746.82
p391	0	28.02	19.61	64.27	25.15	1.9	22	819.87
p3101	5.95	0	5.95	60.69	16.42	1.9	20	226.10
p3111	0	8.1	8.1	57.14	18.95	1.9	20	307.80
p3121	52.63	0	36.84	29.96	22.82	1.9	21	1469.96
p3131	0	1.35	1.35	59.15	24.27	1.9	21	53.87
p3141	0	6.09	4.263	14.01	33.43	1.9	21	170.09
p3142	0	4.68	3.276	14.43	26.45	1.9	21	130.71
p3143	0	5.67	5.67	16.52	19.4	1.9	21	226.23
p3151	0	7.29	5.10	43.42	51.9	1.9	21	203.61
p3161	9.14	0	6.4	53.53	62.53	1.9	21	255.28

p3171	0	17.62	17.62	38.51	51.97	1.9	21	703.04
p3181	0	5.94	4.16	63.53	72.16	1.9	21	165.90
p3191	0	6.66	4.66	59.93	72.19	1.9	21	186.01
p3201	0	4.96	4.96	49.87	72.1	1.9	21	197.90
As31	27.6	0	19.32	38.7	26.06	1.9	21	770.87
As32	39.8	0	27.86	33.7	29.7	1.9	21	1111.61
As33	0	3.38	3.38	45	33	1.9	21	134.86
As34	0	3.24	2.27	43	33	1.9	21	90.49
As35	3.82	0	3.82	37.57	32.23	1.9	21	152.42
As36	0	2.1	1.47	34.35	34.34	1.9	21	58.65
As37	2.2	0	1.54	36.24	41.18	1.9	21	61.45
As38	1.35	0	0.95	36.37	47.7	1.9	21	37.71
As39	2	0	1.4	36.45	53.92	1.9	21	55.86
As310	2.5	0	1.75	36.54	60.15	1.9	21	69.83
As311	1.88	0	1.316	66.3	73.2	1.9	21	52.51

Tabella 30 – Solai livello +1.

SOLAIO	**Ax_i**	**Ay_i**	**A**	**x_i**	**y_i**	**h_i**	**γ**	**F_i**
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
S31	-	-	111.34	8.7	19.5	-	-	612.37
S32	-	-	841	33.7	29.84	-	-	4625.50
S33	-	-	42	60.58	19.45	-	-	231.00
S34	-	-	127.5	36.34	52.1	-	-	263.93
S35	-	-	91.4	64.56	72.24	-	-	189.20
S36	-	-	34	48.2	72.1	-	-	70.38

Tabella 31 – Divisori livello +1.

DIVISORI	**Ax_i**	**Ay_i**	**A**	**x_i**	**y_i**	**h_i**	**γ**	**F_i**
D1	0	0.91	0.91	62.11	32.43	1.9	16	27.664
D2	0	1.13	1.13	60.3	32.9	1.9	16	34.352
D3	0	1.15	1.15	53.46	33	1.9	16	34.96
D4	0	0.67	0.469	32.57	33.3	1.9	16	14.2576
D5	0	0.67	0.469	27.48	33.3	1.9	16	14.2576

D6	0	0.68	0.68	23.56	33.34	1.9	16	20.672
D7	0	0.75	0.75	19.56	33.36	1.9	16	22.8
D8	0	0.9	0.63	16.8	33.4	1.9	16	19.152
D9	0	0.75	0.525	9	33.5	1.9	16	15.96
D10	0	0.42	0.294	7.23	34.9	1.9	16	8.9376
D11	0	0.45	0.315	6.44	34.9	1.9	16	9.576
D12	0.61	0	0.427	16.95	31.75	1.9	16	12.9808
D13	0.18	0	0.18	39.34	34.32	1.9	16	5.472
D14	0	0.29	0.203	55.86	24.3	1.9	16	6.1712
D15	0	0.29	0.203	53.26	24.33	1.9	16	6.1712
D16	0	0.3	0.3	52	24.33	1.9	16	9.12
D17	0	0.85	0.595	50.67	24.35	1.9	16	18.088
D18	0	0.83	0.83	47.95	24.4	1.9	16	25.232
D19	0	0.18	0.126	45.14	24.43	1.9	16	3.8304
D20	0	0.31	0.31	43.96	24.47	1.9	16	9.424
D21	0	0.4	0.28	42.6	24.48	1.9	16	8.512
D22	0	0.45	0.45	39.36	24.54	1.9	16	13.68
D23	0	0.54	0.54	36.82	24.54	1.9	16	16.416
D24	0	0.41	0.287	33.95	24.56	1.9	16	8.7248
D25	0	0.34	0.34	32.27	24.57	1.9	16	10.336
D26	0	0.41	0.287	31.12	24.58	1.9	16	8.7248
D27	0	0.3	0.3	28.31	24.6	1.9	16	9.12
D28	0	0.4	0.28	25.63	24.62	1.9	16	8.512
D29	0	0.34	0.34	24.13	24.62	1.9	16	10.336
D30	0	0.44	0.308	22.97	24.64	1.9	16	9.3632
D31	0	0.4	0.4	20	24.67	1.9	16	12.16
D32	0	0.29	0.203	17.5	24.7	1.9	16	6.1712
D33	0.29	0	0.203	16.12	24.45	1.9	16	6.1712

Tabella 32 – Pareti livello +2.

PARETE	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
p411	48.12	0	33.684	30.73	22.82	2	21	1414.73
p421	0	14.48	10.136	3.3	29.75	2	21	425.71
p431	53.31	0	37.317	33.09	36.82	2	21	1567.31

p432	9.52	0	9.52	66.5	35.98	2	21	399.84
p441	0	14.01	14.01	34.2	52.27	2	21	588.42
p451	2.5	0	2.5	36.3	67.6	2	21	105.00
p452	10.77	0	10.77	44.1	67.23	2	21	452.34
p453	19.5	0	19.5	59.1	67.22	2	21	819.00
p461	0	5.52	5.52	46.49	72.16	2	21	231.84
p471	17.3	0	17.3	57.81	77.09	2	20	692.00
p481	0	6.44	6.44	69.12	72.38	2	22	283.36
p482	0	31.93	31.93	69.1	52.29	2	22	1404.92
p491	0	20.75	14.525	64.21	27.19	2	22	639.10
p4101	6.68	0	4.676	61.5	16.29	2	20	187.04
p4111	0	3.44	2.408	56.81	19.37	2	20	96.32
p4121	0	3.18	2.226	58.78	25.71	2	21	93.49
p4131	0	3.95	2.765	14.21	25.4	2	21	116.13
p4141	0	17.9	17.9	38.51	52	2	21	751.80
p4151	0	6.36	6.36	63.52	72.29	2	21	267.12
p4161	0	7.11	7.11	59.93	72.24	2	21	298.62
p4171	0	5.52	5.52	49.87	72.12	2	21	231.84
As41	19.8	0	13.86	36.75	26.12	2	21	582.12
As42	35.44	0	24.808	33.67	29.71	2	21	1041.94
As43	0	4.9	3.43	59.98	32.83	2	21	144.06
As44	2.35	0	2.35	36.46	60.19	2	21	98.70
As45	4.32	0	4.32	66.32	72.89	2	21	181.44

Tabella 33 – Solai e coperture livello +2.

SOLAIO	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
S41	-	-	812	33.7	29.37	-	-	1680.84
S42	-	-	42	60.6	19.45	-	-	86.94
t41	-	-	127.5	36.34	52.1	-	-	325.13
t42	-	-	34	48.2	72.1	-	-	233.07
t43	-	-	91.4	64.56	72.24	-	-	86.70

Tabella 34 – Divisori livello +2.

DIVISORI	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
D34	0	0.4	0.4	53.95	34.32	2	16	12.8
D35	0	0.4	0.4	47.98	34.36	2	16	12.8
D36	0	0.42	0.42	42.84	34.4	2	16	13.44
D37	0	0.42	0.42	38.71	34.43	2	16	13.44
D38	0	0.43	0.301	37.2	34.45	2	16	9.632
D39	0	0.47	0.329	34.1	34.45	2	16	10.528
D40	0	0.5	0.5	34.1	34.41	2	16	16
D41	0	0.46	0.46	27.85	34.46	2	16	14.72
D42	0	0.47	0.47	23.72	34.51	2	16	15.04
D43	0	0.47	0.47	19.44	34.57	2	16	15.04
D44	0	0.48	0.48	9.86	34.67	2	16	15.36
D45	0	0.49	0	5.3	34.71	2	16	0
D46	3.32	0	2.324	46.86	32.6	2	16	74.368
D47	3.72	0	2.604	18.18	32.54	2	16	83.328
D48	0	0.3	0.3	56.36	24.33	2	16	9.6
D49	0	0.23	0.23	54.48	23.9	2	16	7.36
D50	0	0.3	0.3	53.18	24.36	2	16	9.6
D51	0.32	0	0.224	54.77	24.87	2	16	7.168
D52	0	0.3	0.3	50.57	24.39	2	16	9.6
D53	0	0.3	0.3	48	24.43	2	16	9.6
D54	0	0.3	0.3	45.37	24.46	2	16	9.6
D55	0	0.3	0.3	42.76	24.5	2	16	9.6
D56	0	0.34	0.34	39.7	24.54	2	16	10.88
D57	0	0.35	0.35	36.83	24.6	2	16	11.2
D58	0	0.43	0.301	31.3	24.64	2	16	9.632
D59	0	0.29	0.29	29.63	24.73	2	16	9.28
D60	0	0.4	0.28	28.47	24.66	2	16	8.96
D61	0	0.43	0.43	22.95	24.72	2	16	13.76
D62	0	0.33	0.231	17.36	24.77	2	16	7.392
D63	0.33	0	0.33	15.92	24.78	2	16	10.56
D64	0.84	0	0.588	60.36	20.32	2	16	18.816
D65	0	0.46	0.322	60	18.38	2	16	10.304
D66	0	0.46	0.46	62	33.56	2	16	14.72

Tabella 35 – Pareti copertura livello +2.

PARETE	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
p511	0	14.01	14.01	30.73	22.8	2.2	21	647.26
p521	0	14.48	14.48	3.3	29.75	2.2	21	668.98
p531	53.31	0	53.31	33.09	36.82	2.2	21	2462.92
p532	9.52	0	9.52	66.5	35.98	2.2	21	439.82
p541	0	20.75	20.75	64.21	27.19	2.2	21	958.65
p551	6.68	0	6.68	61.5	16.29	2.2	21	308.62
p561	0	3.44	3.44	56.81	19.37	2.2	21	158.93

Tabella 36 – Copertura livello +2.

TETTO	Ax_i	Ay_i	A	x_i	y_i	h_i	γ	F_i
-	m^2	m^2	m^2	m	m	m	kN/m^3	kN
t51	-	-	812	33.7	29.37	-	-	2070.60
t52	-	-	42	60.6	19.45	-	-	107.10

IV.1.6 Calcolo delle rigidezze

Da Tab. 37 a 41 i dati necessari al calcolo delle rigidezze.

Tabella 37 – Pareti livello -2.

PARETE	L_x	L_y	s	$A_{aperture}$	$A_{netta\ x}$	$A_{netta\ y}$
-	m	m	m	m	m^2	m^2
p011	8.22	0	0.7	1.4	4.77	0
p021	0	22.98	0.83	2.82	0	16.73
p031	15.58	0	1.22	0	19.01	0
p041	0	7.33	0.84	0	0	6.16
p051	15.74	0	1.18	1.67	16.60	0
p061	0	8,86	0.72	0.94	0	5.70
p071	0	15.7	0.61	1.9	0	8.42

Tabella 38 – Pareti livello -1.

PARETE	L_x	L_y	s	$A_{aperture}$	$A_{netta\ x}$	$A_{netta\ y}$
-	m	m	m	m	m^2	m^2
p111	8.4	0	0.69	1.03	5.0853	0
p121	0	23.19	0.69	3.25	0	13.76
p122	0	13.56	1.87	2.26	0	21.13
p131	45.01	0	1.28	7.58	47.91	0
p141	0	20.22	0.25	2	0	4.56
p151	10.34	0	1.56	2.3	12.54	0
p161	0	10.37	0.9	2.72	0	6.89
p171	16.67	0	1.21	3.05	16.48	0
p172	6.92	0	1.2	0	8.304	0
p181	0	8.65	0.3	0.35	0	2.49
p191	8.75	0	1.5	0	13.12	0
p1101	0	10.21	1.14	0	0	11.64
p1111	0	30.67	2.38	0	0	72.99
p1121	0	13.57	1.39	0	0	18.86
p1131	44.31	0	1.33	6.31	50.54	0
p1141	0	7.44	0.99	1.42	0	5.96
p1151	15.7	0	1.24	2.82	15.97	0
p1161	0	8.75	0.71	0	0	6.21
p1171	0	15.6	0.48	1.9	0	6.58
p1181	0	13.57	1.38	1.08	0	17.24
p1191	0	13.57	1.65	1.1	0	20.58
p1201	0	7	1.51	0	0	10.57
p1202	0	6.57	2.13	0	0	13.99
p1211	9	0	1.75	0	15.75	0
p1212	6.34	0	1.03	2.25	4.21	0
p1213	5.68	0	0.9	1.53	3.73	0
p1214	10.19	0	0.78	2.1	6.31	0
p1221	0	4.84	0.49	0	0	2.37
p1222	0	13.57	1.22	3.07	0	12.81
p1223	0	13.57	0.74	0	0	10.04
p1224	0	5.84	0.65	1.04	0	3.12
p1231	0	13.57	1.94	3.36	0	19.81
p1241	0	25.57	1.55	0	0	39.63

p1251	0	18.28	0.88	0.62	0	15.54
p1252	0	10.6	1.96	0	0	20.78
p1261	4.78	0	2.83	0	13.53	0
p1262	10.35	0	0.45	0.87	4.266	0
p1271	0	5.18	0.45	0.95	0	1.90
p1272	0	5.3	0.19	0.9	0	0.84
p1281	4	0	0.45	0.95	1.37	0
p1291	0	7.94	0.32	0	0	2.54
p1301	0	8.22	0.92	0	0	7.56

Tabella 39 – Pareti livello 0.

PARETE	L_x	L_y	s	$A_{aperture}$	$A_{netta\ x}$	$A_{netta\ y}$
-	m	m	m	m	m^2	m^2
p211	15.61	0	1.03	0	16.08	0
p221	0	7.18	0.85	1.05	0	5.21
p222	0	13.8	1.8	2.2	0	20.88
p231	69.9	0	1.33	19.18	67.46	0
p241	0	23.56	0.6	6.97	0	9.95
p242	0	11.23	0.91	1.08	0	9.24
p251	10.97	0	0.7	1.95	6.31	0
p261	0	10.97	0.63	2.03	0	5.63
p271	9.75	0	0.72	2.4	5.29	0
p272	6.95	0	0.8	1.36	4.47	0
p273	27.2	0	0.98	2.12	24.58	0
p281	24.82	0	1.47	2.82	32.34	0
p291	0	38.18	1.44	3.29	0	50.24
p2101	0	19.61	1.51	2.56	0.00	25.75
p2111	7.16	0	1.19	0	8.52	0
p2121	0	6.2	1.33	0	0	8.25
p2131	57.87	0	1.35	8.76	66.30	0
p2141	0	7.23	0.95	0.94	0.00	5.98
p2151	5.38	0	1.44	0	7.75	0
p2161	5.38	0	1.55	0	8.34	0
p2171	0	13.62	1.64	0	0.00	22.34
p2181	0.75	0.75	-	0	0.56	0.56

p2182	0.75	0.75	-	0	0.56	0.56
p2183	0.75	0.75	-	0	0.56	0.56
p2184	0.75	0.75	-	0	0.56	0.56
p2191	0	13.66	0.99	0	0	13.52
p2201	0	13.68	0.95	0.85	0	12.19
p2211	0	13.68	1.19	1.67	0	14.29
p2221	0	13.71	1.19	1.05	0	15.07
p2231	0	13.74	1.2	1.2	0	15.05
p2241	0	13.77	1.65	1.05	0	20.99
p2251	21.18	0	0.77	9.07	9.32	0
p2261	0	21.02	0.72	9.03	0	8.63
p2271	20.41	0	0.76	9.05	8.63	0.00
p2281	0	21.52	0.8	9.06	0	9.97
p2291	9.37	0	0.54	2.4	3.76	0
p2301	0	10	0.63	1.93	0	5.08
p2311	0	10.03	0.98	0	0	9.83
p2321	0	10.07	0.28	1.45	0	2.41
p2331	0	10.11	1	3.05	0	7.06
p2341	0	10.13	0.88	1.17	0	7.88
p2351	0	30.82	0.72	2.66	0	20.28

Tabella 40 – livello +1.

PARETE	L_x	L_y	s	$A_{aperture}$	$A_{netta\ x}$	$A_{netta\ y}$
-	m	m	m	m	m^2	m^2
p311	15.63	0	0.9	5.03	9.54	0
p321	0	7.02	0.85	0	0	5.97
p322	0	14.05	1.14	2.92	0	12.69
p331	68.65	0	0.82	18.14	41.42	0
p341	0	30.97	0.47	7.5	0	11.03
p351	4.08	0	0.54	0	2.20	0
p352	30.8	0	0.96	4.75	25.00	0
p361	0	9.76	0.54	2.37	0	3.99
p371	24.58	0	0.8	4.09	16.39	0
p382	0	41.14	1.52	5.88	0	53.60
p391	0	21.73	1.5	2.75	0	28.47

p3101	7.16	0	1.03	0	7.37	0
p3111	0	6.15	1.28	0	0	7.872
p3121	58.18	0	0.87	17.27	35.59	0
p3131	0	3.32	0.52	0	0	1.73
p3141	0	7.04	0.97	0.8	0	6.05
p3142	0	6.95	0.78	1.56	0	4.20
p3143	0	7.1	0.9	0.63	0	5.82
p3151	0	20.83	0.35	14.09	0	2.36
p3161	20.15	0	0.44	13.51	2.92	0
p3171	0	30.65	0.59	1.77	0	17.04
p3181	0	9.97	0.64	1.86	0	5.19
p3191	0	9.92	0.73	2.84	0	5.17
p3201	0	9.8	0.54	0	0	5.29

Tabella 41 – Pareti livello +2.

PARETE	L_x	L_y	s	$A_{aperture}$	$A_{netta\ x}$	$A_{netta\ y}$
-	m	m	m	m	m^2	m^2
p411	55.17	0	0.88	13.9	36.32	0
p421	0	14.13	0.98	5.48	0	8.48
p431	60.2	0	0.85	15.2	38.25	0
p432	5.82	0	1.51	0	8.79	0
p441	0	30.9	0.45	0	0	13.90
p451	4	0	0.6	0	2.4	0
p452	11.26	0	0.96	0	10.81	0
p453	19.3	0	1.03	0	19.88	0
p461	0	9.9	0.6	0	0	5.94
p471	22.6	0	0.75	0	16.95	0
p481	0	9.2	0.75	0	0	6.9
p482	0	32	1.02	0	0	32.64
p491	0	16.91	1.37	2.33	0	19.97
p4101	9.66	0	0.82	1.72	6.51	0
p4111	0	6.32	0.63	1.98	0	2.73
p4121	0	6.86	0.48	1.34	0	2.65
p4131	0	6.6	0.64	1.4	0	3.33
p4141	0	30.6	0.6	0	0	18.36

p4151	0	0	0	0	0	0
p4161	0	9.84	0.8	0	0	7.87
p4171	0	9.9	0.6	0	0	5.94

IV.1.7 Massa sismica totale

La massa viene calcolata considerando il carico esercitato da ogni singolo elemento che compone la struttura. Il coefficiente parziale adottato per il calcolo dei pesi accidentali è assunto pari a 0.8; nello specifico, è stato applicato nel calcolo del peso per unità di superficie G_{tot} dei solai.

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g} = 24818.2 \text{ ton}$$

IV.1.8 Baricentri di massa e rigidezza

Con i dati esposti in precedenza, si ottengono i seguenti baricentri di massa e rigidezza, riportati in Tab.42.

Tabella 42 – Baricentri di massa e rigidezza

BARICENTRI DI MASSA					
Liv.	**-2/-1**	**-1/0**	**0/+1**	**+1/+2**	**+2/Cop.**
$\mathbf{X_G}$	24.95	37.11	41.87	42.04	41.85
$\mathbf{Y_G}$	35.03	40.79	40.57	41.31	37.92
BARICENTRI DI RIGIDEZZA					
Liv.	**-2/-1**	**-1/0**	**0/+1**	**+1/+2**	**+2/Cop.**
$\mathbf{X_C}$	6.81	30.92	44.60	52.23	54.88
$\mathbf{Y_C}$	18.00	37.64	38.49	37.83	41.59

IV.1.9 Ordinate dello spettro di risposta

Sulla base degli dati finora calcolati (massa sismica totale, baricentri, aree resistenti ecc.), vengono riportati gli output in termini di *accelerazione spettrale* S_e (rapportata a g) per entrambe le direzioni e per tutti i livelli. In Tab. 43 relativamente alla direzione X e in Tab. 44 a quella Y.

Tabella 43 – Risultati LV1, direzione X.

DIREZIONE X						
DATI		**LIVELLO**				
		-2/-1	**-1/0**	**0/+1**	**+1/+2**	**+2/Cop.**
$\mathbf{M_{tot}}$	ton	24818.2	24818.2	24818.2	24818.2	24818.2
e*	-	0.8247	0.8247	0.8247	0.8247	0.8247
$\mathbf{k_i}$	-	1	1	0.9	0.7	0.4
$\mathbf{\sigma_{0i}}$	kN/m^2	2978.62	307.80	164.37	124.74	51.083
$\mathbf{\tau_{di}}$	kN/m^2	319.39	113.10	89.45	81.71	64.94
$\mathbf{\mu_{xi}}$	-	0.811	0.8	0.8	0.8	0.8
$\mathbf{\xi_{xi}}$	-	1	1	1	1	1
$\mathbf{\zeta_{xi}}$	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
$\mathbf{\beta_{xi}}$	-	1.25	1.146	1.084	1.17	1.13
$\mathbf{Ax_i}$	m^2	41.80	219.13	283.96	207.42	178.22
$\mathbf{F_{slv,xi}}$	kN	7802.29	15577.01	18747.1	14859.66	18418.32
q	-	3	3	3	3	3
$\mathbf{S_{e,SLV}/g}$	-	0.117	0.233	0.280	0.222	0.275

Tabella 44 - Risultati LV1, direzione Y.

DIREZIONE Y						
DATI		**LIVELLO**				
		-2/-1	**-1/0**	**0/+1**	**+1/+2**	**+2/Cop.**
$\mathbf{M_{tot}}$	ton	24818.2	24818.2	24818.2	24818.2	24818.2
e*	-	0.8247	0.8247	0.8247	0.8247	0.8247
$\mathbf{k_i}$	-	1	1	0.9	0.7	0.4
$\mathbf{\sigma_{0i}}$	kN/m^2	2978.62	307.80	164.37	124.74	51.083
$\mathbf{\tau_{di}}$	kN/m^2	319.39	113.10	89.45	81.71	64.94
$\mathbf{\mu_{xi}}$	-	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
$\mathbf{\xi_{xi}}$	-	1	1	1	1	1
$\mathbf{\zeta_{xi}}$	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
$\mathbf{\beta_{xi}}$	-	1.25	1.146	1.038	1.078	1.077
$\mathbf{Ax_i}$	m^2	37.01	370.38	327.96	186.28	132.66
$\mathbf{F_{slv,xi}}$	kN	6808.66	26325.89	22609.71	14523.47	14388.14
q	-	3	3	3	3	3
$\mathbf{S_{e,SLV}/g}$	-	0.102	0.393	0.338	0.217	**0.215**

IV.1.10 Risultati

Vengono ora presentati i risultati, in termini di indice di sicurezza sismica e fattore di accelerazione, dell'analisi di livello LV1 del museo e in particolare per due casi: *classe d'uso III* e *classe d'uso II*.

In conclusione sono state eseguite due verifiche, seguendo i passaggi:

a) Si determina il periodo fondamentale T_1 attraverso l'equazione (2.16);

b) Si considera la capacità spettrale $S_{e,SLV}$ minima, tra tutti i livelli (escludendo il primo, -2/-1, poiché ad una quota inferiore al piano campagna) ed entrambe le direzioni, che diviene quella rappresentativa della resistenza del museo;

c) Tramite T_1 e $S_{e,SLV}$ si individua nel diagramma degli spettri il punto di capacità della museo;

d) Si determina lo spettro passante per il punto di capacità, attraverso un procedimento iterativo che adopera l'equazione (2.17). In particolare, se il punto ricade tra due spettri noti (es. 50 anni e 475 anni) si calcola la media aritmetica dei valori dei tempi di ritorno di questi ultimi, quindi si applica la (2.17) e si plotta lo spettro relativo a quel periodo medio; se il punto non è stato centrato, si ripete il procedimento fino a convergenza.

e) Si calcola l'accelerazione a_{SLV} capace di provocare il raggiungimento dell'SLV in quel sito tramite l'equazione (2.3);

f) Attraverso il rapporto tra il periodo di ritorno di capacità T_R e quello di domanda $T_{R,SLV}$ si determina l'indice di sicurezza sismica I_S. È altresì possibile determinare la vita nominale V_N con l'espressione (1.4), ossia il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura;

g) Attraverso il rapporto tra l'accelerazione di capacità a_{SLV} e quello di domanda $a_{g,SLV}$ si determina il fattore di accelerazione f_a;

h) Dai valori dei parametri di resistenza I_S e f_a si deduce il livello di adeguatezza del museo.

Tabella 45 – Parametri di sicurezza sismica per classe d'uso III.

MUSEO C_U III	T_1	$S_{e,SLV}/g$	a_{SLV}/g	T_R	V_N	$T_{R,SLV}$	I_S	$f_{a,SLV}$
	s	-	-	anni	anni	anni	-	-
	0.54	0.215	0.144	285	20	712	**0.4**	**0.74**

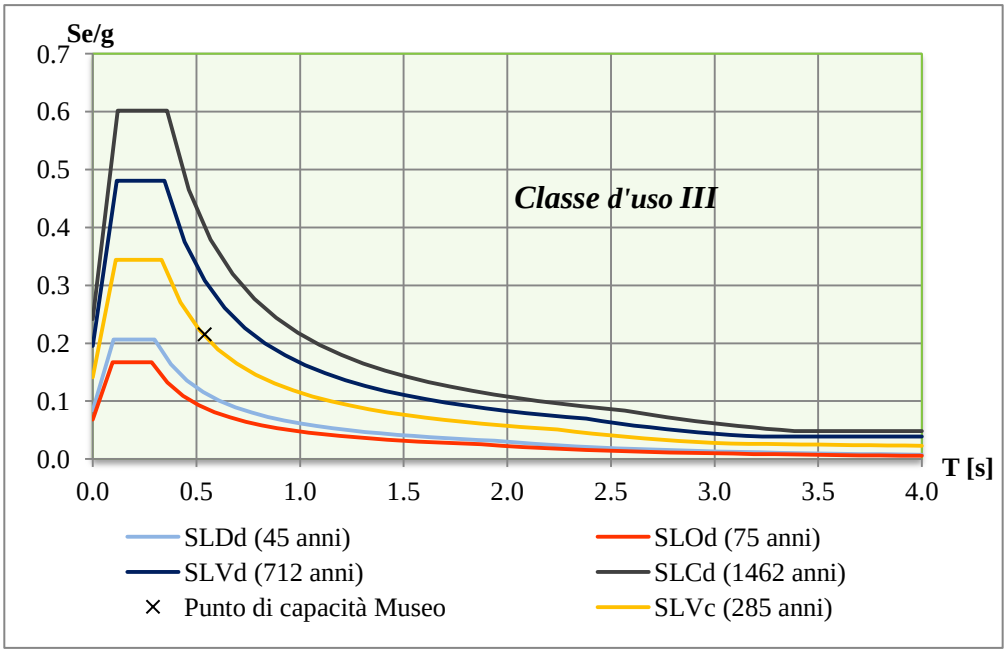


Figura 43 – Diagramma spettri e punto di capacità per C_U III.

Nella Tab. 46 sono riportati i parametri di definizione degli spettri di Fig. 43:

Tabella 46 - Parametri degli spettri per classe d'uso III.

PARAMETRI	SLOd (45 anni)	SLDd (75 anni)	SLVc (285 anni)	SLVd (712 anni)	SLCd (1462 anni)
a_g [g]	0.068	0.084	0.154	0.195	0.242
F_0	2.453	2.445	2.44	2.462	2.489
T_C* [s]	0.284	0.298	0.33	0.346	0.358
S, C_C, η	1	1	1	1	1
T_B [s]	0.095	0.099	0.110	0.115	0.119
T_C [s]	0.284	0.298	0.331	0.346	0.358
T_D [s]	1.873	1.938	2.233	2.381	2.567

Tabella 47 – Parametri di sicurezza sismica per classe d'uso II.

	T_1	$S_{e,SLV}/g$	a_{SLV}/g	T_R	V_N	$T_{R,SLV}$	I_S	$f_{a,SLV}$
MUSEO C_U II	s	-	-	anni	anni	anni	-	-
	0.54	0.215	0.146	285	30	475	**0.6**	**0.85**

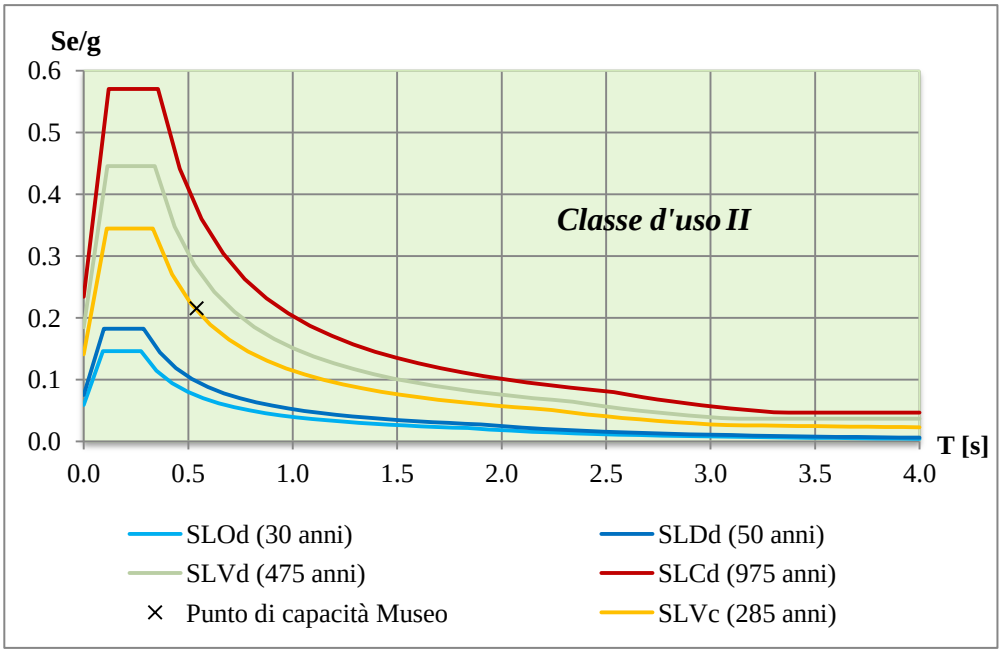


Figura 44 - Diagramma spettri e punto di capacità per C_U II.

Nella Tab. 48 sono riportati i parametri di definizione degli spettri di Fig. 44:

Tabella 48 – Parametri degli spettri per classe d'uso II.

PARAMETRI	SLOd (30 anni)	SLDd (50 anni)	SLVc (285 anni)	SLVd (475 anni)	SLCd (975 anni)
a_g [g]	0.057	0.072	0.154	0.172	0.215
F_0	2.471	2.448	2.44	2.441	2.479
T_C*[s]	2.72	0.287	0.33	0.338	0.352
S, C_C, η	1	1	1	1	1
T_B [s]	0.095	0.096	0.110	0.115	0.117
T_C [s]	0.284	0.287	0.331	0.346	0.352
T_D [s]	1.873	1.886	2.233	2.381	2.461

Si può osservare come l'analisi LV1 fornisce per museo di Casamari dei valori dei parametri di vulnerabilità I_S e f_a inferiori all'unità, indicando perciò situazioni che meritano attenzione. In particolare, si prefigura la necessità di eseguire una valutazione più accurata ed eventualmente intervenire entro un intervallo di tempo più breve rispetto a quello di riferimento di 50 anni. Questo intervallo (o *vita nominale*) è valutabile attraverso l'equazione (1.4) e risulta pari a 20 anni per classe d'uso III e 30 per quella II.

Bisogna aggiungere che, essendo l'obiettivo di una valutazione LV1 stabilire la priorità di intervento su scala nazionale, il livello di vulnerabilità individuato per la struttura assume un significato diverso se messo in graduatoria di rischio con altre opere; infatti potrebbero esistere manufatti di interesse storico-artistico nei quali vengono svolte funzioni strategiche o rilevanti (ospedali, scuole, caserme, ecc.), per cui a parità di indici di sicurezza questi ultimi avranno la precedenza nel processo di adeguamento.

Occorre, inoltre, precisare i motivi per cui la verifica è stata condotta secondo due classi d'uso, III e poi II. Gli indici numerici I_S e f_a restituiscono un giudizio di sicurezza dell'opera rispetto lo standard previsto dalla normativa, relativamente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) nel caso in esame. Questo standard viene definito sulla base della classe d'uso, che tiene conto del tipo di affollamento nonché dell'importanza delle conseguenze dell'interruzione di operatività o dell'eventuale collasso. In particolare, a parità di vita nominale V_N (50 anni) e probabilità di superamento P_{V_R} (10% per SLV), la classe d'uso modula il tempo di ritorno dello spettro di domanda secondo le equazioni (1.1) e (1.2).

Nel caso specifico del museo di Casamari la classe d'appartenenza è quella III, tuttavia, in virtù delle suddette considerazioni, poiché la struttura è risultata vulnerabile nei confronti della corrispondente un'azione di riferimento con T_R pari a 712 anni, si è posto l'obiettivo di verificare se lo standard fosse comunque raggiunto per una domanda sismica meno gravosa definita dalla classe d'uso II (T_R = 475 anni). In conclusione lo scopo era evidenziare la possibilità di evitare il progetto e la realizzazione di interventi di adeguamento sul manufatto, semplicemente riducendo la quantità di occupanti e/o visitatori. In effetti, l'impegno del progettista deve essere proprio quello di preservare il più possibile il pregio culturale dell'opera, senza deturparla con l'esecuzione di invasivi interventi di sicurezza.

V. VERIFICA DI LIVELLO LV3 DEL MUSEO DELL'ABBAZIA

V.1 Procedura operativa per la verifica di livello LV3

Viene ora descritta la procedura operativa eseguita per la valutazione LV3 del Museo (e corpi annessi), attraverso il software di calcolo *3Muri ® release 5.5.208*.

La prima operazione consiste nella realizzazione del *modello 3D*. La costruzione viene eseguita in modo interattivo, introducendo graficamente la struttura e controllando in ogni momento i dati ed i risultati.

Terminata la fase di costruzione del modello si passa a quella di *analisi*, divisa in due fasi; la prima in cui la struttura introdotta viene automaticamente schematizzata con il telaio equivalente tenendo conto della aperture, delle pareti confinanti, dei vincoli esterni con la determinazione automatica di maschi, fasce ed elementi rigidi. La seconda, in cui viene eseguita l'analisi statica non lineare.

È necessario sottolineare che *3Muri* è in grado anche di eseguire l'analisi dinamica modale.

V.1.1 Modellazione 3D della struttura

La modellazione è stata eseguita seguendo i 10 step che verranno descritti a seguire. Essendo i medesimi per ciascun livello, per brevità di trattazione verranno specificati solo per quello medio, indicato con "0". Verranno, infine, presentati in forma grafica per l'intero complesso.

Gli step di modellazione sono:

- **Step 1**: Pulizia dei rilievi geometrici CAD dai dettagli, non necessari ai fini della modellazione (es. infissi delle porte e delle finestre, frecce di direzione, quote e dimensioni, verde, piccoli manufatti esterni e interni, ecc).

  In questo modo, come osservabile in Fig. 45, il disegno viene ricondotto alla sola indicazione di pareti e aperture.

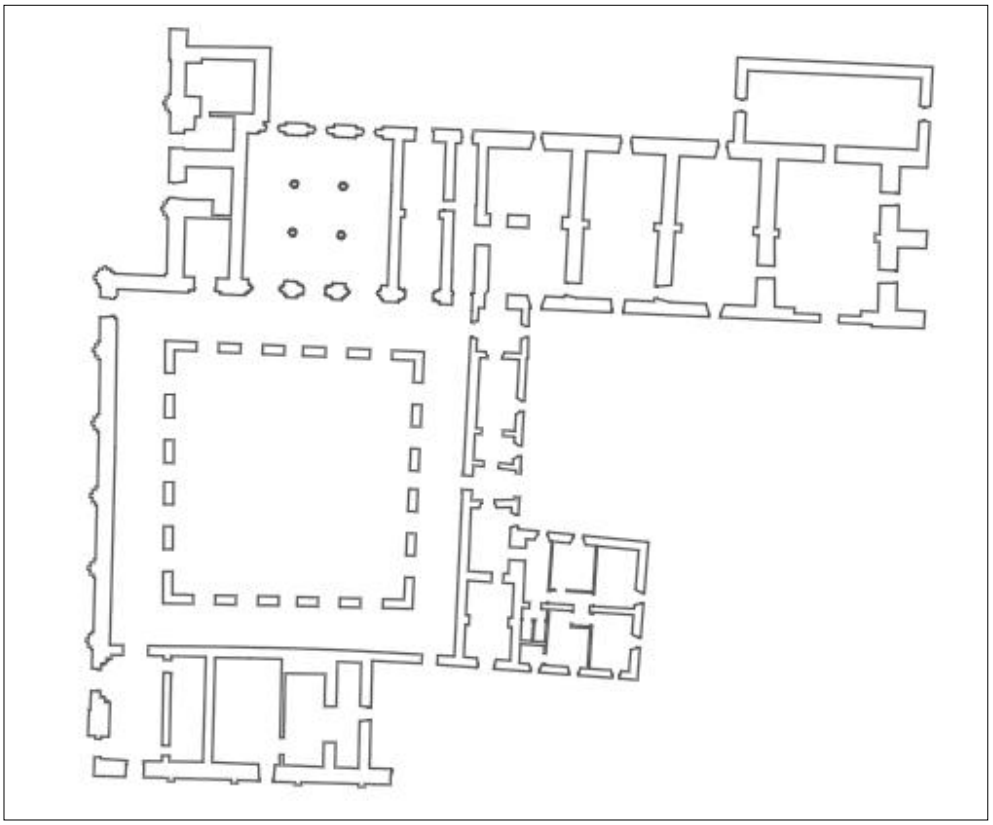


Fig. 45 – Planimetria di base del livello 0.

- **Step 2**: Tracciamento della *linea d'asse* delle pareti, indicazione della posizione delle aperture e di eventuali variazioni di spessore.

  Le variazioni di spessore che si è deciso di segnalare, nonché, di tener conto nella modellazione, sono quelle per cui la differenza relativa è risultata maggiore o uguale al 25%.

  In questa fase rientrano delle approssimazioni, obbligatorie, dovute ai limiti computazionali del software 3Muri. Nello specifico, come si legge nella guida, "*In 3Muri i segmenti murari contigui, appartenenti alla medesima retta, devono essere modellati mediante una parete unica. Il solutore accetta pareti contigue se esse vengono inserite con un angolo di deviazione maggiore di 8°*.".

Per cui, nel caso di pareti non perfettamente rettilinee, la linea d'asse è stata inserita mantenendola all'interno dello spessore delle pareti stesse.

Un'ulteriore limitazione riguarda le irregolarità. Se la parete muta il suo allineamento traslando (verso l'alto o il basso) di una quantità minore di 80 cm, è necessario omettere questa discontinuità e modellarla come unica. La Fig. 46 mostra una parete orizzontale che, all'intersezione con una parete di spina muta il suo allineamento traslando verso il basso della quantità AB.

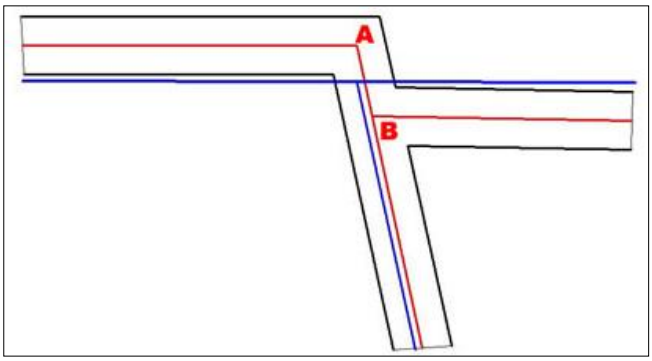


Fig. 46 – Esempio di variazione di allineamento di una parete.

La motivazione è riporta nella guida: "*La parete inclinata, se possiede un tratto AB di dimensioni estremamente limitate, al momento della creazione della mesh genera maschi murari stretti (quanto la distanza AB) ed alti (altezza di interpiano) che, data la limitata sezione orizzontale si romperanno già dai primi passi dell'analisi.*

Nella realtà è improbabile la rottura anticipata di tale elemento, la sua resistenza sarà supportata da tutte le pareti che confluiscono nel nodo. Eliminando queste irregolarità si stabilizza il calcolo, ottenendo risultati più affidabili."

In Fig. 47 è illustrata la planimetria con la linea d'asse del livello 0. In Fig.48, di seguito, è riportata la singola linea d'asse.

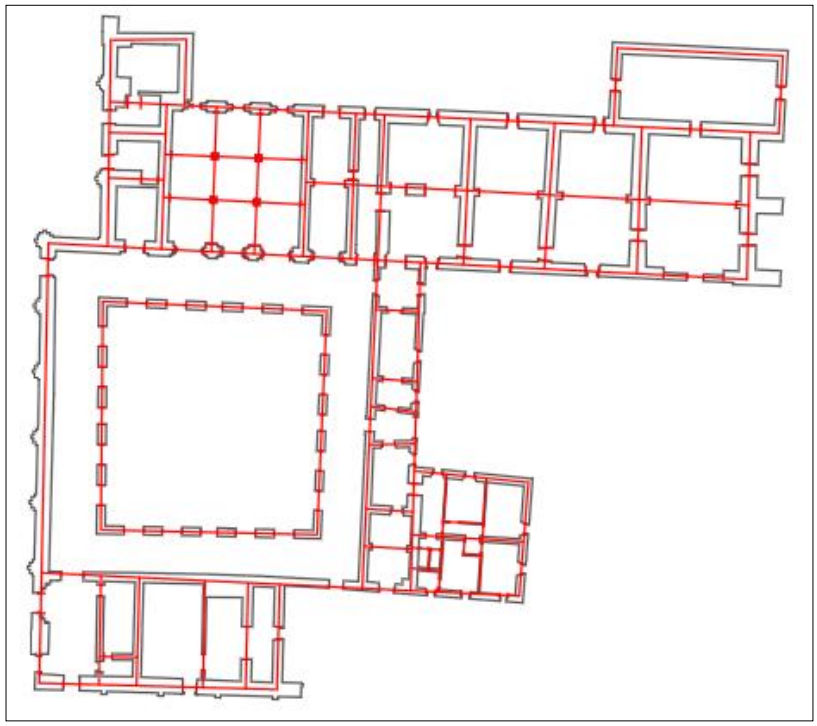


Fig. 47- Planimetria e linea d'asse delle pareti del livello 0 (in rosso).

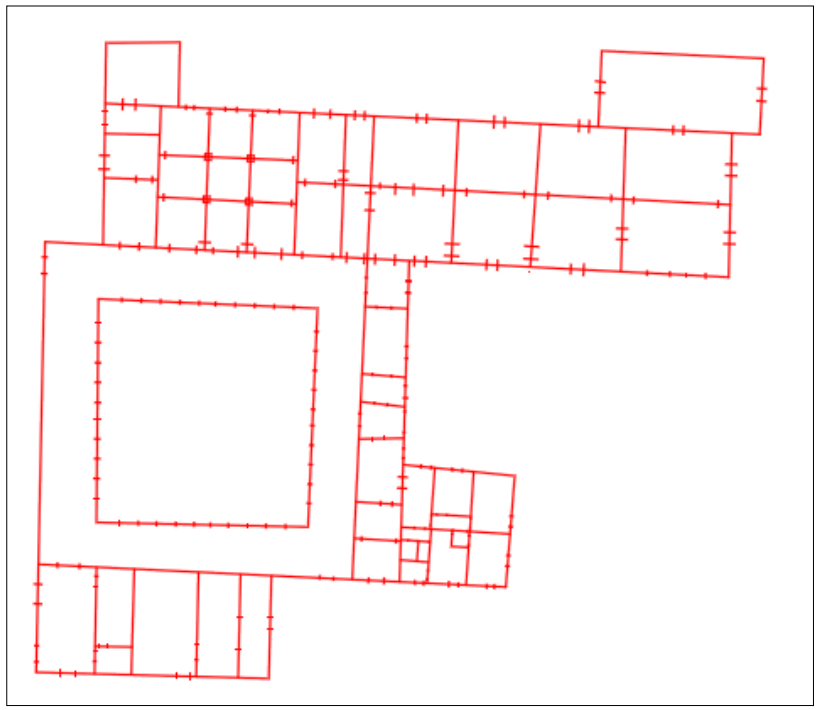


Fig. 48 – Linea d'asse del livello 0.

- **Step 3**: Sovrapposizione delle linee medie dei vari livelli e determinazione di un'unica linea, denominata *linea dxf*, valida per tutti. Le aperture e la loro posizione, invece, sono specifiche di ognuno.

  Questa operazione è dovuta all'impossibilità in 3Muri di modellare pareti in falso per cui la linea d'asse deve essere unica. Si fa notare però, che è possibile assegnare valori di spessore e materiale diversi tra un livello e l'altro.

  Si riporta in Fig. 49 il grafico di sovrapposizione. Mentre, in quella successiva, Fig. 50, la *linea dxf* specifica per il livello 0.

Fig. 49 – Grafico di sovrapposizione delle linee d'asse di tutti i livelli.

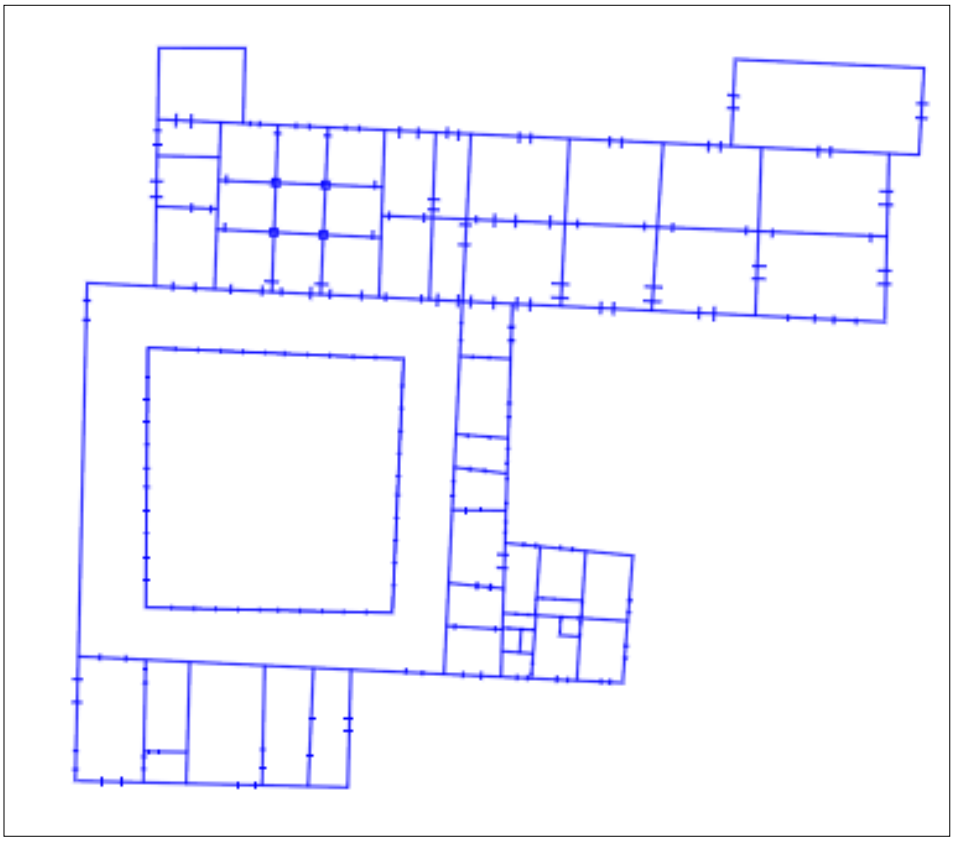


Fig. 50 – Linea dxf per il livello 0.

- **Step 4**: Creazione di un file di disegno *.dxf*, specifico di ogni livello, necessario per l'importazione delle piante nel software. Questo richiede di:

1. Posizionare l'origine del sistema di riferimento AutoCAD in uno dei vertici del disegno (della *linea dxf* nello specifico);
2. Definire i limiti dell'area grafica attorno alla pianta da importare;
3. Selezionare la pianta ed esplodere tutto;
4. Salvare il disegno in formato dxf/dwg versione "2000";

E' stato scelto il vertice in alto a destra, in corrispondenza della *Sala delle Erbe* perché è il corpo a quota più bassa e, quindi, quello da cui è necessario partire. Per tale motivo il disegno in pianta, a partire dalla Fig. 51, risulterà ruotato.

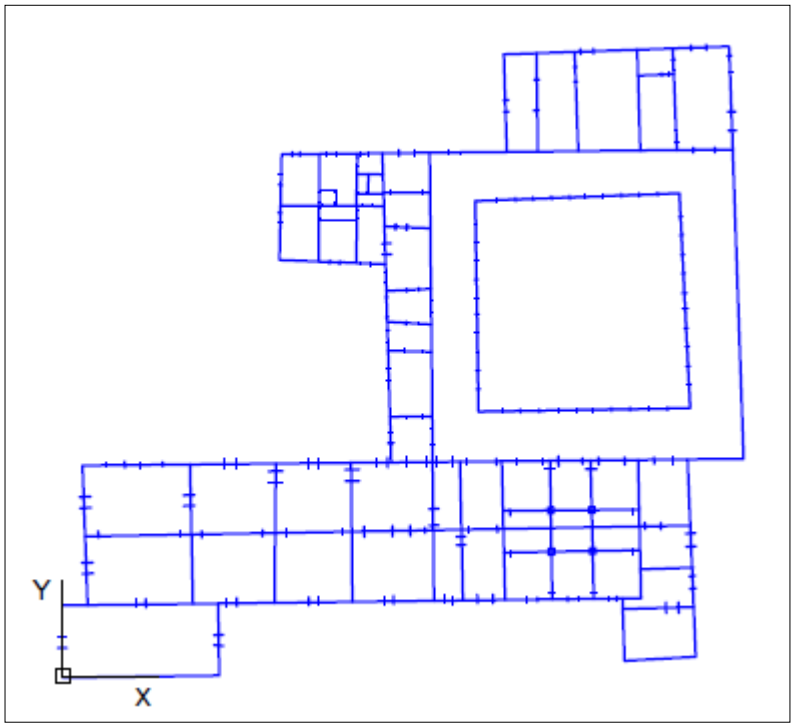


Fig. 51 - Disegno dxf per il livello 0.

- **Step 5**: Realizzazione del telaio della struttura, a partire dal livello più basso, rilucidando col comando *Inserimento pareti* la pianta del disegno *.dxf* di sfondo. Di seguito, in Fig. 52, il caso per il livello 0.

  Dal confronto con il disegno dxf di Fig. 49, è immediato notare che diverse pannelli non sono stati inseriti. Questo perché, come già detto per lo step 3, il programma non contempla la possibilità di inserire pareti in falso.

  Il contributo delle pareti mancanti è stato considerato inserendo una linea di carico rappresentativa del corrispondente peso proprio.

  Osservando la figura si vede che i nodi assumono colori differenti. In particolare:

  1. Nodo **Tipo1** [colore nero]: sono nodi che sono estremo di parete per una o più pareti;

2. Nodo **Tipo2** [colore verde]: sono nodi che oltre ad essere estremo di una parete, appartengono anche a un punto intermedio di un'altra parete;

3. Nodo **Tipo3** [colore giallo]: sono nodi che sono prodotti dall'intersezione di più pareti senza essere estremo di alcuna parete interessata.

Questo permette di effettuare un primo rapido controllo sulla correttezza della modellazione.

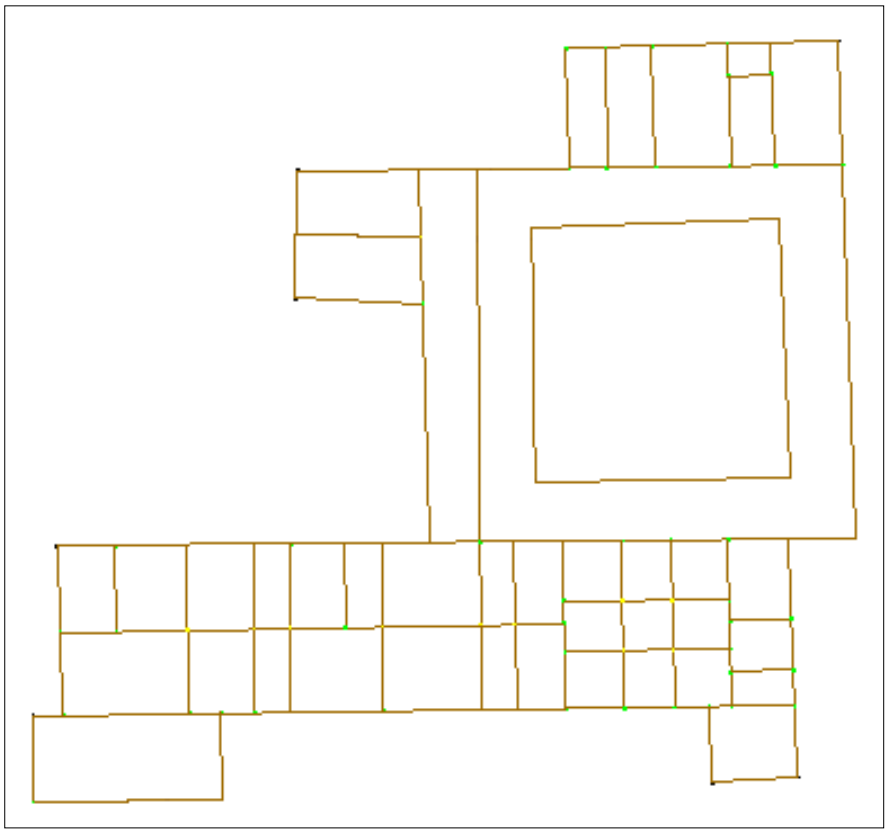


Fig. 52 – Disegno di base per il livello 0 in 3Muri.

- **Step 6**: Si passa alla cartella *Struttura* del software e al comando *Materiali*, dove possiamo definire le caratteristiche dei materiali. Nello specifico sono state definite le tre tipologie di muratura specificate nel Capitolo III (Tab. 4).

La Fig. 53 riporta, quindi, la finestra in cui si trovano le caratteristiche dei materiali muratura utilizzati. Quello denominato *Muratura* è presente di default in 3Muri.

Inoltre, a ciascun materiale viene associato un colore a scelta dell'utente che verrà utilizzato nella finestra di visualizzazione 3D. In questo caso, per coerenza di trattazione, sono stati adoperati gli stessi colori della classificazione descritta nel Capitolo III.

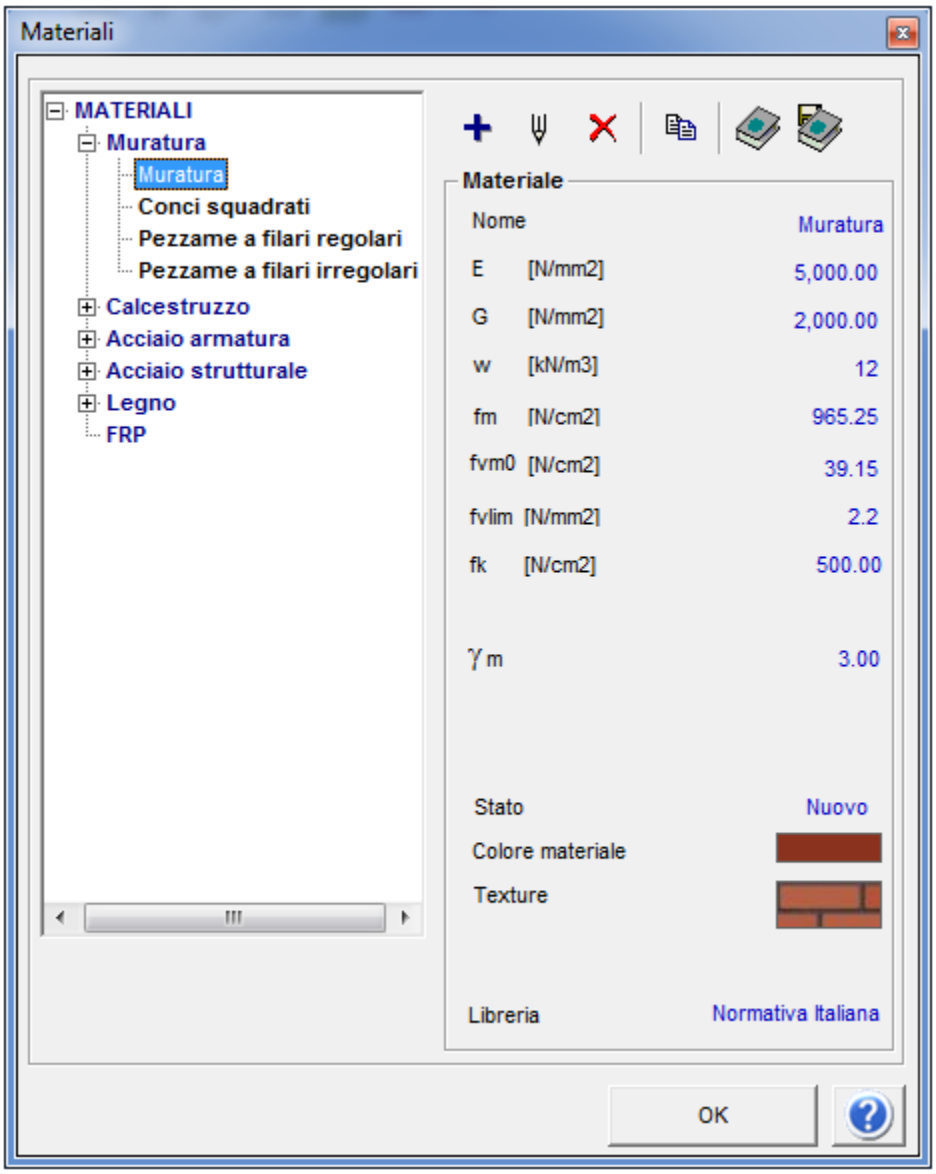


Fig. 53 – Finestra di definizione dei materiali adoperati per la modellazione.

- **Step 7**: Tramite il comando *Assegna attributi segmenti pareti* si attribuisce ad ogni pannello la tipologia, lo spessore e il materiale.

  La Fig. 54 presenta il caso di definizione di un pannello murario di altezza 380 cm, spessore 50 cm e materiale *pezzame a filari regolari*.

  Si fa notare che l'eccentricità tra i pannelli, dovuta alla rastremazione degli stessi, è utile esclusivamente per le verifiche statiche; anche se introdotta, non viene considerata in quelle sismiche, per cui è stata trascurata. Invece, la spunta *Fondazione* è inserita solo per i pannelli alla base, nonché poggianti su suolo.

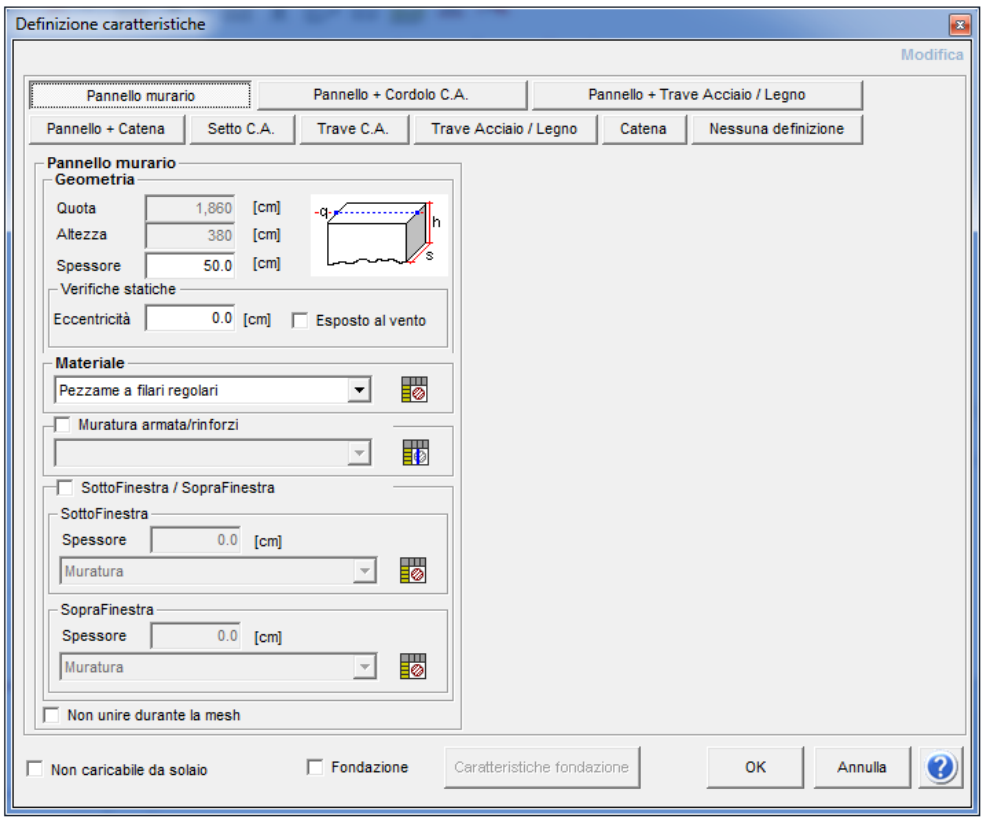


Fig. 54 – Finestra di definizione di pannello murario in 3Muri. Esempio di pannello di altezza 380 cm, spessore 50 cm e materiale pezzame a filari regolari.

- **Step 8**: Definiti i pannelli murari, è possibile procedere con l'inserimento delle aperture (porte e finestre), la cui posizione è stata indicata nel file *.dxf* di sfondo. Si accede al comando *Foro*, e definite le caratteristiche geometriche *h1*,

h2 e *a*, indicate in Fig. 55, l'inserimento avviene mediante dall'utilizzo degli snap alla grafica.

È necessario far notare che il software non permette di introdurre aperture di forma circolare. Per cui, nel caso di archi o bifore, si è scelto di inserire dei fori con altezza pari a quella massima, in chiave.

La Fig. 55, riporta il caso di una porta di dimensioni 115 x 200 cm.

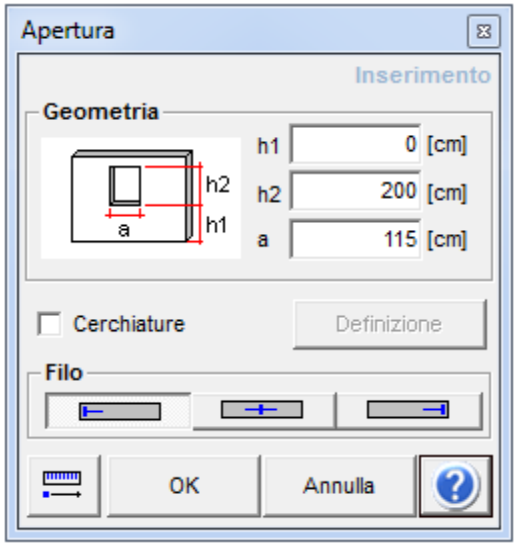


Fig. 55 – Finestra per l'inserimento delle aperture nei pannelli. Caso di una porta di dimensioni 115 x 200 cm.

- **Step 9**: Si introducono, poi, i solai con il comando *Solaio*. In particolare, scelta la tipologia e inseriti i parametri geometrico - meccanici dell'orizzontamento, si disegna la poligonale che delimita il solaio e si evidenzia, infine, la direzione di orditura. La stessa operazione può essere eseguita per le volte, attraverso il comando *Volta*. Dopo aver scelto la tipologia 3Muri ne calcola la rigidezza.

  La Fig. 56, riporta la finestra per l'inserimento dei suddetti parametri per la tipologia di orizzontamento in *Legno con travetti affiancati e tavolato semplice*.

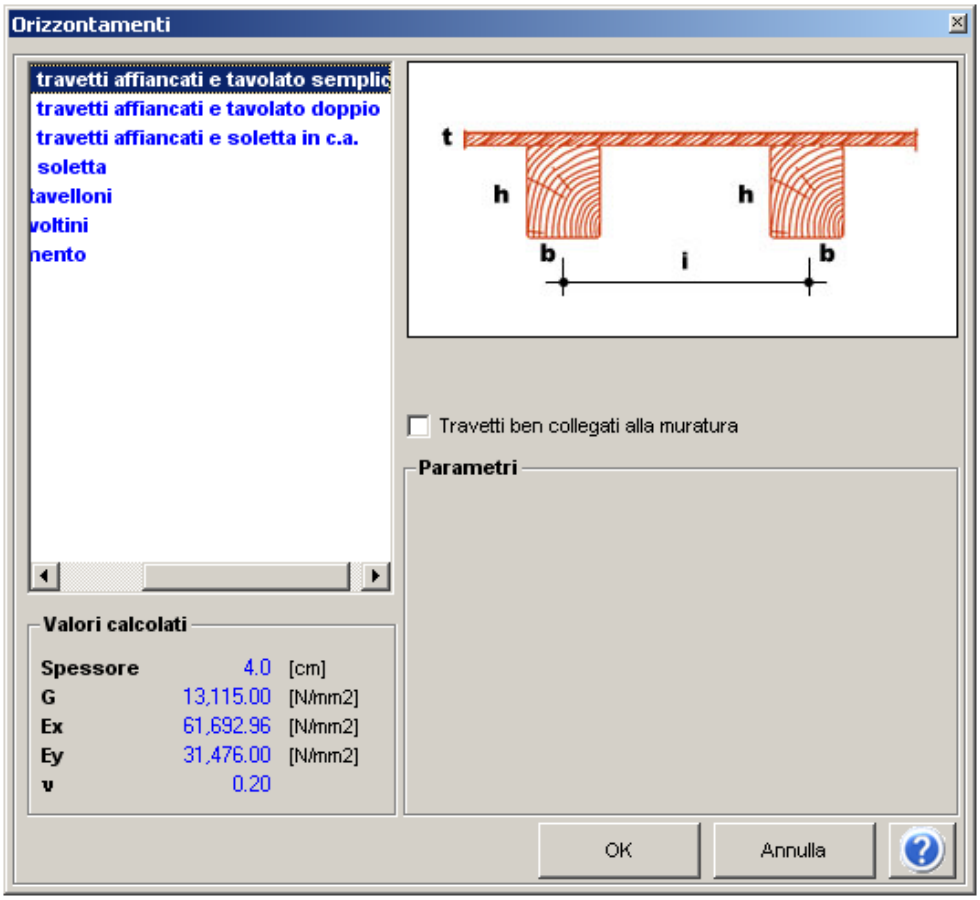


Fig. 56 – Finestra per l'inserimento, in 3Muri, dei parametri geometrico – meccanici per la tipologia di orizzontamento in legno con travetti affiancati e tavolato semplice.

La Fig. 57, invece, illustra la schermata per l'inserimento dei carichi.

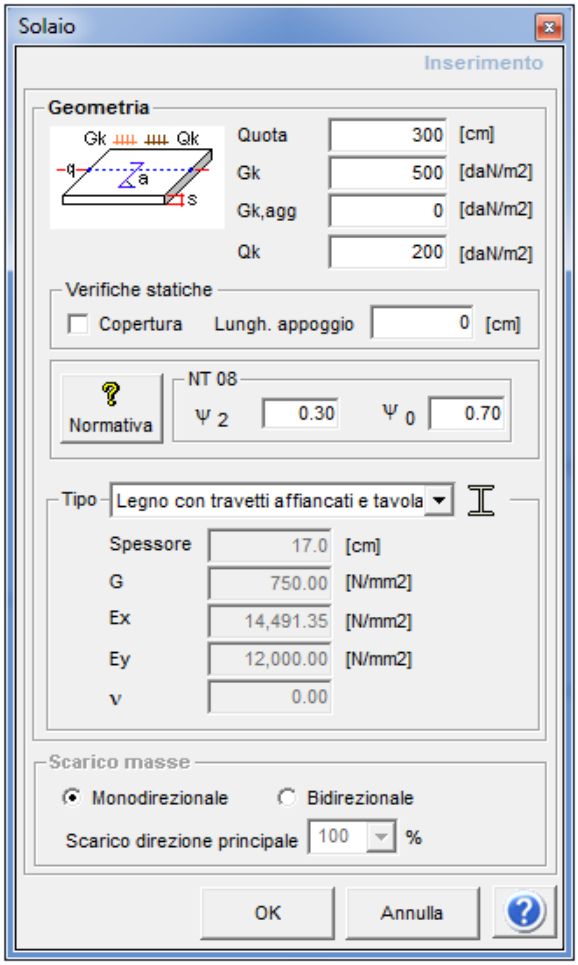


Fig. 57 – Finestra (di default) per l'inserimento, in 3Muri, dei carichi permanenti e variabili.

- **Step 10**: Inserimento delle coperture accedendo al modulo *3Muri Tetto*.

  La modellazione inizia tracciando gli assi delle travi del tetto, attraverso il comando *Profilo*; a queste si assegnano le caratteristiche desiderate, ad es. di pannello o di trave, analogamente a quanto visto per la Fase 7. La Fig 58, mostra il caso di assegnazione di trave il legno di dimensioni 20x20 cm.

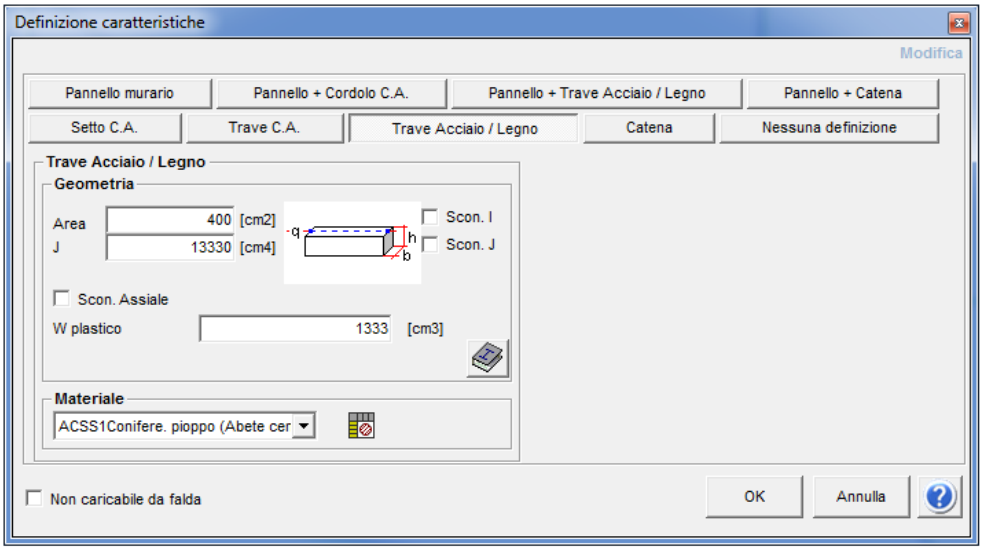


Fig. 58 – Finestra di definizione in 3Muri di una trave il legno di dimensioni 20x 20 cm.

Si prosegue con l'assegnazione delle quote degli elementi strutturali che costituiscono la copertura, con il comando *Quota nodo*, riportato in Fig. 59 Quindi, si inserisce il valore e si selezionano i nodi di interesse. I nodi quotati vengono rappresentati in grafica di colore magenta.

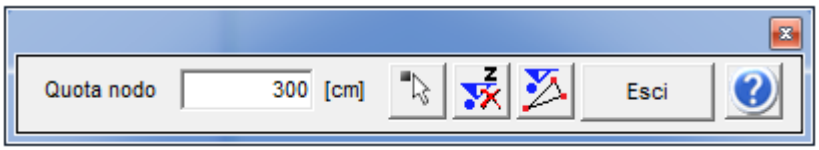


Fig. 59 – Finestra, del modulo 3Muri Tetto, per la definizione delle quote degli elementi della copertura.

Terminata la fase di quotatura dei nodi della copertura si possono inserire le caratteristiche geometriche e strutturali delle falde: si seleziona il comando *Falda* e si procede analogamente a quanto visto per il solaio.

È importante osservare che il modulo 3Muri Tetto prevede due opzioni per il funzionamento delle coperture: *Strutturale* e *Non strutturale*, gestibili dal comando *Gestione livelli*. Nella prima le strutture del tetto partecipano con la struttura sottostante alla resistenza sismica globale, con la seconda le strutture sono semplicemente portate, per esempio per i tetti in legno non collaboranti

che contribuiscono solo con la loro massa; in quest'ultimo caso il software si limita a calcolare i pesi, attribuiti automaticamente al solaio sottostante.

Nel caso in esame, l'opzione scelta è stata quella di tetto *Non strutturale*.

Altre approssimazioni e/o criteri adottati

a) Trasformazione in aperture per i tratti di pannello con riduzione nello spessore rilevante, maggiore del 75%, di quello principale.

b) Assegnazione di un unico valore di spessore, calcolato come media pesata sulla lunghezza, per i pannelli che presentavano variazioni in spessore minori del 25%.

c) Esclusione, per i limiti computazionali di 3Muri, di alcuni elementi come *scale, contrafforti* e *capriate*.

Vengono ora presentati i risultati ottenuti per l'intero complesso. In Fig. 60 le planimetrie "pulite", in Fig. 61 le linee d'asse, in Fig. 62 i disegni dxf, e infine due visualizzazioni 3D del modello 3Muri, in Fig. 63 e 64.

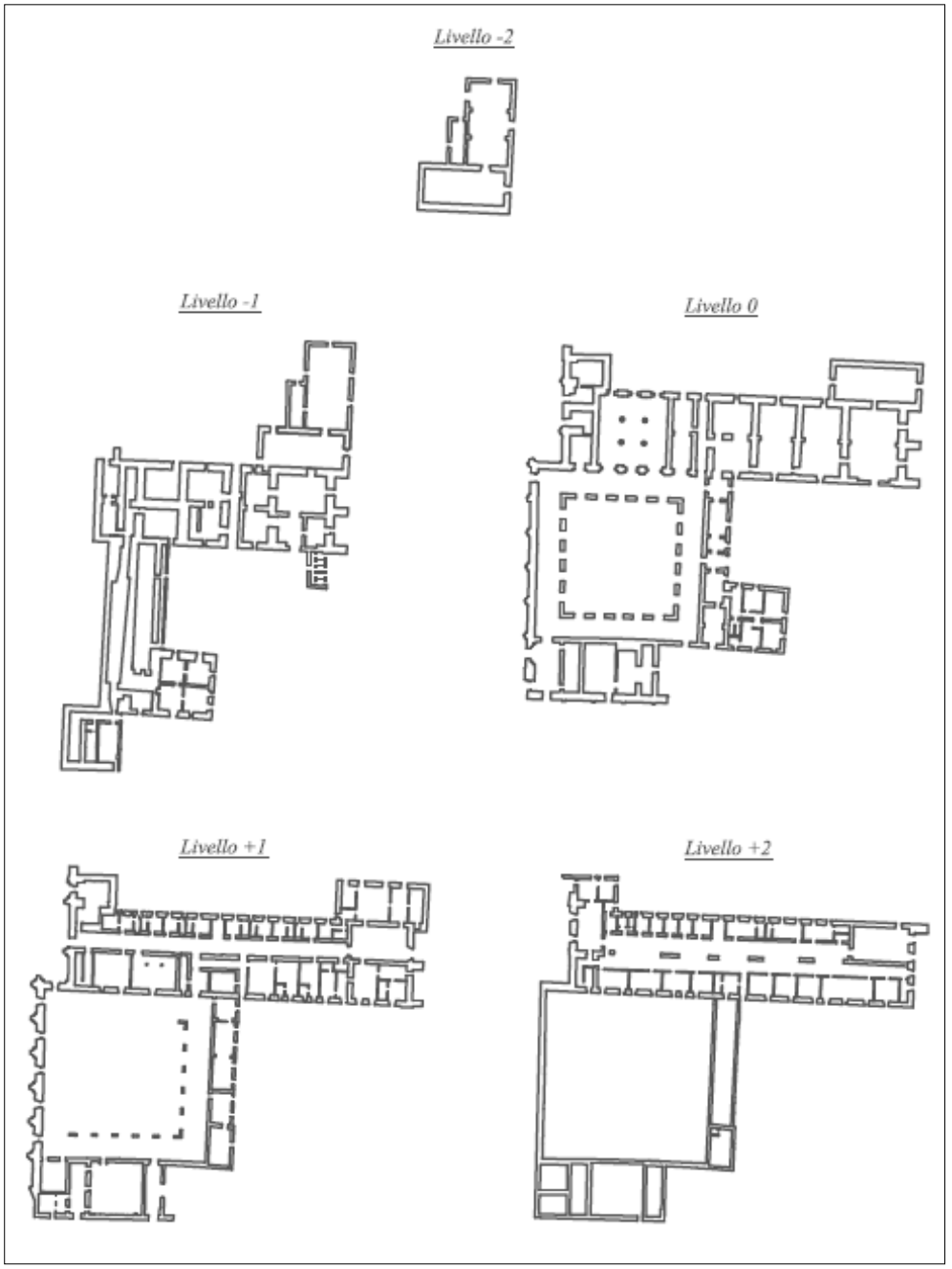


Fig. 60 – Planimetrie di base dell'intera struttura.

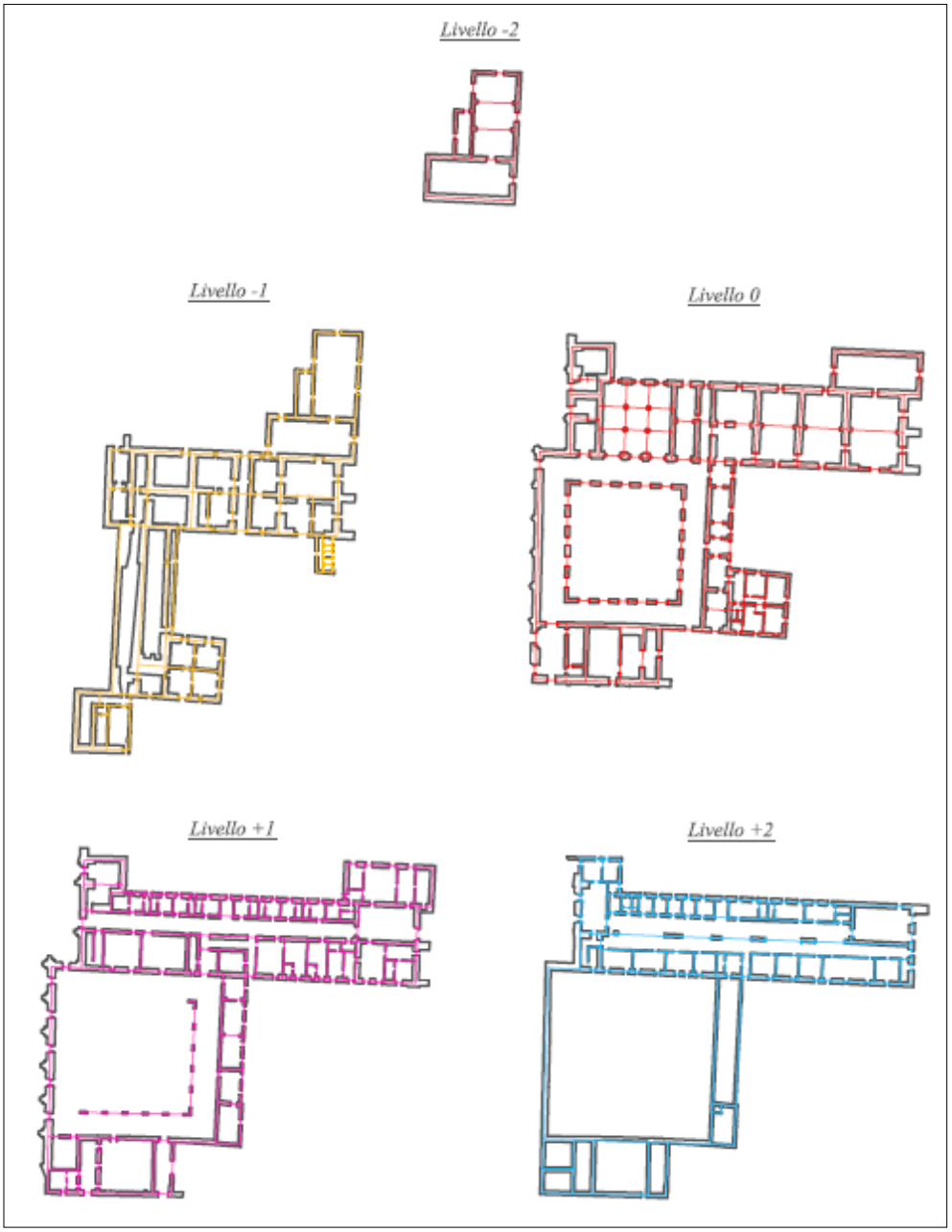


Fig. 61 – Linee d'asse per tutti i livelli.

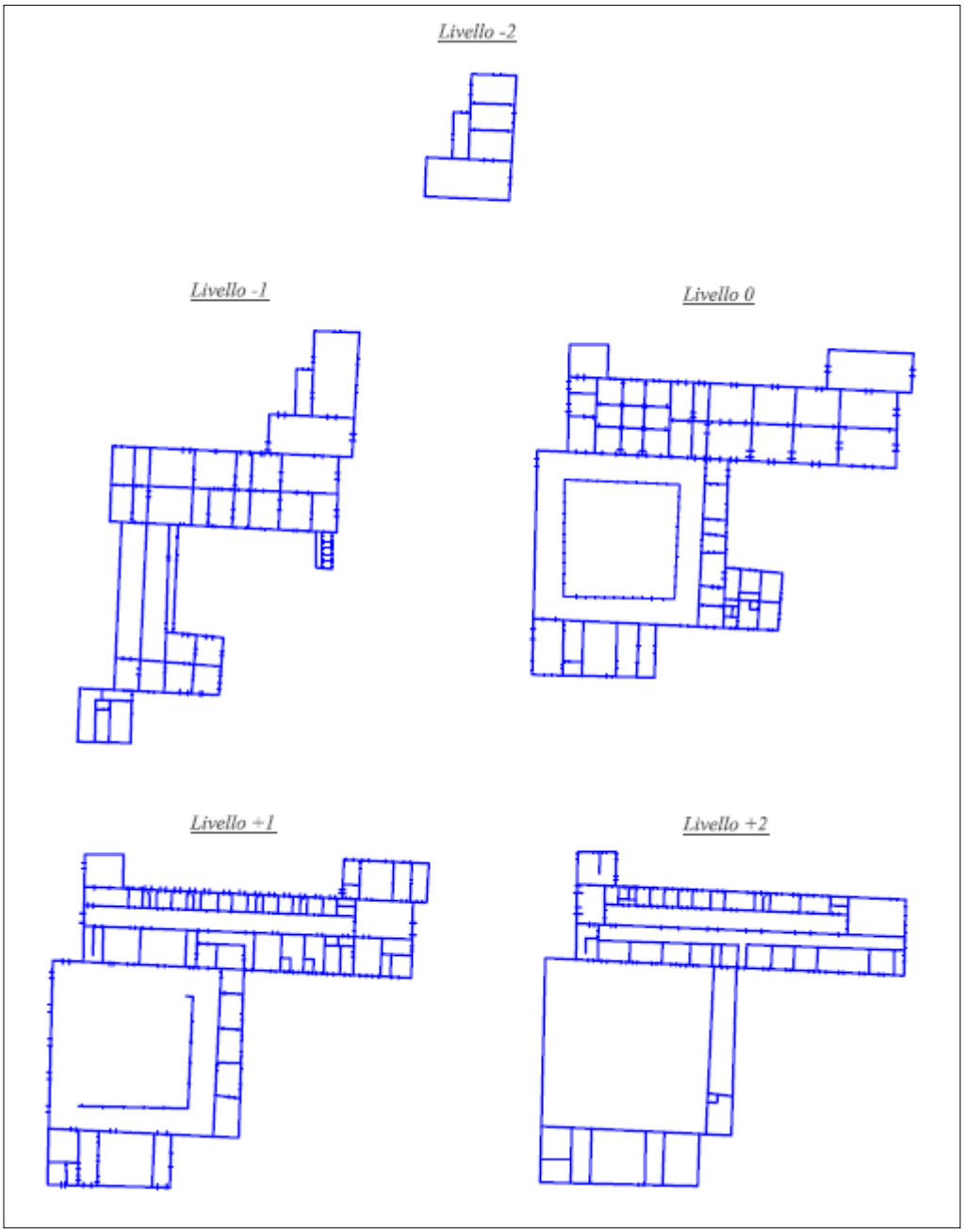


Fig. 62 – Linee dxf per tutti i livelli dell'abbazia.

Vengono ora presentate le immagini del modello 3D della struttura. I colori adoperati corrispondono a quelli indicati nella classificazione delle murature, al paragrafo III.2.

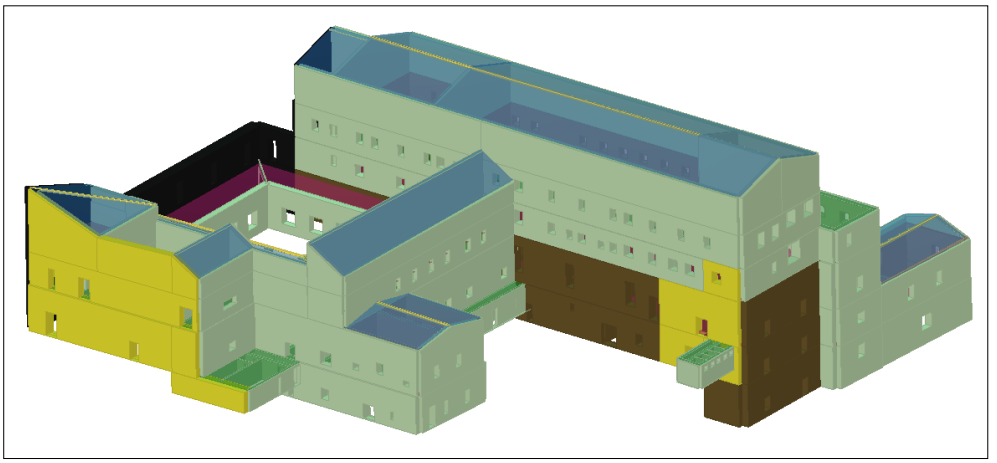


Figura 63 – Modello della struttura, vista 3D n°1.

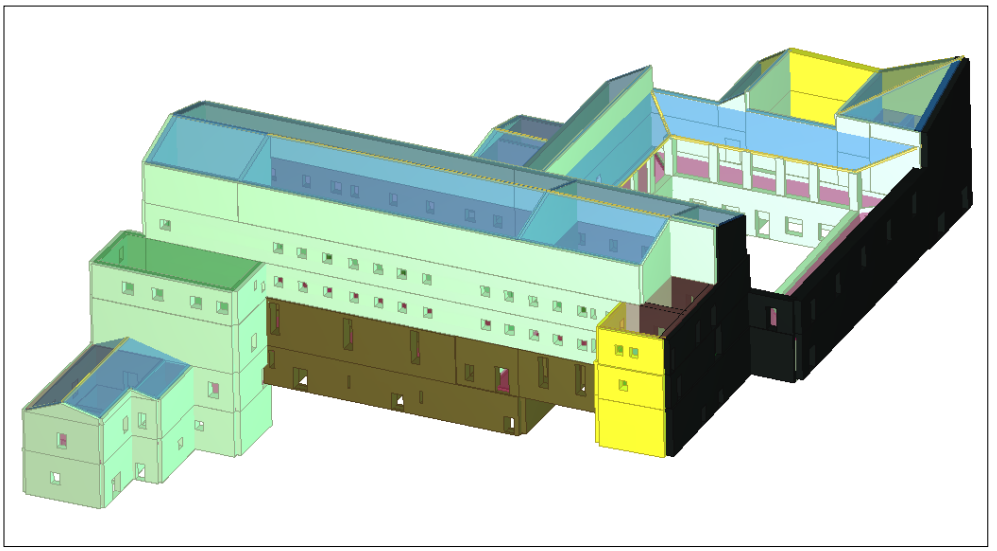


Figura 64 – Modello della struttura, vista 3D n°2.

V.1.2 Analisi

V.1.2.1 Analisi dinamica modale

Preliminarmente alle verifiche statiche non linerari vengono presentati i risultati dell'analisi dinamica modale. Nello specifico, viene riportata la tabella con la lista delle forme modali. È stato scelto un numero di modi affinché, come prescritto dalle norme al §7.3.3.1, la massa partecipante totale sia superiore all'85%. La tabella è così realizzata:

Modo: Numero identificativo della forma modale;

T: Periodo fondamentale;

$\mathbf{m_x}$: Massa partecipante in direzione x;

$\mathbf{M_x}$: Percentuale di massa partecipante in direzione x;

$\mathbf{m_y}$: Massa partecipante in direzione y;

$\mathbf{M_y}$: Percentuale di massa partecipante in direzione y;

$\mathbf{m_z}$: Massa partecipante in direzione z;

$\mathbf{M_z}$: Percentuale di massa partecipante in direzione z;

Tabella 49 – Lista delle forme modali.

Modo	T	m_x	M_x	m_y	M_y	m_z	M_z
-	s	kg	%	kg	%	kg	%
1	0.46259	976	0.00	5,656,441	25.69	215	0.00
2	0.33748	9,639,491	43.81	500,801	2.27	6,079	0.03
3	0.32834	1,897,818	8.63	2,866,406	13.02	1,574	0.01
4	0.27063	3,679,064	16.72	170,093	0.77	1,607	0.01
5	0.26019	378,010	1.72	863	0.00	641	0.00
6	0.23832	144,593	0.66	6,105,872	27.73	3,170	0.01
7	0.23200	415,495	1.89	30,519	0.14	24	0.00
8	0.20890	4,712	0.02	289,826	1.32	238	0.00

9	0.20623	9,705	0.04	6,895	0.03	95	0.00
10	0.19487	15	0.00	253,186	1.15	658	0.00
11	0.19265	15,190	0.07	106,335	0.48	1,128	0.01
12	0.18715	3,507	0.02	596,202	2.71	183	0.00
13	0.18115	1,929	0.01	107,283	0.49	145	0.00
14	0.17559	3,346	0.02	1,038,321	4.71	514	0.00
15	0.17003	4,785	0.02	135,383	0.61	3,993	0.02
16	0.16754	16,313	0.07	2,079	0.01	6,654	0.03
17	0.16050	16,223	0.07	63,358	0.29	27,937	0.13
18	0.15666	536,966	2.44	149,420	0.68	459,902	2.09
19	0.15108	4,550	0.02	4,131	0.02	161,916	0.73
20	0.15060	511,533	2.32	40,290	0.18	31,769	0.14
21	0.14784	137,375	0.62	2,754	0.01	115,063	0.52
22	0.14725	260,172	1.18	72,625	0.33	1,652	0.01
23	0.14433	1,354	0.01	1,626	0.01	3,862	0.02
24	0.14410	355,532	1.62	98,385	0.45	77,969	0.35
25	0.14371	261,431	1.19	94,790	0.43	33,524	0.15
26	0.14040	88,134	0.40	519,773	2.36	62	0.00
27	0.13985	2,962	0.01	169,147	0.77	1,068,920	4.85
28	0.13834	24	0.00	434	0.00	4,410	0.02
29	0.13383	42,260	0.19	27	0.00	1,984,898	9.00
30	0.13094	4,364	0.02	110,249	0.50	15,062	0.07
31	0.12856	1,724	0.01	6,010	0.03	105,152	0.48
32	0.12756	18,871	0.09	78,847	0.36	333,827	1.51
33	0.12563	353,808	1.61	39,677	0.18	23,682	0.11

Per semplicità si riportano solo le deformate dei primi due modi di vibrazione:

- Fig. 65: Modo 1, Livello 0 → Scala Def. Pianta = 100

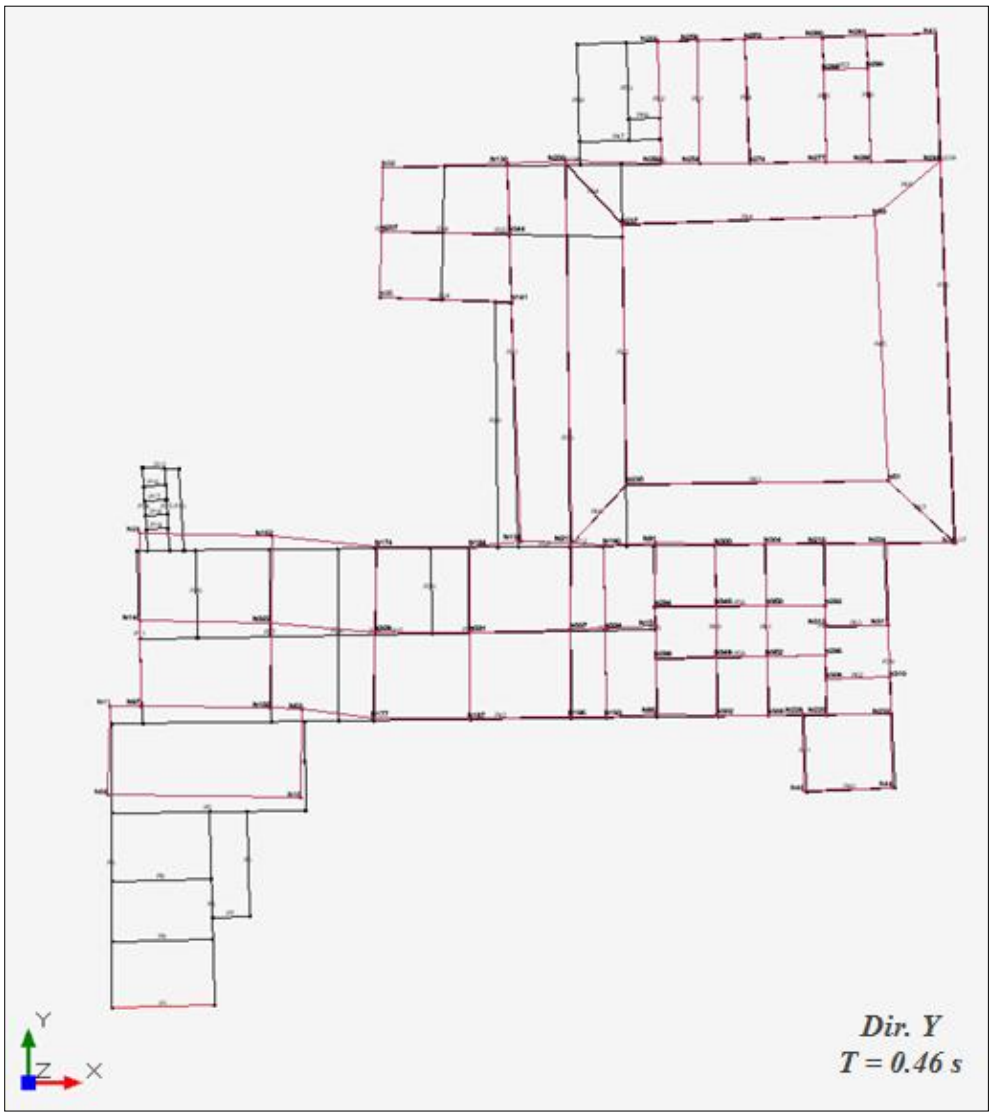


Figura 65 – Modo di vibrazione 1: traslazionale in direzione Y.

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione Y è stato confrontato con quello approssimato previsto dalla normativa determinato secondo l'espressione (2.16). In particolare, assumendo $C_l = 0.05$ e in riferimento ad un'altezza H pari a 24 m, si ottiene un valore pari a 0.54 sec. Contro un T_1 ottenuto dall'analisi dinamica modale di 0.46 sec si ha una differenza pari al 15%.

ꕤ Fig. 66: Modo 2, Livello 0 → Scala Def. Pianta = 100

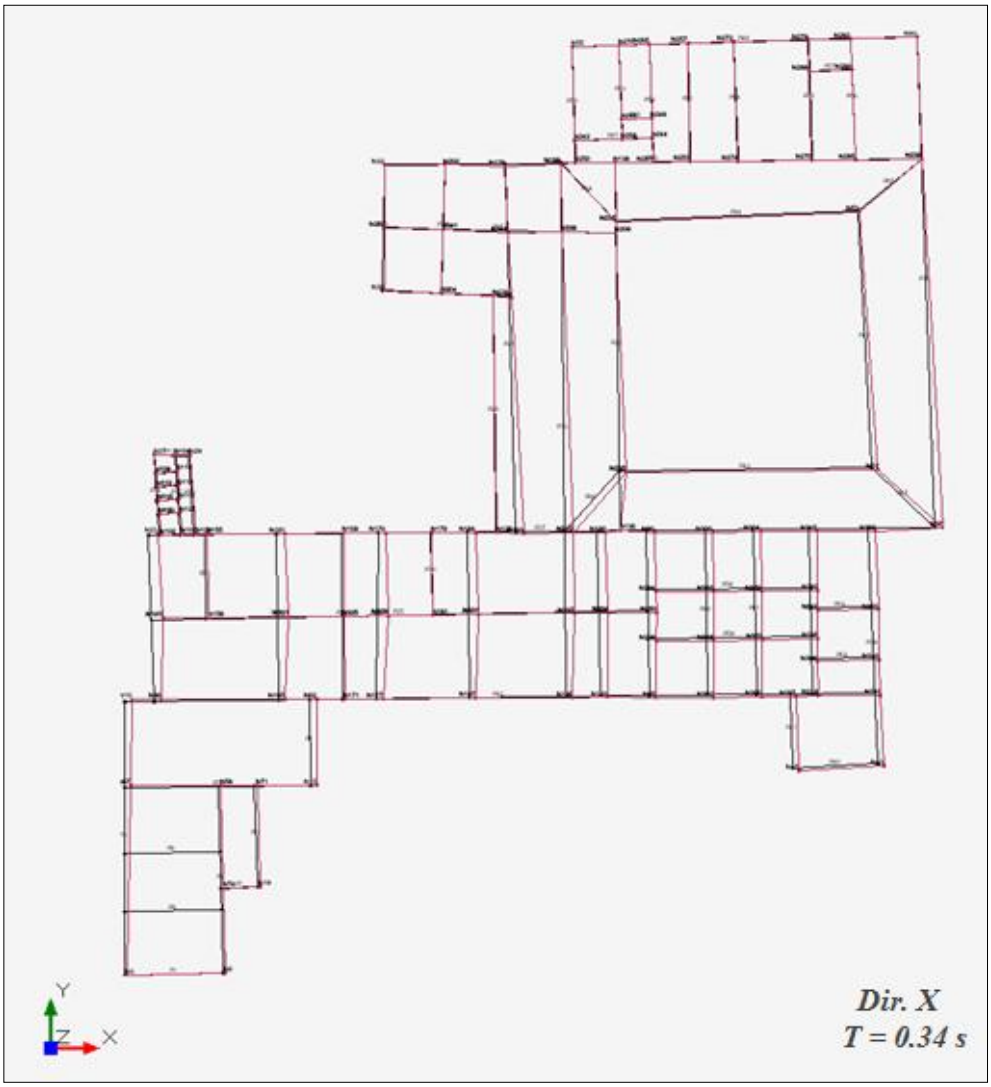


Figura 66 – Modo di vibrazione 2: traslazionale in direzione X.

V.1.2.2 Costruzione del telaio equivalente

Definita la geometria strutturale dell'edificio, come assemblaggio di pannelli murari, un algoritmo riconosce le connessioni tra di essi e provvede ad identificare automaticamente *maschi*, *fasce* e *nodi*, creando la struttura da analizzare.

Il modulo più semplice prevede la contiguità degli elementi fascia e maschio adiacenti all'apertura come rappresentato nella Fig. 67. Gli elementi non confinanti sono considerati infinitamente rigidi.

Come in una struttura in c.a. le travi e i pilastri confluiscono nei nodi, anche nel caso della modellazione a telaio equivalente i maschi murari (equivalenti ai pilastri) incontrano le fasce (equivalenti alle travi) nei nodi rigidi indicati in rosso.

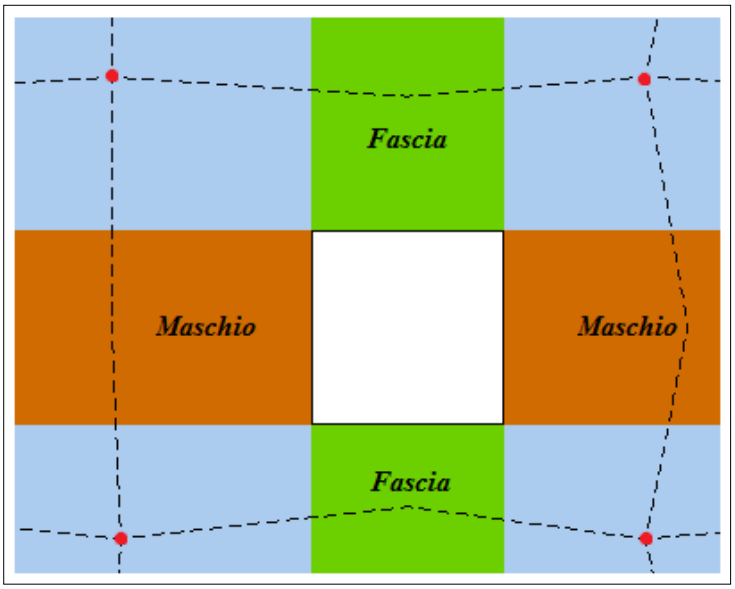


Figura 67 – Schematizzazione a telaio equivalente in 3 Muri.

Le figure 69 e 69 riportano la visualizzazione 3D del telaio equivalente costruito a partire dalla struttura in muratura.

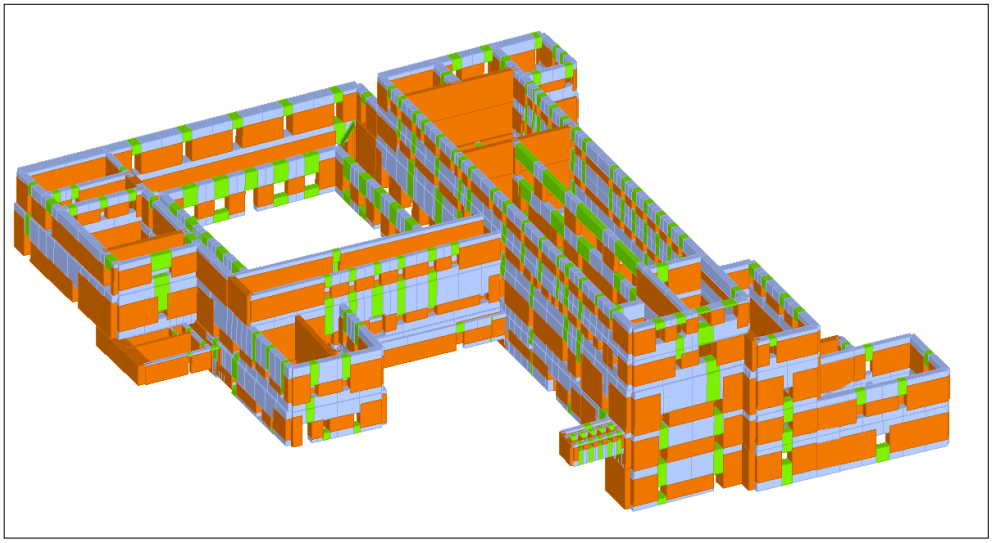


Figura 68 – Telaio equivalente, vista 3D n°1.

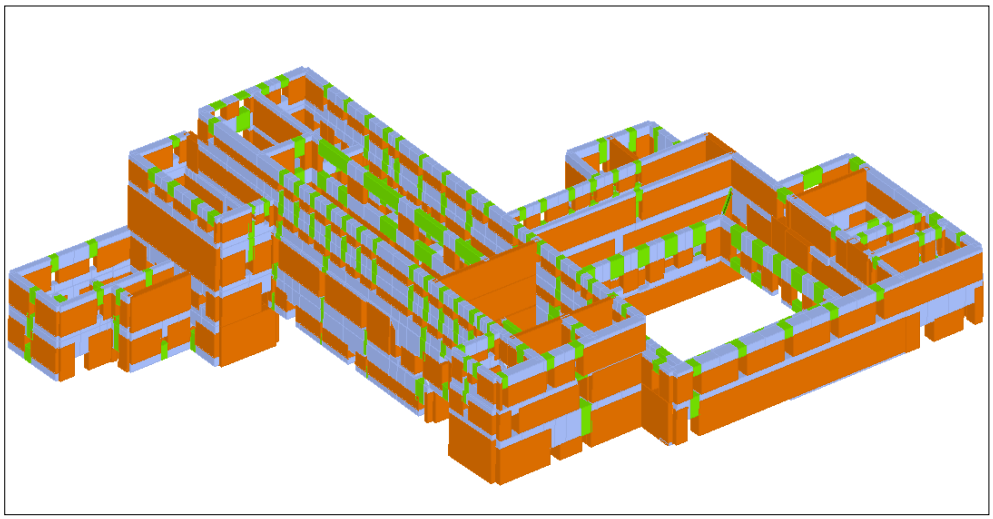


Figura 69 – Telaio equivalente, vista 3D n°2.

V.1.2.3 Analisi statica non lineare

Il programma prevede 24 condizioni di carico e, dunque, 24 push-over per tener conto del sisma secondo X e Y nei due versi e delle eccentricità accidentali richieste da normativa. La distribuzione delle forze sismiche è proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare. In questa fase viene eseguito il calcolo con la normativa scelta (Decreto Ministeriale 2008, O.P.C.M. 3274, Decreto Ministeriale 2005 e Decreto Ministeriale 1996).

La schermata *Verifica analisi*, (es. in Fig. 66), permette di visualizzare i risultati del calcolo sismico svolto sul modello. In particolare, riassume i parametri di verifica mostrando quali risultano soddisfatte e quali no.

Le celle evidenziate in verde indicano il superamento delle verifiche, di contro quelle rosse indicano il mancato superamento.

Le analisi che possiedono i valori di α_u minimi sono quelle più restrittive, per questo la finestra dei risultati evidenzia in giallo le due analisi con α_u minimi, una per la direzione X e una per la direzione Y.

Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano i casi in cui in cui il livello di rischio è prossimo a quello definito dalle norme, mentre valori bassi, prossimi a zero caratterizzano casi ad elevato rischio. Questi parametri vengono calcolati secondo le espressioni indicate nel seguito:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA} \qquad (5.1)$$

con PGA_{DS} = *accelerazione stimata di danno severo*

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA} \qquad (5.2)$$

con PGA_{DL} = *accelerazione stimata di danno lieve.*

Secondo le indicazioni da normativa sono eseguite le seguenti verifiche:

- ***Stato limite Ultimo (SLV)*** → $D_{max}^{SLV} \leq D_{u}^{SLV}$

  D_{max}: spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

  D_u: spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

  q*(<3): rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

- ***Stato limite di Danno (SLD)*** → $D_{max}^{SLD} \leq D_{d}^{SLD}$

  D_{max}^{SLD}: spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

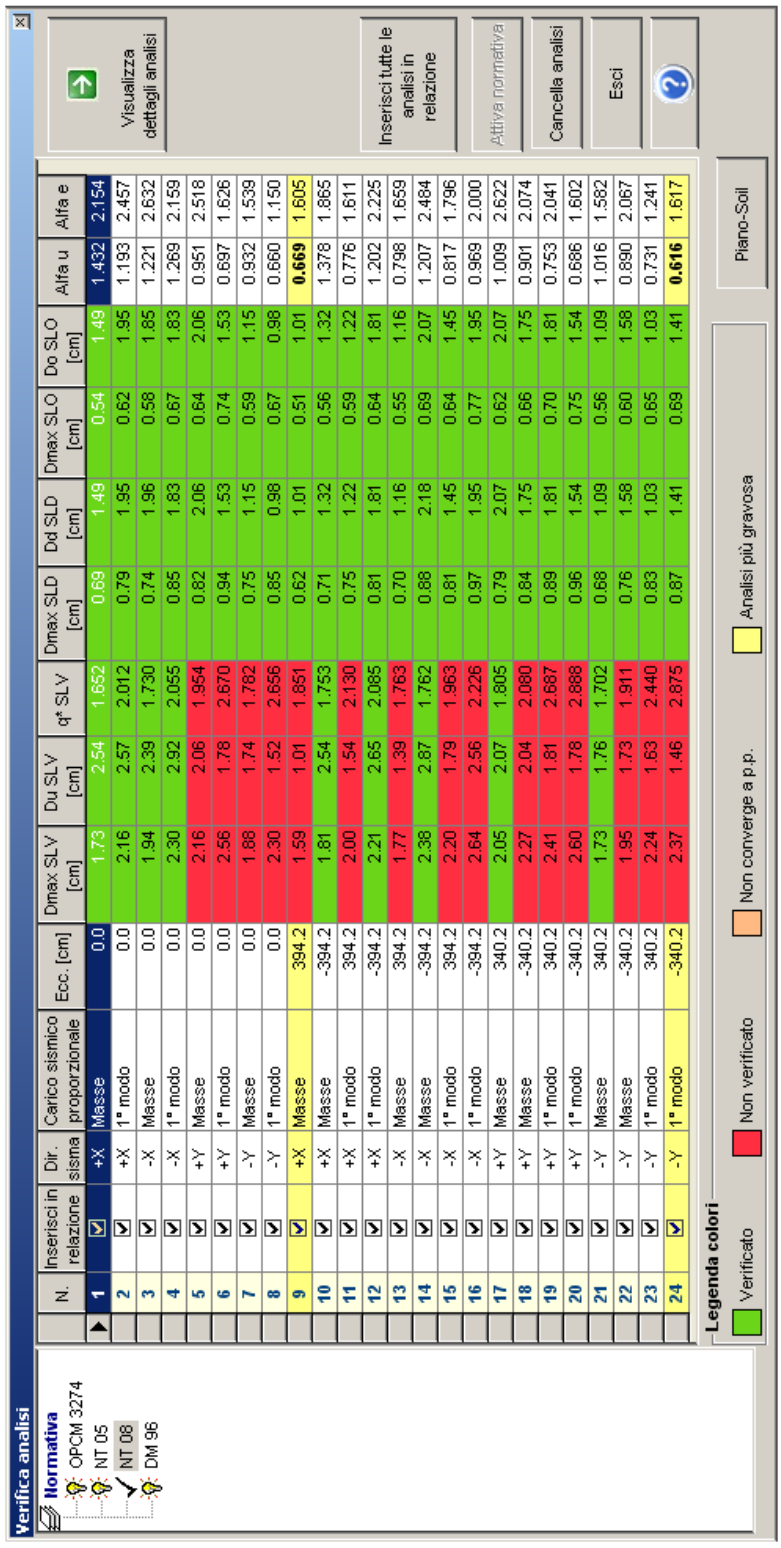
  D_{d}^{SLD}: spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

- ***Stato limite di Operatività (SLO):*** $D_{max}^{SLO} \leq D_{o}^{SLO}$

  D_{max}^{SLO} : spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

  D_{o}^{SLO}: spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

  In Fig. 70 e 71, si riportano i risultati dell'analisi push-over per classe d'uso III e II rispettivamente.



N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	☑	+X	Masse	0.0	1.73	2.54	1.652	0.69	1.49	0.54	1.49	1.432	2.154
2	☑	+X	1° modo	0.0	2.16	2.57	2.012	0.79	1.95	0.62	1.95	1.193	2.457
3	☑	-X	Masse	0.0	1.94	2.39	1.730	0.74	1.96	0.58	1.85	1.221	2.632
4	☑	-X	1° modo	0.0	2.30	2.92	2.055	0.85	1.83	0.67	1.83	1.269	2.159
5	☑	+Y	Masse	0.0	2.16	2.06	1.954	0.82	2.06	0.64	2.06	0.951	2.518
6	☑	+Y	1° modo	0.0	2.56	1.78	2.670	0.94	1.53	0.74	1.53	0.697	1.626
7	☑	-Y	Masse	0.0	1.88	1.74	1.782	0.75	1.15	0.59	1.15	0.932	1.539
8	☑	-Y	1° modo	0.0	2.30	1.52	2.656	0.85	0.98	0.67	0.98	0.660	1.150
9	☑	+X	Masse	394.2	1.59	1.01	1.851	0.62	1.01	0.51	1.01	**0.669**	1.605
10	☑	+X	Masse	-394.2	1.81	2.54	1.753	0.71	1.32	0.56	1.32	1.378	1.865
11	☑	+X	1° modo	394.2	2.00	1.54	2.130	0.75	1.22	0.59	1.22	0.776	1.611
12	☑	+X	1° modo	-394.2	2.21	2.65	2.085	0.81	1.81	0.64	1.81	1.202	2.225
13	☑	-X	Masse	394.2	1.77	1.39	1.763	0.70	1.16	0.55	1.16	0.798	1.659
14	☑	-X	Masse	-394.2	2.38	2.87	1.762	0.88	2.18	0.69	2.07	1.207	2.484
15	☑	-X	1° modo	394.2	2.20	1.79	1.963	0.81	1.45	0.64	1.45	0.817	1.796
16	☑	-X	1° modo	-394.2	2.64	2.56	2.226	0.97	1.95	0.77	1.95	0.969	2.000
17	☑	+Y	Masse	340.2	2.05	2.07	1.805	0.79	2.07	0.62	2.07	1.009	2.622
18	☑	+Y	Masse	-340.2	2.27	2.04	2.080	0.84	1.75	0.66	1.75	0.901	2.074
19	☑	+Y	1° modo	340.2	2.41	1.81	2.687	0.89	1.81	0.70	1.81	0.753	2.041
20	☑	+Y	1° modo	-340.2	2.60	1.78	2.888	0.96	1.54	0.75	1.54	0.686	1.602
21	☑	-Y	Masse	340.2	1.73	1.76	1.702	0.68	1.09	0.56	1.09	1.016	1.582
22	☑	-Y	Masse	-340.2	1.95	1.73	1.911	0.76	1.58	0.60	1.58	0.890	2.067
23	☑	-Y	1° modo	340.2	2.24	1.63	2.440	0.83	1.03	0.65	1.03	0.731	1.241
24	☑	-Y	1° modo	-340.2	2.37	1.46	2.875	0.87	1.41	0.69	1.41	**0.616**	1.617

Figura 70 – Risultati calcolo sismico per Cu III.

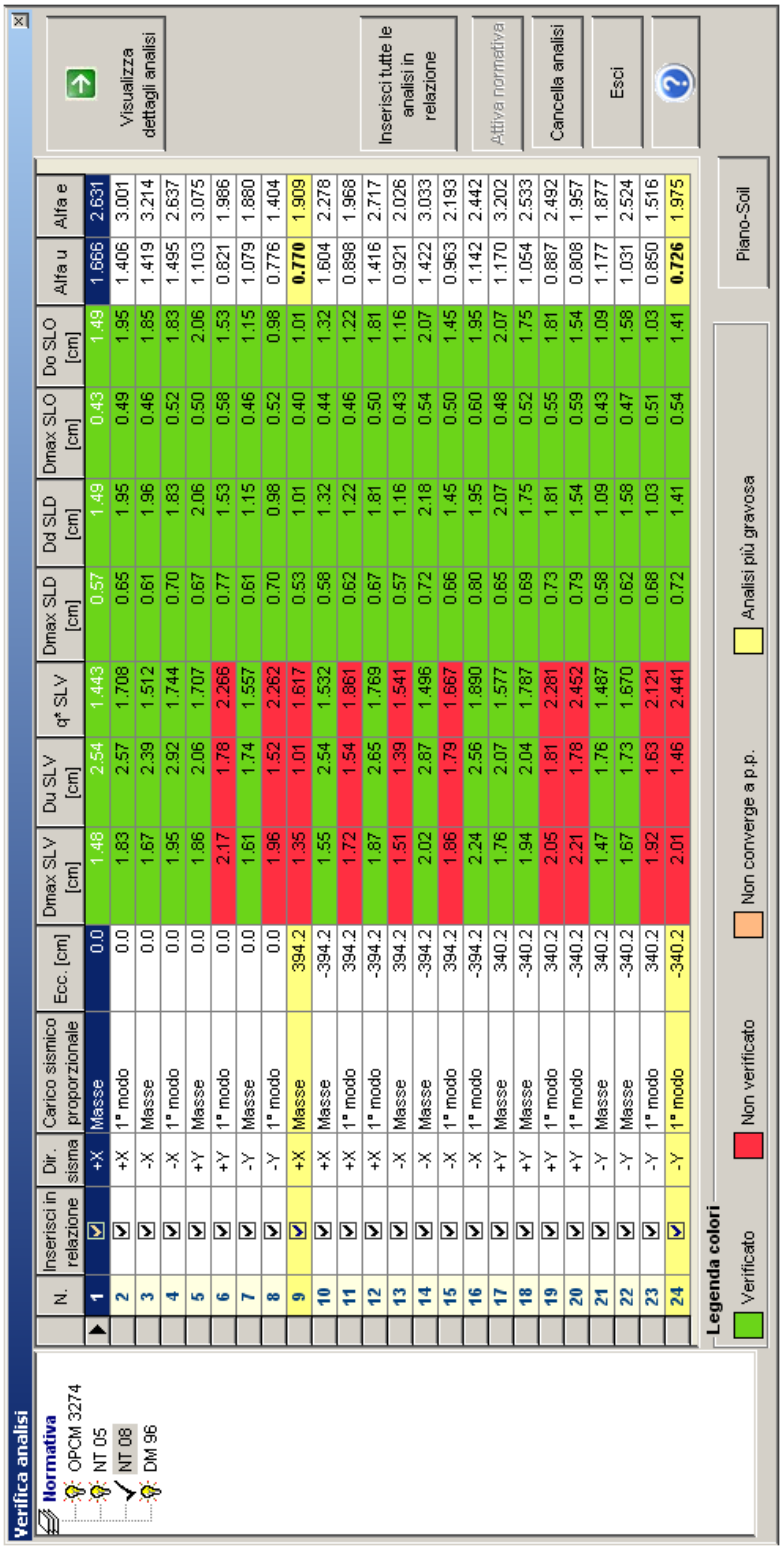


Figura 71 – Risultati calcolo sismico per Cu II.

Si sintetizzano, nella tabella sottostante, le analisi che non sono soddisfatte per la verifica in classe d'uso III e che lo sono, o meno, in quella II:

Tabella 50 – Analisi non verificate in C_U III

N.	DIREZIONE SISMA	CARICO SISMICO PROPORZIONALE	VERIFICATO IN C_U II
5	+Y	Masse	SI
6	+Y	1° modo	NO
7	-Y	Masse	SI
8	-Y	1° modo	NO
9	+X	Masse	NO
11	+X	1° modo	NO
13	-X	Masse	NO
15	-X	1° modo	NO
16	-X	1° modo	SI
18	+Y	Masse	SI
19	+Y	1° modo	NO
20	+Y	1° modo	NO
22	-Y	Masse	SI
23	-Y	1° modo	NO
24	-Y	1° modo	NO

∞ Coefficienti di vulnerabilità

Nella Tab. 51 si riportano i parametri di sicurezza sismica per Cu III, in cui:

T_R C = T_{SLV} = Capacità

PGA C = a_{SLV} = Capacità

PGA D = $a_{g,SLV}$ = Domanda

α T_R = I_S = Indice di sicurezza sismica

α PGA = f_a = Fattore di accelerazione

Tabella 51 - Parametri di sicurezza sismica per Cu III

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	T_R C	T_R D	α T_R	PGA D	PGA C (T_R)	α PGA (T_R)
1	**+X**	Masse	0.0	2119	712	2.976	1.91	2.62	1.374
2	**+X**	1° modo	0.0	1239	712	1.740	1.91	2.25	1.179
3	**-X**	Masse	0.0	1290	712	1.812	1.91	2.27	1.192
4	**-X**	1° modo	0.0	1391	712	1.954	1.91	2.32	1.218
5	**+Y**	Masse	0.0	637	712	0.895	1.91	1.84	0.964
6	**+Y**	1° modo	0.0	301	712	0.423	1.91	1.43	0.752
7	**-Y**	Masse	0.0	601	712	0.844	1.91	1.81	0.947
8	**-Y**	1° modo	0.0	257	712	0.361	1.91	1.36	0.712
9	**+X**	Masse	394.2	243	712	0.341	1.91	1.33	0.699
10	**+X**	Masse	-394.2	1912	712	2.685	1.91	2.54	1.334
11	**+X**	1° modo	394.2	371	712	0.521	1.91	1.54	0.808
12	**+X**	1° modo	-394.2	1272	712	1.787	1.91	2.27	1.188
13	**-X**	Masse	394.2	391	712	0.549	1.91	1.57	0.823
14	**-X**	Masse	-394.2	1290	712	1.812	1.91	2.27	1.192
15	**-X**	1° modo	394.2	427	712	0.6	1.91	1.62	0.848
16	**-X**	1° modo	-394.2	711	712	0.999	1.91	1.9	0.997
17	**+Y**	Masse	340.2	735	712	1.032	1.91	1.92	1.008
18	**+Y**	Masse	-340.2	557	712	0.782	1.91	1.76	0.924
19	**+Y**	1° modo	340.2	371	712	0.521	1.91	1.54	0.808
20	**+Y**	1° modo	-340.2	289	712	0.406	1.91	1.41	0.742
21	**-Y**	Masse	340.2	743	712	1.044	1.91	1.93	1.011
22	**-Y**	Masse	-340.2	519	712	0.729	1.91	1.72	0.904
23	**-Y**	1° modo	340.2	331	712	0.465	1.91	1.48	0.777
24	**-Y**	1° modo	-340.2	235	712	**0.33**	1.91	1.32	**0.691**

Nella Tab. 52 si riportano i parametri di sicurezza sismica per Cu II – SLV.

Tabella 52 – Parametri di sicurezza sismica per Cu II

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	T_R C	T_R D	α T_R	PGA D	PGA C (T_R)	α PGA (T_R)
1	**+X**	Masse	0.0	2119	475	4.461	1.68	2.62	1.559
2	**+X**	1° modo	0.0	1239	475	2.608	1.68	2.25	1.338
3	**-X**	Masse	0.0	1290	475	2.716	1.68	2.27	1.354
4	**-X**	1° modo	0.0	1391	475	2.928	1.68	2.32	1.383
5	**+Y**	Masse	0.0	637	475	1.341	1.68	1.84	1.094
6	**+Y**	1° modo	0.0	301	475	0.634	1.68	1.43	0.854
7	**-Y**	Masse	0.0	601	475	1.265	1.68	1.81	1.074
8	**-Y**	1° modo	0.0	257	475	0.541	1.68	1.36	0.809
9	**+X**	Masse	394.2	243	475	0.512	1.68	1.33	0.794
10	**+X**	Masse	-394.2	1912	475	4.025	1.68	2.54	1.514
11	**+X**	1° modo	394.2	371	475	0.781	1.68	1.54	0.917
12	**+X**	1° modo	-394.2	1272	475	2.678	1.68	2.27	1.348
13	**-X**	Masse	394.2	391	475	0.823	1.68	1.57	0.934
14	**-X**	Masse	-394.2	1290	475	2.716	1.68	2.27	1.354
15	**-X**	1° modo	394.2	427	475	0.899	1.68	1.62	0.962
16	**-X**	1° modo	-394.2	711	475	1.497	1.68	1.9	1.132
17	**+Y**	Masse	340.2	735	475	1.547	1.68	1.92	1.145
18	**+Y**	Masse	-340.2	557	475	1.173	1.68	1.76	1.049
19	**+Y**	1° modo	340.2	371	475	0.781	1.68	1.54	0.917
20	**+Y**	1° modo	-340.2	289	475	0.608	1.68	1.41	0.842
21	**-Y**	Masse	340.2	743	475	1.564	1.68	1.93	1.148
22	**-Y**	Masse	-340.2	519	475	1.093	1.68	1.72	1.027
23	**-Y**	1° modo	340.2	331	475	0.697	1.68	1.48	0.882
24	**-Y**	1° modo	-340.2	235	475	**0.495**	1.68	1.32	**0.784**

ꕥ Curve di capacità

Si mostrano ora le curve di capacità. In Fig.72 , le curve relative all'analisi n° 1 (direzione +X), per classe d'uso III e II.

Si osserva che le curve sono uguali; il termine discriminante è il valore della domanda D_{max} (spostamento massimo).

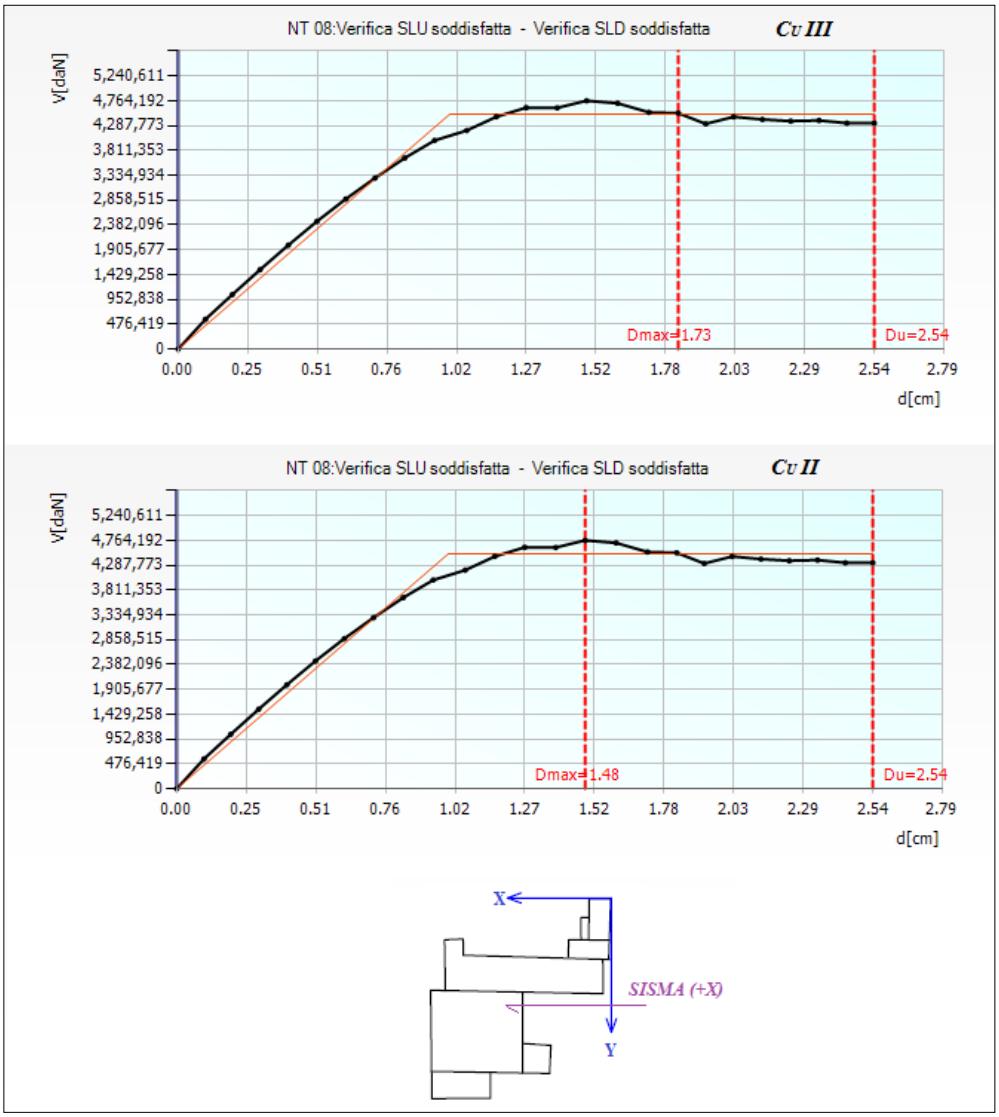


Figura 72 – Push-over analisi 1 per Cu III e II.

Di seguito le curve di capacità delle analisi più gravose. In Fig. 73 quella in direzione X, e in Fig. 74 per la direzione Y.

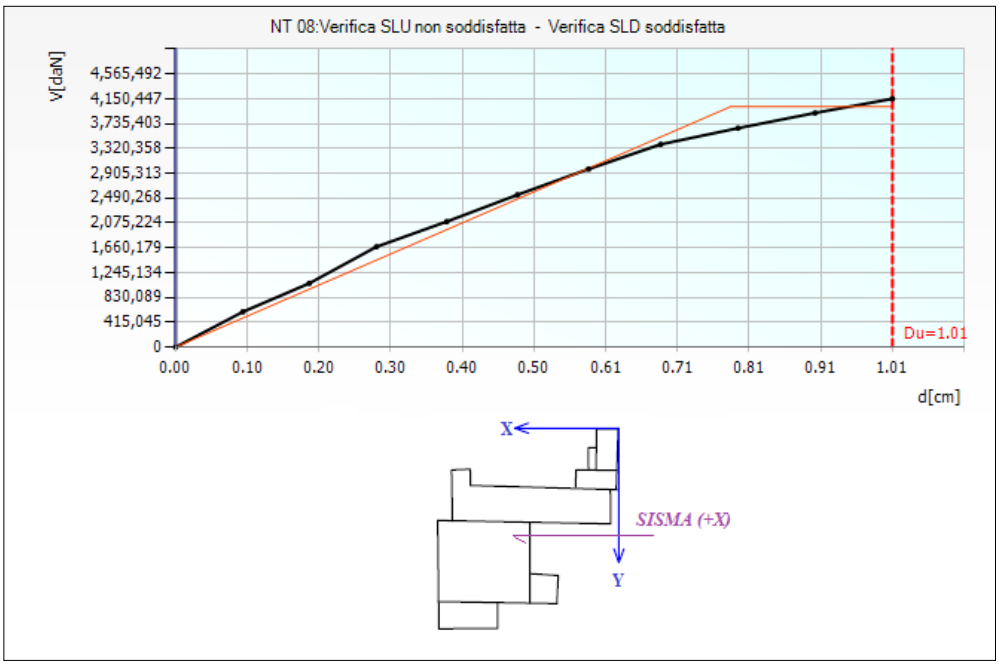


Figura 73 – Push-over analisi più gravosa in direzione X (analisi n°9).

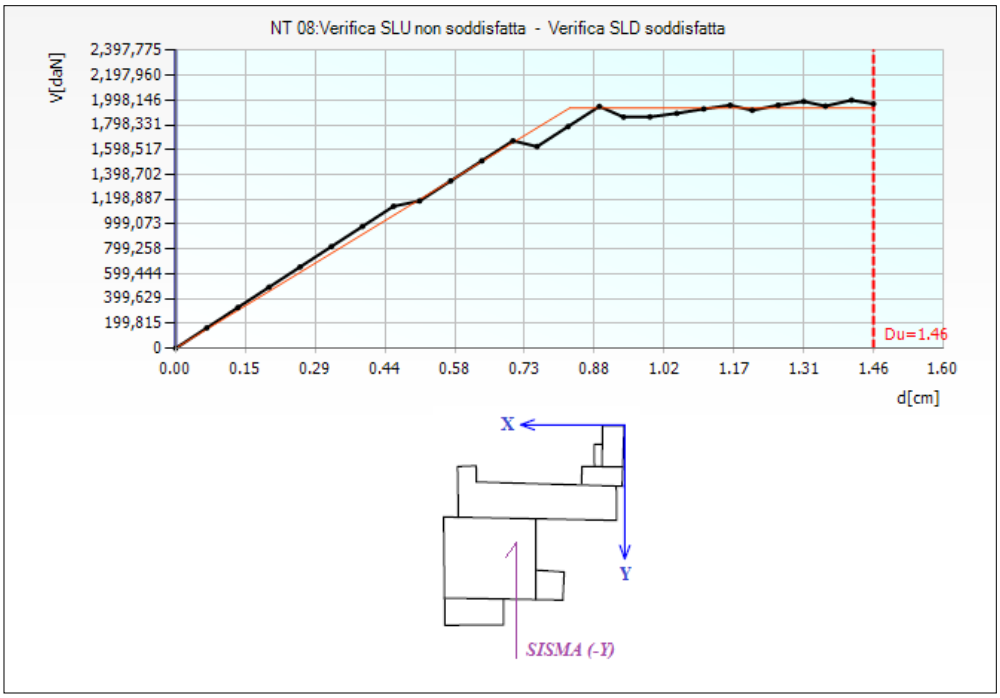


Figura 74 - Push-over analisi più gravosa in direzione Y (analisi n°24).

Ora viene presentato in forma grafica, per l'analisi più gravosa in direzione Y (No. 24), il grado di danneggiamento ultimo della struttura. Chiaramente il risultato è il medesimo per entrambe le classi d'uso perché la curva push-over rappresenta la resistenza delle struttura e perché entrambe le analisi n°24 non sono verificate.

I differenti colori presentati nella legenda indicano lo "stato" in cui ciascun elemento si trova: *integro*, *plastico*, *rotto*. In base ai colori si evidenziano anche le cause di danneggiamento strutturale (taglio, pressoflessione, ecc).

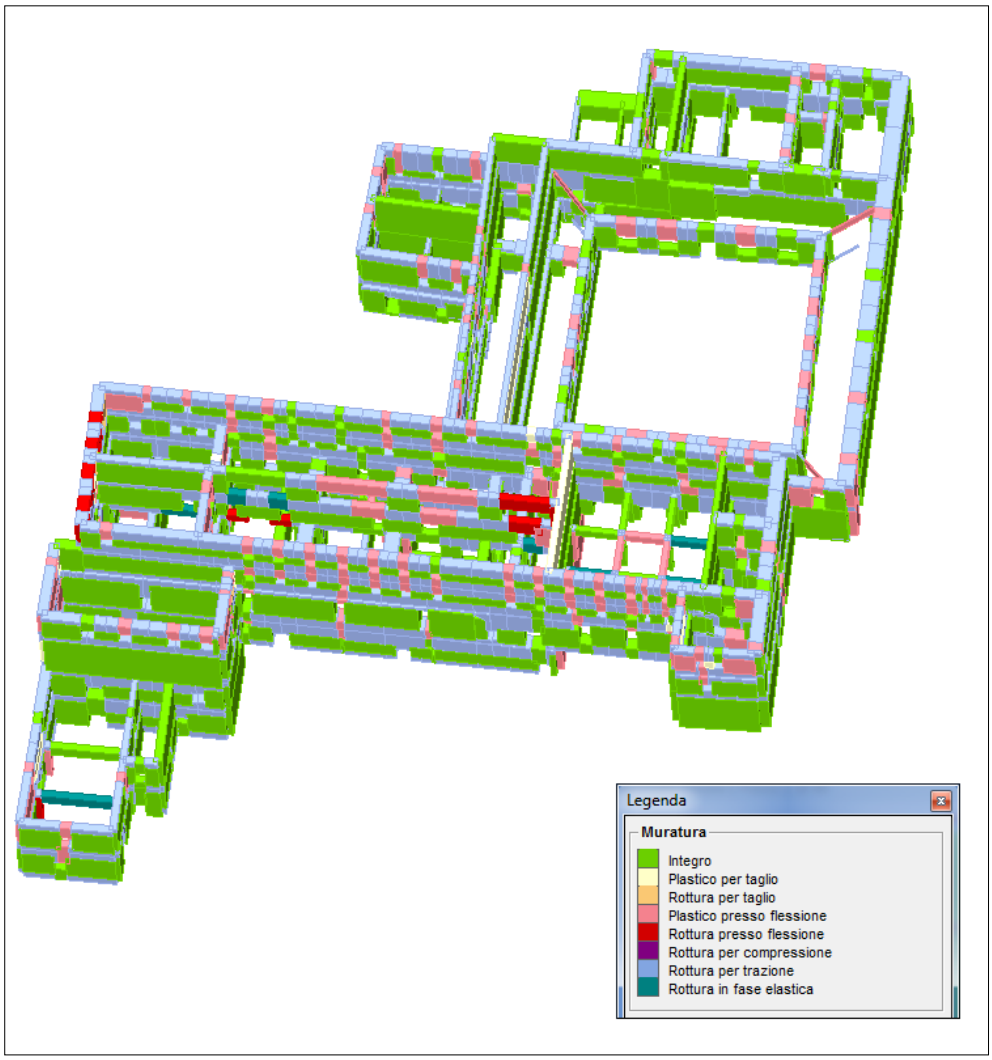


Figura75 – Danneggiamento struttura, direzione Y, vista 3D n.1.

Figura 76 - Danneggiamento struttura, direzione Y, vista 3D n.2.

In riferimento alle Fig. 75 e 76 si evince che:

- ✓ I livelli maggiormente degradati e, dunque, quelli più critici risultano gli ultimi due, +1 e +2. Questo è da imputare al ridotto numero di pannelli resistenti (rispetto ai piani inferiori).

- ✓ Gli elementi maggiormente danneggiati sono le fasce, quasi tutte in stato plastico di presso-flessione (in rosa) o di rottura (in rosso). I motivi sono legati alla geometria (altezza e spessore) e alla resistenza a trazione come suggerisce il criterio di rottura espresso dall'equazione (2.21): al diminuire dell'altezza e dello spessore della parete il momento resistente ultimo si abbassa. Invece le dimensioni della luce influiscono sul carico esterno.

- ✓ Il danneggiamento della struttura è condizionato dall'eccentricità del carico sismico (3.4 metri in questo caso), nonché dagli effetti torsionali. Questo spiega perché il danneggiamento si concentra su una parte della struttura e perché coinvolge anche i pannelli nella direzione ortogonale a quella del sisma, in questo caso quella X. La conferma si ha osservando i risultati dell'analisi push-over in direzione -Y con eccentricità nulla; in questo caso anche la pannello rimasto integro al livello +2 viene coinvolto.

- ✓ Laddove lo schema è ad arco, modellato con ampie aperture di altezza pari a quella in chiave si riscontra la rottura degli elementi. Questo risultato è da valutare con attenzione in quanto la soluzione di modellazione dell'arco con telaio equivalente non sempre è la più attinente.

- ✓ Non si riscontra alcuna rottura per azione di compressione (che verrebbe indicata in viola, secondo la legenda di danneggiamento).

- ✓ Non si riscontra alcuna rottura per azione di trazione. È necessario precisare che le parti della struttura in celeste, si riferiscono ai nodi rigidi, secondo la schematizzazione di telaio equivalente e non al danneggiamento per sollecitazione di trazione.

Nel seguito, per le pareti più danneggiate del livello +2, vengono forniti gli output in termini di sollecitazioni e di spostamenti nodali. Bisogna precisare che il legame a taglio che è stato assunto per l'analisi in 3Muri è quello Turnsek/Cacovic, relativo alla rottura per fessurazione diagonale.

PARETE 10

Posizione: livello +2, direzione Y.

Dimensioni: 13.86 m di base, 0.5 m di spessore, 4 m di altezza.

Danneggiamento: plastico per taglio.

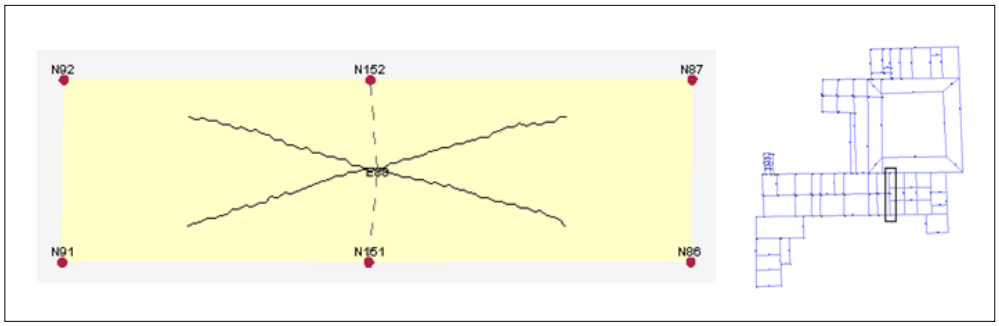


Figura 77 – Parete 10.

Tabella 53 – Sollecitazioni parete 10.

Elemento	Nodo I	Nodo J	N[kN]	Ti[kN]	Tj[kN]	Mi[kNm]	Mj[kNm]
88	151	152	- 687	- 636	636	1285	1258

Tabella 54 – Spostamenti nodali.

Nodo	Ux[cm]	Uy[cm]	Uz[cm]	Rot X[rad]	Rot Y[rad]
86	-0.01	-0.23	-0.27	-0.0001	0.0001
87	0.13	-0.79	-0.32	-0.0001	0.0004
91	-0.09	-0.24	-0.37	-0.0001	0.0000
92	-0.37	-0.80	-0.42	0.0000	-0.0015
151	-0.06	-0.23	-0.32	0.0000	-0.0038
152	-0.13	-0.79	-0.38	0.0000	-0.0053

Come si evince dalla Fig. 77, la parete si danneggia per fessurazione diagonale: le sollecitazioni di taglio agenti sull'elemento trave con cui viene schematizzata risultano superiori alla resistenza data dall'equazione (2.20). La verifica può essere svolta manualmente calcolando il taglio resistente V_t a partire dalla resistenza a taglio τ della muratura e dalla geometria:

$\tau_0 = 43.3$ kN/m^2

$\tau_{0d} = 0.7\ \tau_0 = 30.31$ kN/m^2

$A = b\ s = 13.86$ m x 0.5 m $= 6.932$ m^2

$\sigma = N/A = 687$ kN/6.932 m^2 $= 99.1$ kN/m^2

$V_t = 561$ kN < 636 kN (*verifica non soddisfatta*)

PARETE 11

Posizione: livello +2, direzione Y.

Dimensioni: 13.86 m di base, 0.5 m di spessore, 4 m di altezza.

Danneggiamento: plastico per taglio (E116, E118), rottura per taglio (E99) e per presso-flessione (elementi in rosso).

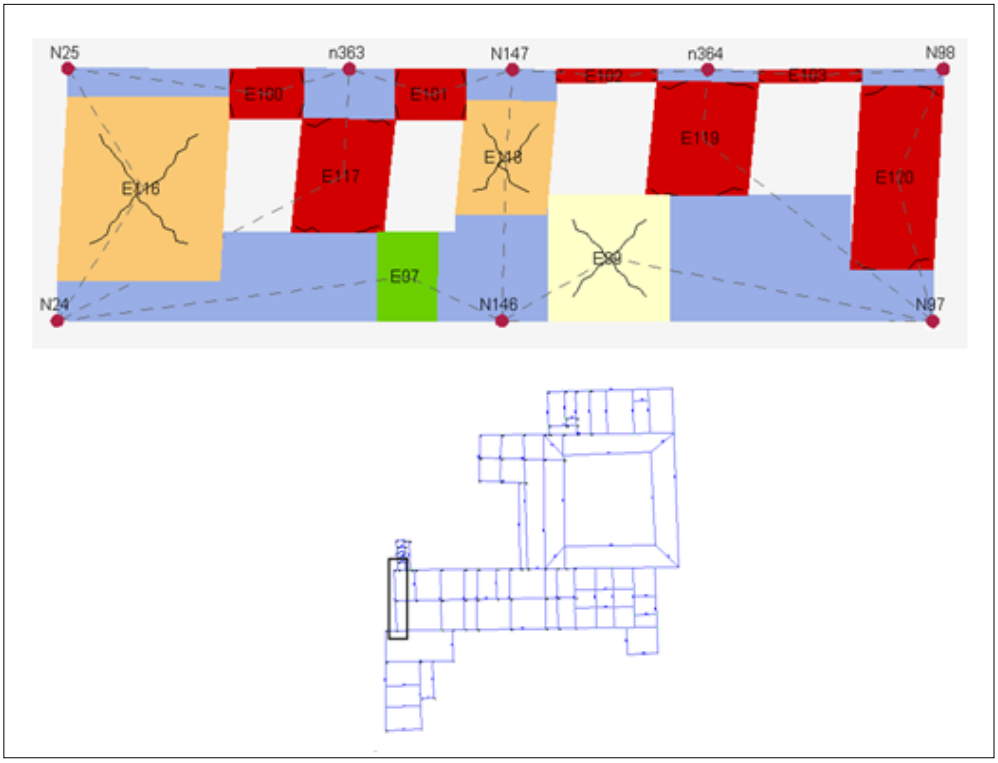


Figura 78 – Parete 11.

Tabella 55 – Sollecitazioni elementi.

Elemento	Nodo I	Nodo J	N[kN]	Ti[kN]	Tj[kN]	Mi[kNm]	Mj[kNm]
97	24	146	0	0	0	0	0
99	146	97	- 325	-5.62	5.62	- 89	100
100	25	363	- 262	0.83	-0.83	- 0.48	- 0.48
101	363	147	- 290	0.91	-0.91	- 0.52	- 0.52
102	147	364	37	0.02	-0.02	- 1.76	- 1.76
103	364	98	10	0.01	-0.01	- 0.0047	- 0.0047
116	24	25	- 671	-2.79	2.79	4.05	4.05
117	24	363	- 343	-1.31	1.31	1.18	1.18
118	146	147	- 808	-2.76	2.76	2.48	2.48
119	97	364	- 370	0	0	1.40	- 1.40
120	97	98	- 366	-0.76	0.76	1.11	1.11

Tabella 56 – Spostamenti nodali.

Nodo	Ux[cm]	Uy[cm]	Uz[cm]	Rot X[rad]	Rot Y[rad]
24	-0.11	-0.38	-0.59	0.0000	-0.0001
25	-0.43	-2.51	-0.56	0.0010	0.0003
97	0.00	-0.40	-0.65	-0.0001	0.0000
98	0.11	-2.49	-0.65	-0.0019	0.0006
146	-0.06	-0.39	-0.62	0.0005	0.0001
147	-0.15	-2.50	-0.77	0.0039	0.0001
363	2.73	0.00	-0.63	0.0000	-0.0084
364	2.60	0.00	-0.74	0.0000	-0.0106

PARETE 27

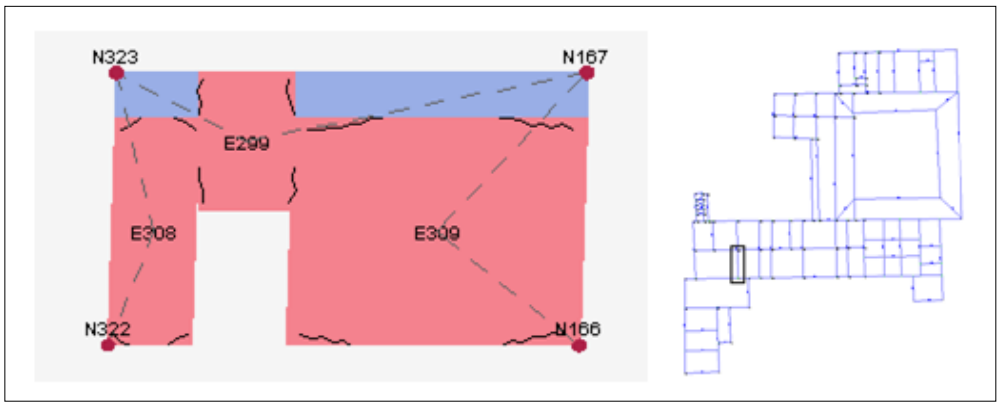


Figura 79 – Parete 27.

Posizione: livello +2, direzione Y.

Dimensioni: 7 m di base, 0.7 m di spessore, 4 m di altezza.

Danneggiamento: plastico per presso-flessione.

Tabella 57 – Sollecitazioni elementi.

Elemento	Nodo I	Nodo J	N[kN]	Ti[kN]	Tj[kN]	Mi[kNm]	Mj[kNm]
299	323	167	0	0	0	0	0
308	322	323	-327	-70	70	131	103
309	166	167	-204	-254	254	423	423

Tabella 58 – Spostamenti nodali.

Nodo	Ux[cm]	Uy[cm]	Uz[cm]	Rot X[rad]	Rot Y[rad]
166	0.00	-0.39	-0.62	0.0004	0.0000
167	0.08	-2.06	-0.65	0.0005	0.0000
322	-0.06	-0.39	-0.59	0.0005	-0.0002
323	-0.16	-2.06	-0.71	0.0016	0.0000

PARETE 25

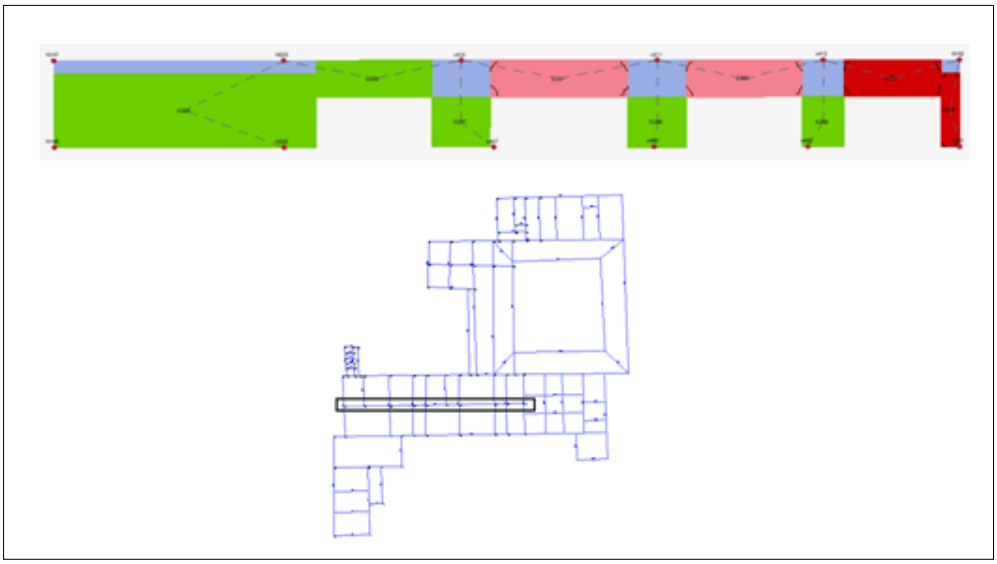


Figura 80 – Parete 25

Posizione: livello +2, direzione Y.

Dimensioni: 42 m di base, 0.6 m di spessore, 4 m di altezza.

Danneggiamento: plastico e rottura per presso-flessione.

Tabella 59 – Sollecitazioni elementi.

Elemento	Nodo I	Nodo J	N[kN]	Ti[kN]	Tj[kN]	Mi[kNm]	Mj[kNm]
256	323	410	0	0	0	0	0
257	410	411	-30	7.18	-7.18	-24	-21
258	411	412	-38	9.48	-9.48	-19	-31
259	412	152	0	1.75	-1.75	-4	-4
286	322	323	-1073	319	-31	1325	-2405
287	407	410	-413	31	-31	-76	5
288	408	411	-423	8.49	-8.49	-155	135
289	409	412	-353	-49	49	78	35
290	151	152	-127	-0.15	0.15	0.2	0.2

Tabella 60 – Spostamenti nodali

Nodo	Ux[cm]	Uy[cm]	Uz[cm]	Rot X[rad]	Rot Y[rad]
146	-0.06	-0.39	-0.62	0.0005	0.0001
147	-0.15	-2.50	-0.77	0.0039	0.0001
151	-0.06	-0.23	-0.32	0.0000	-0.0038
152	-0.13	-0.79	-0.38	0.0000	-0.0053
322	-0.06	-0.39	-0.59	0.0005	-0.0002
323	-0.16	-2.06	-0.71	0.0016	0.0000
407	0.08	0.00	-0.54	0.0000	-0.0004
408	0.10	0.00	-0.42	0.0000	-0.0004
409	0.00	0.00	-0.35	0.0000	0.0000
410	0.19	0.00	-0.56	0.0000	-0.0003
411	0.13	0.00	-0.51	0.0000	0.0001
412	0.12	0.00	-0.45	0.0000	-0.0002

V.2 Interventi di adeguamento sismico

Uno degli obiettivi della valutazione LV3 è quello di fornire indicazioni per il progetto di interventi che incidano sul funzionamento strutturale complessivo. Tuttavia, come già accennato per quella LV1, gli interventi sono da valutarsi nell'ottica della conservazione del bene, intesa come materia e funzionamento strutturale.

In particolare, gli interventi:

- Devono essere rivolti a singole parti del manufatto;
- Devono essere proporzionati agli obiettivi di sicurezza e durabilità;
- Devono integrarsi con la struttura esistente, evitando quindi operazioni di demolizione e sostituzione, privilegiandone la riparazione;
- Devono essere realizzati con materiali di innovazione tecnologica;
- Non devono alterare in modo significativo la distribuzione della rigidezza degli elementi;
- Non devono interferire con gli apparati decorativi;
- Non devono prevedere l'inserimento di impianti negli elementi strutturali (evitare, quindi, tagli orizzontali e verticali nelle murature, tagli negli orizzontamenti e demolizioni, che possono incidere sulla capacità resistente della struttura.

La strategia di intervento può appartenere a una delle seguenti categorie o a combinazioni di esse:

- Rinforzo di elementi resistenti per aumentare la resistenza, la rigidezza o la duttilità;
- Inserimento di nuovi elementi per eliminarne la vulnerabilità locale e migliorare il funzionamento globale;
- Introduzione protezione passiva (strutture di controvento dissipative o isolamento alla base);
- Riduzione delle masse;
- Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;

In generale gli interventi differiscono per:

- *Estensione*: entità dell'applicazione;
- *Comportamento statico (e dinamico) accertato e conseguito*: modifica dell'attuale comportamento statico della struttura;
- *Invasività e reversibilità*: modifica permanente o provvisoria;
- *Stato di coazione fornito*: introduzione stati di sollecitazione;
- *Integrità architettonica*: conservazione della qualità, tipologia e aspetto del manufatto;
- *Durabilità e compatibilità materiale*: durabilità nel tempo;

Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti

Questo tipo di interventi hanno l'obiettivo di assicurare un soddisfacente comportamento di insieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti.

1) Inserimento di tiranti (metallici o di altri materiali) nelle direzioni principali del manufatto, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti, ancorati mediante capochiave. Conferisce un elevato grado di connessione efficace contro il ribaltamento fuori dal piano dei pannelli e migliora il comportamento nel piano di pareti con aperture (per la formazione di un meccanismo tirante – puntone nelle fasce sopra e sotto la finestra). Nel caso sia necessario forare la parete in direzione longitudinale, si deve dare preferenza a catene inserite in guaina, e non iniettate, per garantire la reversibilità dell'intervento e l'eventuale ripresa di tesatura.

2) Cerchiature esterne (metalliche o con materiali compositi) nel caso di edifici di dimensioni ridotte, ossia dove i tratti rettilinei non sono troppo estesi. È importante evitare l'insorgere di concentrazioni di tensione in corrispondenza degli spigoli (es. con elementi di ripartizione).

3) Cordoli in sommità alla muratura utili per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa a causa del ridotto livello di compressione, e per migliorare l'interazione con la copertura. Questi possono essere realizzati: in muratura armata, acciaio, calcestruzzo armato.

L'inserimento di cordoli in c.a. nello spessore della muratura ai livelli intermedi produce conseguenze negative sul funzionamento strutturale della parete, oltre ad essere un intervento non compatibile con i principi della conservazione. Nel caso di pareti molto deformabili flessionalmente per l'elevata distanza dei muri di spina

ortogonali, possono essere utili cordoli in acciaio, realizzati con piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro con barre passanti. Questa soluzione aumenta la rigidezza flessionale fuori dal piano e ostacola la rottura delle fasce sopra e sotto le aperture. Nel caso di pareti perimetrali il cordolo può essere realizzato con un solo profilo all'interno, ancorato al paramento murario esterno mediante ancoraggi passivi diffusi.

Qualora i collegamenti tra gli elementi murari siano lesionati o visibilmente scadenti, si possono adottare tecniche di scuci e cuci (con elementi lapidei o in laterizio). Si tratta comunque di un intervento invasivo, da valutare attentamente.

Invece l'uso di perforazioni armate deve essere limitato ai casi in cui non siano possibili altre soluzioni, per la notevole invasività e la dubbia efficacia; in ogni caso deve essere garantita la durabilità degli elementi inseriti e la compatibilità delle malte iniettate.

Si precisa che questi interventi di collegamento locale sono efficaci per il comportamento della struttura solo in presenza di murature con buone caratteristiche, viceversa per quelle scadenti è preferibile l'uso dei tiranti perché garantiscono un collegamento complessivo.

Inoltre è necessaria un'efficace connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature per evitare lo sfilamento delle travi e conseguente crollo.

Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

Gli interventi sulle strutture ad arco o a volta possono essere realizzati con il ricorso di:

1) Catene, poste alle reni, che compensino le spinte indotte sulle murature di appoggio e ne impediscano l'allontanamento reciproco.

2) Contrafforti o ringrossi murari che creano un certo impatto visivo e la loro efficacia dipende dall'ammorsamento con la parete esistente.

3) Placcaggio con fasce di materiale composito che sono più leggere, amovibili, garantiscono durabilità ma non la completa reversibilità a causa della resina che permane sulla muratura. Inoltre genera differenziale traspirabilità tra le zone placcate e quelle no.

È anche possibile intervenire riducendo i carichi all'estradosso (con riempimenti alleggeriti, frenelli ecc.), tenendo in considerazione il fatto che viene alterata la curva delle pressioni rendendo la volta più sensibile ai carichi accidentali.

È da evitare la realizzazione di controvolte in calcestruzzo all'estradosso perché riducono lo stato di compressione e aumentano le masse sismiche.

Interventi volti a incrementare la resistenza degli elementi murari

Questi interventi sono mirati sia al risanamento di murature deteriorate, sia al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Dovranno utilizzare materiali con caratteristiche analoghe, per forma, dimensioni, rigidezza e resistenza, e comunque compatibili rispetto a quelli in opera; l'inserimento di materiali diversi dalla muratura, ed in particolare in conglomerato cementizio, va operato con cautela.

A seconda dei casi si procederà:

- A riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- A ricostruire la compagine muraria in corrispondenza di cavità e vani di varia natura (scarichi, canne fumarie, ecc.);
- A migliorare le caratteristiche di murature scadenti per tipo di apparecchiatura e/o composto legante.

1) L'intervento di scuci e cuci è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione e al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Può essere utilizzato anche per la chiusura di nicchie, canne fumarie e per la riduzione dei vuoti.

2) Iniezioni di miscele leganti, volte a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura e non per realizzare ammorsature tra le pareti. Bisogna prestare attenzione alla pressione di immissione, per evitare dilatazioni, e al tipo di malta (quella a base cementizia può produrre sali e quindi danni alla muratura, intonaci e affreschi);

3) Ristilatura dei giunti, efficace se effettuato in profondità su entrambi i lati e su murature di spessore modesto (se eseguito su pannelli di grande spessore potrebbe non essere sufficiente incrementare la resistenza e, quindi dovrebbe essere combinato con altri interventi);

4) Inserimento di diatoni artificiali, in conglomerato armato, dentro fori di carotaggio. Utile per realizzare collegamenti tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innesco di fenomeni di instabilità. Si tratta di un intervento a carattere invasivo, in quanto irreversibile e da realizzarsi in maniera estesa ma conserva il comportamento originario della muratura storica.

5) Tirantini antiespulsivi, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti. Quest'intervento è idoneo nei casi in cui siano evidenti rigonfiamenti per distacco dei paramenti e nel caso di murature a tessitura regolare o in pietra squadrata, in mattoni o blocchi.

6) Tirantature diffuse nelle tre direzioni (o ingabbiatura della muratura) hanno l'obiettivo di incrementare la monoliticità nel caso di murature di piccola pezzatura e con malta scadente. Possono essere eseguite con fori di piccolo diametro e l'inserimento di bandelle metalliche non iniettate e dunque rimovibili; hanno comunque carattere invasivo.

7) Il placcaggio con intonaco armato, è un intervento invasivo ed efficace solo se realizzato su entrambi i paramenti e se sono poste in opera barre trasversali di collegamento. Può essere considerato solo per maschi murari pesantemente gravati da carichi verticali o danneggiati da eventi sismici. In questi casi un'alternativa può essere anche la demolizione e ricostruzione della porzione muraria. Dal punto di vista sismico è opportuno considerare che, così rinforzati i pannelli hanno un notevole incremento in rigidezza e questo altera il comportamento originario della costruzione, con conseguente perdita di autenticità del manufatto.

Altre tecniche invasive sono il placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato e le perforazioni armate.

Pilastri e colonne

Essendo elementi destinati a sopportare carichi verticali con modeste eccentricità, gli interventi devono avere l'obiettivo di:

- Ricostituire la resistenza iniziale a sforzo normale, ove perduta, attraverso cerchiature, tassellature o incollaggio con resine;
- Eliminare o contenere spinte orizzontali mediante l'inserimento di catene in presenza di archi, volte e coperture o, rafforzamento di contrafforti;
- Ricostituire o realizzare collegamenti di idonea rigidezza, al fine di trasferire le azioni orizzontali ad elementi ,urari si maggiore rigidezza.

VI. CONFRONTI E COMMENTI CONCLUSIVI

Nel seguito sono riportati i confronti per diverse caratteristiche di resistenza al fine di coglierne le differenze e quindi il grado di affidabilità. Si analizza dapprima quella relativa ai parametri di sicurezza sismica I_S e f_a, successivamente quella tra le capacità spettrali. Naturalmente non ci si può aspettare la perfetta corrispondenza dei risultati, per il diverso scopo e quindi per il diverso grado di approssimazione delle analisi LV1 e LV3, la prima per l'inserimento in una graduatoria di rischio tra tutti i beni tutelati, la seconda per il progetto di interventi che incidono sul comportamento strutturale.

℘ Confronto dei parametri sismici

In Tab. 60 e 61 sono presentati i confronti tra le analisi LV1 e LV3 in termini di indici di vulnerabilità. Per entrambe sono stati considerati i valori più restrittivi, cioè quelli in direzione Y. La differenza, in termini percentuali, tra gli indici di sicurezza sismica I_S non supera, per entrambe le classi d'uso il 20%. Invece, relativamente ai fattori di accelerazione f_a è compresa tra il 6-8%.

Nonostante vengano proposte le differenze percentuali, il confronto tra i risultati delle due valutazioni si può avere solo in termini qualitativi. Cioè si può verificare se gli aspetti essenziali della risposta del manufatto vengono comunque rappresentati e ad esempio se il livello più vulnerabile è lo stesso e nella medesima direzione. In questo caso, si ritiene buona la corrispondenza tra le due valutazioni. Entrambi suggeriscono che la struttura è più vulnerabile nell'ultimo livello e in direzione Y e, quindi, la necessità di interventi di adeguamento sismico per la conservazione della struttura stessa e la salvaguardia delle persone.

Tabella 61 – Confronto analisi LV1 e LV3 per classe d'uso III.

MUSEO	**I_S LV1**	**I_S LV3**	**Diff.**	**$f_{a,SLV}$ LV1**	**$f_{a,SLV}$ LV3**	**Diff.**	**V_N LV1**	**V_N LV3**	**Diff.**
C_U III	-	-	%	-	-	%	anni	anni	%
	0.4	0.33	**17.56**	0.74	0.69	**6.16**	20	17	**15**

Tabella 62 - Confronto analisi LV1 e LV3 per classe d'uso II.

	I_S LV1	I_S LV3	Diff.	$f_{a,SLV}$ LV1	$f_{a,SLV}$ LV3	Diff.	V_N LV1	V_N LV3	Diff.
MUSEO C_U II	-	-	%	-	-	%	anni	anni	%
	0.6	0.495	**17.50**	0.85	0.784	**7.60**	30	25	**17**

∞ Confronto tra gli spettri di capacità

Ora si vogliono confrontare gli spettri di capacità per le analisi di livello LV1 e LV3 e gli spettri di domanda per le due classi d'uso III e II.

La differenza tra gli spettri di capacità del museo è relativamente bassa. Come si può osservare in Fig. 81 risultano quasi coincidenti. La differenza percentuale dei tempi di ritorno è pari al 17.5%.

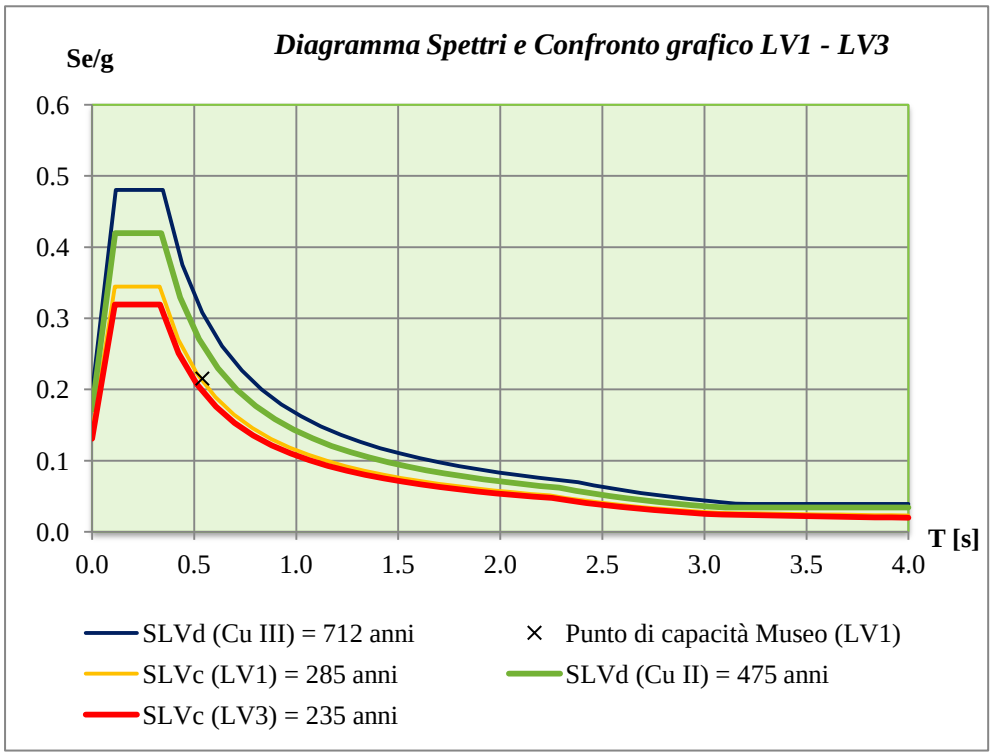


Figura 81 – Confronto tra gli spettri.

VII. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SITOGRAFIA

Normative

[1] Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

[2] Linee guida della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 Febbraio 2011, *"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*".

[3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Paper

[4] Alessandro Galasco, Sergio Lagomarsino, Andrea Penna and Sonia Resemini (2004). "*Non-linear seismic analysis of masonry structures*". 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 843, pp 1-6.

[5] Alessandro Galasco, Sergio Lagomarsino and Andrea Penna (2006). "*On the use of pushover analysis for existing masonry buildings*". First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, Paper Number: 1080, pp 3-8.

[6] Sergio Lagomarsino, Andrea Penna, Alessandro Galasco, Serena Cattari (2013). "*TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*". Engineering Structures. Paper No.1, pp 1787-1799.

Documenti e guide

[7] "*Ricerca storico-critica e costruttiva dell'Abbazia di Casamari*", di cui coordinatore scientifico Prof. Arch. Michele Zampilli (Dipartimento di Architettura).

[8] Guida *Muri ® release 5.5.208*.

[9] T. Albanesi, C. Nuti, "*Analisi statica non lineare (pushover)*", Dispensa, Maggio 2007.

[10] Brochure 3Muri, S.T.A. Data S.r.l.

Libri

[11] Marco Andrea Pisani, "*Consolidamento delle strutture*", Ulrico Hoepli Editore.

[12] Aurelio Ghersi – Pietro Lenza, "*Edifici antisismici in cemento armato*", Dario Flaccovio Editore.

[13] Stefano Podestà, "*Verifica sismica di edifici in muratura*", Dario Flaccovio Editore.

Siti web

- http://www.beniculturali.it/mibac/export/MiBAC/sito-MiBAC/Contenuti/Avvisi/visualizza_asset.html_1141304737.html;
- www.stadata.com/.
- http://www.abbaziadicasamari.it/index.php?option=com_content&task=view&id=13&Itemid=27;
- http://www.abbaziacasamari.com;
- http://www.casamari.it/;
- http://www.arte-argomenti.org/schede/casamari.htm;
- http://www.ciociariaturismo.it/index.php?option=com_content&task=view&id=374&Itemid=331;