



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PAVIA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

ATTIVITÀ DI CONTROLLO ED INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE PER EDIFICI ESISTENTI IN
MURATURA

Relatore:

Prof. Ing. Matteo Moratti

Correlatore:

Ing. Federica Gaia

Tesi di laurea di

Edoardo Bilanzuoli

ANNO ACCADEMICO 2024/25

SOMMARIO

PREMESSA	3
1. RIFERIMENTI NORMATIVI, VINCOLI E PRINCIPI	5
2. TIPOLOGIE COSTRUTTIVE PIÙ FREQUENTI.....	7
2.1. OPERE DI FONDAZIONE.....	7
2.2. STRUTTURE VERTICALI.....	9
2.3. CHIUSURE ORIZZONTALI	12
2.4. STRUTTURE DI COPERTURA.....	22
2.5. VOLTE IN MURATURA.....	27
3. ALCUNI INTERVENTI DI NATURA STATICA E SISMICA.....	33
3.1. INTERVENTI PER RIDURRE LA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI.....	33
3.2. INTERVENTI PER RIDURRE LE CARENZE NEI COLLEGAMENTI	36
3.3. INTERVENTI SU VOLTE IN MURATURA.....	43
3.4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA MURATURA	49
3.5. INTERVENTI IN COPERTURA	53
3.6. INTERVENTI DI RIPARAZIONE E RISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI.....	58
3.7. INTERVENTI IN FONDAZIONE.....	61
4. ALCUNI ESEMPI APPLICATIVI.....	67
4.3. CASO STUDIO 1: PALAZZO SAN FELICE.....	67
4.4. CASO STUDIO 2: EX ISTITUTO “MONDINO”	74
4.5. CASO STUDIO 3: EX CASERMA DEI CARABINIERI “SACCHI”	87
4.6. CASO STUDIO 4: EX OSPEDALE “SANTA MARGHERITA”.....	97
5. ESEMPIO NUMERICO.....	104
5.1. BREVE DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO.....	104

5.2. MATERIALI ESISTENTI	108
5.3. ANALISI, PROGRAMMI E METODI DI CALCOLO UTILIZZATI	110
5.4. CRITERI E SCELTE PER LA MODELLAZIONE NUMERICA	111
5.5. ANALISI E VERIFICA DELLO STATO DI FATTO	112
5.6. VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO.....	121
5.7. CONFRONTI GLOBALI PRE E POST-INTERVENTO.....	128
6. CONCLUSIONI.....	131
7. BIBLIOGRAFIA.....	132

PREMESSA

L'esigenza degli interventi strutturali sui vecchi edifici esistenti in muratura in Italia nasce dal fatto che essi costituiscono circa il 57% del patrimonio edilizio nazionale, alcuni risalenti già all'epoca romana, e che fino agli inizi del Novecento sono rimasti quelli della tipologia più edificata. Secondo gli ultimi dati ISTAT aggiornati al 9 ottobre 2011, relativi al quindicesimo Censimento della Popolazione e delle Abitazioni, dei 12 milioni di edifici residenziali esistenti, quasi 7 milioni sono in muratura e 3,6 milioni in calcestruzzo armato sono realizzati solo dal 1918 in avanti. Precedentemente a questo periodo erano presenti 1,7 milioni di edifici in muratura che costituivano quasi la totalità del residenziale italiano; ciò significa che degli attuali edifici in muratura presenti, circa il 76% di essi sono stati costruiti tra il secolo scorso ed oggi. La maggior parte di essi sono considerati in ottimo-buono stato di conservazione grazie alle tecniche di realizzazione moderne e norme più rigorose, ma molti presentano ancora una pessima o mediocre situazione dovuta al periodo di costruzione risalente molto indietro nel tempo.

Considerando questi dati riguardo la percentuale di occupanti e la loro lontana epoca di realizzazione, è naturale pensare che possa essere necessario intervenire su queste strutture per salvaguardare la vita delle persone che vi risiedono. Questo è anche necessario qualora si intenda limitare le perdite economiche connesse a demolizioni, nuove realizzazioni o in generale interventi che si potrebbero evitare sistemandoli quanto prima possibile. Inoltre, rimettendo in sesto una struttura e valorizzandola, si eviterebbe spreco di soldi e sfruttamento ulteriore di terreno.

Le cause principali che portano alla necessità di rimediare allo stato di conservazione odierno in cui si trovano questi edifici riguardano prevalentemente le tecniche di costruzione adottate nelle epoche storiche, la loro vetustà, il conseguente degrado dei materiali, gli effetti dei carichi agenti e l'esposizione agli eventi atmosferici che si sono susseguiti nel tempo.

Le prime norme sismiche in Italia risalgono solo al 1883 in seguito al sisma di Casamicciola; con il Regio Decreto del Re d'Italia n.2600 del 29/08/1884, e solo nel 1908 dopo il forte terremoto di Messina arrivano finalmente le prime disposizioni che regolano riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni per edifici pubblici e privati colpiti da terremoti. Lo studio dei terremoti e delle loro cause risale già dall'antichità. Solamente nel secolo scorso con l'avvento della scienza e della tecnica delle costruzioni e la rilevazione fisica dell'entità dei terremoti ha potuto dare luogo a norme rigorose per le costruzioni e per l'adeguamento di edifici soggetti. In Italia, infatti, la prima registrazione sismica mediante l'utilizzo di sismografi moderni memorizzata nel database ITACA risale al 1972 dopo il terremoto di Ancona. Quindi, fino agli inizi del secolo scorso, a causa della mancanza di dati precisi sugli eventi sismici avvenuti e dalla mancanza di un approccio scientifico-matematico alle costruzioni non ha

vincolato i progettisti a rispondere a norme rigorose per la realizzazione o adeguamento degli edifici; tantomeno a seguire metodi di calcolo dettagliati.

Analizzando caso per caso i vari manufatti esistenti si nota come le strutture storiche siano realizzate con varie tecniche sviluppate negli anni e costituite da materiali diversi. Questo fa già capire di come si siano presi provvedimenti negli anni per risolvere le problematiche sopra descritte per allungare la vita dell'opera. Per questo motivo è diventato un tema sempre più attuale la loro riabilitazione per preservare il patrimonio esistente che, seppur più longevo dei moderni edifici in calcestruzzo armato, presenta molte criticità nei collegamenti data la poca conoscenza dell'epoca.

L'insieme delle attività svolte in questo lavoro di tesi e i casi applicativi analizzati sono stati portati avanti grazie alla collaborazione dello Studio di Ingegneria e Architettura "Studio Calvi BEAM BEAM" accedendo ad alcuni dei loro cantieri in corso d'opera per interventi sulle strutture esistenti. Si ringrazia per la disponibilità del materiale fornito, le conoscenze trasmesse e per il supporto durante tutto il periodo di tirocinio nel percorso di Laurea Magistrale Plus.

I casi di studio riguardano in particolare tre edifici in muratura in tre diversi cantieri del territorio locale già avviati nel centro storico della città di Pavia (il Palazzo San Felice, la ex Caserma Sacchi, e l'ex ospedale Santa Margherita), e la progettazione esecutiva per il Restauro e il Risanamento Conservativo del Palazzo del Principe Foresto (noto anche come il Palazzo delle Finanze) nel centro storico nella città di Modena. I sopralluoghi effettuati con ingegneri e architetti incaricati della Progettazione e Direzione Lavori hanno reso possibile la conoscenza sul campo delle tipologie esistenti e delle modalità di esecuzione degli interventi.

Questo lavoro di tesi è strutturato come segue: dopo una presentazione delle tipologie costruttive più diffuse nel patrimonio edilizio in muratura italiano ed alcuni loro stati di degrado più caratteristici, seguiranno l'insieme dei tipi di intervento più frequenti per le casistiche riscontrate ed alcuni casi studio relativi a cantieri in corso d'opera. Per essi, si descrivono le metodologie e modalità esecutive in base alla situazione richiesta, mostrando la differenza tra la condizione in cui si trovavano i manufatti allo stato di fatto e dopo lo stato di progetto. L'approfondimento di tali attività serve per programmare un quadro generale riguardante l'insieme degli interventi di natura statica e sismica da progettare per edifici esistenti, finalizzati al loro miglioramento strutturale. In questo modo maggiore è la conoscenza della diversità dei manufatti esistenti e più efficaci saranno gli interventi specifici per ciascun caso differente nel futuro.

1. RIFERIMENTI NORMATIVI, VINCOLI E PRINCIPI

Nel seguito si riportano le normative nazionali da osservare per una buona programmazione e progettazione degli interventi su edifici in muratura:

- 1) *“Norme tecniche per le costruzioni” (D.M. del 17 Gennaio 2018)*
- 2) *Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (CIRCOLARE n.7 del 21 gennaio 2019)*
- 3) *“Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le Costruzioni” (Circolare 26/2010).*
- 4) *“CNR – DT 215/2018 ref. 2.1.2.2 4.5”*
- 5) *“Circolare 21/01/2019 n.7 ref. C8.4-5”*
- 6) *“Norma UNI -EN 338,2016” per determinazione dei valori caratteristici delle proprietà del legno strutturale*

Gli edifici presi in considerazione durante l’attività di tirocinio rientrano nella categoria *“Beni Culturali”*. Pertanto, nei casi in esame si applica l’art. 21 del DLGS 42/2004 (*Codice dei Beni Culturali*) prevede che: *“L’esecuzione di opere e lavori di qualunque genere su beni culturali è subordinata ad autorizzazione del soprintendente”*.

Tale norma definisce quanto segue: *“Sono beni culturali le cose immobili e mobili che, ai sensi degli articoli 10 e 11, presentano interesse artistico, storico, archeologico, etnoantropologico, archivistico e bibliografico e le altre cose individuate dalla legge o in base alla legge quali testimonianze aventi valore di civiltà.”* Pertanto, se l’edificio oggetto di intervento è soggetto a tutela in quanto bene culturale la progettazione di eventuali interventi dovrà tenerne conto ed ottenere l’autorizzazione della Soprintendenza Archeologica, Belle arti e di Paesaggio. Questo ente assicura sul territorio la tutela del patrimonio culturale e regola (secondo quanto previsto dal Codice) i restauri, le demolizioni e i cambiamenti d’uso. La Soprintendenza rilascia le autorizzazioni sugli interventi vincolati basandosi sui seguenti principi:

- 1) *rispettare i caratteri storici, architettonici e materici del territorio;*
- 2) *non alterare la percezione del paesaggio;*
- 3) *evitare volumi, colori o materiali estranei;*
- 4) *mantenere l’armonia visiva con il contesto;*
- 5) *evitare eccessiva asportazione o distruzione di materia durante le lavorazioni.*

In caso in cui l'edificio rientri anche nelle aree tutelate paesaggisticamente citate nell'elenco dell'art. 142 del Codice, valgono anche le relative norme paesaggistiche. Per tali immobili ed aree interessate vi è obbligo di richiedere l'autorizzazione paesaggistica per gli interventi che si intendono realizzare, definita dall'art. 146 del DLGS 42/2004 e rispettare quanto detto nel Piano Paesaggistico Regionale.

Il nuovo D.P.R. 31/2017 prevede inoltre una serie di interventi ed opere escluse da autorizzazione paesaggistica, come ad esempio interventi per il consolidamento statico degli edifici, miglioramento o adeguamento antisismico che non comportano modifiche alle caratteristiche morfo-tipologiche, ai materiali di finitura o rivestimento, o alla volumetria e all'altezza dell'edificio.

Nei casi in cui si riscontri la presenza di strutture in legno (molto comune in questo tipo di edifici), l'ispezione e classificazione a vista dei legnami dovrà rispondere alla norma UNI 11119 "*Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera*" e alle parti della UNI 11035 "*Legno strutturale – Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica*".

È possibile avvalersi di tecnologi del legno incaricati di eseguire le classificazioni a vista per suggerire la necessità degli interventi, ma le considerazioni avranno validità finché gli elementi in legno non verranno rimossi dall'edificio.

2. TIPOLOGIE COSTRUTTIVE PIÙ FREQUENTI

2.1. OPERE DI FONDAZIONE

FONDAZIONI CONTINUE



Figura 1: muro in fondazione ritrovato durante i sopralluoghi nei lavori per il recupero dell'Ex Ospedale Santa Margherita

Figura 2: letto di ciottoli di dimensioni variabili rinvenuti dopo uno scavo per un cantiere su un vecchio edificio in muratura a Pavia. Presumibilmente vecchia fondazione di un edificio esistente in muratura del periodo romano.



I tipi di fondazioni storiche esistenti risalgono fin dall'epoca romana. Questa tipologia in particolare consiste semplicemente in un allargamento della base muraria per ridurre i carichi applicati alla struttura trasmessi al terreno. Solitamente si prevedeva l'impiego degli stessi materiali usati per le sovrastrutture, ad esempio realizzate in mattoni pieni e giunti di malta alternati, oppure l'utilizzo di pietrame di riempimento di dimensione variabile come appoggio della muratura. In questo modo si poteva creare un cordolo di fondazione che correva lungo la base di tutte le pareti strutturali. Si trovano anche fondazioni che sono solo il proseguimento dei muri nel terreno, con le stesse dimensioni della larghezza delle pareti.

FONDAZIONI PROFONDE TRADIZIONALI A POZZI

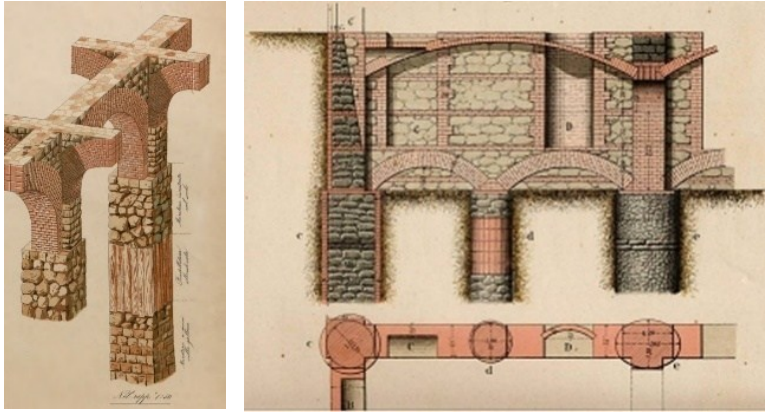


Figura 3: schizzi di fondazioni a pozzi e archi per edifici in muratura (fonte: "Particolari di costruzioni murali" di Musso e Copperi, 1884)

Nei terreni non adeguati a sopportare le pressioni date dalla sovrastruttura, sono invece presenti dei pozzi profondi localizzati e riempiti di pietra di dimensione variabile che possono avere una sezione crescente con la profondità per ogni diverso strato del terreno. I pozzi venivano scavati e posizionati direttamente al di sotto della muratura e collegati tra loro da archi di scarico immersi in un conglomerato (*Opus Cementitium*). Gli archi possono convergere anche in punti non di sotto della parete muraria, fungendo come appoggio intermedio aggiuntivo per le strutture orizzontali di controterra.

FONDAZIONI A PALI IN LEGNO



Figura 4: pianta di una fondazione su pali per edifici in muratura (fonte: "<https://venicewiki.org/it/wp-content/uploads/2020/04/480px-GN000179.jpg>)

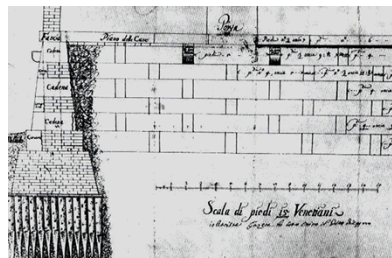


Figura 5: foto della fase di inserimento di pali in legno profondi durante la costruzione di un edificio della laguna Veneziana. (fonte: "https://venicewiki.org/it/wp-content/uploads/2020/04/Fondazione_edificio_veneziano.gif)

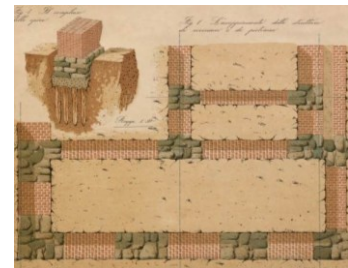


Figura 6: disegni di fabbrica descrittivi della struttura di fondazione profonda di un edificio fondato su terreno scadente. (fonte: "La pratica del Fabbricare-Parte seconda", C. Formenti)

In alternativa ai profondi pozzi in pietra, nel caso in cui il sito avesse presentato un terreno particolarmente scadente per la sua tipologia o per l'ambiente in cui ci si trovava, al di sotto della muratura si prevedeva l'infissione nel terreno di una serie di pali in legno, le cui teste venivano tutte unite per raggiungere quegli strati profondi più consistenti adatti a sostenere le strutture. L'infissione di

pali appuntiti allineati in più file serviva anche per consolidare il terreno fin da subito; successivamente i progetti prevedevano la disposizione di un tavolato sul quale posare uno strato di pietra e, al di sopra di esso, direttamente la muratura portante. Un caso tipico è quello delle costruzioni della Laguna Veneziana:

” Tutta la città è stata costruita come se fosse in una palude poco profonda, per cui la zona da edificare veniva dapprima solidificata piantando dei pali di legno appuntiti (larice o rovere), corti e nodosi fino a raggiungere uno strato di terreno particolarmente duro e compatto di argilla, detto caranto, di particolare consistenza, che si trova ad una decina di metri sotto lo strato di terreno superficiale della Laguna”¹.

2.2. STRUTTURE VERTICALI

MURATURA IN PIETRA NATURALE

Questi paramenti presentano un diverso aspetto in funzione del periodo di costruzione, tecniche utilizzate, area geografica e tipologia di edificio, ma costituiti prevalentemente da ciottoli tondeggianti, pietra regolare o appena sbozzata. Il riempimento tra i blocchi avveniva con l’uso di malte di calce per dare alle pietre appoggi pieni ed evitare che qualunque blocco possa uscire dalla sua sede durante la vita della muratura. Si trovano casi nei quali la muratura risulta essere costituita solo da una tipologia di pietra oppure organizzata in una disposizione di tipo “a sacco” nella quale è presente un doppio strato di pietre più grandi e regolari che contiene al suo interno altro materiale a volte incoerente e intasato con malta. Essendo la tecnica muraria più antica, si trovano manufatti con un aspetto diverso in base alle modalità di realizzazione usate nel corso della storia. Il prezzo da pagare adottando questa soluzione è l’incremento del rischio del collasso della parete: la trasmissione degli sforzi all’interno e lungo il muro migra verso gli strati più resistenti esterni che diventano più instabili favorendo la sua separazione da quello interno. Altre volte il collasso può presentarsi per effetto della spinta che il paramento interno esercita su quelli esterni.

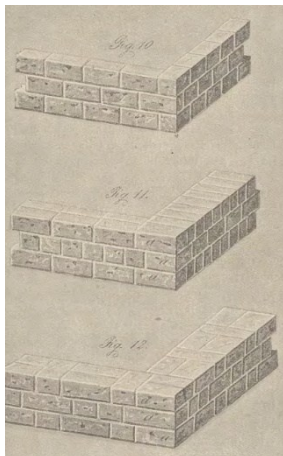
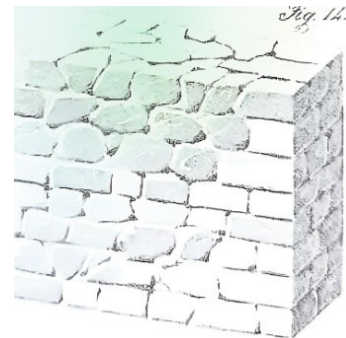


Figura 7:

rappresentazione qualitativa di un muro di pietra con conci regolari ben squadri e tessitura ben organizzata. I tre schemi mostrano una disposizione dei blocchi a fascia e a corsi alterni di punta e testa. L’ammorsamento all’angolo è permesso dallo sfalsamento dei blocchi. (da “La pratica del fabbricare, il rustico delle fabbriche-parte prima”, di Carlo Formenti, 1893).

Figura 8:

rappresentazione grafica semplificata di un paramento murario a sacco in pietra costituito da due paramenti esterni più grossi e uno interno di materiale più fine. (fonte: “La pratica del fabbricare, il rustico delle fabbriche-parte prima”, di Carlo Formenti, 1893).



¹ <https://venicewiki.org/it/cose-veneziane/fondazioni-edifici-veneziani/>

Si trovano casi di murature con pietre naturali ben squadrate adagiate una sull'altra con giunti riempiti da malta di calce idraulica; spesso stratigrafie di questo tipo si trovano in una muratura esterna solo per darle un maggior vanto estetico e decorativo. Rispetto ad una muratura in mattoni, questa tipologia si distingue per il suo considerevole spessore; se da un lato è migliore la sua resistenza alla compressione, dall'altro è molto pesante e grava molto più significativamente sulle fondazioni. Altri schemi prevedono una tessitura disorganizzata composta da elementi di diverse dimensioni e male ammorsati con le altre pareti e giunti di malta di calce aerea di bassa qualità, talvolta sostituita dall'utilizzo di argilla o altri ciottoli più fini a colmare i vuoti nelle pareti.

MURI IN BLOCCHI ARTIFICIALI

Fin dall'epoca romana era molto diffuso l'impiego di mattoni cotti in argilla e letti di malta tra di essi usata come legante. Questa tecnica costruttiva è la più diffusa negli edifici in muratura e ben riconoscibile in tutte quelle città che al giorno d'oggi conservano l'aspetto dell'epoca: Piemonte, Lombardia, Toscana e Emilia-Romagna sono i casi più rappresentativi. I mattoni vengono accostati e sovrapposti in maniera alternata con una disposizione diversa, come uno schema a fascia, blocco o a croce. Gli elementi costituenti devono essere collegati trasversalmente per consentire la loro collaborazione. Nella storia della loro realizzazione la tecnica che più si è seguita e che permane tutt'ora è la disposizione alternata, ma regolare, che i mattoni devono avere sia nel loro spessore che all'intersezione tra i muri.



Figura 9: differenza tra l'aspetto di un paramento murario con elementi disposti in maniera ordinata e regolare (rinvenuto durante le indagini in sito per il recupero dell'Ex Istituto Mondino di Pavia, a sinistra) rispetto ad uno costituito da diversi materiali disposti in maniera caotica (rinvenuto durante i sopralluoghi per i lavori del recupero dell'Ex Ospedale Santa Margherita di Pavia)

Data l'età delle costruzioni esistenti non è scontato trovare questi accorgimenti in tutti gli edifici, senza il quale la struttura perde il comportamento scatolare con aumento di meccanismi locali dovuti proprio all'interazione di due o più pannelli murari non collegati tra loro.

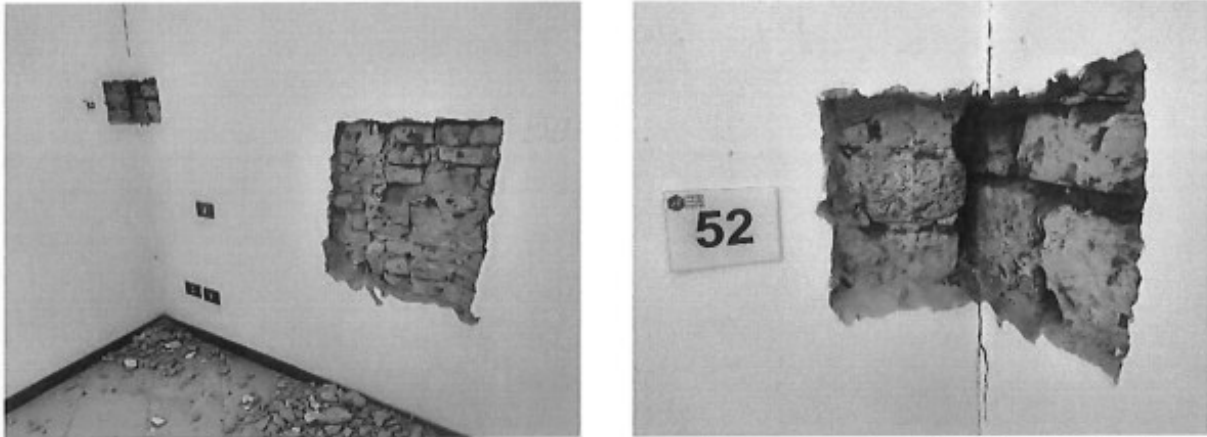


Figura 10: mancato ammorsamento tra due muri ortogonali rinvenuto durante le indagini in situ della Ex Caserma Sachi di Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

MURATURA LISTATA E RIVESTITA

Talvolta si usava realizzare paramenti con una stratigrafia discontinua lungo l'altezza. Con riferimento a quanto specificato in alcuni vecchi manuali dei costruttori, per questa tipologia venivano impiegati pietre o conci e mattoni disposti a strati alterni uno sull'altro per ottenere una buona resistenza ai carichi ma impiegando minori risorse economiche². L'effetto finale dava comunque un certo pregio estetico. Nei centri storici è molto comune ritrovare murature portanti stratificate verticalmente composte da un rivestimento esterno in pietra che nasconde al suo interno una struttura in mattoni. Questa soluzione, come le murature a sacco in pietra, presentano un diverso modo di trasmettere gli sforzi verticali che, a causa dalla differente natura dei materiali in gioco, cambiano il percorso delle tensioni verso lo strato più resistente e possono causare cedimenti differenziali nel muro, oltre che scorrimento relativo e il ribaltamento fuori piano dei due paramenti. È opportuno quindi che il rivestimento in pietra venga correttamente concatenato con la muratura retrostante.

Questo problema è stato risolto utilizzando per il rivestimento pietre con spessore variabile lungo l'altezza ed incastrandole alternatamente nella muratura e collegando l'una con l'altra con chiavette in ferro rientranti nella muratura. Altre forme di variazioni di forma e dimensioni dei muri possono avvenire per l'assestamento delle fondazioni o l'azione geliva dell'acqua tra i giunti o tra le porosità dei

² Carlo Formenti, *La pratica del fabbricare parte prima-il rustico delle case*, Hoepli, 1893, p.81

mattoni costituenti. Anche alle sopraelevazioni negli anni che portano incrementi di carico non previsti e per i quali la struttura non è progettata a resistervi.

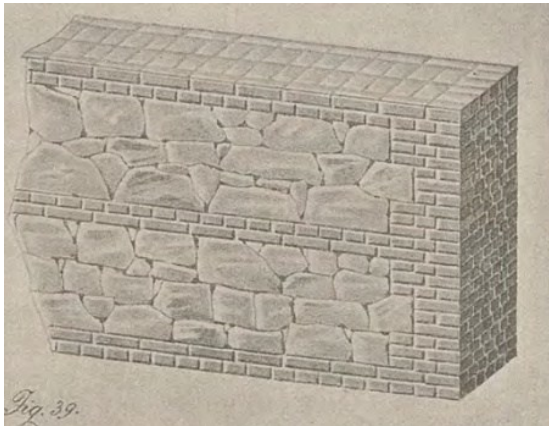


Figura 11: disegno a mano di una muratura listata in pietrame e mattoni (fonte: " *La pratica del fabbricare-parte seconda: il rustico delle fabbriche*", di Carlo Formenti)

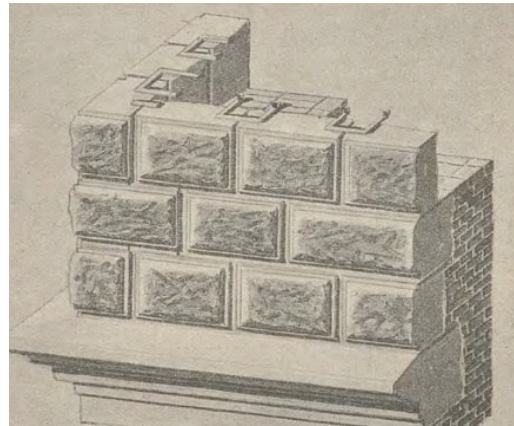


Figura 12: disegno a mano di una muratura rivestita (fonte: " *La pratica del fabbricare-parte seconda: il rustico delle fabbriche*", di Carlo Formenti)

2.3. CHIUSURE ORIZZONTALI

SOLAI IN LEGNO

Rappresentano la tipologia più antica negli edifici italiani. Possiedono una struttura portante formata da uno o due ordini di travi in legno, con sezioni comunemente rettangolari. Al di sopra di esse è poggiato un tavolato in legno o in laterizio che chiude l'orizzontamento a sostegno della pavimentazione. Le travi in legno meritano particolari attenzioni al modo in cui sono collegate alla parete in muratura sulla quale appoggiano. Si possono trovare casi in cui attraversano completamente la muratura d'appoggio e si solidarizzano ad essa all'esterno per mezzo di un *capochiave* che sfrutta la trave come tirante per garantire un comportamento scatolare del fabbricato contro le azioni orizzontali, ridurre lo sfilamento e a ridurre la carenza di collegamento tra le pareti. In passato questo metodo rappresentava già una soluzione per la prevenzione sismica degli edifici, ma non sempre efficace per la scarsa qualità di cui era composta la muratura, che invalidava i tentativi di rinforzo.

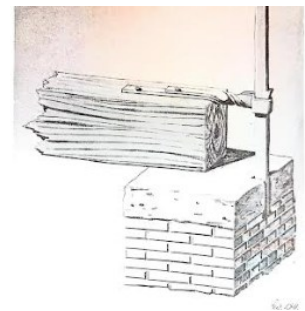


Figura 13: disegno storico di una solidarizzazione di una trave principale in legno alla muratura esterna mediante capochiave. (fonte: " *Il manuale del costruttore*", M. Foerster-1921)

Le travi possono essere anche incastrate in una risega muraria o sostenute all'esterno da mensole in legno o pietra sporgenti dalla muratura; in quest'ultimo caso spesso tra le due si interpongono delle travi parietali parallele al setto murario portante. Queste, o in generale qualsiasi trave in legno che si intersechi con la parete, andrebbero posizionate leggermente staccate dal muro esterno per evitare che marcisca per umidità o sbalzi di temperatura trasmessi dai giunti di malta (figura 13). Le mensole servono anche per ridurre la luce di inflessione del solaio ed ottenere maggior estetica (figura 12). Nel caso in cui la trave venga incastrata all'interno della muratura sarebbe meglio farla appoggiare prima su di un altro elemento in legno (in caso marcisca, la trave risulta intaccata dall'umidità) o disporla su di un letto in pietra.



Figura 14: mensole a supporto delle travi in legno del solaio di sottotetto dell'aula magna dell'ex Istituto Mondino a Pavia (a sinistra) e del piano primo del Palazzo San Felice (a destra).

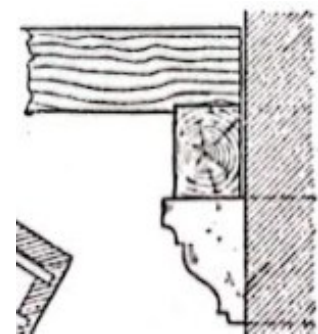


Figura 15: disegno rappresentativo dell'appoggio di una trave principale ad una trave parietale per evitare marcescenza nella muratura. (da "Il manuale del costruttore", M. Foerster- 1921 pag. 736)

SOLAI IN LEGNO MONODIREZIONALI AD ORDITURA SEMPLICE

Questa tipologia viene realizzata con un'unica serie di travi (solitamente disposte parallele alla luce minore del locale interessato) con interasse variabile dalla tipologia dell'impalcato da sostenere. Il tavolato, che funge direttamente da appoggio alla pavimentazione, viene poi collegato alle travi mediante apposita chiodatura. L'impalcato al di sopra delle travi può essere costituito in legno o anche da elementi in laterizio come piastrelle, o tavelline in cotto e mezzane.

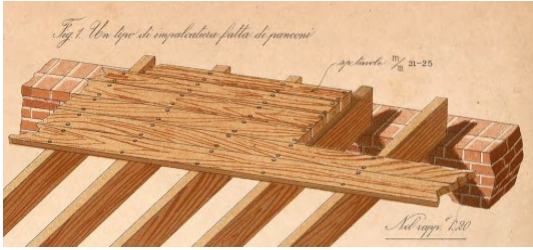


Figura 16: disegno raffigurante la posa di un solaio monodirezionale sulla muratura e chiodatura dei panconi dell'assito (fonte: *“La pratica del fabbricare, parte prima-il rustico delle fabbriche”*, Carlo Formenti)

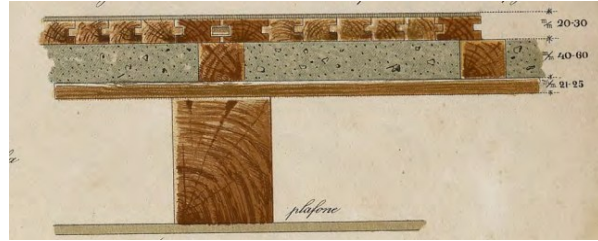


Figura 17: sezione trasversale di un solaio monodirezionale in legno con tavolato in legno direttamente poggiante su esso (fonte: *“La pratica del fabbricare, parte seconda-il finimento delle fabbriche”*, di Carlo Formenti)

SOLAI BIDIREZIONALI AD ORDITURA COMPOSTA DA TRAVI E TRAVICELLI

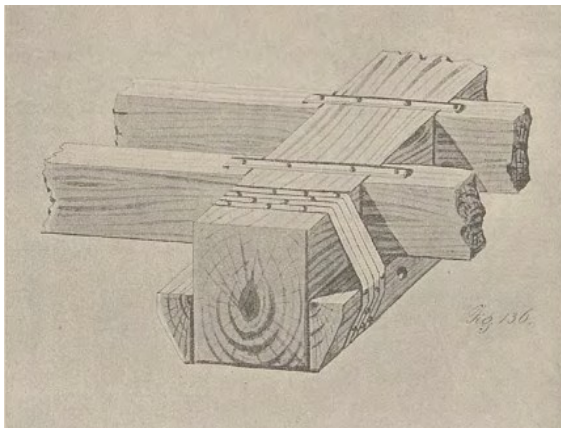


Figura 18: suggerimenti per l'appoggio dei travetti alle travi principali di un solaio in legno (fonte: *“La pratica del fabbricare, parte prima: il rustico delle fabbriche”*, di Carlo Formenti)



Figura 19: Solaio in legno a cassettoni del primo piano del Palazzo San Felice a Pavia visitato durante i sopralluoghi)

Questo schema si trova maggiormente applicato per coprire locali con luci considerevoli. Si impiegano travi maestre disposte nella direzione minore che dividono il solaio in più campate, e travicelli secondari che poggiano direttamente sulle travi principali formando una struttura ad essa ortogonale. In questo modo il carico distribuito si scarica uniformemente su tutti i muri che chiudono l'ambiente interno se hanno luci comparabili. Qualora prevalga molto una dimensione, l'utilizzo della doppia orditura funziona bene per aumentare la rigidezza del diaframma. La connessione degli elementi è ottenuta semplicemente tagliando la trave principale per ospitare i travicelli rendendoli collaboranti con l'impiego di staffe metalliche inchiodate.

SOLAIO A CASSETTONI

Il nome viene dato diverse forme che nascono dall'intersezione delle travi principali, che dividono il solaio in più campate, con i travetti secondari e i regoli³ poggianti su di essi. Il sistema offriva, e offre tutt'ora, un grande vanto estetico ed è molto popolare nei vecchi palazzi storici vincolati. A causa del loro valore storico ed estetico che rappresentano, gli eventuali interventi di rinforzo e recupero meritano molta attenzione. Inoltre, se il sottofondo della pavimentazione era costituito da materiale sabbioso, l'utilizzo principale dei regoli era quello di chiudere i giunti sotto al tavolato per evitare cadute indesiderate di materiale nel livello inferiore dell'edificio.

La connessione tra il solaio e la muratura genera un vincolo aggiuntivo sulle pareti grazie all'attrito tra gli elementi lignei interposti nei mattoni o nella pietra. Se la lunghezza di appoggio non fosse sufficiente o se le modalità costruttive lascino a desiderare, in caso di evento sismico si avrebbe la separazione tra muro e solaio e lo sfilamento delle travi con deformazioni e fessurazioni nelle pareti per il fenomeno del martellamento, molto comune per solai di questa tipologia. Creare delle buone connessioni muro-solaio permette di rendere le travi non sfilabili per effetto di azioni orizzontali e di ridurre l'effetto di ribaltamento fuori piano dei muri.

SOLAI IN C.A.

Questa soluzione arriva in Italia intorno agli inizi del Novecento, con la scoperta e lo sviluppo del calcestruzzo armato nell'edilizia. Questi solai possono essere realizzati con soli getti pieni in c.a. o con anche delle nervature sotto alla soletta che rendono la struttura più rigida. Sono molto più efficaci a resistere ai carichi termici rispetto ai solai in ferro.

L'utilizzo della soletta piena richiede sempre l'impiego di puntelli in legno o acciaio sotto l'intero campo di solaio da coprire per sorreggere i casseri in legno posti all'intradosso che avrebbero contenuto il futuro getto di calcestruzzo. Particolare attenzione andava posta per l'incastro della soletta all'interno della muratura: se la *breccia*⁴ nella parete fosse stata troppo invasiva sarebbe aumentata la concentrazione degli sforzi verticali in una sezione della muratura insufficiente a resistere ai carichi. Gli sforzi sulla struttura inoltre cambiano percorso verso la porzione più esterna creando cerniere deboli che favoriscono il ribaltamento dei muri perimetrali. Questa soluzione è di fatto molto rigida ma essendo molto pesante rischia di gravare significativamente sulla struttura con la sua massa sismica.

³ Nomenclatura dei piccoli travicelli del terzo ordine, ortogonali ai travetti secondari.

⁴ Asportazione di materia nello spessore del muro per consentire l'appoggio della soletta in calcestruzzo sulle pareti.

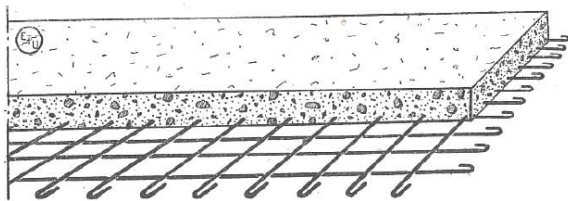


Figura 20: disegno schematico della sezione di una soletta piena in c.a. (fonte: "Solai soffitti coperti, nella moderna edilizia", di Edmondo Protti)

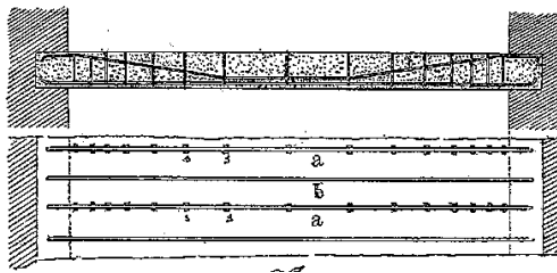


Figura 21: disegno schematico della sezione di una soletta piena in c.a. (fonte: "Solai soffitti coperti, nella moderna edilizia", di Edmondo Protti)

SOLETTA "MONIER"

Soluzione a soletta piena più antica (figura 20). Realizzata con un solo getto pieno di calcestruzzo nel quale è annegata, solo sulla faccia tesa soggetta a flessione, un'armatura d'acciaio a maglia quadrata formata due sistemi di barre di piccolo spessore legati insieme⁵. Eventualmente al di sopra si ha un sistema di barre con funzione di ripartizione dei carichi.

SOLETTA "HENNEBIQUE"

Rappresenta un passo avanti rispetto alla soluzione precedente (figura 21). Descritta brevemente da C. Levi in "Fabbricati di civile abitazione" (p. 139), in essa viene introdotta la presenza staffe piatte per resistere al taglio disposta ad intervalli crescenti dagli estremi verso l'interno coerentemente con la distribuzione degli sforzi di taglio.

SOLETTA NERVATA

Alle solette piene in c.a. vengono aggiunte di nervature rettangolari ribassate contenenti uno o più tondini d'acciaio in base alla resistenza a flessione richiesta. Sono poste ad interesse < 25 volte lo spessore della lastra secondo le idee di realizzazione dell'epoca⁶. Nei solai con dimensioni maggiori sono presenti due ordini di nervature.

⁵ C. Levi, *Fabbricati civili di abitazione*, Hoepli, Milano, p. 139

⁶ C. Levi, *Fabbricati civili di abitazione*, Hoepli, Milano, p. 142

SOLAI IN ACCIAIO E LATERIZIO (cita pdf fede acciai storici)

I solai con profili in acciaio e blocchi interposti di laterizio si prestano a soluzioni innovative e hanno una struttura portante formata da travi metalliche sagomate a I o doppio T poggianti direttamente sulla muratura, ed elementi in laterizio interposti tra di esse. In Italia si sviluppano tra la fine dell'Ottocento e la prima metà del Novecento, ma poi verranno surclassati dai solai in laterocemento, per i quali sarà un Paese all'avanguardia date le varie soluzioni brevettate. Molto più sicuri rispetto ai solai in legno per quanto riguarda la protezione dai carichi termici, hanno il vantaggio di poter coprire luci maggiori con una ridotta deformabilità. Gli elementi interposti in laterizio cavo o mattoni di argilla si trovano disposti in vari modi per ottenere soluzioni costruttive ed estetiche diverse. Se ne illustrano alcuni esempi:

SOLAIO CON PUTRELLE IN ACCIAIO E VOLTINE DI MATTONI

Che siano disposti in folio o di testa⁷, si trovano casi in cui sono stati impiegati mattoni pieni o forati affiancati tra di loro tra le luci di ciascuna coppia di travi principali in acciaio (spesso profili NP o IPE) per creare una superficie (generalmente curva) di sostegno per il getto in calcestruzzo di completamento applicato successivamente. L'appoggio dei mattoni ai profili d'acciaio può anche avvenire con l'interposizione tra di essi con mattoni opportunamente tagliati e incastrati tra l'anima e le ali della trave. L'estradosso viene poi armato con una rete metallica elettrosaldata e sopra di esso si posa come sempre la pavimentazione.

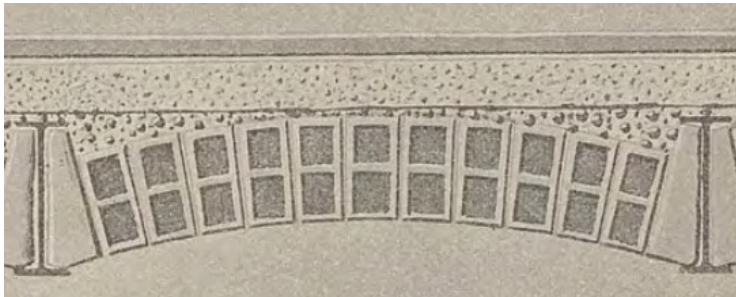


Figura 22: disegno della sezione di un solaio in putrelle e voltine in mattoni forati disposti a coltello parallelamente alle travi (da “La pratica del fabbricare, C. Formenti-1893) e un caso realmente rinvenuto nell'ex Istituto Santa Margherita a Pavia, con mattoni pieni disposti ortogonalmente alle travi.

⁷Disposizione dei mattoni sul piano di posa rispetto alle loro facce della superficie, rispettivamente con quella di superficie maggiore e intermedia.

Dalla foto del manuale sopra riportata si nota la mancanza di opportuni connettori a taglio necessari per eliminare lo scorrimento all'interfaccia tra soletta e putrella. Ne risulta che le sezioni resistenti in acciaio-calcestruzzo così ritrovate non sono abbastanza rigide e molto più deformabili a taglio.



Figura 23: solaio in putrelle e tavelline con struttura rinvenuta durante le demolizioni della Ex Caserma Sacchi a Pavia. A destra materiali del solaio crollati durante le demolizioni, si nota lo spesso strato di malta che chiude l'intradosso.

Di sopra sono riportati alcuni solai composti da putrelle e volterrane rinvenuti durante le operazioni di demolizione della Ex Caserma Sacchi: in questo caso l'intradosso piano era costituito da un consistente strato di malta di circa 12cm posta a compensare la superficie curva data dalle tavelle accostate. Il caso merita attenzioni per la sua estrema fragilità d'insieme data dal fatto che le tavelle forate erano semplicemente appoggiate allo strato di malta, il quale a sua volta non era sostenuto da altro materiale, e non legate tra loro. Nel momento in cui si sono iniziate le demolizioni locali su detti solai, non ci si aspettava un crollo che interessasse l'intera struttura.

L'appoggio delle travi alla muratura avviene con le stesse modalità descritte per i solai in legno, si può presentare lo stesso problema del martellamento delle putrelle, a meno che lo scasso nel muro non venga riempito con della malta e mattoni o calcestruzzo per aumentare il grado di vincolo.

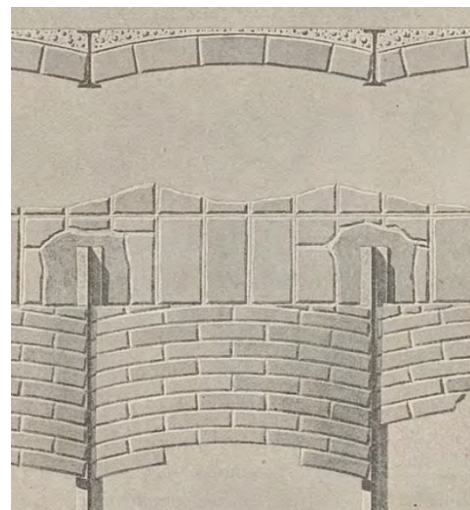


Figura 24: suggerimento per una migliore collaborazione tra putrella e muratura. Con l'inserimento di malta o calcestruzzo nello scasso si migliora il compor collegamento del solaio con la parete verticale. (cita formenti)

SOLAIO CON PUTRELLE E VOLTERRANE IN LATERIZIO

Alternativamente all'utilizzo dei semplici mattoni, sono rinvenuti casi di edifici nei quali essi venivano sostituiti con blocchi forati con una forma opportuna per potersi incastrare nelle ali inferiori e i profili d'acciaio facilitando la posa in opera. Questi blocchi, oltre ad essere leggeri, rendono piatto l'intradosso così da intonacarlo facilmente e danno una maggior protezione al calore per i travetti dato che il blocco ricopre anche le ali inferiori delle travi.

SOLAI MISTI IN LATERO-CEMENTO

Nati intorno agli anni '30 per alleggerire i pesanti solai in soletta piena con blocchi in laterizio forati. Il pericolo principale resta la loro deformabilità e il rischio dello sfondellamento dei blocchi. Nonostante siano soluzioni più moderne e molto utilizzate per edifici intelaiati in calcestruzzo armato, si possono trovare in edifici con struttura portante in muratura, i quali sono stati modificati negli anni con l'aggiunta di soluzioni diverse per cambi di destinazioni d'uso, sopraelevazioni o esigenze architettoniche e strutturali. I modi di realizzarli sono moltissimi, di seguito se ne illustrano i più iconici maggiormente rinvenuti in edifici esistenti. Anche in questo caso, il collegamento solaio-parete viene eseguito mediante lo stesso getto in calcestruzzo usato per la realizzazione dei travetti e della cappa collaborante, eseguendo un leggero scasso nella muratura.

SOLAIO A TRAVETTI PREFABBRICATI E PIGNATTE DI ALLEGGERIMENTO (cita i pdf della fede)

Strutturalmente sono composti da travetti in c.a. o c.a.p. gettati in opera o prefabbricate e poste ad interasse generalmente regolare tra le quali sono disposti degli elementi di alleggerimento in laterizio forato, organizzati in blocchi singoli o uniti in fila a formare intere travi, e completate con un getto di calcestruzzo all'intradosso. Date le vecchie normative e la poca conoscenza sulla deformabilità dei solai recentemente scoperti, non c'è da meravigliarsi nel trovare queste tipologie costruttive con solette collaboranti di ridotto spessore, che causavano diaframmi eccessivamente formabili nel piano. Di seguito si illustrano le soluzioni maggiormente rilevate nei fabbricati esistenti. Inoltre, solamente con l'avvento del *D.M. 2011/1987*, al paragrafo *1.3.1.1* si davano finalmente delle indicazioni sul modo corretto per collegare queste nuove strutture alla muratura portante (validi anche per solai costituiti da altri materiali), utilizzando cordoli in calcestruzzo armato opportunamente dimensionati che corrono lungo le teste di tutti i muri per collegare solai di piano e coperture: i travetti, appoggiati al muro per

una lunghezza sufficiente, sono collegati ad essi con un unico getto all'intersezione tra i due elementi verticali e orizzontali.

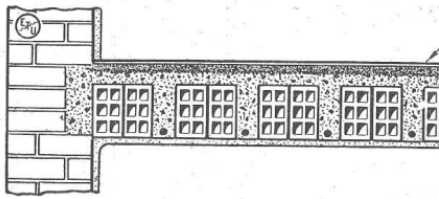


Figura 25: sezione di un solaio in mattoni forati comuni (fonte: "Solai soffitti coperti, nella moderna edilizia", di Edmondo Protti)

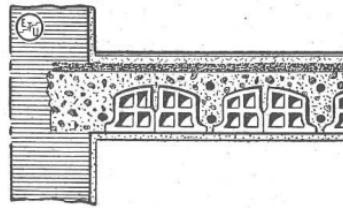


Figura 26: disposizione delle armature in un solaio "Miozzi-Salerni" e il collegamento con la muratura. (fonte: "Solai soffitti coperti, nella moderna edilizia", di Edmondo Protti)

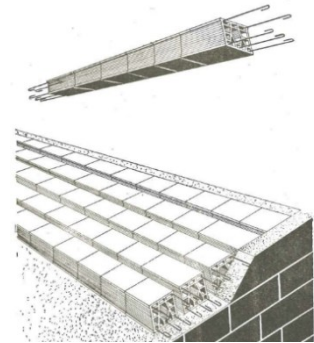


Figura 27: posa in opera dei travetti armati di un solaio "SAP" (fonte: "Solai soffitti coperti, nella moderna edilizia", di Edmondo Protti)

SOLAIO IN C.A. INTERAMENTE GETTATO IN OPERA CON MATTONI FORATI COMUNI

Soluzione caduta in disuso con l'avvento dei blocchi forati o elementi prefabbricati, ma rappresenta la prima forma di solai alleggeriti (figura 23). Sempre preferibili con un maggior numero di fori e fasce non lisce. Solitamente i mattoni sono collocati a non più a due appaiati e nella porzione inferiore dei travetti in calcestruzzo si predispose un'armatura a flessione.

SOLAIO IN C.A. "MIOZZI-SALERNI" INTERAMENTE GETTATO IN OPERA

Caratterizzato da grande velocità esecutiva, veniva impiegato molto spesso dai costruttori degli anni Trenta. L'utilizzo dei blocchi forati particolari impiegati chiude inferiormente l'intradosso creando una superficie omogenea in laterizio che limita ponti termici dovuti alle discontinuità dei materiali. In figura 24 si nota anche la disposizione delle armature per resistere ai momenti negativi.

SOLAIO "SAP"

Brevettato e costruito in Italia attorno a 1930 e molto utilizzato anche negli anni '60, è costituito da tante travi prefabbricate in laterizio armato accostate in opera le une alle altre. La funzione statica è affidata alla trave in laterizio data l'ottima qualità dell'argilla dei blocchi e disposizione delle armature lisce al loro interno sigillate con malta. Si presentano di solito senza soletta collaborante. Per questo motivo il ridotto copriferro causa l'ossidazione delle barre d'acciaio, anche all'intradosso in quanto questa soluzione ha fatto emergere problematiche legate allo sfondellamento del laterizio e distacchi di intonaco.

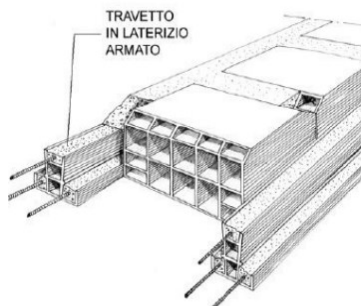


Figura 28: solaiο "celersap" (fonte: <https://www.scribd.com/document/710824185/cap-6-solai-a-struttura-mista-light>)

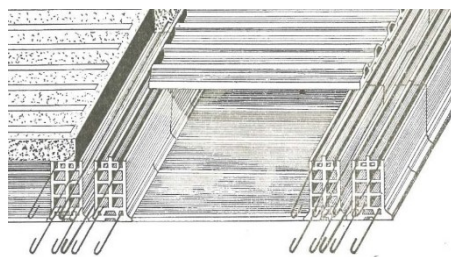


Figura 29: schema di un solaiο SAPAL (fonte: <https://www.scribd.com/document/710824185/cap-6-solai-a-struttura-mista-light>)

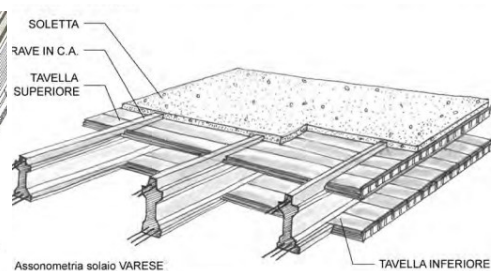


Figura 30: schema di un solaiο Varese (fonte: <https://www.scribd.com/document/710824185/cap-6-solai-a-struttura-mista-light>)

SOLAIO "CELERSAP"

Uno dei primi pacchetti strutturali che dà inizio alla prefabbricazione: travetti in laterizio armato riempiti di calcestruzzo posati in opera con sezione a T rovesciata di altezza progettata in funzione della luce di solaiο richiesta. Le ali dei travetti sono opportunamente sagomate con funzione di appoggio, tra un travetto e l'altro, per pignatte con gli spigoli più lunghi smussati per favorire la penetrazione del getto di una soletta collaborante che crea delle nervature aggiuntive in direzione ortogonale ai travetti prefabbricati.

SOLAIO "SAPAL"

Introdotta nel 1939, formata da travi costituite da due file di piccoli elementi in laterizio forato armato posate in opera e affiancate per formare i casseri delle nervature di calcestruzzo. Ciascuna trave porta delle alette inferiori e superiori sulle quali si poggiano delle *tavelline* che chiudono il solaiο lasciando una camera d'aria al suo interno. Il pacchetto strutturale è completato da un getto di calcestruzzo per ottenere la classica sezione a T delle nervature tra le due file di blocchi forati.

SOLAIO "VARESE"

Costituito da travi in c.a. prefabbricate a doppia armatura con un profilo particolare (*trave "VARESE"*) con interposti due ordini di tavelloni in laterizio forato superiormente e inferiormente per formare una camera d'aria al loro interno. Il tavellone collocato nella parte superiore funge da cassero a perdere per il getto collaborante superiore e quello inferiore chiude l'intradosso a formare il soffitto del locale sottostante. Data la diversa natura dei materiali all'intradosso, sono molto frequenti negli edifici esistenti ponti termici che coinvolgono laterizio e travetto, causando la tipica "strisciata" nera ben visibile all'intradosso con il conseguente insorgere della muffa, specialmente in ambienti all'interno dei quali si produce molto vapore come locali per servizi igienici. Questo solaiο pesa notevolmente meno rispetto alle altre soluzioni in laterocemento.

2.4. STRUTTURE DI COPERTURA

COPERTURE INCLINATE IN LEGNO

Costituiscono la maggioranza delle coperture italiane, ma nelle aree meridionali si adotta molto la scelta di una copertura piana. La struttura del tetto inclinato è formata dalla sovrapposizione di due o più orditure di travi in legno, sulle quali si posa il manto di copertura. La struttura è sostenuta da elementi verticali che possono essere i muri provenienti dei piani sottostanti o pilastri in muratura sui quali si fanno appoggiare le travi. È molto comune negli edifici datati ritrovare una struttura autoportante, chiamata *capriata*.

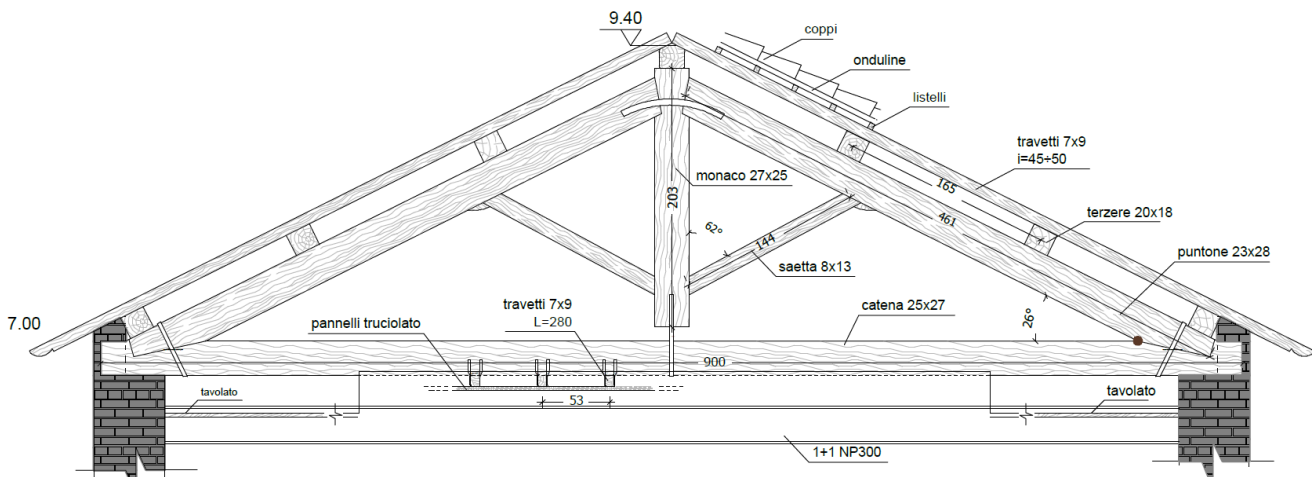


Figura 31: restituzione grafica dello stato di fatto di una capriata in legno con indicazione di alcuni elementi costituenti (disegni tecnici da progetti per il recupero della Ex Caserma Sacchi, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Questo sistema portante presente nella maggior parte delle coperture esistenti è formato da una struttura reticolare si appoggia sui muri, direttamente o indirettamente tramite l'interposizione tra essi e le teste delle capriate di tavole in pietra o legno che fungono da appoggio intermedio contro l'umidità. Il problema principale rimane sempre il degrado dei materiali che causa deformazioni e/o infiltrazioni di acqua.



Figura 32: appoggio della testa di una capriata nella muratura del Palazzo San Felice a Pavia.



Figura 33: incastro puntone-monaco di una capriata e solidarizzazione con fasce metalliche inchiodate nel Palazzo San Felice a Pavia.



Figura, 34: intersezione di monaco e saette in una capriata della Ex Caserma Sacchi a Pavia.

La figura 31 descrive gli elementi principali costituenti la struttura riferita ad un caso reale rinvenuto nei sopralluoghi all'Ex Ospedale Mondino di Pavia, dei quali si descrivono solo alcuni elementi di maggior interesse. Si compone di diversi elementi:

- 1) *Puntoni*: travi inclinate presso-inflesse parallele alla pendenza del tetto;
- 2) *Saette*: se presenti, limitano la luce di inflessione dei puntoni e lavorano prevalentemente a compressione;
- 3) *Catena*: lavora in trazione per assorbire la spinta trasmessa dai puntoni. Usualmente costituito da un'unica trave;
- 4) *Monaco*: elemento verticale non in contatto con la catena (ma legato con una *briglia* metallica) con il compito di migliorare il comportamento e l'unione tra i due puntoni.

Come si nota dal dettaglio, gli elementi sono legati tra loro con fasce metalliche inchiodate agli elementi in legno e con incastri ottenuti intagliandoli opportunamente. I puntoni, ad esempio, vengono connessi alla catena mediante incastro “*a coda di rondine*”. Se l'incontro tra puntone e catena avviene in allineamento con la parete sottostante si evitano fenomeni di tensioni parassite. Tuttavia, per ragioni geometriche spesso la catena viene prolungata fino all'appoggio sulla muratura. In ogni caso, il legno in contatto con la muratura è più soggetto a fenomeni di marcescenza data l'umidità trasmessa dalla muratura, analogamente ai solai orizzontali in legno.

Le capriate sono parte dell'orditura principale sulla quale viene realizzata la copertura, in loro assenza vengono fatti proseguire i muri nel sottotetto dell'edificio o solamente alcuni pilastri in muratura, sui quali poi si posa la struttura del tetto. Di seguito si mostrano le due principali situazioni riscontrate negli edifici italiani, in funzione dell'orditura:

TETTO ALLA LOMBARDA



Figura 35.a: struttura di un tetto alla Lombarda con travi principali poggianti su pilastri in muratura, ritrovata nel Palazzo San Felice a Pavia



Figura 35.b: struttura di un tetto alla Lombarda con travi principali poggianti su muratura in prosecuzione dei piani inferiori, ritrovata nel Palazzo del Principe Foresto a Modena

Tetto a falde nel quale l'orditura primaria è costituita da terzere in legno che corrono parallele alla linea di gronda e poggianti sulle pareti portanti trasversali o sulle capriate. L'orditura secondaria è costituita da travicelli disposti secondo la pendenza del tetto ortogonalmente poggianti alle terzere. L'appoggio delle travi ai muri avviene con le stesse modalità del solaio in legno nella muratura. Nella foto precedente si nota la presenza di tavole in legno interposte tra le travi e la parete.

In generale, sopra alla struttura secondaria si trova un assito in legno e uno strato sottotegola detto "ondulina" che chiude completamente l'intradosso e sul quale viene posato l'isolamento e poi il manto di copertura. In alcuni casi rinvenuti, le tegole in coppi si trovano poggianti solo su di una struttura terziaria discontinua di travicelli in legno e quindi visibili all'intradosso. Questo causa le infiltrazioni d'acqua che con il tempo portano alla marcescenza delle essenze lignee che compongono le strutture primarie.



Figura 36: vecchia e inefficace protezione delle capriate della copertura del Palazzo San Felice a Pavia

TETTO ALLA PIEMONTESE

La differenza principale con la precedente disposizione risiede negli elementi che costituiscono l'orditura primaria e secondaria. In questo caso gli elementi principali sono travi in legno disposte parallelamente a capriate o muri portanti trasversali, adagiato sul loro stesso piano e chiamati "falsi puntoni" (non hanno la stessa funzione di resistenza alla compressione di quelli di una capriata: infatti sono solamente appoggiati per sorreggere la falda). Sopra di essi si dispongono ortogonalmente dei correntini chiamati "arcarecci" che poggiano da un falso puntone all'altro. Il manto di copertura è realizzato sopra un'ulteriore serie di listelli in legno realizzata su di essi. Qualunque sia la tipologia del tetto, l'appoggio tra i diversi travetti che compongono la struttura del tetto sugli elementi principali avviene generalmente per intaglio di un elemento nel quale si inserisce l'altro o mediante l'interposizione di un concio in legno per impedire lo scivolamento e resi solidali tra loro con l'utilizzo di chiodi.



Figura 37

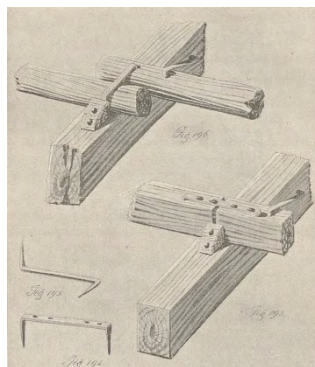


Figura 38

Figure 37 e 38: A sinistra appoggio delle terzere ad una delle capriate della copertura del Palazzo San Felice a Pavia. Retrostante ad essa si nota la presenza di una nuova capriata metallica di rinforzo. A destra sono raffigurati dei suggerimenti di collegamento tra puntoni e terzere proposti in alcuni manuali storici. Le terzere vengono posizionate sfalsate per consentire un buon appoggio su tutto il puntone principale. (fonte: "La pratica del fabbricare", C. Formenti-1893)



Figura 39

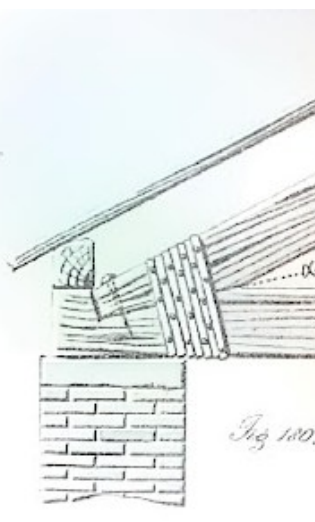


Figura 40

Figura 39: Presenza del dormiente in legno rinvenuto durante il rifacimento del manto di copertura della Ex Caserma Sacchi a Pavia. Si nota una risega muraria per l'appoggio delle capriate ai muri perimetrali.

Figura 40: Disegno a mano che mostra capriata in legno alla muratura e l'appoggio dei travetti sul dormiente ligneo "La pratica del fabbricare, il rustico delle fabbriche-parte prima", di Carlo Formenti, 1893).

Le criticità più diffuse nelle coperture sopra descritte riguardano, come per il caso dei solai in legno, la spinta orizzontale che le falde inclinate esercitano sulla muratura, favorendo il ribaltamento della facciata. Nelle coperture di edifici sprovvisti di catene o di appoggi a terra per le travi, questo fenomeno è molto comune e porta alla fessurazione delle pareti esterne o segni di separazione e scorrimento tra travetti e muratura. L'appoggio e il collegamento dei travetti di falda con la muratura avvengono indirettamente mediante un dormiente in legno posato in sommità (fig. 39 e 40), o direttamente annegandoli nella muratura senza alcuna accortezza per garantire una solida connessione contro lo sfilamento per le azioni orizzontali.

In molti edifici i travetti che sporgono all'esterno della copertura sono lasciati a vista per ragioni estetiche. In altri casi la gronda è realizzata con lastre in pietra (la beola è una soluzione molto diffusa) che si innestano nella muratura per circa metà della sua lunghezza nascondendo l'intradosso della struttura del tetto. Dato il suo peso, per prevenirne il ribaltamento e la caduta viene continuata la costruzione della muratura sopra di essa per controbilanciarlo.

È possibile avvalersi di tecnologi del legno incaricati di eseguire le classificazioni a vista per suggerire la necessità degli interventi, ma le considerazioni avranno validità finché gli elementi in legno non verranno rimossi dall'edificio.

2.5. VOLTE IN MURATURA

Questo sistema di chiusura orizzontale prende ispirazione dalla struttura dell'arco perfezionato dai Romani e dagli Etruschi già intorno al III secolo A.C in Italia Centrale. Le tipologie esistenti più diffuse si ritrovano molto in edilizia residenziale usate per chiudere superiormente i locali di piani intermedi in palazzi con grande valore artistico, per completare portici di chiostri o colonnati urbani e chiese.

Queste strutture si trovano realizzate prevalentemente in muratura di mattoni d'argilla. La costruzione della volta inizia disponendo prima un'armatura provvisoria in legno chiamata "*centina*" con funzione d'appoggio dei mattoni costituenti la superficie. Il suo appoggio alla muratura in elevazione avviene quindi contestualmente alla costruzione della superficie. Una volta completati gli archi o l'intera superficie si posiziona la chiave di volta che chiude la struttura, ora in grado di reggersi autonomamente, e si rimuove l'armatura provvisoria.

All'estradosso della volta è presente un *rinfianco* in muratura e un materiale di recupero di natura variabile chiamato *riempimento* (spesso terra da cantiere) che ha lo scopo di chiudere l'orizzontamento, dare ulteriore stabilità alla muratura all'imposta, schiacciare le reni (presente in quantità maggiori in tali zone) e limitare la flessione causata dalla spinta orizzontale trasmessa. Essendo composto da materiali di diversa natura risulta molto pesante e spesso può rappresentare un'arma a doppio taglio: la massa sismica potrebbe gravare ulteriormente sulla spinta orizzontale incidendo negativamente sul comportamento della struttura.

Le volte di sottotetto, presentano talora un estradosso ben visibile data l'assenza del riempimento: non avendo carichi portati (persone, arredi, etc..) l'esigenza del contenimento delle spinte si riduce e risulta sufficiente solo l'irrigidimento con *frenelli* in muratura.

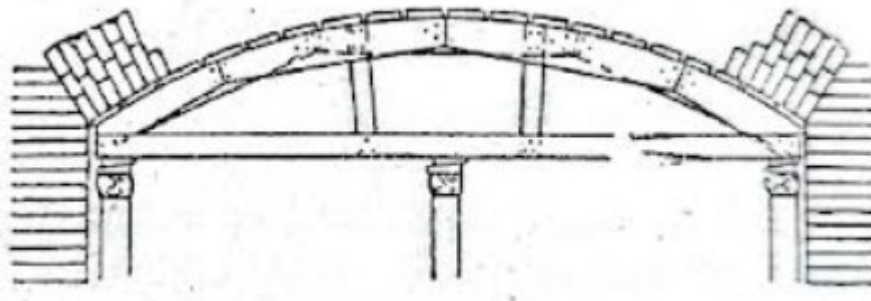


Figura 41: centina in legno per la costruzione di una volta a botte ribassata. da "*Il manuale del costruttore*" di M. Foerster, pag 740)



Figura 42: Rappresentazione grafica degli elementi principali di una volta a botte e pavimentazione con dettaglio sul solaio in legno sovrastate (da *"La pratica del fabbricare-Parte I"*, di Carlo Formenti)



Figura 43: aspetto dell'intradosso di un sottotetto composto da volte e frenelli in muratura del Palazzo San Felice a Pavia visitato durante i sopralluoghi.

La diversa geometria che assume la superficie curva della volta determina una tipologia e un modo di scaricare i carichi differente:

VOLTE A BOTTE



Figura 44: intradosso di una volta a botte ribassata in muratura del piano interrato del Palazzo San Felicea Pavia



Figura 45: lesioni in chiave di una volta a botte con separazione di materiale rinvenute durante i sopralluoghi dell'Ex Caserma Sacchi di Pavia.

Le volte a botte sono la struttura più semplice ottenuta trasladando un arco (semicircolare, a tutto sesto, a sesto acuto, etc..) lungo una retta direttrice ortogonale al suo piano. Il carico verticale viene scaricato lungo i due muri di imposta laterali al quale si poggia e ciascuna sezione lungo la direttrice ortogonale ha un comportamento di tipo ad arco. (cita slides del pdf di archi e volte per il meccanismo) Il meccanismo di rottura si manifesta con l'abbassamento al centro dovuto all'allontanamento dei piedritti causato della loro rotazione verso l'esterno. Si sviluppa il meccanismo di rottura a tre cerniere: una cerniera lineare in prossimità della chiave attorno alla quale la volta ruota all'interno e due alle reni attorno alle quali la volta ruota esternamente; nelle figure sottostanti si mostrano le tipiche lesioni di una volta a botte dovute al meccanismo descritto e lo schema della rottura.

Considerando una volta a botte a pianta quadrata e tagliandola con due piani verticali lungo le diagonali principali si individuano due *unghie* e due *fusi* indicati schematicamente nella figura sottostante (rispettivamente con le lettere a e b). Giocando con l'unione di questi elementi uno con l'altro si ottengono volte con altre forme molto utilizzate: *a padiglione*, *a crociera* e *a vela*.

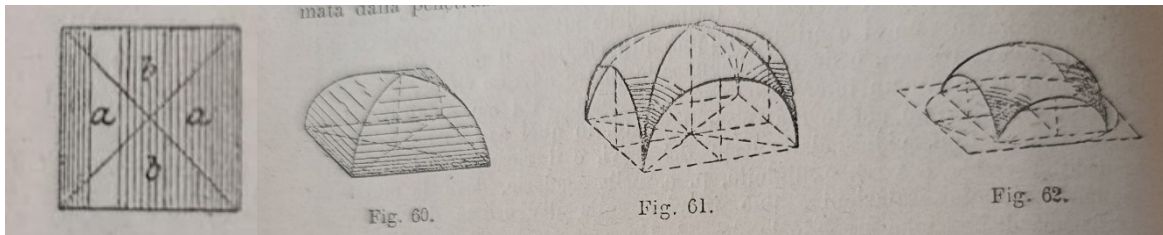


Figura 46: elementi ottenuti sezionando una volta a botte da poter assemblare per realizzare diverse forme di volte (fonte: *"Il Manuale Del Costruttore"*, di M. Foerster, pag 738)

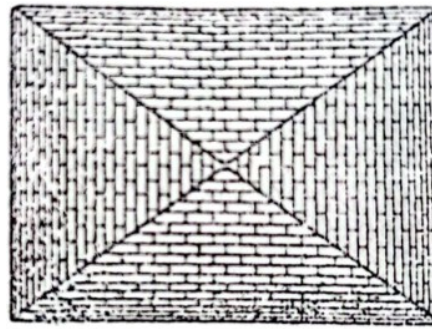


Figura 47: intradosso intonacato di una volta a padiglione del Palazzo Pellegrini di Pavia.

Accanto, una disposizione schematica dei mattoni durante la realizzazione della superficie della volta a crociera, con attenzione al rinforzo delle diagonali (fonte: *"Il Manuale Del Costruttore"*, di M. Foerster, pag 741)

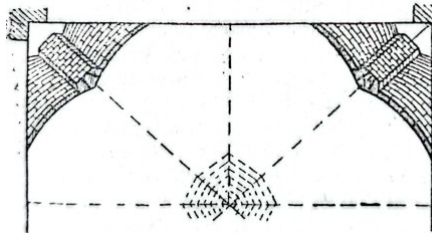


Figura 48: volte a crociera del primo piano dell'Ex Istituto Mondino di Pavia rinvenute durante i sopralluoghi (fonte: *"Il Manuale Del Costruttore"*, di M. Foerster, pag 742)

VOLTA A PADIGLIONE

La pianta di base ricopre un'area poligonale ottenuta dall'unione di quattro fusi che convergono tutti in un unico punto in chiave di volta sulla verticale del baricentro della base. La disposizione degli elementi costituenti è la medesima per ciascun fuso della quale è composta, generalmente tutti orientati parallelamente ai lati d'imposta, e generalmente realizzata con mattoni in laterizio disposti di coltello. Staticamente questa struttura scarica uniformemente su tutti e quattro i lati ma essendo più voluminosa della precedente soluzione ha un peso maggiore; sezionando una volta a padiglione in maniera differente si ottengono diverse varianti. Una di queste è la *volta a schifo*, ottenuta sezionando una volta a padiglione con un piano orizzontale.

VOLTA A CROCIERA

Sono invece ottenute dall'unione di quattro unghie, o equivalentemente dall'intersezione di due volte a botte ortogonali tra loro. È possibile che gli archi di intersezione vengano integrati nella volta e quindi non visibili all'estradosso (come in figura 58) o vengano lasciati a vista (in questo caso chiamati *costole*). Le nervature diagonali giocano un ruolo fondamentale dato che portano i grandi sforzi provenienti dall'intera superficie per scaricarli alla base. In tali zone è più probabile la formazione di fessure e pertanto si trovano rinforzate con una o più file di mattoni aggiuntive disposte lungo tutta la diagonale. Per questa tipologia, le spinte vengono scaricate puntualmente agli angoli della pianta rettangolare di base, nei quali troviamo in molti casi delle colonne in pietra sormontate da un pulvino.

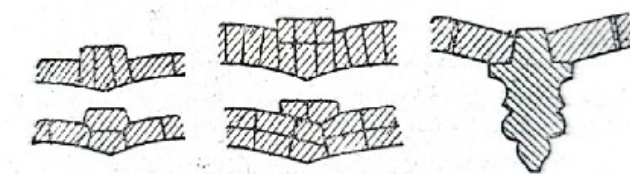


Figura 49: schema di intersezione e collegamenti diagonali di una volta a una e due teste di mattoni all'intradosso (a sinistra) e nervature estradossali (a destra) (fonte: "Il manuale del costruttore" di M. Foerster pag. 742)

Le tipologie descritte sono molto spesso dotate di accorgimenti contro le spinte orizzontali che evitano il ribaltamento di muri, colonne e la formazione delle fessure sulle superfici delle volte. La scelta più utilizzata era l'impiego di tiranti in acciaio ancorati alla muratura per mezzo di *capochiavi* che entrando in trazione servivano ad assorbire le spinte orizzontali delle volte. La catena veniva prima tesata affinché potesse esercitare un'azione contraria alla spinta della volta. Il capochiave poteva essere ancorato all'esterno della muratura o totalmente incastrato all'interno della parete per nascondere alla vista.



Figura 50: presenza di catene all'intradosso nelle volte a crociera del chiostro del Palazzo San Felice a Pavia.

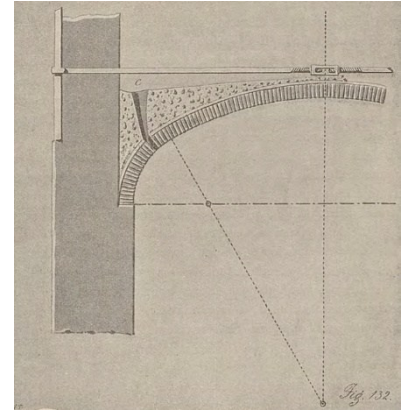


Figura 51: rappresentazione grafica delle catene all'estradosso di una volta ancorate all'esterno con capochiave (da *"La pratica del fabbricare I - il rustico delle fabbriche"*, di C. Formenti)

Le catene si trovano posizionate all'intradosso (figura 50) all'altezza del piano di imposta dove le spinte della volta scaricano sulla muratura o all'estradosso (figura 51). Quest'ultima soluzione non è propriamente ottimale perché la catena è posizionata distante dal flusso di sforzi che la volta trasmette, ma comunque molto utilizzata in passato per la necessità di nascondere alla vista le catene su volte affrescate o decorate.

3. ALCUNI INTERVENTI DI NATURA STATICA E SISMICA

3.1. INTERVENTI PER RIDURRE LA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI

Gli interventi di irrigidimento sono volti a prevenire ed evitare cedimenti nel piano dell'impalcato dovuti spesso ad geometria inadeguata o scarsa rigidezza. Qualora i muri esistenti non siano dotati di cordolo sommitale per un buon collegamento solai-parete, effettuare l'irrigidimento del diaframma comporta però un aumento delle sollecitazioni che dovranno essere trasmesse alla parete verticale, a causa di masse aggiuntive sul solaio o ad un cambiamento della redistribuzione degli sforzi devo comunque opportunamente collegarlo alla parete, dato che l'irrigidimento. Pertanto è necessario intervenire anche sul loro corretto ancoraggio alle pareti e la progettazione di un rinforzo che non aumenti significativamente le masse sulla struttura. Le modalità di ancoraggio si rimandano al capitolo dedicato 4.2.

Consolidamento con nuova cappa collaborante in calcestruzzo alleggerito

Viene gettato del calcestruzzo alleggerito (per non gravare eccessivamente come massa aggiuntiva sul solaio) armato di rete metallica elettrosaldata, direttamente sull'estradosso della porzione strutturale del solaio esistente, una volta rimosso il pavimento e il sottofondo. Nel caso particolare dei solai in legno, il getto applicato direttamente sul tavolato potrebbe causare marcescenze e percolazioni al di sotto della struttura non sempre chiusa all'intradosso. Perciò, o si sostituisce l'impalcato con elementi nuovi a geometria tale da chiudere l'orizzontamento, o si applica un telo impermeabile traspirante al vapore su di esso prima di iniziare il getto. In questo modo si conservano le travi in legno sottostanti. Questo non comporta particolari problemi per solai laterocementizi, ma l'applicazione con teli impermeabili è comunque molto usata. Per aumentare la sezione resistente di calcestruzzo leggero senza incrementare i carichi agenti, l'interposizione di pannelli isolanti nella soletta consente di alzare la posizione della rete di armatura e avere così una sezione molto più resistente grazie all'aumento del braccio, oltre che ad un aumento delle proprietà isolanti dell'orizzontamento.

Interventi come questo comportano prima il puntellamento degli elementi strutturali del solaio all'intradosso per creare già una presollecitazione verso l'alto e avere fin da subito una partecipazione tra gli elementi originali e quelli di rinforzo, oltre ad evitare che si deformi durante l'intervento per i pesi propri dei nuovi elementi.

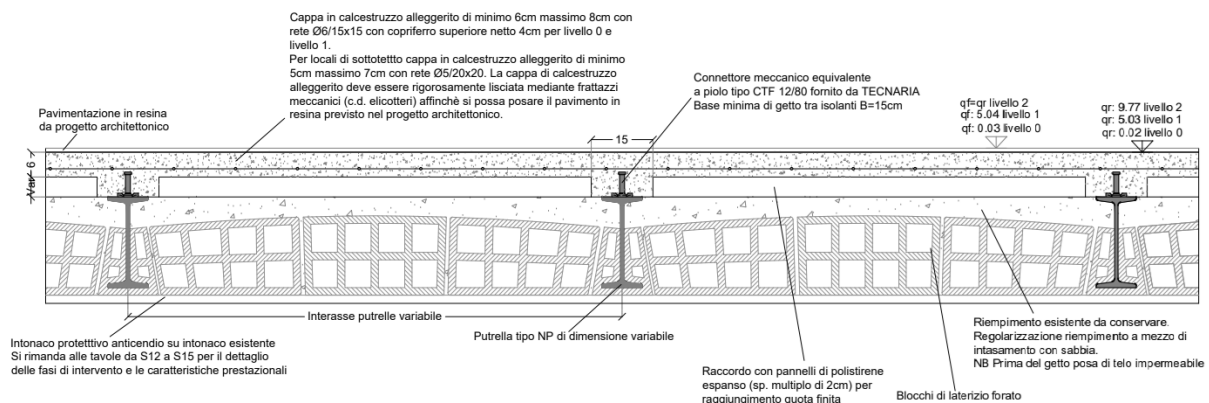


Figura 52: Intervento di consolidamento di un solaio in putrelle e blocchi di laterizio forato con cappa collaborante per il recupero dell'Ex Istituto Mondino di Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Per questo intervento è fondamentale prevedere la sua connessione con la struttura esistente sottostante per una buona trasmissione del taglio all'interfaccia ed evitare che i due materiali si deformino differitamente. L'obiettivo è rendere la nuova sezione composta legno/acciaio-calcestruzzo interamente collaborante sotto l'ipotesi di perfetta aderenza all'interfaccia degli elementi. Per fare questo si impiegano connettori a taglio formati da pioli o viti filettate che, prima del getto della soletta, devono essere infissi alla struttura esistente direttamente o indirettamente con l'utilizzo di piatti d'acciaio interposti.

Irrigidimenti intradossale con profilati in acciaio

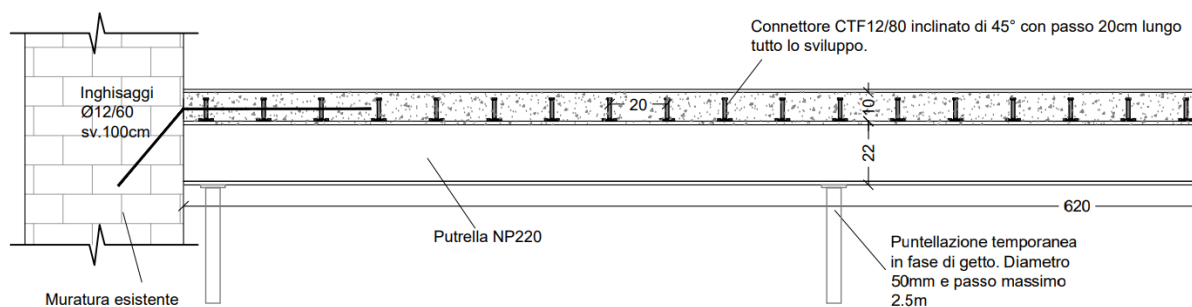


Figura 53: disposizione lungo la luce di solaio rinforzato con cappa collaborante dei connettori a taglio per recupero dell'Ex Istituto Mondino a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Soluzioni di questo tipo sono impiegate largamente per i solai costituiti da profili metallici ed elementi in laterizio interposti o da solai in legno. Il vantaggio è rappresentato dall'irrigidimento della struttura con un nuovo e secondario ordine di travi in acciaio (profili metallici a T o a doppio T o IPE) posto all'intradosso ortogonalmente all'orditura del solaio esistente, collegati mediante saldatura alle ali inferiori delle putrelle esistenti. Si ha inoltre il vantaggio di poter chiudere l'intradosso con un controsoffitto per nasconderle alla vista.

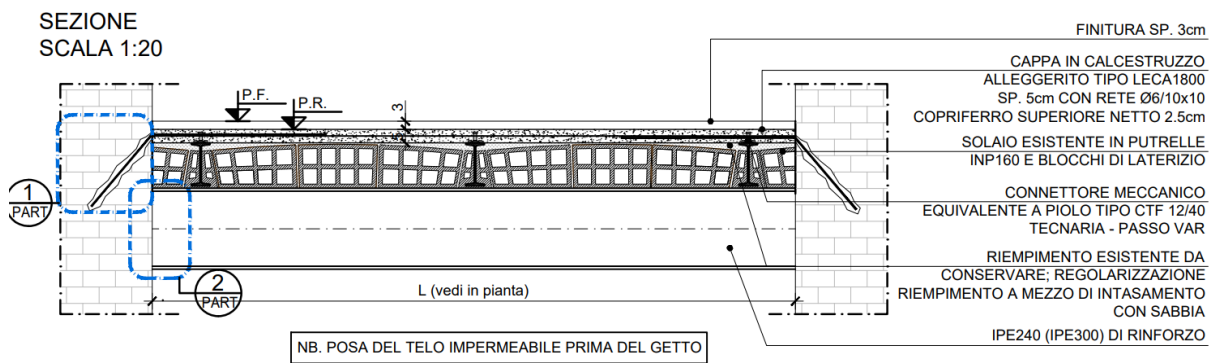
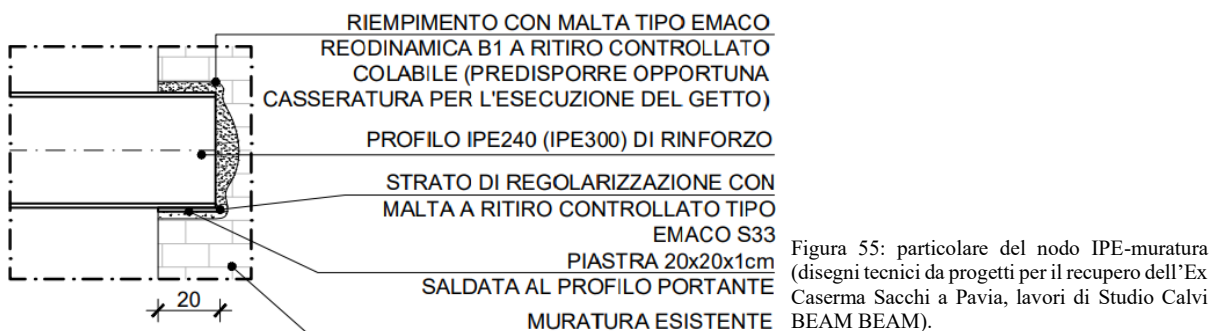


Figura 54: irrigidimento della struttura di un solaio in putrelle e pignatte con travi in acciaio all'intradosso (disegni tecnici da progetti per il recupero dell'Ex Caserma Sacchi a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Ogni profilo utilizzato dovrà poi essere opportunamente collegato alla muratura portante mediante il loro inserimento in uno scasso per una profondità adeguata, poi ricucito con mattoni e malta. Si può prevedere un appoggio intermedio alla muratura realizzando un letto di malta ritiro controllato ad alta resistenza sulla quale poggiare la trave.



Irrigidimenti nel piano con nuovi tavolati in legno e bandelle metalliche

L'intervento viene eseguito su solai in legno, nei quali la struttura esistente sopra l'orditura principale è già costituita da un tavolato che necessita di un nuovo strato o un completo rimpiazzo, spesso deteriorato da acqua piovana. Si impiega solitamente un doppio tavolato incrociato, posato ortogonalmente uno sull'altro e inchiodati alla struttura principale sottostante con viti filettate da legno per assicurare la loro collaborazione. Il suo collegamento alla muratura può essere eseguito posando direttamente sul tavolato un nuovo cordolo perimetrale in acciaio con profilo L inghisato al muro avvitato sul doppio assito in legno, che renda ulteriormente efficace il vincolo solaio-parete.

Per rendere il diaframma più rigido per trasferire correttamente le sollecitazioni ai muri strutturali e scongiurare il loro ribaltamento fuori piano dovuto alla perdita di vincolo ai piani intermedi, questo sistema impiega delle fasce metalliche per collegare insieme ulteriormente i cordoli perimetrali metallici e l'assito di nuova realizzazione precedentemente citato inchiodandole direttamente ad esso.



Figura 56: bandelle metalliche per l'irrigidimento nel piano di un nuovo solaio in legno per l'Ex Ospedale Santa Margherita di Pavia (a sinistra) e loro connessione al cordolo perimetrale nell'Ex monastero di Santa Monica a Cremona (a destra). Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM

3.2. INTERVENTI PER RIDURRE LE CARENZE NEI COLLEGAMENTI

Tiranti e catene

Quando l'ammorsamento tra i muri ortogonali non risulta sufficiente, le pareti rischiano la traslazione e il loro ribaltamento fuori piano quando soggetti ad azioni orizzontali. Le pareti non sufficientemente vincolate tra loro e/o alle strutture orizzontali sono maggiormente soggette ad azioni e spinte che portano i muri ad uscire dal proprio piano. Nelle due direzioni del fabbricato a livello dei solai, ancorati alle murature esterne, l'inserimento di tiranti in acciaio può favorire il comportamento d'insieme del fabbricato.

Il tirante è composto da:

- Le *catene*: barre d'acciaio ad elevato limite elastico che trattengono la spinta orizzontale;
- Il *capochiave*: composto da una piastra di contrasto esterna alla muratura e da un paletto di dimensioni variabili per bloccare il ritiro della catena.
- Un *tenditore*: connettore meccanico, non sempre presente, posto di solito al centro della catena con il compito di unire per attrito i due segmenti di cui è costituita e metterli in tiro per contrastare la spinta orizzontale della catena. Questo componente lo si ritrova negli edifici in muratura di epoca più recente.

L'ancoraggio esterno avviene per mezzo di piastre di contrasto posizionate sulla muratura per contrastare il tiro offerto dalla una catena posta a livello del solaio, garantendo il corretto trattenimento delle pareti. Anticamente la catena veniva messa in trazione riscaldandone le estremità e subito dopo infiggendo saldamente il cuneo di bloccaggio nell'occhiello: raffreddandosi il metallo si sarebbe accorcia mettendo in trazione la catena. L'utilizzo di queste tecniche si basa sulla pre-tensione per indurre uno stato di compressione nella struttura tale da contrastare la traslazione che risentirebbe in caso di sisma o di spinte di altra natura. Infatti, prima di procedere al dimensionamento e alla realizzazione, bisogna controllare le caratteristiche della muratura esistente per assicurarsi che dopo la tirantatura non avvengano fenomeni di plasticizzazione locali. I tiranti metallici vanno posizionati all'interno dello spessore del muro.

Cordoli sommitali in calcestruzzo o muratura armata

Questo tipo di intervento permette di consolidare la porzione a quota più alta della muratura, che per questo motivo risulta meno compressa e spesso poco solidale con la copertura. Esso può essere realizzato in muratura armata, acciaio o calcestruzzo armato. Se realizzato in muratura armata si rimuove la sommità della muratura per ricostruirla con materiali e tecniche di miglior qualità, per poi aggiungere un'armatura in acciaio. Questa può essere costituita da una gabbia d'acciaio analogamente a quanto per le travi in calcestruzzo armato, o da barre e/o tralicci piani in acciaio alloggiati nello spessore dei corsi di malta orizzontali. In entrambi i casi il posizionamento dell'armatura avviene contemporaneamente alla realizzazione della nuova muratura. Una volta completata, la muratura armata va connessa ai muri esistenti con spinottature verticali e sigillanti chimici che, dall'esterno, penetrano in profondità collegando anche i cunei di legno per l'appoggio dei travetti di gronda.

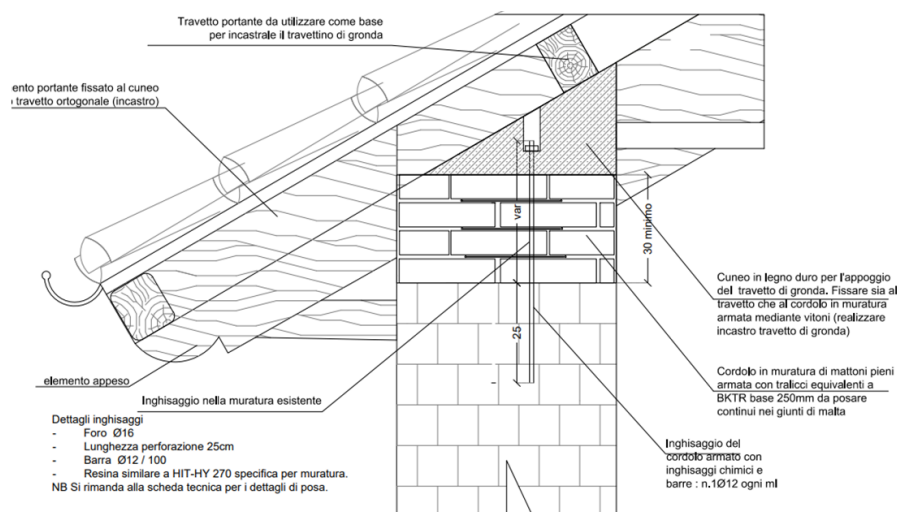


Figura 57: disegno tipologico per la realizzazione di un cordolo in muratura armata composto da tralicci metallici nei corsi di malta per il consolidamento della copertura dell'Ex Clinica Mondino a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Tutte le fasi operative devono essere effettuate rimuovendo il manto di copertura, assito e terzere nella zona dell'appoggio e puntellando le capriate esistenti. La realizzazione di cordoli in calcestruzzo armato avviene modellando la parte sommitale dell'edificio per creare all'interno dello spessore murario lo spazio per un nuovo getto e l'inserimento delle armature in acciaio. Il calcestruzzo da utilizzare dovrà essere alleggerito, per evitare che appesantisca troppo la struttura, con peso specifico consigliato⁸ inferiore o uguale a 12 kN/m³.

Capriate e falsi puntoni in legno che si dovranno appoggiare alla muratura dovranno arrivare fin dentro al cordolo ed essere inglobate nel getto, ma protette da cuffie in acciaio o guaine bituminose per evitare che la miscela le bagni provocandone marcescenza già in fase di realizzazione del rinforzo⁹. La connessione tra il cordolo e la struttura in muratura avverrà con barre d'acciaio filettate passanti nel getto da inghisare verticalmente nel muro, il cui foro verrà poi sigillato mediante resine epossidiche.

Anche per il caso dell'appoggio di una capriata sulla muratura si può adottare questa soluzione, con l'accortezza di proteggere la testa della capriata con una cuffia d'acciaio.

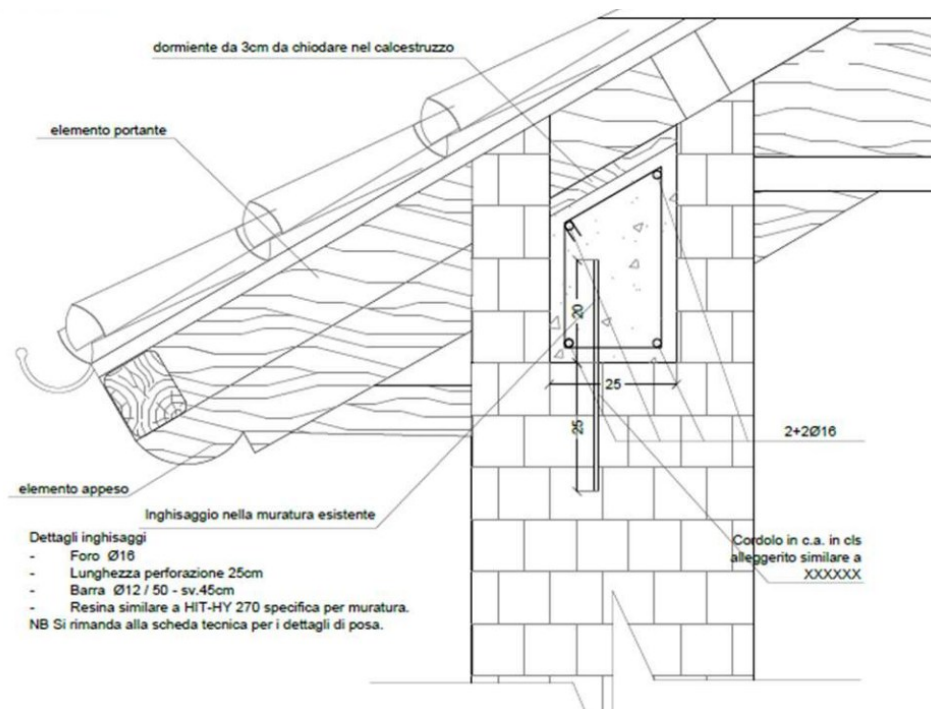


Figura 58: disegno tipologico per la realizzazione di un cordolo in muratura armata composto da tralicci metallici nei corsi di malta per il consolidamento della copertura dell'Ex Clinica Mondino a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

⁸ Pag. 230 di "Trattato sul consolidamento degli edifici in muratura, interventi su strutture in elevazione" di M. Mariani.

⁹ Pag. 230 di "Trattato sul consolidamento degli edifici in muratura, interventi su strutture in elevazione" di M. Mariani.

Cordoli metallici ai piani intermedi della muratura

Creare una breccia nella muratura esistente a livello dei solai per il getto di un cordolo in calcestruzzo armato era una tecnica diffusa nel passato per avere una connessione rigida ed efficace tra muratura ed orizzontamenti, fornendo un vincolo aggiuntivo contro le traslazioni dei solai e ribaltamenti dei muri. Questo comportava però la distruzione della materia e la decompressione tra gli elementi costituenti la muratura che, rilassandosi possono creare cedimenti (si deve quindi procedere effettuando breccie in piccole porzioni, per ragioni di sicurezza). Gli sforzi sulla struttura cambiano percorso verso la porzione più esterna creando cerniere deboli che favoriscono il ribaltamento dei muri perimetrali.

Una scelta alternativa per non creare breccie e migliorare la connessione di un solaio alla muratura è la realizzazione di cordoli metallici, fissati alla muratura dall'interno dell'edificio. Questa soluzione consente di creare un cordolo perimetrale lungo tutto il solaio di piano senza interventi invasivi nei muri, non sempre accettati dalla Soprintendenza. I profili più utilizzati sono gli UPN o semplici angolari metallici, che per la loro forma risultano facili da connettere ai muri con delle perforazioni armate da barre filettate sull'anima e sigillate con resine epossidiche. L'ancoraggio delle barre avviene con resine epossidiche bicomponenti¹⁰ fino a saturare il foro armato con barre d'acciaio nervate o filettate a fissaggio chimico ad alta pressione. Il procedimento prevede le seguenti fasi operative:

- 1) *Perforazione a percussione;*
- 2) *Pulizia del foro senza liquidi per evitare la perdita di aderenza nella muratura;*
- 3) *Inserimento della barra e successiva iniezione della resina;*
- 4) *Posizionamento del profilo e serraggio con dadi e rondelle.*

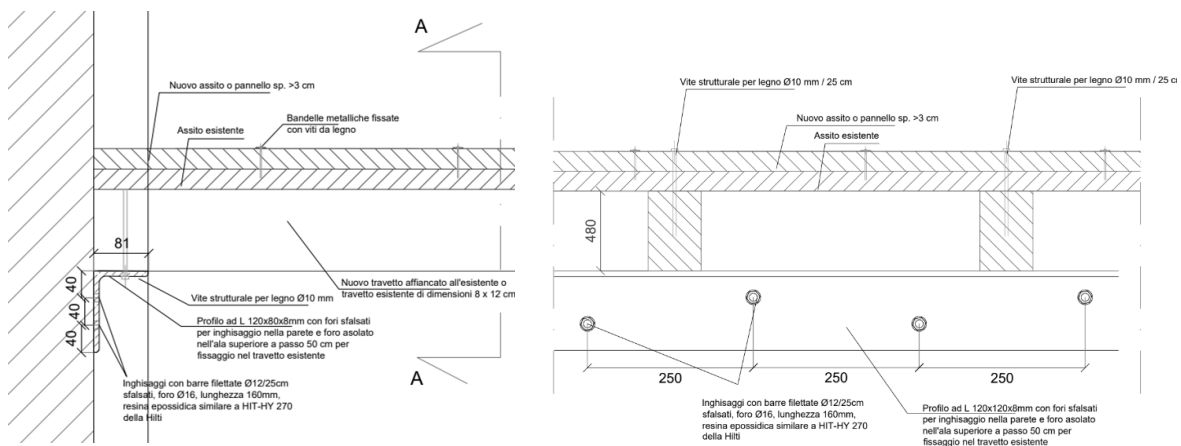


Figura 59: schema del dettaglio di un cordolo metallico all'intradosso di un solaio in legno: sezione laterale con connessione agli elementi in legno (a sinistra) e vista frontale con connessione alla muratura (a destra). Si nota l'arretramento dell'appoggio delle travi verso l'interno del muro che ne riduce l'inflessione (disegni tecnici da progetti per la riqualificazione del Palazzo del Principe Foresto di Modena, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

¹⁰ Costituito da due elementi distinti e separati tra loro: la resina e l'induritore. Saranno poi miscelati nelle giuste quantità solo al momento del getto.

L'utilizzo di tali profili nella figura precedente, oltre che collegare i muri a livello intermedio, fornisce un ulteriore appoggio alle travi del solaio in legno riducendone anche la loro lunghezza di inflessione: questo è possibile perché l'estremità della trave si connette sulla flangia superiore del profilo collegandola con barre filettate per appoggiarla più internamente.



Figura 60: cordolo perimetrale in acciaio all'intradosso di un solaio in putrelle e tavelloni per il recupero dell'Ex Ospedale Santa Margherita di Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Inghisaggi cappa alla muratura esistente e alla struttura del solaio

Qualora gli interventi prevedano la realizzazione di una cappa in calcestruzzo armato alleggerito sopra un solaio per il loro consolidamento l'intervento potrebbe risultare inefficace se non connesso alla muratura. Prima del getto e l'armatura elettrosaldata della soletta e si eseguono delle perforazioni nella muratura perimetrale per l'inghisaggio di barre d'acciaio di collegamento. La perforazione per l'ancoraggio ai muri è da effettuarsi con un'inclinazione di circa 45 gradi per il tratto dentro alla muratura per aumentare la resistenza allo sfilamento, praticità di esecuzione e aumento della lunghezza di ancoraggio. La cappa viene ancorata lungo tutto il suo perimetro, e quindi migliora in collegamento orizzontale dei muri. La cappa va opportunamente connessa a taglio anche ad eventuali travi in acciaio che costituiscono il solaio. Questa operazione è detta *piolatura*, e va effettuata su tutte le eventuali putrelle che sono sprovviste di connessioni con la cappa/massetto esistente attraverso nuovi chiodi di collegamento per migliorare la collaborazione all'interfaccia tra la trave in acciaio e il successivo getto, affinché venga eliminato lo scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo. Nella figura sottostante si mostra la necessità di rimuovere la porzione della cappa di calcestruzzo esistente a completamento di un solaio in putrelle e tavelloni, per permettere la *piolatura* di ciascuna trave in acciaio necessaria per la collaborazione della nuova sezione resistente composta in acciaio-calcestruzzo.

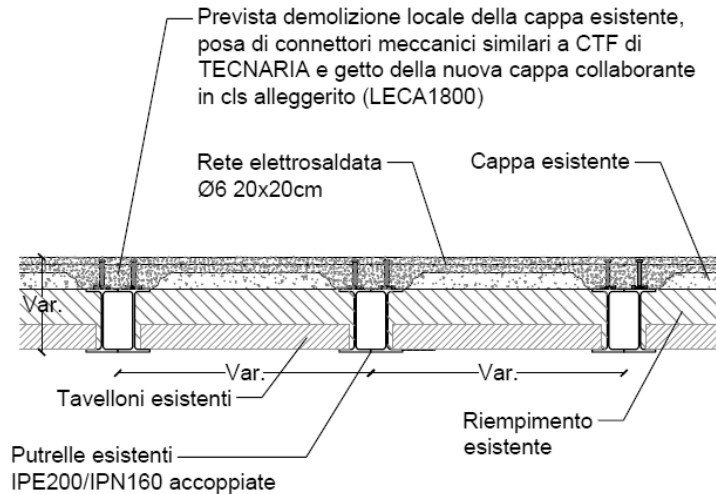


Figura 61: schema di piolatura del solaio in putrelle e tavelloni (disegno tecnico da progetto per la riqualificazione residenziale dell'Ex Ospedale S. Margherita a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Connessioni travi alla muratura con piastre antisfilamento

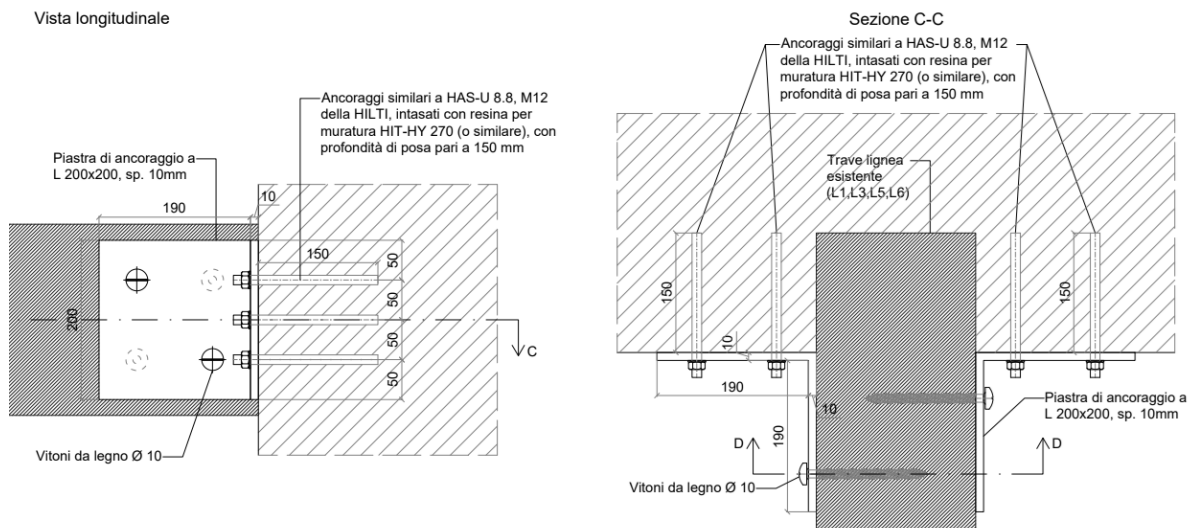


Figura 62: ancoraggio delle piastre di collegamento trave-muratura per ripristinare il collegamento di un impalcato di legno alla struttura portante (disegno tecnico da progetto di un ordine di servizio per la messa a norma del Palazzo San Felice a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM).

Come accennato in precedenza nel capitolo dedicato alle problematiche delle travi in legno, se l'appoggio non è ben eseguito ad esempio per insufficiente profondità di appoggio nella muratura o se si è perduto per inflessione e abbassamento delle travi, il martellamento e lo sfilamento di esse può essere evitato nel modo seguente. L'impiego di piastre di ancoraggio permette di ripristinare il collegamento perso con un intervento non invasivo agendo direttamente dall'esterno, collegando la trave alla muratura per mezzo di due piastre angolari imbullonate su entrambi i lati con viti da legno e alla muratura con viti serrate da dadi e rondelle. Le viti di collegamento è bene che non siano allineate per non creare sezioni di debolezza.

Controventamento con cerchiatura metallica in acciaio



Figura 63: nuovo diaframma rigido in acciaio nell'Ex Istituto Mondino di Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

La creazione di un diaframma rigido permette di vincolare ulteriormente i muri a livelli intermedi in maniera simultanea. La nuova cerchiatura orizzontale d'acciaio non comporta alcuna invasività, ,a prevede solamente l'impiego di cordoli perimetrali imbullonati alla muratura con barre filettate.. Il suo irrigidimento viene eseguito collegando, nel piano, le porzioni di cordoli perimetrali con profili e cavi in acciaio imbullonati ad una piastra saldata su di esso, e i controventi d'acciaio diagonali .

3.3. INTERVENTI SU VOLTE IN MURATURA

Come per il caso delle coperture, queste strutture hanno un comportamento naturale di tipo spingente a causa delle componenti orizzontali delle forze che scaricano sui loro muri d'appoggio, che va previsto e attenuato per non lasciare che si sviluppi il loro ribaltamento.

Riduzione dei carichi gravitazionali e irrigidimento dell'orizzontamento

Nei casi in cui il pesante riempimento di terra sui mattoni che incrementa le masse e causa una spinta inclinata ulteriore della volta in caso di sisma ci sono vengono realizzati dei muri in mattoni di spessore ridotto ad una o due teste, comunemente chiamati "frenelli". Va quindi rimosso tutta la pavimentazione e il riempimento esistente e, direttamente sull'estradosso della superficie sabbiato e asportato delle polveri di cantiere, si costruisce la nervatura in mattoni e malta. Su di essa poi è possibile riposizionare la pavimentazione; in questo modo la struttura risulta più leggera e si realizza direttamente al di sopra dell'irrigidimento la pavimentazione nuova.



Figura 64: ritrovamento di frenelli in muratura per l'irrigidimento delle volte di sottotetto de Palazzo San Felice a Pavia visitato durante sopralluoghi

Questa soluzione è in realtà poco utilizzata, di solito i frenelli si trovano già presenti nelle strutture esistenti per irrigidire la volta. Piuttosto che la loro realizzazione, l'impiego di un riempimento molto più leggero in sostituzione a quello esistente risulta una pratica più ricorrente. Gli sviluppi della tecnologia hanno poi contribuito a proporre le seguenti alternative.

Consolidamento all'estradosso mediante placcaggio o rete in fibra di acciaio

Questa soluzione si presta bene per le volte affrescate all'intradosso, o nel caso non si voglia bagnare la superficie per la penetrazione di acqua attraverso i mattoni e la malta. L'intervento è realizzabile anche all'intradosso negli altri casi. L'utilizzo di fasce rinforzate in carbonio o acciaio ad alta resistenza a trazione poste all'estradosso permette di incrementare la resistenza a flessione e a taglio per volte con

spessori ridotti ed evitare l'apertura di fessure o formazione delle cerniere. Prima dell'intervento, quando possibile, è opportuno puntellare la struttura dall'intradosso per lavorare in sicurezza e indurre una presollecitazione iniziale verso l'alto. Qualora si scelga di prevedere l'uso reti in fibra di acciaio per farla aderire alla struttura esistente si utilizza della malta opportunamente studiata (matrice inorganica *FRCM*). L'utilizzo di fibre in carbonio invece avviene con l'utilizzo di adesivi a base di resina epossidica.

Per la loro applicazione è necessaria la rimozione della pavimentazione, sottofondo e riempimento esistente fino ad arrivare all'intradosso della volta, pulendo la superficie e rendendola scabra affinché ci sia sufficientemente attito per l'applicazione delle fibre. L'applicazione avviene successivamente alla stesura sulla superficie di una geomalta pochi millimetri di spessore. La posa dei tessuti avviene lungo le direttrici e generatrici¹¹ della volta in modo che le fasce si incrocino per creare una vera rete di rinforzo. Si completa l'intervento stendendo un secondo strato di geomalta per inglobare completamente la rete e garantire un'ottima adesione.

Le fibre vanno inoltre ancorate efficacemente muratura nella zona di rinfiaccio, lungo il perimetro o alla base delle intersezione delle unghie (dipende dalla geometria di una volta a botte, a padiglione o a crociera) realizzando dei fori per l'inghisaggio del rinforzo. Le fibre del rinforzo terminali in quella zona vanno opportunamente fioccate e inserite nei fori, e sigillare con la colatura di geomalte o iniezione di resine epossidiche.



Figura 65: fasi di applicazione del rinforzo all'estradosso delle volte del portico del chiostro del Palazzo San Felice di Pavia. In ordine si mostra lo svuotamento del sottofondo e la pulizia dell'estradosso, l'applicazione di una rete d'acciaio, l'aderenza della rete alla volta con l'applicazione di uno strato di *geomalta* e l'ancoraggio della rete alla muratura nel foro di supporto con sfiocatura e arrotolamento a coda all'estremità della fascia. (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

¹¹ Linee di riferimento di ciascun tipo di volta e linee che le collegano. Insieme definiscono la geometria fondamentale della sua superficie.

In questo caso, sulla superficie della volta, si stende un leggero strato di malta di calce speciale (*geomalta*) qualche millimetro di spessore lungo la direzione di applicazione delle reti, si posa la rete con attenzione alla sovrapposizione nei punti di intersezione e si stende un secondo strato della stessa malta per ricoprire la rete. Nel caso dell'applicazione all'intradosso con le stesse fibre o con una rete diffusa per tutta la superficie, si procede con le stesse modalità ma avendo cura di ancorare il rinforzo sulla superficie prevedendo dei fori nello spessore nella volta per inserirvi i fiocchi di collegamento.

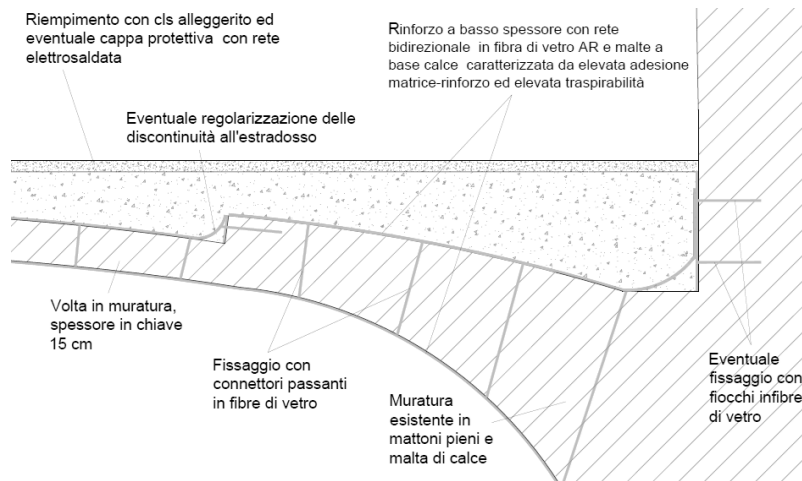


Figura 66: schema del dettaglio di intervento su una volta in muratura mediante l'applicazione di rete in fibra di vetro e malta di calce con alcune indicazioni operative. Pianta (disegni tecnici da progetti per la riqualificazione del Palazzo del Principe Foresto di Modena, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Interventi per ridurre le spinte orizzontali

Il problema può essere risolto mediante l'inserimento all'intradosso di catene d'acciaio con adeguata un'adeguata rigidità assiale in modo che assorbano le forze di trazione orizzontale nei punti di imposta delle volte. Le catene si possono applicare alle reni e vincolate all'esterno mediante capochiave opportunamente progettato per evitare effetti indesiderati di punzonamento sul muro. Talvolta vengono poste anche all'estradosso qualora per esigenze artistiche non si vuole rovinare l'aspetto estetico che regala l'intradosso, ma in questo caso il loro effetto è idoneo se combinato con un irrigidimento dell'arco¹².

¹² A pag. 251 di "Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura, tomo II: interventi sulle strutture in elevazione" di M. Mariani viene fatto notare che l'effetto di pressoflessione sui piedritti riduce l'efficacia dell'intervento. Questo viene generato dalla coppia flettente che si ottiene per non coincidenza della catena con la retta di applicazione della spinta della volta.

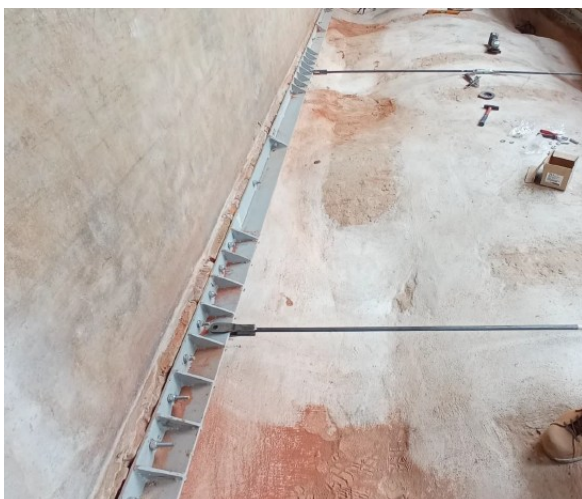


Figura 67: ancoraggio al cordolo estradossale metallico delle catene per il rinforzo delle volte in muratura del chiostro del Palazzo San Felice a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)



Figura 68: ancoraggio esterno alla muratura delle catene metalliche con barre tipo DYWIDAG, piastra e dado di serraggio per il rinforzo di un solaio della Ex Caserma Sacchi a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BRAM)

Le catene vengono ancorate tesandole all'esterno e bloccando il ritiro con contropiastre metalliche e dadi di serraggio. Per nascondere a vista la piastra è possibile effettuare un piccolo scasso della muratura dall'esterno e posizionare le piastre sul fondo; in questo modo è possibile richiudere la cavità con nuovi materiali compatibili a quelli rimossi (esempio dell'applicazione della tecnica *scuci-cuci*).

Pendinatura della volta

Per annullare completamente la spinta della volta sulla muratura portante, è possibile ricorrere ad un intervento molto efficace ma contemporaneamente molto invasivo. Si applica ai soli casi di volte senza particolari valori storici o artistici per le quali gli interventi a seguire descritti non costituiranno un decremento del loro valore estetico. L'intervento consiste nella realizzazione di una struttura in acciaio posta all'estradosso delle volte sulla quale vengono appese. Dalla struttura vengono ancorate e fatte passare delle funi d'acciaio attraverso la superficie della volta e ancorate ad essa all'intradosso mediante piastre in acciaio. Le funi prima di essere collegate alle piastre vengono messe in tensione, per creare alla nuova struttura in acciaio uno stato di pretensione controllata: tutto il peso della volta viene scaricato attraverso le piastre e le funi di collegamento al nuovo telaio in acciaio sovrastante. L'invasività è dovuta alle tante perforazioni nella superficie voltata per il passaggio delle funi d'acciaio e dalla perdita di estetica all'intradosso a causa di tutte le visibili piastre d'acciaio se non viene adeguatamente intonacata.

Strutture di sostegno di muri in falso

È possibile che in alcuni casi i muri strutturali poggino direttamente della volta. In questo modo lo scarico delle sollecitazioni che gravano su di essi avviene direttamente sull'orizzontamento, e non in fondazione. Quelle situazioni necessitano di interventi per il sostegno dei muri con lo scopo di evitare danni sui solai prodotti dal grande carico concentrato dei muri.

Un modo per ovviare al problema è quello di creare un cordolo o una trave in c.a. leggero lungo la base dei muri su ciascun lato e connessi da barre filettate inghisate con resina bicomponente. Alternativamente a questa pesante e laboriosa soluzione è possibile accoppiare, alla base di ciascun lato del muro da sostenere, dei profili in acciaio. Le forme più classiche utilizzate sono profili UPN. I profilati vanno connessi tra loro mediante dei fori passanti nella muratura in falso per l'alloggiamento di barre filettate di collegamento su ciascun lato del muro.

Il carico sostenuto dai profili si scaricherà ai muri trasversali mediante l'ancoraggio del cordolo perimetrale di UPN, saldando i profili a delle piastre di chiusura su di essi e inghisandole alla muratura.

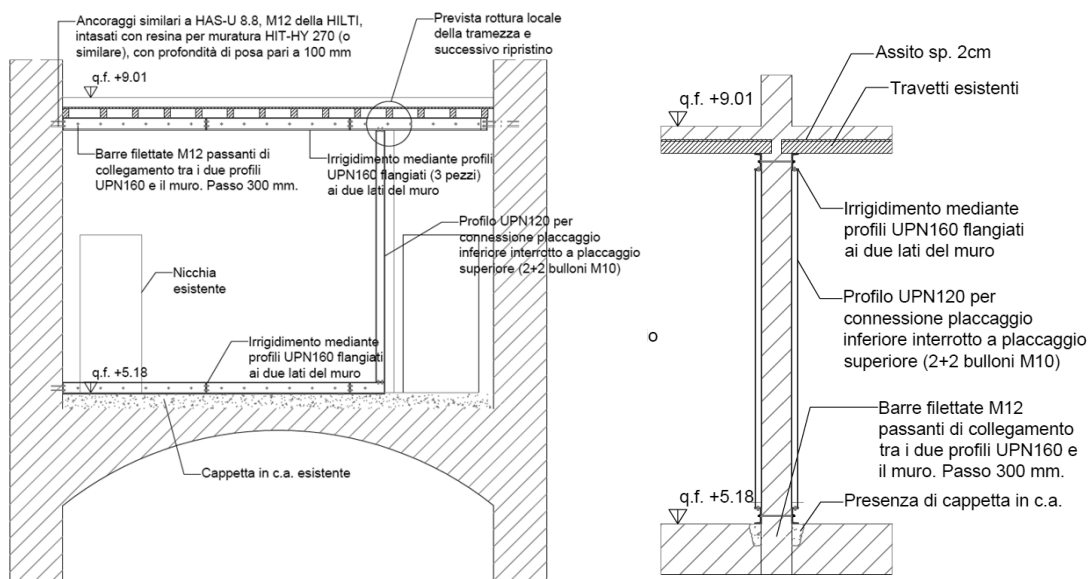


Figura 69: dettagli tipo per il collegamento di un muro in falso ai muri trasversali di una volta mediante angolari e putrelle in acciaio lungo il perimetro (disegni tecnici da progetti per la messa a norma del Palazzo San Felice a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

In questo modo il carico del muro in falso passa alle pareti ortogonali mediante forze di taglio trasmesse dai profili d'acciaio, senza produrre azioni concentrate sulla superficie della volta.

Irrigidimento orizzontale con solette di calcestruzzo alleggerito armato

Questa scelta, analoga per il caso dei solai, ha il fine di aumentare la capacità della volta in muratura e limitare le sue deformazioni dovute ai carichi verticali. Per questo si impiega una soletta in calcestruzzo alleggerito armato con una rete elettrosaldada. La cappa viene gettata all'estradosso della volta dopo che è stato rimosso il riempimento e pavimentazione.

Normalmente il nuovo materiale dovrà essere uguale o inferiore in termini di peso specifico e di spessore il più contenuto possibile, per non risultare un carico aggiuntivo sopra la struttura esistente; solitamente il peso specifico è uguale o inferiore a 18 kN/m^3 .

Viene disposta, prima del getto, l'armatura elettrosaldada della soletta e si eseguono delle perforazioni nella muratura perimetrale per l'inghisaggio di barre d'acciaio di collegamento. La perforazione per l'ancoraggio ai muri è da effettuarsi con un'inclinazione di 45 gradi per il tratto dentro alla muratura per aumentare la resistenza allo sfilamento. In questo modo la cappa viene ancorata nella muratura in tutto il suo perimetro. Questo intervento migliora la capacità di ripartizione dei carichi qualora la volta non risultasse sufficientemente adeguata. Inoltre, irrigidendo la struttura contrasta le forze orizzontali prodotte dalle altre strutture in caso di sisma.

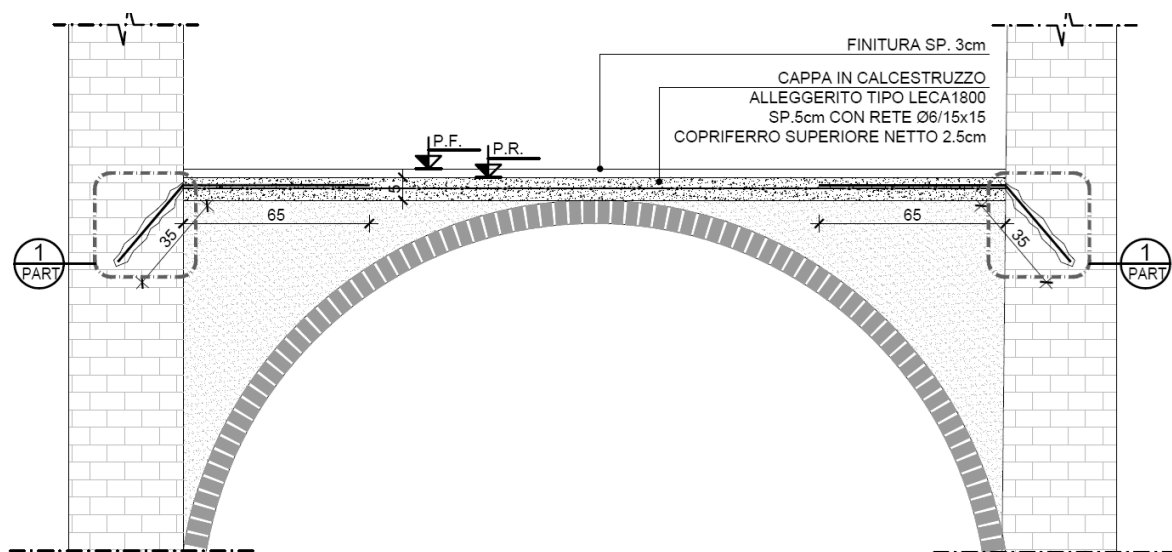


Figura 70: dettagli tipo per la realizzazione di una nuova cappa in c.a. alleggerito per aumentare la rigidità della volta (disegni tecnici da progetti per il recupero della Ex Caserma Sacchi di Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

3.4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA MURATURA

Interventi per incrementare la resistenza dei maschi murari. Il loro scopo è volto principalmente a prevenire il distacco dei paramenti verticali che compongono il muro, migliorare la loro connessione interna e miglioramento proprietà meccaniche.

Ristilatura dei giunti



Figura 71.a



Figura 71.b



Figura 71.c



Figura 71.d

Figura 71: ristilatura armata dei giunti durante il consolidamento della balaustra per il restauro del Chiostro del Palazzo San Felice a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM B.E.A.M.). Si nota la presenza di barre d'acciaio poste nei giunti scarnificati e connesse a quelle trasversali nello spessore murario con connettore a triplice entrata (a), barre trasversali pretese con metodo "RETICOLA" (b) e giunti completamente ristilati (c)."

Se i giunti di malta tra i blocchi si deteriorano nel tempo, e quindi per causa degli agenti atmosferici o per la compressione dei blocchi sovrastanti vengono "consumati", si causano degli sforzi concentrati elevati a causa del contatto ravvicinato degli elementi della muratura. Si esegue prima la scarnitura di giunti inadeguati scavando nella porzione più superficiale per poi pulire le fughe. Il loro rimpiazzo dovrà avvenire con una malta traspirante di qualità maggiore fino a colmare l'intero spazio tra gli elementi. L'efficacia dell'intervento risulta maggiore se effettuato su entrambi i lati della muratura, potrebbe non

essere efficace se su un lato solo di muri molto spessi. Come viene mostrato nella figura sovrastante, la ristilatura può anche essere armata con barre elicoidali d'acciaio. Successivamente alla pulizia del giunto scarnificato, si eseguono dei fori passanti nello spessore del muro per l'inserimento delle barre trasversali e il posizionamento alla sua estremità di un connettore (in figura mostrato in azzurro). Ora nei giunti scarnificati si inseriscono le barre d'acciaio facendole passare negli occhielli del connettore. L'intervento si completa richiudendo i giunti con la malta di progetto assicurandosi che le barre siano completamente annegate in essa.

Inserimento di reticolato diffuso di diatoni d'acciaio e tiranti antiespulsivi

Qualora non vi sia un buon collegamento tra i paramenti di uno stesso muro, come ad esempio quelle di tipo a "sacco", o il muro necessiti di un contributo contro gli effetti dell'instabilità, è importante ripristinare la continuità muraria per evitare il peggio. L'intervento consiste nell'inserimento della muratura di piccole barre d'acciaio passanti da un lato all'altro e ancorate esternamente con bulloni serrati e rondelle per evitarne lo sfilamento e bloccare lo spanciamiento della muratura. L'intervento dovrà essere regolare e ediffuso su tutta la superficie del muro. Dopo aver effettuato il foro per il loro alloggiamento, e prima del serraggio all'esterno, le barre di collegamento vengono sigillate e solidarizzate alla muratura mediante l'inserimento di resine o miscele leganti per assicurare anche la perfetta aderenza della barra alla muratura per tutta la lunghezza. L'intervento fornisce il massimo contributo nella riduzione della deformazione trasversale. I bulloni, rimanendo a vista, possono però risultare sgradevoli e quindi è possibile nasconderli con l'applicazione di intonaco sulla faccia se si intende sfruttare il muro per riutilizzare gli ambienti esterni.

Metodo C.A.M.

Rappresenta un'alternativa a quanto detto, grazie alla possibilità di nasconderlo completamente alla vista senza lasciare alcuni elementi sporgenti allo spessore del muro. Acronimo di *Cuciture Attive per la Muratura* (brevetto di Mauro Dolce, 2002), si presta molto bene per il consolidamento delle murature storiche incrementando la resistenza alla compressione e al taglio attraverso una presollecitazione sulla struttura che prevenga il collasso. Il sistema impiega appunto un reticolo tridimensionale (nel piano e nello spessore murario) con una maglia formata da nastri in acciaio messi in tensione da un'apposita macchina. Ogni anello della maglia contiene la spinta del nucleo di muratura che racchiude. Dovendo eseguire numerosi fori nello spessore della parete per il passaggio dei nastri d'acciaio e l'alloggiamento di piastre ad imbuto e angolari smussati per ridurre l'attrito ad ogni cambio di direzione, è necessario che le strutture gravanti sul muro siano prima opportunamente puntellate per sicurezza.

Placcaggio esterno con intonaco armato

Per lo stesso motivo precedente, l'obiettivo riguarda il confinamento del muro per limitare o annullare la deformazione fuori piano con l'aumento della sezione trasversale del muro con una parete rinforzata che induce un confinamento aggiuntivo.

È necessario prima rimuovere lo strato di intonaco superficiale per arrivare al vivo della muratura, pulirla ed asportare tutti i residui derivanti. Il placcaggio per risultare efficiente va applicato su tutti e due i lati e opportunamente collegato trasversalmente con perni passanti nello spessore del muro, da eseguirsi prima della posa di ciascun elemento costituente. Successivamente si dispone su tutta la superficie del muro una rete elettrosaldata in acciaio per armare nel piano la futura parete di intonaco sulla quale si aggrapperà e l'inserimento dei connettori nei fori della muratura, risvoltati ad "L" per ancorarsi saldamente alla nuova parete o saldati su delle piastre posizionate a contatto con il muro. Per completare l'intervento viene spruzzata sulla rete metallica una miscela di malta fibro-rinforzata per la realizzazione del placcaggio della muratura.

Il sistema proposto rappresenta una soluzione di facile impiego, soprattutto su edifici in muratura storica laddove è necessario un efficace intervento di consolidamento e miglioramento strutturale con modalità non invasive. Questa soluzione comporta però delle conseguenze: alterazione della traspirabilità dei materiali, aumento della rigidità e dei carichi gravanti sulla parete. Inoltre questo è di difficile applicazione nei casi di murature con particolare valore artistico da mantenere a vista, spesso non accettato dalla Soprintendenza delle Belle Arti.

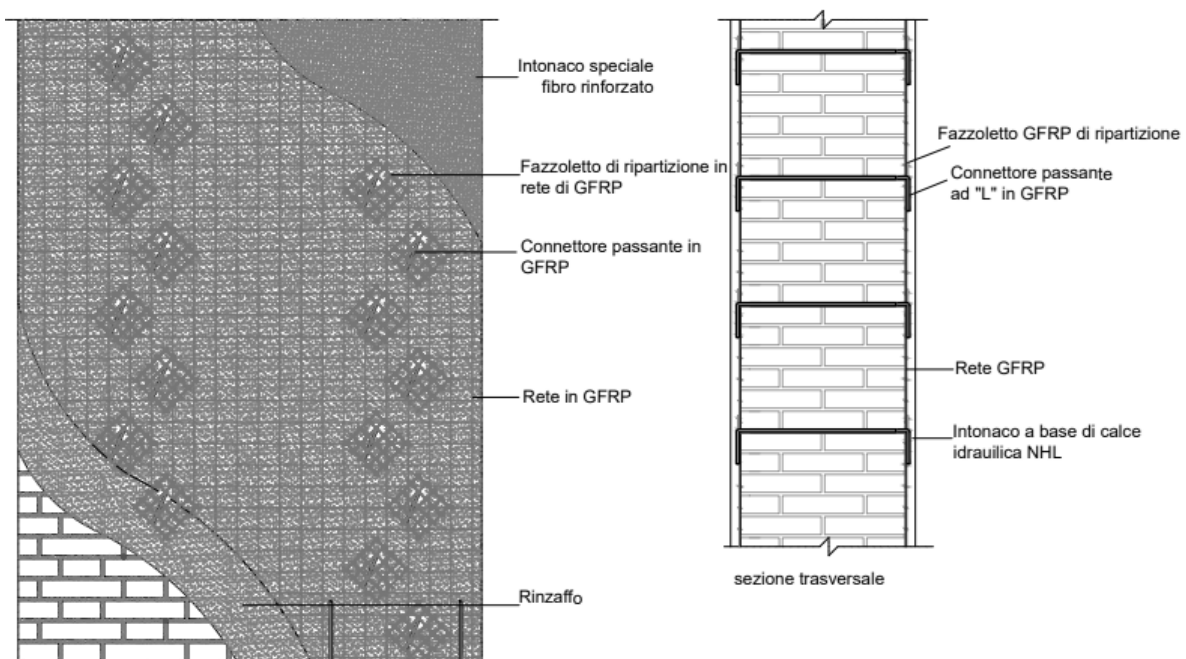


Figura 72: disegno tecnico di un intervento di placcaggio della muratura con intonaco armato per il restauro del Palazzo del Principe Foresto di Modena (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Inserimento di profili metallici

In alternativa all'inserimento di tiranti nella muratura, che spesso è sinonimo di invasività, è possibile agire solamente dall'esterno accostando dei profili metallici lungo l'altezza del muro su entrambi i lati e connetterli inserendo delle barre filettate passanti nella muratura. È quindi necessario prima realizzare i fori passanti il muro, posizionare su entrambi i lati della parete i due profili (eventualmente già irrigiditi con dei fazzoletti lungo l'anima) e connetterli trasversalmente con le barre. I profili vanno poi ancorati alla base del solaio: una piastra in acciaio alla base ospita i fori dei bulloni per connettere i profili anche alla struttura orizzontale. In alcuni casi viene realizzata un'apertura nel solaio nella quale gettare del calcestruzzo per connettere meglio i bulloni e avere maggior aderenza. In questo modo il carico viene trasferito dal muro ai profili e scaricato a terra, riducendo le sollecitazioni agenti e si contiene .



Figura 73.a



Figura 73.b

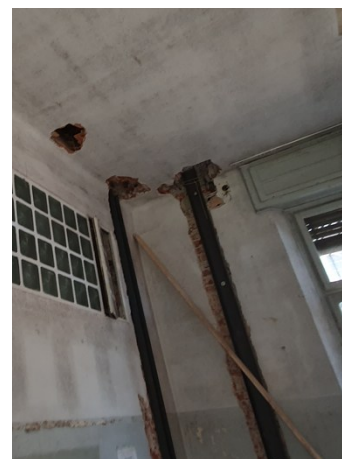


Figura 73.c

Figura 73: intervento di consolidamento dei muri del piano terra per il recupero dell'Ex Istituto Mondino di Pavia. Rimozione dell'intonaco superficiale della muratura (a), aperture nel solaio per l'ancoraggio del profilo al piano superiore (b) e inghisaggio nella parete (c) (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

3.5. INTERVENTI IN COPERTURA

Come citato in precedenza, le cause principali di danneggiamento di coperture in legno sono rappresentate dalla marcescenza delle essenze lignee per effetto di umidità o vecchiaia e dalle deformazioni nel tempo per carichi verticali che producono effetti concentrati su alcuni elementi o la perdita dei collegamenti. Per quanto possibile è bene mantenere la struttura in legno esistente ed intervenire localmente sulle porzioni inadeguate per non aggiungere ulteriori carichi portati.

Ricostruzione di una connessione perduta

Nei casi in cui si perda nel tempo il collegamento tra due elementi di copertura per separazione, l'uso di squadrette o piastre d'acciaio alle loro intersezioni può risolvere il problema per riottenere la connessione di un tempo. Se si tratta di una sola perdita di contatto tra gli elementi, è sufficiente imbullonare con viti filettate delle squadrette o piastre metalliche ad entrambi gli elementi per ripristinare la solidarizzazione.

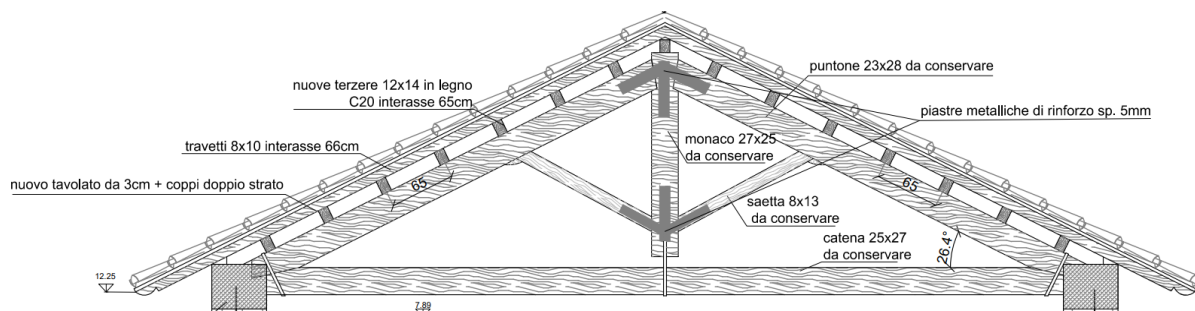


Figura 74: impegno di piastre metalliche per il rinforzo delle connessioni tra puntone e monaco di una capriata in legno qualora non si intenda sostituire singolarmente gli elementi. (disegni tecnici da progetti per il consolidamento delle capriate della copertura durante per il recupero dell'Ex Clinica Mondino a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Se invece la perdita di vincolo è più grave e si ha per ammaloramento di una porzione di legno nel punto di connessione, allora è bene prima effettuare un taglio ad asola all'interno delle membrature dei due elementi da riconnettere per l'inserimento di piastre metalliche che verranno poi connesse con viti passanti dall'esterno. Come sempre il taglio e i fori per le viti vanno riempiti e sigillati con resina epossidica bicomponente.



Figura 75: impiego di viti, piastre e basette d'acciaio a scomparsa per la connessione di due nuovi elementi in legno per la copertura del blocco E dell'Ex Ospedale Santa Margherita di Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Se il problema delle connessioni riguarda l'appoggio degli elementi della capriata alla muratura, l'impiego di cuffie d'acciaio alle teste delle capriate consente di connetterli ai cordoli in sommità ricreando quel vincolo di tipo cerniera che limita le spinte orizzontali sulla parete di appoggio. La cuffia è rappresentata da una scatola in acciaio che racchiude l'appoggio catena-puntone, la protegge dall'umidità che sorgerebbe in contatto con calcestruzzo o muratura e la vincola ad essa con viti passanti dall'esterno.

Interventi per il rinforzo di elementi lignei: catene, puntoni e monaci

Qualora gli elementi necessitino di irrigidimento per problemi di deformazioni subite o incrementare le resistenze alle sollecitazioni, l'impiego di irrigidimenti con placcaggi metallici potrebbe risolvere il problema. Ad esempio per il caso della catena è possibile risolvere il problema affiancando su entrambi i lati della trave dei profili UPN e connetterli ad essa (e uno con l'altro) mediante fori passanti su entrambe le anime dei profili per l'inserimento di barre filettate.

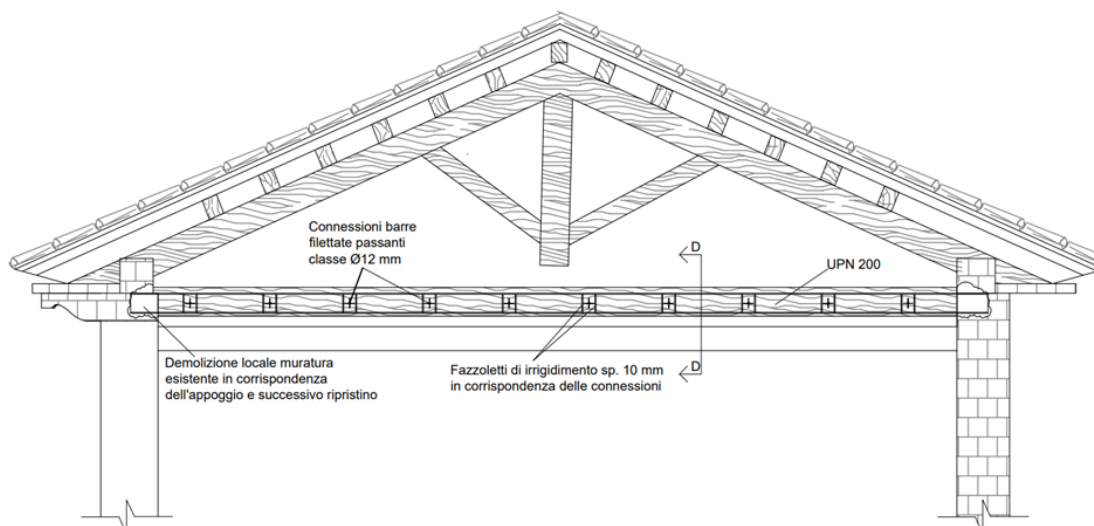


Figura 76: irrigidimento della catena della capriata con profili UPN (disegni tecnici da progetti per il consolidamento delle capriate della copertura durante il recupero dell'Ex Caserma Sacchi a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Dato che l'irrigidimento riguarda tutta la catena, sono da prevedere opportuni scassi nella muratura per l'appoggio dei profili. Non sempre questo è possibile per via degli elementi che compongono la gronda e la muratura dell'edificio, che potrebbero costituire un ostacolo al loro inserimento.

Si mostra adesso l'esempio dell'impossibilità dell'intervento per un caso reale. Per il caso della capriata dell'Ex Caserma Sacchi con notevoli attacchi di funghi e il cedimento dell'appoggio alla muratura, l'idea iniziale consiste nella ricostruzione della testa ammalorata della catena e riportarla nella posizione originaria precedente al cedimento dell'appoggio. Si pensa di prevedere il rinforzo di tutto il tirante su entrambi i lati con profili UPN in acciaio uniti con delle barre filettate passanti e dei fazzoletti di irrigidimento nei punti di connessione.



Figura 77: a sinistra, carenza di spazio per il posizionamento di putrelle in acciaio a rinforzo di una capriata dell'Ex Caserma Sacchi di Pavia. A destra, vista esterna dell'ostacolo causato dalla presenza delle mensole in calcestruzzo adiacenti alla capriata.

Dalle immagini sovrastanti, si nota però che la capriata è posizionata immediatamente adiacente alle mensole in calcestruzzo che sorreggono le lastre della gronda, risulta di difficile applicazione questa soluzione perché la loro posizione impedisce di poter appoggiare comodamente i nuovi profili alla muratura con il rischio del crollo delle lastre per la loro spinta, successivamente alla realizzazione di uno scasso adeguato.

L'inosservanza degli approfondimenti sulla struttura di appoggio può portare a casi come quello del crollo della gronda del Palazzo San Felice. Per la ristrutturazione degli ambienti ad uso aule realizzata negli anni Ottanta si era effettuato l'inserimento di profili a C accanto alla catena lignea di alcune capriate. L'intervento era stato effettuato probabilmente per migliorare l'appoggio dei travetti del solaio di sottotetto sulla catena (utilizzata come trave principale). L'inserimento delle putrelle in acciaio ha provocato lo spostamento di alcuni mattoni dietro la capriata che servivano da contrappeso alle mensole di pietra e l'accumulo di macerie sulle lastre della gronda. Conseguentemente durante lo svolgimento del cantiere da poco concluso si è verificata la perdita di equilibrio di una lastra con crollo nell'area di cantiere.



Figura 78: viste delle lastre della gronda in pietra nella zona del crollo del Palazzo San Felice di Pavia. Si notano le putrelle a C inserite senza un'approfondita conoscenza della struttura)

Anche nel caso di puntoni pressoinflessi o deformati è possibile impiegare profili d'acciaio da applicare longitudinalmente agli elementi e connessi su entrambi i lati da barre filettate. Il rinforzo avviene irrigidendo gli elementi carenti con placcaggi metallici lungo tutto il profilo.

Interventi per contenere le spinte orizzontali

In caso di mancanza di catene, è opportuno correre ai ripari per contenere le spinte orizzontali che durante un sisma potrebbero provocare rotture locali o il distacco dei muri per ribaltamento. Sfruttando gli le flange degli irrigidimenti precedentemente descritti è possibile ancorare delle nuove catene metalliche che assorbano la spinta. con con funi d'acciaio su entrambi i lati del tirante connessi ad esso nei punti d'appoggio tramite delle piastre metalliche applicate alla capriata esistente, solidali tramite l'impiego di viti e dadi di serraggio su ciascun lato.

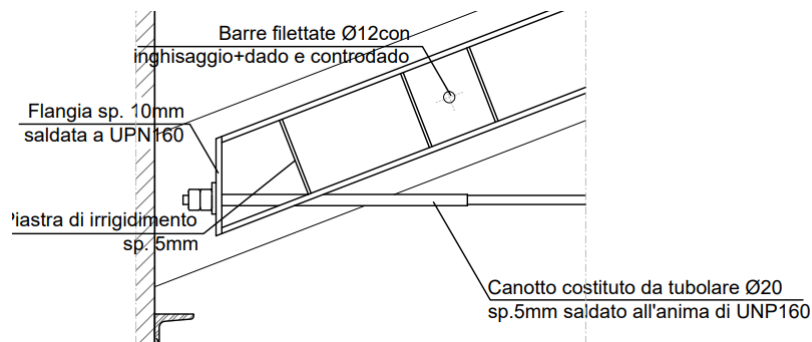


Figura 79: ancoraggio delle nuove catene metalliche agli irrigidimenti dei puntoni (disegni tecnici da progetti per il consolidamento delle capriate della copertura del Palazzo San Felice a Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

3.6. INTERVENTI DI RIPARAZIONE E RISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI

Tecnica “Scuci e cucì” per la risarcitura muraria

A seguito di danni profondi nella muratura il percorso degli sforzi cambia perché le porzioni lesionate non possono più sopportare altre sollecitazioni. L'intervento serve per ripristinare localmente porzioni di muratura danneggiate e la continuità muraria che si è persa a causa del distacco o fessurazione di materiale profonda. I nuovi materiali di impiego dovranno però essere quanto più simili possibili a quelli costituenti la muratura esistente, per ragioni estetiche se si tratta di muratura a vista e comunque compatibili in termini di resistenza e deformabilità.

Questa tecnica può essere impiegata anche per migliorare il collegamento tra i pannelli murari non efficacemente ammortati, creando un ingranamento più efficace tra i mattoni.



Figura 80: interventi di scuci e cucì di porzioni di muratura ammalorare durante il recupero dell'Ex Ospedale Santa Margherita di Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Apertura di varchi nella muratura

Il recupero di un vecchio edificio in muratura comporta molto spesso la redistribuzione spaziale delle pareti e l'apertura delle stesse per il passaggio di persone. Non è possibile creare aperture in un muro se prima non si sia messo in sicurezza e non si sia pensato a ripristinare la variazione della distribuzione degli sforzi lungo l'altezza una volta aperto un varco. Le architravi per la formazione delle porte sono il primo passo da eseguire prima della demolizione della parete.

L'inserimento dell'architrave si eseguo con varie tecniche, una molto usata è la cosiddetta “*demolizione a strappo*”:

- 1) *Demolizione di metà spessore del muro (da eseguirsi da un lato della parete), stesura di un letto di malta nella sezione orizzontale di muratura e piatto di ripartizione per appoggio della putrella;*
- 2) *Inserimento della prima putrella. La demolizione va eseguita con dimensioni maggiori della sezione della trave in acciaio, per consentirne l'inserimento in modo agevole.*
- 3) *Demolizione dell'altra metà di spessore di muro sull'altro lato, ed inserimento della seconda putrella, da ripetersi con le stesse modalità del punto 2.*
- 4) *Ricucitura della porzione di muratura asportata al di sopra della putrella.*
- 5) *Foratura delle anime delle putrelle, ora affiancate, per l'inserimento delle barre filettate e successivo serraggio con dadi e rondelle.*

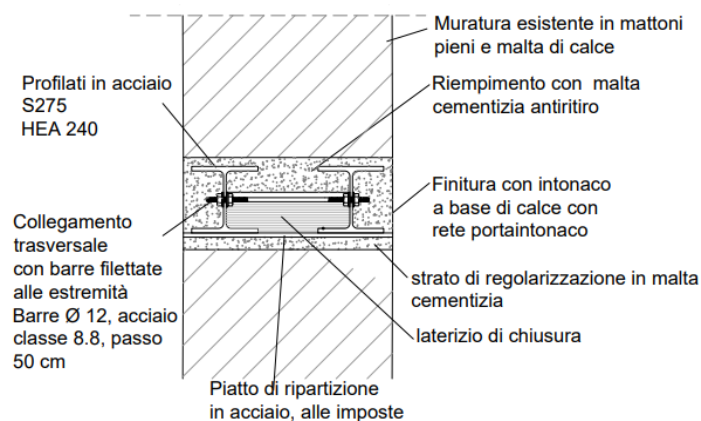


Figura 1: disegno tecnico dei componenti di un architrave ottenuta con demolizione a strappo (disegni di Studio Calvi BEAM BEAM)



Figura 82: esecuzione di un architrave per l'apertura di una parete per il recupero dell'Ex Caserma Sacchi a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

In questo modo, le putrelle inserite si faranno carico della porzione di muratura che graverebbe nel varco a loro sottostante. Qualora lo spessore del muro sia maggiore della somma delle flange dei due profili, se ne può inserire una terza o in alternativa chiudere l'intradosso con l'inserimento di tavelle in laterizio per riempire lo spazio tra le travi con un getto di malta o calcestruzzo dall'alto, prima di ricucire la muratura.

Sistemi di prevenzione per lo sfondellamento dei solai in laterocemento e acciaio-laterizio

La protezione per gli occupanti contro il distacco di materiale di un solaio ammalorato dall'intradosso è una pratica molto ricorrente in tutti i consolidamenti di edifici storici per via dello stato di conservazione delle strutture. Esistono molte tecniche, di seguito si mostrano le fasi applicative suggerite da una ditta specializzata in queste applicazioni per la prevenzione antisfondellamento mediante applicazione su intonaco esistente di rete biassiale in fibra naturale di basalto con intonaco rasante a base di pura calce idraulica naturale e ancoraggi mediante barre elicoidali:

- 1) *Asportazione pittura all'intradosso e irruvidimento della superficie;*
- 2) *Foratura delle pignatte dall'estradosso fino a bucare l'intradosso del solaio;*
- 3) *Stesura di geocalce all'intradosso di pochi millimetri di spessore direttamente sull'intonaco esistente per la preparazione della superficie per il rinforzo;*
- 4) *Applicazione della rete antisfondellamento a maglie sulla matrice e sovrapposizione intersezione;*
- 5) *Avvitamento nel foro dei tasselli e barre elicoidali;*
- 6) *Rasatura finale per inglobare la rete totalmente la struttura.*

In questo modo, vincolandola nella cappa collaborante, la rete viene appesa e l'intradosso è in grado di proteggere l'ambiente sottostante dall'eventuale caduta di materiale.

3.7. INTERVENTI IN FONDAZIONE

Segni di un necessario intervento possono nascere quando si presentano dei cedimenti della fondazione o del bisogno di resistere a nuove esigenze statiche come una sopraelevazione dell'edificio. I primi si notano spesso dall'apertura di fessure nei muri o pavimentazioni non più allo stesso livello, e più queste discontinuità sono marcate tanto più sarà urgente il bisogno di un consolidamento della fondazione esistente. È necessario quindi capire se l'aumento o la diminuzione delle tensioni nel terreno dipendono da un'inadeguatezza della geometria della fondazione attuale, terreno con bassa capacità portante per la sovrastruttura, cambiamento dei carichi applicati o dalla mancata connessione tra la fondazione e muratura.

Interventi per modificare la geometria della fondazione

Il loro scopo è quello di ridurre le pressioni sul terreno mediante l'allargamento dell'impronta della fondazione, costituita da una prosecuzione delle pareti nel suolo o da un cordolo in muratura non sufficientemente largo. L'ampliamento dovrà essere ben collegato all'esistente affinché il sistema che comprende la nuova e la vecchia struttura si comporti monoliticamente senza causare cedimenti differenziali indesiderati. Si può procedere alla realizzazione di un nuovo allargamento della fondazione con delle travi in c.a. da posizionare su entrambi i lati del muro con sviluppo longitudinale. Si effettua uno scavo alla base dei muri fino al raggiungimento del piano di posa per posizionare prima la gabbia d'armatura e i casseri per il futuro getto. Prima di questa fase va effettuata la perforazione della muratura e l'inserimento di traversi rigidi in acciaio o barre filettate passanti per la fondazione per rendere solidale il nuovo allargamento alla fondazione esistente.

Interventi per migliorare il collegamento orizzontale alla base

Quando i muri non sono sufficientemente profondi nel terreno o comunque il collegamento tra le pareti risulta poco efficace, è possibile migliorarlo realizzando un ulteriore loro accoppiamento anche alla base tramite un cordolo di irrigidimento in c.a. su ciascun lato della parete. Si crea così un collegamento orizzontale tra i muri al livello della fondazione, allargando anche il bulbo delle pressioni sul terreno e migliorando il comportamento scatolare. Raggiunto il piano di posa desiderato si dispone uno strato di magrone per omogeneizzare la superficie e posarvi successivamente la struttura. Analogamente a quanto fatto nel caso precedente, prima del getto e la posa dell'armatura è opportuno effettuare fori nella

Sottomurzione con pali ad infissione

Qualora il terreno non fosse adatto a sopportare i carichi, questo metodo molto laborioso, risulta di grande efficacia. Sostanzialmente si inserisce un palo profondo centrato direttamente al di sotto della fondazione per raggiungere strati più consistenti sui quali voler posare la struttura. Questa tecnica richiede prima uno scavo di sbancamento ben più profondo del piano di posa della fondazione originale dato che l'intervento richiede di passare al di sotto della struttura; se non sufficientemente messa in sicurezza si corre il rischio di avere crolli della parete di terra a monte dello scavo per le grandi profondità raggiunte ed eccessivo rilassamento del terreno.

In ogni caso, per poter scavare al di sotto della fondazione, si interviene realizzando prima dei cordoli in calcestruzzo armato descritti precedentemente lungo tutta la lunghezza del muro per irrigidirlo ed evitare che possa cedere durante le operazioni seguenti, e successivamente si scava sotto di esso a conci di uno/due metri alla volta. Una volta che lo scavo è sicuro e si sia raggiunto il livello desiderato, si installa un martinetto idraulico sotto la base del muro per spingere in profondità il micropalo a conci di 50 centimetri alla volta (usando la fondazione originale come contropista). Ad ogni infissione dei conci, il successivo si salda direttamente sulla porzione di palo prima di spingere nuovamente. terminate tutte le infissioni, si lascia il martinetto in tensione applicato e si richiude lo scavo.

Cosolidamento mediante l'iniezione di resine

Questo approccio permette di creare una spinta diretta sulla struttura tramite l'aumento delle tensioni nel terreno che si riflettono sulla sovrastruttura, che si attiva fin da subito. Si realizza una perforazione nella muratura alla base dell'edificio e si inietta una resina chimica espandente in grado di aumentare il volume originale della sostanza. Il vantaggio è soprattutto operativo dato che la procedura è eseguibile anche dall'interno degli ambienti senza rovinare la pavimentazione. Qualora il terreno sia di bassa qualità anche per l'applicazione dei pali profondi, questa tecnica risolve il problema qualora sia difficile effettuare scavi.

Jet Grouting

Questa tecnica di consolidamento del fondale sfrutta l'iniezione diretta nel terreno di miscele cementizie in pressione per creare delle colonne profonde senza la necessità di scavi invasivi nel terreno (fig. 85). Una macchina di cantiere porta nel punto desiderato delle aste metalliche cave alla base delle quali si trovano degli ugelli per la fuoriuscita della miscela. Con delle perforazioni a rotazioni si raggiunge la profondità stabilita. Al momento del getto essa esce dagli ugelli ad alta pressione e il getto si mescola alla porzione di terreno digregato per effetto della pressione di iniezione, creando una miscela chiamata "soilcrete". Il getto inizia alla base della perforazione e si completa mentre viene estratta l'asta dal terreno, risalendo fino al piano campagna, durante l'estrazione e nel tempo successivo inizia la cementificazione della colonna creata.

Il getto può avvenire dritto o "a cavalletto"¹³ ed eseguito all'esterno o dall'interno per realizzare delle colonne che si fondono insieme. Come discusso all'inizio del capitolo, questi pali dovranno poi essere ancorati all'esistente inglobando le teste che escono dal terreno in nuovi cordoli alla base della fondazione esistente cobarre d'acciaio passanti da un lato all'altro del muro per rendere solidale il sistema. A causa dei grossi macchinari in gioco la loro applicazione non sempre è di grande praticità.

Sottofondazioni con pali di grande diametro in c.a. e profili d'acciaio di sostegno

Questo sistema consiste nel realizzare nel terreno dei pali in calcestruzzo di grandi diametri sul lato esterno della struttura e collegandoli con essa mediante dei profili d'acciaio. Una porzione della trave si innesta in uno scasso della muratura e viene solidarizzata con essa annegandola in un getto di calcestruzzo antiritiro. La porzione a sbalzo si connette esternamente con il palo inglobandola in un dado di calcestruzzo armato direttamente sulla testa del palo. È molto importante che l'inserimento dei profili d'acciaio di raccordo nella muratura avvenga con una perforazione che non causi ulteriori stress o danneggiamenti alla muratura, nel caso questa sia già interessata da dissesti.

¹³ Massimo Mariani, "Trattato sul consolidamento e restauro degli elementi in muratura" -Tomo II, pag. 229. Si intende la forma ottenibile da due getti incrociati nel terreno)

Sottofondazioni con micropali

Se l'ingombro dei macchinari precedentemente citati risulti eccessivo o vi siano ostacoli nel posizionamento dei pali, l'impiego di quelli con piccolo diametro è da preferirsi dato che manovrarli in cantiere richiede meno difficoltà e necessità di attrezzature più contenute. Interventi di questo tipo sono molto indicati anche per edifici con cedimenti. Il loro impiego reca il minimo disturbo sulla struttura con poche vibrazioni e possibilità di intervento anche in ambienti ristretti.

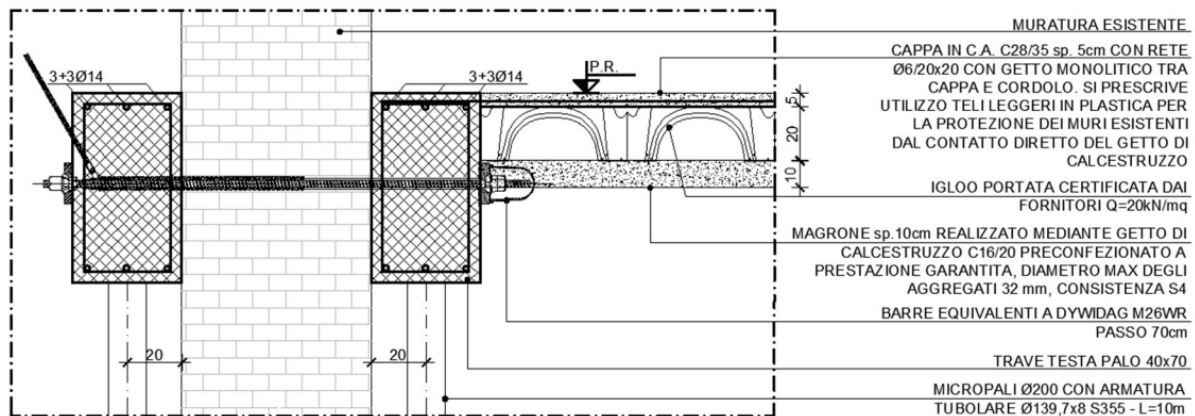


Figura 87: sottofondazioni con micropali in acciaio infissi nel terreno e connessione delle travi testa-palo con barre tipo DYWIDAG (disegni tecnici da progetti per il recupero della Ex Caserma Sacchi di Pavia, lavori di Studio Calvi BEAM BEAM).

Successivamente allo scavo e alla loro infissione nel terreno vanno disposti i casseri e le armature per la creazione delle travi testa-palo che dovranno connettere tutti i nuovi elementi strutturali ad un unico elemento, per ciascun lato del muro. Le travi testa-palo andranno poi solidarizzate una con l'altra e connesse alla muratura tramite, prima del getto, perforazioni nelle pareti per l'inserimento di barre filettate passanti da una trave all'altra. Le barre sfruttano la post-tensione con martinetti idraulici per creare uno stato di compressione sulla muratura in modo da rendere il sistema palo-trave-muratura perfettamente collaborante. Come si nota dalla foto sopra, prima del getto è importante lasciare una cannucchia per l'inserimento della resina epossidica necessaria a richiudere il foro per l'alloggiamento delle barre.

Micropali infissi a pressione in acciaio o con armatura cava

Viene mostrata una soluzione brevettata dalla società “S.O.L.E.S. TECH” adatta nei casi in cui si voglia annullare l’invasività degli interenti sulle strutture. Gli elementi principali per questo intervento sono un’anima cava in acciaio formata da tubi riempiti all’interno da calcestruzzo e una scatola guida tubolare annegata nella struttura di fondazione con flangia di base svincolata e un beccuccio per l’iniezione della miscela. È necessario uno scavo per arrivare alla profondità di posa desiderata della platea. Nel punto dove verrà infisso il palo sarà alloggiata la scatola guida. Si dispongono successivamente le armature d’acciaio per la nuova platea di fondazione collegate alla muratura con le stesse modalità viste per gli interventi precedenti e si getta il calcestruzzo lasciando in superficie la parte più sommitale della scatola guida e il tubo di iniezione.



Figura 88: fasi operative per la formazione della piastra di fondazione usata come contropinta per l’infissione dei micropali ad armatura cava: posizionamento armature, scatola guida e getto d base (screenshots ottenuti da sito web dell’azienda S.O.L.E.S. TECH, ideatrice dell’intervento (<https://www.youtube.com/watch?v=9y6fGli0gj4>))

I pali vengono poi infissi con una macchina “*pianta-pali*” posizionata sulla scatola guida dopo che ogni tronco di palo viene saldato alla base di essa prima di essere spinto in profondità. Essendo la base della scatola guida più larga della sezione dell’anima d’acciaio palo, durante l’infissione si crea un vuoto attorno ad esso che verrà colmato dall’iniezione del calcestruzzo attraverso la valvola del beccuccio. L’intervento si completa gettando il calcestruzzo anche all’interno dell’anima cava del palo e la testa viene chiusa e imbullonata da una flangia in acciaio.

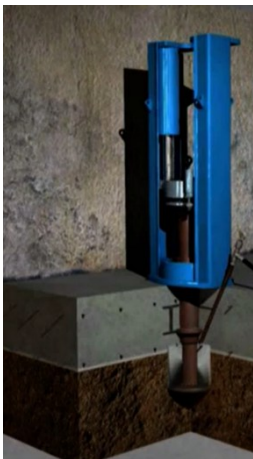


Figura 89: fasi operative per l’infissione dei micropali ad armatura cava e riempimento del foro: macchina pianta-pali e iniezione del cemento tra il foro nel terreno e il palo

(screenshots ottenuti da sito web dell’azienda S.O.L.E.S. TECH, ideatrice dell’intervento (<https://www.youtube.com/watch?v=9y6fGli0gj4>))

4. ALCUNI ESEMPI APPLICATIVI

4.3. CASO STUDIO 1: PALAZZO SAN FELICE



Figura 90: a sinistra l'inquadratura aerea dell'edificio nella città di Pavia. A destra una vista interna del chiostro del Settecento.

La struttura è nata inizialmente come monastero intorno al VII-VIII secolo e situata nel centro storico di Pavia in Via San Felice, caratterizzata da un elevato valore storico-artistico per l'area nella quale sorge e per l'antico stile costruttivo visibile ancora oggi; la struttura rappresenta l'unico manufatto dell'epoca ancora conservato nella città. All'inizio degli anni Ottanta l'edificio venne poi acquistato dall'Università per insediarvi la futura sede delle Facoltà di Economia e Commercio, Filosofia e Psicologia dando inizio ai lavori per destinare il fabbricato al nuovo ambito accademico. Già nel 2018 sono stati effettuati dei lavori per il restauro e risanamento conservativo del chiostro.

Il progetto attuale riguarda gli interventi di messa a norma del Palazzo San Felice di proprietà dell'Università di Pavia, in particolare il nuovo impianto antincendio per l'adeguamento alla resistenza al fuoco delle strutture e la verifica dell'integrità delle coperture. Di seguito si analizzeranno solo i lavori riguardanti un solaio in legno e il rifacimento delle coperture indagate, oggetti di maggior interesse per questo lavoro di.

STATO DI FATTO E CRITICITÀ

L'edificio è definito "Bene storico-artistico-monumentale" a vincolo di tutela e di interesse pubblico secondo l'Art. 142 D.lgs. 42/2004. Gli interventi sulle coperture che incidono sull'esteriore aspetto degli edifici sono stati autorizzati dalla Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici.

La struttura è edificata su due livelli fuori terra, un sottotetto e un livello interrato. Racchiude al suo interno tre corti. L'edificio è realizzato in muratura di mattoni e malta, strutture orizzontali in legno e volte in laterizio (tranne che per le aree di recente realizzazione in latero-cemento) e coperture a padiglione in legno costituite da capriate, travi e travicelli e manto di copertura in coppi. Durante i

sopralluoghi nel peridio di tirocinio è stato possibile ispezionare i locali di sottotetto, con orizzontamenti costituiti da volte a botte o a crociera.

Tutte le considerazioni fatte in seguito relative allo stato di salute delle travi in copertura vengono giustificate dal parere di un tecnologo del legno incaricato al momento dei sopralluoghi per fornire una valutazione più precisa sulla loro condizione. Lo stato di buona o cattiva conservazione del legno viene determinato con esami a vista e con prove agli appoggi delle capriate mediante un *resistografo*¹⁴. L'esame visivo è basato prevalentemente sull'orientamento delle fibre del legno: un elemento con un'eccessiva inclinazione delle fibre, o una loro disposizione caotica con presenza di nodi all'interno, può essere considerato meno adeguato (e quindi da sostituire) rispetto ad un elemento più regolare ma con molte fessure diagonali. Ad un primo esame nei sottotetti delle zone F, G ed H si notano, in generale in tutte le strutture di copertura dell'edificio, l'ammaloramento dei travicelli del manto di copertura, infiltrazioni d'acqua piovana e tracce del passaggio di volatili dovuti allo stato di degrado del manto di copertura che permette il loro ingresso.

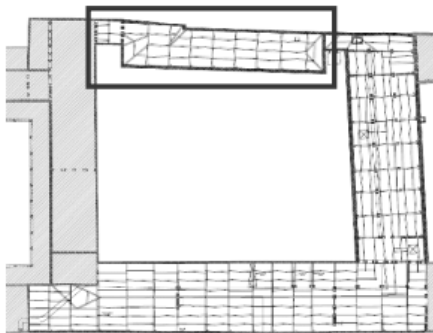


Figura 91: inquadramento in pianta della porzione di sottotetto indagata (zona H)

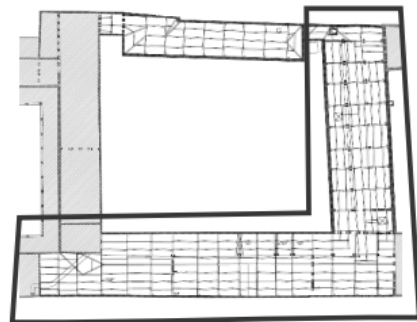


Figura 92: inquadramento in pianta della porzione di sottotetto indagata (Zona F in basso e Zona G a destra)

¹⁴ Lo strumento permette di determinare il grado di decomposizione in quelle zone maggiormente soggette a degrado attraverso la misura la resistenza alla penetrazione di una punta che avanza a velocità e rotazione costante.

Nella zona H le strutture sono in buono stato di conservazione globale. Accanto alle travi principali della copertura si ritrovano in molti punti degli elementi di rinforzo aggiunti per sopperire a delle carenze verificatesi nel corso degli anni. Tutta la trave di colmo è soggetta ad un forte attacco biologico che ne ha provocato il marciume agli estremi; risulta rotta e sostenuta da un cavalletto in legno di un passato precedente intervento. Anche i listelli sottotegola risultano da sostituire a causa delle infiltrazioni d'acqua e condensa che penetrano per assenza di uno strato impermeabile.



Figura 93: porzioni della trave di colmo ammalorate e capriata da sostituire (foto di Studio Calvi BEAM BEAM)

Per limitare la sollecitazione flettente nei puntoni che supera la resistenza di calcolo del legno si prevede di affiancare le terzere esistenti con un secondo ordine di terzere collocate in prossimità dell'irrigidimento delle saette e si raccomanda la sostituzione della trave di colmo ammalorata.

Nelle zone F e G pur trattandosi di legno con buone caratteristiche meccaniche, la presenza di nodi e fibre contorte nelle travi non le rende sufficientemente affidabili.



Figura 94: interventi di rinforzo per una catena da sostituire e manto di copertura non impermeabilizzato (foto di Studio Calvi BEAM BEAM)

L'intera struttura è composta da grandi incavallature ispirate alle classiche capriate palladiane. Alcune catene si presentano in due pezzi, uniti tramite regge metalliche o rinforzate con delle piastre imbullonate su entrambi i lati. Si pensa quindi che la struttura abbia già vissuto dei dissesti precedenti, avendo notato alcune strutture sostituite con nuovi puntoni e monaci in legno e catene rimpiazzate da tiranti in acciaio di fabbricazione più recente. La qualità del legno esistente è scarsa e pertanto non si può più contare sulle strutture esistenti per la loro funzione statica.

Stato di progetto

In alternativa al rifacimento totale della copertura delle Zone F e G vengono progettate una serie di nuove capriate in acciaio per consolidare la struttura e portare tutto il carico delle falde, lasciando in opera quelle originali. Ciascuna nuova capriata verrà portata in opera entrando da dei varchi appositamente creati nel sottotetto e assemblata al momento per permettere facilità di trasporto e rapidità di esecuzione, e ricoperta di apposita vernice antincendio e anticorrosiva. Si prevede la rimozione dei coppi e l'inserimento di un nuovo assito in legno da inchiodare alle strutture in legno originali.

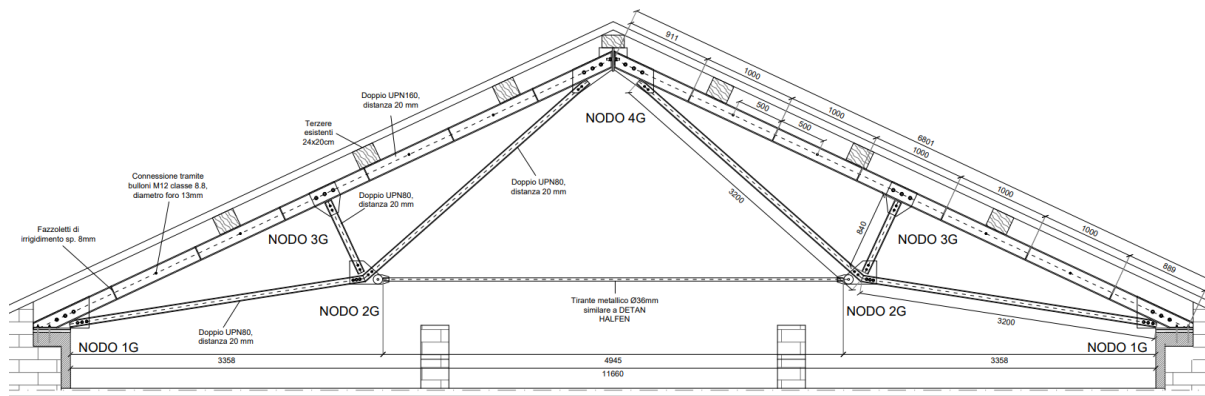


Figura 95: disegno tecnico delle nuove capriate in acciaio in sostituzione a quelle esistenti per il rifacimento della copertura del Palazzo San Felice a Pavia (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

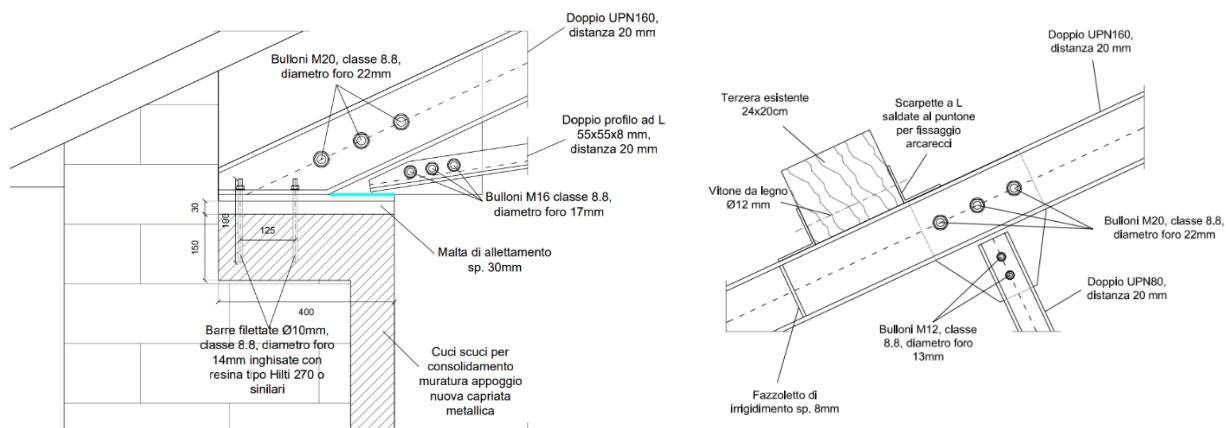


Figura 96: particolari tecnici dell'appoggio della testa della nuova capriata alla muratura a sinistra e appoggio della terza esistente alla nuova capriata metallica di progetto con angolari ad L a destra (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM). In basso si mostra una serie di tali capriate posate in opera, visitate durante i sopralluoghi.

Una volta montate dall'interno, le terzere esistenti andranno solidarizzate con i puntoni delle nuove strutture con squadrette ad L poste su entrambi i lati dell'elemento in legno saldate alla capriata e delle viti passanti nekkà trave che le solidarizzino una con l'altra. L'idea di appoggio alla muratura delle nuove capriate metalliche in figura 96 cerca essere il medesimo per le capriate esistenti: si vuole appoggiare la testa della capriata dentro alla muratura o sui pilastrini esistenti interponendo uno strato di malta di allettamento, ed effettuare la connessione con delle barre filettate verticali e sigillatura del foro con resina epossidica. Nei casi in cui la muratura sia di scarsa qualità viene prevista la tecnica scuci-cuci per consolidare la struttura esistente e avere un adeguato appoggio.

A causa di problemi geometrici della capriata nella zona G, alcune di esse non è possibile farle appoggiare sufficientemente all'interno della muratura: è necessario prevedere una soluzione alternativa. L'idea iniziale consiste nella realizzazione di nuovi pilastrini in muratura rientranti all'interno del sottotetto da costruire sulle reni delle volte del sottotetto, sui quali far poggiare le teste della nuova struttura metallica. Questa idea si basava sull'ipotesi che la sezione muraria si rastremasse nel sottotetto, e realizzarvi nello spessore del muro al piano sottostante i nuovi pilastrini. Dalle indagini è risultato invece che la muratura prosegue con la stessa sezione fino al dormiente in sommità; la realizzazione, quindi, sarebbe avvenuta a ridosso della superficie della volta, causando forti problemi di taglio ad essa nei punti di intersezione con la muratura.

Per evitare qualsiasi rottura alla base, i pilastrini sono stati sostituiti con dei *“cavallotti metallici”*: si impiegano piastre con profilo a “C” da affiancare e inghisare all'interno della muratura perimetrale. In questo modo è possibile far appoggiare per una minima parte (5-10cm) la capriata nel muro e in gran parte sulla flangia del cavallotto a quale verranno trasferiti gli sforzi della struttura metallica sovrastante. L'inghisaggio permette di trasferire gli sforzi verticali della capriata alla parete in muratura tramite il taglio che passa per le barre di ancoraggio.



Figura 97: appoggio di una capriata esistente su pilastrini in muratura (a sinistra), appoggio provvisorio della capriata di progetto nella muratura perimetrale con piastra interposta (al centro), cavallotto in acciaio inghisato alla muratura per l'appoggio della capriata metallica (a destra). Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM.

Accanto alle volte del sottotetto della zona F, il solaio è in legno chiuso da un controsoffitto in cannicciato. A seguito di alcuni sopralluoghi nei corridoi del piano primo si è notato che il controsoffitto risulta bagnato, segno di possibili rotture nella copertura o infiltrazioni d'acqua all'interno. La rimozione del controsoffitto e dell'intradosso in canniccio ha poi fatto emergere che a causa dell'acqua piovana l'appoggio dei travetti sulla muratura si è degradato. Viene migliorata la modalità di appoggio realizzando un nuovo cordolo metallico con profilo ad "L" all'intradosso lungo entrambi i lati del corridoio. Esso viene inghisato orizzontalmente nella muratura con barre filettate e collegato ai travetti della struttura esistente con barre filettate dal basso verso l'alto. In questo modo si migliora anche il collegamento tra gli elementi verticali e orizzontali fornendo con un nuovo cordolo perimetrale in sommità della muratura.



Figura 98: appoggio degradato dei travetti del sottotetto del solaio in legno (a sinistra) e nuovo cordolo metallico inghisato alla muratura e connesso ai travetti (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Se l'acqua è percolata fino all'intradosso significa che anche il tavolato risulta danneggiato: non si fa più affidamento a quello esistente ma si prevede la posa di un nuovo assito strutturale al di sopra di esso (lavorando dal sottotetto) e bandelle metalliche inchiodati con viti strutturali nella struttura sottostante per conferire alla struttura il comportamento di un diaframma rigido.

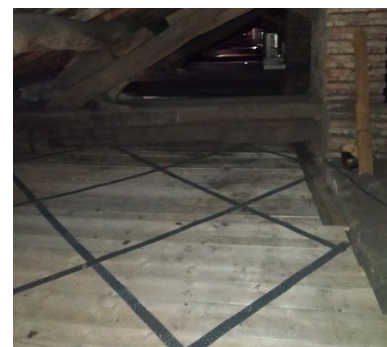


Figura 99: nuovo assito in legno e bandelle metalliche inchiodati al solaio di sottotetto (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Per migliorare il comportamento scatolare d'insieme si realizza una nuova cordolatura metallica composta da un profilo UPN120 connesso alla muratura orizzontalmente mediante barre filettate e bulloni sull'anima. I profili posizionati su tutti e quattro i muri di ciascun locale vengono connessi tra loro con anche dei controventi in acciaio per la creazione di un nuovo diaframma rigido.



Figura 100: controventamento dei muri con cordolo in acciaio (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

In questa porzione di edificio le capriate vengono irrigidite con un placcaggio per mezzo di profili UPN in acciaio posti su entrambi i lati degli elementi e inghisati al legno con barre filettate sugli irrigidimenti delle ali delle UPN .

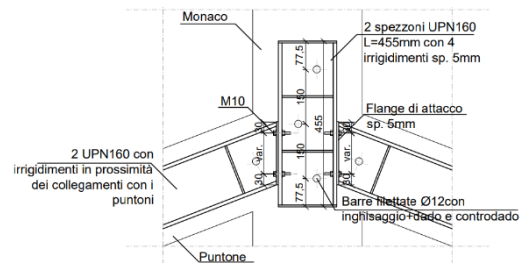
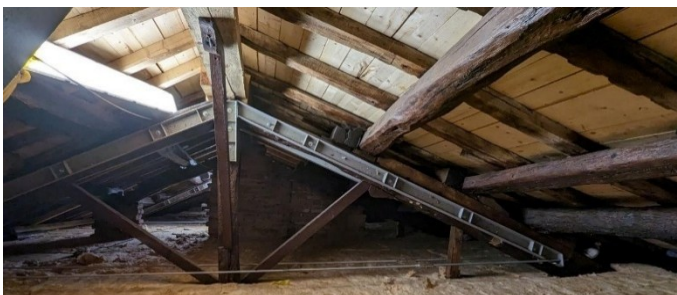


Figura 101: placcaggio dei puntone della capriata. A destra disegno con dettaglio della connessione con il monaco mediante spezzone di UPN imbullonato (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Tutte le connessioni tra i nuovi elementi di irrigidimento in acciaio avvengono imbullonando le flange, un esempio di riporta nella figura di sopra all'intersezione del puntone con il monaco. Le spinte orizzontali delle capriate vengono compensate con nuovi tiranti metallici realizzati dopo il placcaggio: vengono messi in tiro e vincolati alle flange dei profili di rinforzo nella zona di appoggio con la muratura.

4.4. CASO STUDIO 2: EX ISTITUTO “MONDINO”



Figura 102: inquadramento dell'edificio nella città e fotografia storica della facciata di ingresso(fonte: Archivio Storico dell'Università degli Studi di Pavia)

All'inizio del Novecento la situazione degli studi del ricovero pazienti con malattie del sistema nervoso a Pavia era insufficiente a soddisfare le esigenze di ricovero dei malati affetti da patologie neuropsichiatriche. Nel 1907 nasce l'Ospedaletto di Via Palestro pensato per questa esigenza: un reparto per il ricovero di pazienti affetti da malattie mentali o del sistema nervoso ricavato all'interno di una vecchia caserma austriaca utilizzata fino al 1900.

Nel 2003, dopo continui ampliamenti, l'Istituto si è spostato all'attuale Campus Universitario nella periferia nord di Pavia. A partire da quella data la struttura è rimasta in condizione di abbandono e degrado, causando problemi di insalubrità e scarsa igiene verso le vicine abitazioni. Attualmente l'Università di Pavia ha avviato un progetto per insediare nella vecchia clinica, ormai dismessa, la nuova Biblioteca per i dipartimenti di Giurisprudenza e Scienze Politiche e Sociali, con necessario nuovo piano antincendio. I lavori serviranno per adeguare la struttura alla nuova destinazione d'uso.

Stato di fatto e criticità

L'edificio è realizzato con una struttura portante in muratura ordinaria. L'edificio è formato da un corpo principale che si affaccia su Via Palestro (nella pianta sottostante è situata sul lato sud) e tre corpi trasversali, che si articolano su due piani fuori terra e su un piano seminterrato. Alle estremità nord e sud, l'edificio è inquadrato da due torrette di tre piani. Su ciascuna testata dei corpi trasversali nord e sud si sviluppa perpendicolarmente un fabbricato di un piano fuori terra.



Figura 103: pianta del piano terra dell'edificio per il progetto esecutivo con distribuzione degli ambienti (disegno e rilievi di Studio Calvi BEAM BEAM)

Al fabbricato originale nel tempo sono stati aggiunti dei nuovi volumi funzionali alle esigenze della clinica neurologica.

Il corpo trasversale centrale per buona parte è occupato da una grande aula magna a doppia altezza, realizzata in epoca più recente. Le coperture a padiglione sono in legno massello a doppie falde con capriate e coperture piane nei volumi ad un solo piano, aggiunti in epoca più recente. Al piano interrato verranno inseriti i locali tecnici per impianti e la vasca antincendio, al piano terra ci saranno le sale lettura e uffici amministrativi, il piano primo sarà totalmente dedicato alle sale di consultazione e viene conservata l'aula magna come ambiente didattico e conferenze. Il manufatto ha visto succedersi nel tempo molte sopraelevazioni e interventi per le esigenze funzionali dell'epoca, alterandone l'aspetto e la conservazione.

Le fondazioni in mattoni pieni rappresentano la prosecuzione e l'allargamento della sezione muraria al piano interrato e poggianti direttamente sul terreno, in profondità sconosciuta al momento delle indagini in sito. Non si rilevano dissesti della struttura dovuti a cedimenti differenziali delle fondazioni o fenomeni di ribaltamento in atto, che si sarebbero invece visti per la presenza di fessurazioni marcate nelle facciate dei fabbricati. Non sono stati trovati segni di fessure prodotte da eventi sismici passati che possano denotare sofferenze statiche e/o sismiche attuali.

La muratura in mattoni pieni e malta di calce si rastremano ad ogni piano fino alla copertura. Non si riscontrano a vista fenomeni di ribaltamento fuori piano o scorrimento della costruzione per effetto di azioni orizzontali. In seguito alla rimozione dell'intonaco, si nota che l'intero edificio è omogeneo per quanto concerne i materiali e la tessitura muraria. Presenta buone caratteristiche come una disposizione

regolare degli elementi in mattoni con giunti verticali opportunamente sfalsati e buon ammassamento tra le pareti ortogonali.



Figura 104: muratura in mattoni pieni correttamente ammassata osservata durante le indagini in sito (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

L'impalcato del piano terra è composto prevalentemente da volte a botte e a crociera di mattoni pieni con riempimento di materiale sciolto. L'impalcato del piano primo e del sottotetto sono composti prevalentemente da putrelle in acciaio a doppio T e blocchi di laterizio forato interposto.

Solo la parte dell'ingresso su via Palestro è sviluppata su volte a crociera intonacate. Nelle aree di costruzione in epoche più recenti attorno all'aula magna, si rilevano solai in latero-cemento di tipo STIMP e SAP di diverso spessore con cordolo di perimetro in calcestruzzo e alcuni solai a soletta piena in c.a.



Fig. 105.a



Fig. 105.b



Fig. 105.c

Figura 105: solai in putrelle e pignatte (a), cordolo di perimetro del solaio STIMP demolito (b) e volte a crociera all'ingresso di via Palestro (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Alcuni solai in laterocemento sono soggetti al fenomeno dello sfondellamento per cause da attribuirsi al degrado dell'edificio.



Figura 106: solai in laterocemento con sfondellamento in atto (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)



Figura 107: solai in putrelle e pignatte connesso alla muratura (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

I collegamenti pareti-solai non sono idonei a conferire il giusto grado di ammorsamento per la definizione di efficaci vincoli dei muri contro le azioni orizzontali. In un caso esempio (figura 107) si mostra un giusto ammorsamento delle putrelle nella muratura (lo evidenzia il taglio effettuato con una sega per scoprire il grado di appoggio), ma le pignatte fanno altrettanto riducendo lo spessore delle pareti con conseguente aumenti degli sforzi nella porzione rimanente e rischio di martellamento delle travi. Tutti solai in laterocemento risultano staticamente non idonei per sopportare i carichi verticali della nuova destinazione d'uso.

Dalle analisi le volte non risultano lesionate né collassare sotto i carichi verticali attuali. Rispetto ai nuovi carichi di progetto alcune di esse scaricheranno delle tensioni sulla muratura eccessive rispetto alla massima tensione sopportabile di trazione o compressione.

Le coperture sono prevalentemente a padiglione in legno massello, formate da capriate tradizionali con terzere e travicelli per la posa di coppi in laterizio. Lo stato di ammaloramento di molte zone della copertura dovute ad infiltrazioni di acqua è tale da non consentirne un recupero. In alcuni casi si notano crolli in alcune porzioni, che lasciano entrare dall'esterno ulteriore acqua e uccelli. In corrispondenza degli appoggi delle capriate si riscontrano murature disconnesse a causa delle spinte non controllate degli elementi in legno.

In alcuni casi sono state necessarie opere provvisorie per la messa in sicurezza di alcuni locali, puntellando le travi di copertura ai fini della consolidazione momentanea della struttura in attesa di sostituzione degli elementi. In sommità la connessione tra i muri e le strutture di copertura è tale da non garantire un buon comportamento d'insieme.



Fig. 108.a

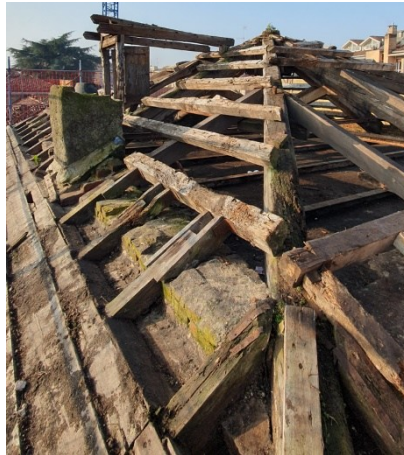


Fig.108.b



Fig.108.c

Figura 108: copertura dell'edificio soggetta a crolli (a), marcescenza agli appoggi dei travetti in un cantonale (b) e puntellamento (c) (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

A seguito di verifiche sugli elementi che compongono le capriate, sono risultati necessari i rinforzi dei puntoni con piastre metalliche nelle porzioni maggiormente sollecitate o la sostituzione di saette molto snelle, considerato lo stato generale di conservazione dei materiali e nonostante le verifiche abbiano dato esito positivo. Le terzere vengono sostituite anche per l'insoddisfazione alla verifica pressoflessionale sotto lo schema di trave appoggiata alle capriate contigue. I muri non risultano connessi tra loro in sommità.

Stato di progetto

CONSOLIDAMENTO SOLAI IN PUTRELLE E LATERIZI CON CAPPRA COLLABORANTE DI ALLEGGERIMENTO

I solai esistenti risultano non idonei sotto i carichi verticali della nuova destinazione d'uso. Per intervenire su quelli che è possibile recuperare si prevede aumento della capacità portante dell'orizzontamento e il suo irrigidimento nel piano mediante la realizzazione di una cappa collaborante in c.a. alleggerito di circa 5cm di spessore. L'intervento prevede la rimozione di pavimentazione e sottofondo esistente per arrivare all'estradosso della putrella in acciaio, per quanto possibile si cerca di mantenere il riempimento variabile esistente tra l'estradosso delle putrelle e il laterizio. Qualora questo venga rimosso, il volume va ripristinato con un materiale ultraleggero tipo "FOAMCEM" per non aggiungere ulteriori carichi alla struttura. La superficie verrà livellata e pulita in preparazione a quanto avverrà successivamente.



Fig.109.a



Fig.109.b

Figura 109: rimozione del riempimento esistente (a) e ripristino volume asportato con materiale ultraleggero "FOAMCEM" (b)
(lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Si fa notare la totale assenza di connettori a taglio tra la cappa esistente e la putrella in tutti i solai di questo tipo, come ci si aspetterebbe in edificio datato. Prima di procedere alla posa dell'armatura della soletta si esegue una *piolatura* di tutte le putrelle dei solai che ne sono sprovvisti inserendo dei nuovi chiodi di collegamento tipo *CTF 12/60* per connettere la nuova cappa alle putrelle e migliorare la collaborazione all'interfaccia, affinché la sezione resistente lavori insieme e venga eliminato lo scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo.

Tutti i solai da rinforzare vengono ancorati alla parete muraria tramite inghisaggi con ferri inclinati a 45 gradi annegati nella soletta di calcestruzzo alleggerito. Questo intervento prevede perforazioni di piccolo diametro nei muri per l'insediamento delle barre e la successiva sigillatura con iniezioni di resina epossidica bicomponente, da effettuarsi subito dopo. Tale sistema è progettato nell'ottica di vincolare i muri perimetrali impedendo il ribaltamento fuori piano creando un vincolo aggiuntivo all'altezza degli orizzontamenti degli stessi.



Figura 110: piolatura delle putrelle esistenti (in alto a sinistra), inghisaggio nella muratura delle barre d'ancoraggio della nuova cappa in c.a. alleggerito con foro saturato da resine bicomponenti (in alto a destra) e posa del telo impermeabile prima del getto (in basso). Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM.

Affinché la superficie di laterizio non si bagni prima del nuovo getto di consolidamento, è importante stendere un telo leggero impermeabile per la protezione dell'intradosso (fig. 110). Successivamente, viene disposta l'armatura a rete elettrosaldata della cappa con l'utilizzo di distanziatori per garantire il giusto copriferro, e sovrapposta per almeno 20cm all'intersezione delle maglie.

Tale intervento è volto anche ad aumentare la rigidità del piano dei solai, che dopo l'intervento verranno considerati come infinitamente rigidi assialmente.

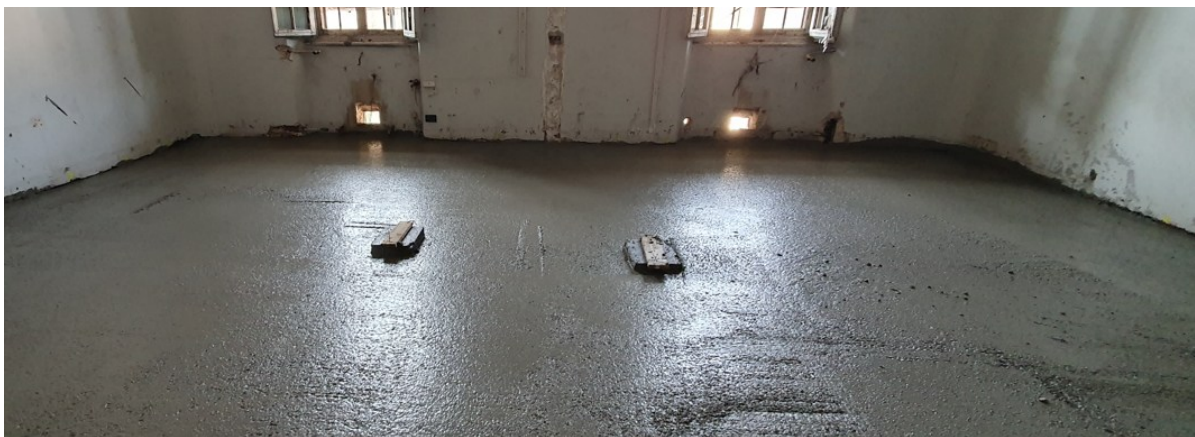


Figura 111: posa della rete elettrosaldata su distanziatori e getto finale (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

L'intradosso va poi protetto dallo sfondellamento dei laterizi, in questo caso si impiega una rete intradosale in acciaio annegata in due strati di "geocalce" che viene ancorata e appesa alla cappa estradosale di rinforzo. Il collegamento della rete con la struttura è reso possibile effettuando perforazioni dall'intradosso della cappa fino a raggiungere la rete all'estradosso e inserendovi delle barre autofilettanti serrate sulla cappa e sulla rete mediante rondelle.



Fig. 112.a



Fig. 112.b

Figura 112: fori all'estradosso della cappa per l'ancoraggio della rete anti-sfondellamento (a), rete all'intradosso (b), Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

NUOVI SOLAI IN SOLETTA PIENA O NERVATA IN CALCESTRUZZO ALLEGGERITO E IN LAMIERA GRECATA

La realizzazione di solai di quel tipo, successivi alla demolizione di solai in laterocemento di tipi STIMP e SAP eccessivamente ammalorati o totalmente inadeguati ai nuovi carichi di progetto, hanno bisogno di attenzioni per il loro corretto collegamento ai muri. Demolendo la struttura precedente non si hanno più alcuni elementi esistenti sui quali contare per il trasferimento di taglio alla muratura: nel caso di quelli in putrelle e laterizio i profili d'acciaio esistenti continuavano a trasferire gli sforzi alla muratura.



Figura 113: demolizione di un solaio STIMP: si nota la presenza di un cordolo perimetrale in c.a. e la presenza di barre lisce d'armatura

Per il suo corretto collegamento ai muri sarebbe eccessivo realizzare troppi fori nella muratura per l'inserimento di nuove e numerose barre d'ancoraggio, che da sole non sarebbero in grado di reggere l'intera struttura in calcestruzzo. La scelta di un nuovo cordolo in breccia, poi, è sconsigliata per la difficoltà della realizzazione dell'armatura a tronconi e il cambio del percorso di sforzi nella sezione trasversale dei muri. Successivamente al puntellamento dal piano inferiore dei pannelli di legno come cassero al futuro getto, la soluzione alternativa prevede dei piccoli scassi nella muratura per appoggiarvi delle putrelle in acciaio, quanto bastano per un buon trasferimento di forze taglianti, da annegare nella nuova soletta insieme a tutte le barre d'armatura. Gli scassi murari verranno poi riempiti dal getto di calcestruzzo.



Figura 114: cassetta, armatura della soletta e inserimento di putrelle in scassi murari per il getto di un nuovo solaio a soletta piena in c.a. (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

I nuovi solai in putrelle e lamiera grecata andranno invece connessi alla muratura ancorando le travi in acciaio mediante piastre metalliche posizionate contro i cordoli in c.a. esistenti e inghisaggi chimici. Dopo aver posato la lamiera ortogonalmente alle travi sottostanti e aver proceduto alla loro *piolatura* forando la lamiera, si dispongono le armature per il getto della nuova soletta nervata in c.a. La cappa andrà connessa alla muratura con le stesse modalità del rinforzo dei solai in putrelle e laterizi; nella figura sottostante si nota in basso a destra la presenza delle barre inghisate a 45 gradi nella muratura.



Figura 115: realizzazione di nuovi solai in lamiera grecata. Piolatura delle putrelle e fori per l'inghisaggio della cappa (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE IN MATTONI CON NUOVA CAPPA COLLABORANTE IN CALCESTRUZZO ALLEGGERITO

Si prescrive lo svuotamento delle volte fino all'estradosso dei mattoni della volta e la sua pulizia. L'intervento è analogo a quanto previsto per i solai precedentemente descritti. Per il rinforzo è previsto il getto di una nuova cappa collaborante di 8cm di spessore previa posa dell'armatura elettrosaldata e su di essa e si effettuano perforazioni nella muratura per inghisare le barre e sigillare il foro con resina epossidica bicomponente.



Figura 116: fasi del rinforzo delle volte con cappa collaborante in c.a. all'estradosso (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Cordolo in c.a. a livello del vespaio

Non risultano necessari interventi per consolidazione del terreno o ampliamento della fondazione, ma le pareti risultano disconnesse tra loro anche alla base. Data la necessità di realizzare comunque un nuovo vespaio aerato controterra per il progetto architettonico per poter sfruttare i locali interrati come nuovi locali tecnici, si intende allargare l'impronta della base muraria formando un nuovo cordolo di fondazione. In questo modo si crea un collegamento orizzontale tra i muri al livello della fondazione che migliora il comportamento scatolare. Si seguito si mostrano le fasi della posa dei vespai aerati, delle armature dei nuovi cordoli di fondazione e del getto finale per alcuni corridoi e stanze interrate.



Figura 117: scavo fino al piano di fondazione desiderato e posa del vespaio aerato e delle armature delle nuove ciabatte in c.a. (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)



Figura 118: getto dei cordoli fino al ricoprimento del vespaio aerato (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

CONSOLIDAMENTO FONDAZIONE PER REALIZZAZIONE VASCA ANTINCENDIO

Il progetto antincendio prevede l'inserimento di una vasca antincendio in calcestruzzo armato esterna all'edificio, ma adiacente ai locali tecnici esistenti del piano interrato. Per realizzarla è necessario uno scavo di sbancamento profondo fino a 4.65 metri presidiato da una paratia costituita da 93 micropali affiancati per contenere la forte spinta del terreno, entro la quale effettuare lo scavo e consentire la lavorazione in sicurezza evitando crolli della trincea. La sua realizzazione implica la conoscenza della profondità dei muri di fondazione.



Figura 119: inserimento dei pali, armatura della trave testa palo e scavo per la realizzazione della vasca (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Se il fondo scavo risultasse ad una quota inferiore ad esso sarebbe necessaria la sottomurazione della fondazione a tronconi di 2m per evitare che l'asportazione del terreno a lato del muro faccia rilassare eccessivamente la porzione di terra immediatamente al di sotto della fondazione provocandone perdita di capacità e cedimenti. Dato che i muri penetrano in profondità nel terreno maggiori a quelle del futuro piano di fondazione a seguito di scavi di indagine, questo non è necessario e lo scavo per la realizzazione della vasca in calcestruzzo armato non comporta interventi di protezione alla base.

4.5. CASO STUDIO 3: EX CASERMA DEI CARABINIERI “SACCHI”



Figura 120: inquadramento dell'edificio nella città e vista della facciata principale

L'edificio analizzato è un antico palazzo residenziale di proprietà di una nobile casata del diciottesimo secolo e successivamente trasformato in Caserma dei Carabinieri dopo l'Unità d'Italia. È situato in Via Defendente Sacchi nel centro storico di Pavia alle spalle della sede centrale dell'Università della Città, in aderenza ad altri edifici residenziali di epoca più recente. L'immobile viene poi classificato come bene di valore storico-artistico-monumentale vincolato secondo l'art. 10 del d.lgs. 42/2004.

Dopo lo spostamento della sede dei Carabinieri in Piazza San Pietro in Ciel d'Oro nel 2014, la struttura è rimasta in stato di abbandono e degrado, con segni che durante i sopralluoghi hanno fatto emergere criticità legate al tempo e nella costruzione dell'opera.

Il progetto attuale prevede un cambio di destinazione d'uso per adeguare l'edificio come nuova sede della succursale della Scuola Superiore Alberghiera “A. Cossa” di Pavia, attualmente in Viale Montegrappa. Gli ambienti dovranno quindi essere riorganizzati per ospitare e garantire le attività didattiche previste per tale esigenza; pertanto, verranno realizzati un totale di 25 nuove aule in tutto l'edificio, due cucine didattiche e due sale ristorazione al piano terra, nuovi vani ascensori e la redistribuzione di muri e aperture interne.

Stato di fatto e criticità

La struttura è realizzata in muratura di mattoni pieni con spessori che variano fino ad oltre un metro e rastremandosi lungo l'altezza. La configurazione planimetrica è quella di un edificio a corte su tre lati che racchiude un cortile centrale circondato da un ampio porticato di archi in muratura e colonne di pietra. Si sviluppa su tre livelli fuori terra, una copertura a padiglione in legno e un piano interrato.

A copertura del piano interrato si trovano volte a botte e perimetralmente al cortile interno a vela e a padiglione. La copertura della struttura è realizzata in legno con capriate, muri trasversali e pilastri d'appoggio.

I muri dell'edificio poggiano direttamente sul terreno senza un allargamento di base in fondazione. Lungo il lato est si è ritrovata la presenza di un antico condotto fognario in muratura che ha creato problemi alla base dei muri di quel lato anche dovuto alle perdite riscontrate. A prova di ciò si evidenziano danni attribuibili a dissesti delle fondazioni nell'angolo dell'edificio verso via Domenico da Catalogna, il cui quadro fessurativo esterno ed interno lascia pensare ad un cedimento dell'edificio nel terreno. Inoltre, un muro di un locale interrato presenta un indebolimento fondazionale, per il quale sarà necessario un intervento di sottomurazione.

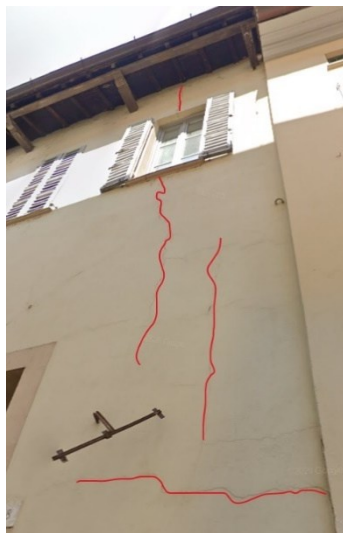


Fig. 121.a



Fig. 121.b

Figura 121: quadro fessurativo causato dalle perdite della fognatura. A sinistra si evidenziano le fessure in rosso (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Gli orizzontamenti sono composti da diverse tipologie di solaio: quelli con putrelle in acciaio ed elementi in laterizio risultano della tipologia più diffusa, ma si trovano anche solai storici in legno, e volte in muratura. Alcuni solai presentano luci eccessive e risultano non idonei per sopportare i carichi verticali del nuovo progetto. Uno di essi ha un particolare intradosso intonacato e decorato e che per questo motivo non potrà essere demolito.



Figura 122: solai rinvenuti durante i sopralluoghi. A sinistra un solaio in putrelle e laterizi decorato, al centro un solaio storico in legno con travetti poggiati sulle catene, a destra solaio in putrelle e laterizio da demolire per eccessiva fragilità

Si segnala un solaio in laterocemento del primo sfondellato piano con problemi a flessione, solai in putrelle e laterizio con alto livello di degrado con sfondellamento in atto delle pignatte. In alcune porzioni all'intradosso, si evidenzia il distacco del fondello in laterizio dei travetti tralicciati che causa l'esposizione all'aria del calcestruzzo e delle barre in acciaio con conseguente degrado per corrosione.



Figura 123: solaio in laterocemento con necessità di rinforzo a flessione e solaio in putrelle e pignatte con sfondellamento in atto da demolire

Un solaio storico in legno di sottotetto composto da un tavolato e travicelli che si posano direttamente sulle catene delle capriate.

Stato di progetto

CONSOLIDAMENTO FONDAZIONALE MEDIANTE MICROPALI

Il quadro fessurativo riscontrato in un angolo a sud dell'edificio attribuito al dissesto fondazionale precedentemente mostrato richiede il consolidamento della base dei muri perimetrali per evitare il futuro insorgere di danni maggiori. Pertanto, per consolidare ogni muro interessato dal dissesto si progetta una sottofondazione con paratie di micropali tubolari in acciaio su entrambi i lati dei muri le cui teste vengono tutte connesse da delle travi testa-palo in calcestruzzo armato. Di seguito di mostrano le fasi principali della realizzazione dell'intervento.



Fig. 124.a



Fig.124.b



Fig.124.c



Fig. 124.d



Fig.124.e

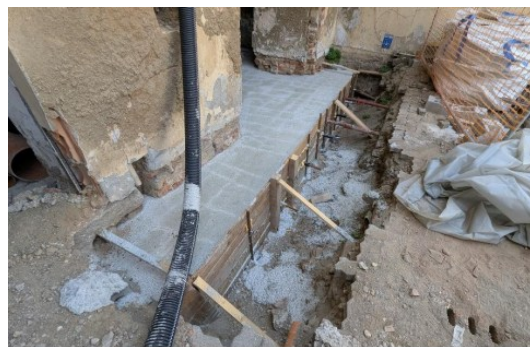


Fig. 124.f

Figura 124: fasi del consolidamento fondale mediante micropali in acciaio (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Dopo l'infissione dei pali nel terreno si effettuano (a) le perforazioni nella muratura per l'inserimento dei tubi di alloggiamento delle barre DYWIDAG (b). Successivamente viene posizionata l'armatura della trave testa-palo per il collegamento in sommità di tutti i micropali inseriti; dopo l'inserimento delle barre viene montato all'estremità un tubicino per l'iniezione della resina chimica che sigillerà lo spazio rimanente tra barra e tubo di inserimento (c). Ciascuna di esse vi ammorsate alla muratura esistente mediante barre post-tese tipo DYWIDAG. Una volta tesate le barre, si riempiono i vuoti con iniezione di resina chimica e vengono bloccate all'esterno con delle piastre in acciaio (d), dettaglio delle armature (e) e trave testa-palo gettata (f).

Sottomurazione a conci

Nella figura 136 sottostante si mostra l'intervento di sottomurazione del muro di un locale interrato con problemi alla base. L'intervento consiste nella *sottomurazione per conci*: per ogni tratto di muro l'intervento si ripete:

- 1) *Demolizione localizzata di una parte della base del muro (circa 60cm di larghezza);*
- 2) *Rimpiazzo della muratura asportata con calcestruzzo armato;*
- 3) *inserimento di armatura longitudinale (4+4 phi14) e trasversale (staffe phi10/100mm);*
- 4) *inserimento nei conci alternati di spezzoni di putrelle HEA140*
- 5) *getto di calcestruzzo di riempimento delle brecce nella muratura e per la formazione dei cordoli.*



Figura 125: fasi della sottomurazione in calcestruzzo armato per il recuper della Ex Caserma Sacchi di Pavia (Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

L'inserimento delle putrelle servirà per migliorare il collegamento delle ciabatte di fondazione su ciascun lato del muro, intervento eseguito in ogni parte dell'edificio per migliorare il collegamento

orizzontale alla base. In questo modo tutta la base del muro viene sostituita da una trave in calcestruzzo armato sulla quale si appoggia.

RINFORZO INTRADOSSALE CON TRAVI ROMPITRATTA IN ACCIAIO

In corrispondenza dei solai con luce maggiore, al fine di ridurre la deformabilità, vengono inserite all'intradosso del solaio due travi rompitratta costituite da profili HEB all'intradosso e orditi ortogonalmente alla struttura principale per ridurre la lunghezza di inflessione. Prima di posare le travi alla muratura, va puntellato il solaio esistente per indurre una leggera pressoflessione e lavorare in sicurezza.



Figura 126: fasi di puntellamento dell'intradosso del solaio in putrelle e vittine (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Data l'impossibilità operativa di portare in cantiere le travi intere della lunghezza richiesta, i nuovi elementi arrivano divisi in più porzioni e imbullonati tra loro lungo gli irrigidimenti trasversali agli estremi. Le travi vengono provvisoriamente appoggiate su dei puntelli per consentire la loro saldatura all'intradosso delle putrelle esistenti e la creazione dell'appoggio. Al fine di consentire la connessione delle travi nella muratura, si eseguono delle breccie nelle zone di appoggio e vi si crea un letto di malta di regolarizzazione a ritiro controllato tipo EMACO. Esso servirà da appoggio intermedio sulla muratura per le nuove travi. Il ripristino della breccia viene eseguito ricostruendo la porzione di muratura asportata o con l'impiego di un getto di malta reodinamica a ritiro controllato, più indicato nel caso la



Figura 127: breccia nella muratura per consentire il passaggio nel solaio retrostante e appoggio provvisorio delle travi in acciaio, appoggio a fine realizzazione con malta a ritiro controllato e saldatura alle putrelle esistenti (in rosso). Si nota il collegamento su anime e flange tra i tronchi di travi

trave si appoggi ai muri senza attraversarlo (in questo caso va predisposta la cassetta della breccia per evitare fuoriuscite di materiale durante la colatura dall'alto).

CONSOLIDAMENTO SOLAIO A FLESSIONE CON LAMINE DI FRP

Per il solaio in laterocemento del primo piano formato da pignatte e travetti prefabbricati tralicciati si è previsto il consolidamento a flessione con l'impiego di strisce in carbonio da applicare longitudinalmente all'intradosso dei travetti prefabbricati in c.a. L'intervento evita ogni invasività data la sua applicazione e incollaggio di lamine direttamente dal locale sottostante al solaio. Prima della sua applicazione è necessario seguire i seguenti passaggi:

- 1) *rimuovere l'intonaco superficiale;*
- 2) *rimuovere il fondello in laterizio del travetto tralicciato prefabbricato;*
- 3) *ricostruire l'intradosso se questo si è deteriorato nel tempo lasciando a vista i ferri di armatura.*

Le barre dovranno essere protette da un doppio strato di malta anticorrosiva e la sezione del travetto andrà poi ricostituita da altra malta a ritiro compensato. Dopo la regolarizzazione della superficie del calcestruzzo si procede con l'applicazione all'intradosso di primer¹⁵ epossidico bicomponente di pochi millimetri di spessore e di uno strato adesivo, da applicare anche sulla lamina in carbonio durante il suo incollaggio.



Figura 128: lamine di carbonio incollate all'intradosso dei travetti tralicciati per il rinforzo a flessione di un solaio in laterocemento (Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

¹⁵ Prodotto a base di resina per la preparazione di strutture in calcestruzzo e muratura all'applicazione dei tessuti in fibra.

Rinforzo intradossale anti-sfondellamento

Per tutti i solai in putrelle e laterizi oggetto di rinforzo è prevista la protezione contro lo sfondellamento in atto all'intradosso mediante controsoffitto certificato che fornisca anche protezione REI. La soluzione scelta in questo caso consiste in un telaio di graticcio in lamiera d'acciaio sui quali si appoggiano delle lastre di gesso fissate con viti autofilettanti alla struttura primaria che, oltre a garantire l'adeguata resistenza al fuoco proteggono dall'eventuale caduta di materiale.



Figura 129: graticcio in acciaio per il supporto delle lastre REI con funzione anti-sfondellamento a sinistra) e loro posa in opera (a destra). Si nota la continuazione della struttura al di sotto delle travi in acciaio all'estradosso per ridurre la deformabilità del solaio).

Nuove cerchiature metalliche

Il progetto prevede la demolizione di alcuni muri strutturali ad ogni piano dell'edificio per la realizzazione di ambienti più favorevoli allo sviluppo delle attività didattiche. Risulta necessario in sostituzione, dei muri esistenti al piano terra, un intervento di cerchiatura mediante portali in acciaio composto da profili HEB per ripristinare lo schema statico della struttura originaria e mantenere la stessa rigidità iniziale. Ad ogni piano il portale sarà composto da montanti formati da una coppia di profili HEB320 o HEB340 dotati di irrigidimenti trasversali e uniti da barre M16 lungo le anime e traversi formati da una coppia di profili HEB320 dotati di irrigidimenti trasversali lungo le anime e uniti. Le connessioni montanti-traversi avverranno con bullonature (vedere fig. 131).

Per l'intervento in oggetto si prevedono le seguenti fasi:

- 1) *Apertura del tetto: tutti i montanti HEB del portale verranno calati verticalmente con una gru dall'esterno della struttura.*

- 2) *Taglio con lama diamantata dei muri e solai esistenti per una larghezza tale da consentire l'inserimento dei montanti verticali. Il taglio va effettuato lungo tutta l'altezza della struttura in tutti i muri ai vari piani.*



Figura 2: taglio verticale lungo l'altezza della muratura (a sinistra), breccia per l'inserimento dei montanti (al centro) e asole per la mensola saldata d'appoggio ai traversi (a destra).

- 3) *Posa in opera di tutti i montanti HEB: ogni profilo posato va calato dall'alto, ruotato (affinché la mensola saldata sul profilo entri nell'asola della muratura) e contestualmente inghisato alla muratura trasversale con barre filettate e dadi di serraggio lungo le ali.*



Figura 130: alloggiamento dei profili nel muro da demolire. Si nota la presenza della mensola saldata per l'appoggio e connessione del traverso (Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

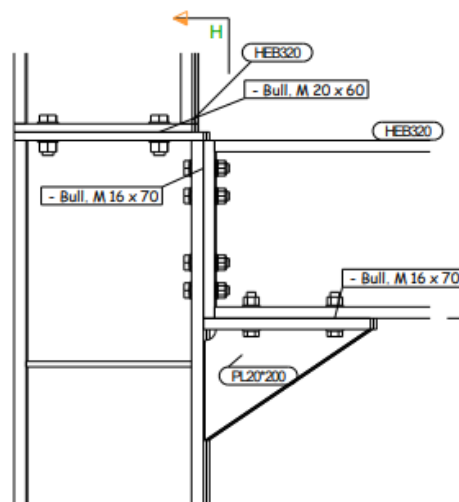


Figura 131: fori per la connessione trasversale della colonna alla muratura (a sinistra) e disegno da carpenteria dell'unione bullonata con il traverso (a destra). Lavori di Studio Calvi BEAM BEAM.

I montanti sovrastanti andranno posizionati sopra a quelli sottostanti già inghisati, e imbullonati sugli irrigidimenti trasversali d'estremità. In questo modo si ottiene una colonna d'acciaio dalla loro unione lungo l'altezza.

- 4) *Scasso nella muratura su un lato all'altezza dei traversi. Come per l'inserimento di architravi, va effettuato con dimensioni sufficienti per la loro successiva posa.*
- 5) *Inserimento del primo traverso, unione bullonata sull'irrigidimento del montante e chiusura della muratura sovrastante asportata con malta a ritiro controllato tipo EMACO.*
- 6) *Ripetere i punti 4 e 5 dall'altro lato del muro. Questa operazione va eseguita dal piano più alto a quello più basso.*
- 7) *Demolizione del muro al di sopra del solaio a filo della cappa collaborante per il loro rinforzo.*
- 8) *Ripetere l'intervento dal punto 4 al punto 7 per ciascun livello sottostante.*

Nuovo muro di spina

Per il progetto architettonico e strutturale è stata inoltre prevista la realizzazione di un nuovo muro di spina in mattoni pieni a quattro teste lungo il lato dell'edificio verso Via Sacchi per diverse funzioni: incrementare la rigidità della struttura, ridurre la luce di alcuni solai in putrelle e pignatte sul quale andranno ad appoggiarsi annegati in un cordolo in c.a. in sommità e per chiudere gli spazi dedicati ad alcune delle nuove aule didattiche. Tutti i nuovi setti realizzati andranno connessi alla muratura esistente per assicurare la loro collaborazione con la struttura originaria. Gli ammorsamenti saranno garantiti realizzando, contestualmente alla costruzione dei nuovi muri, delle perforazioni nella muratura inclinate a 45 gradi o dritti nel loro spessore per l'inserimento di nuove barre sagomate di ancoraggio e riempiti da malta fluida per ancoraggi strutturali. Non si altera l'aspetto esterno perché le spinottature uscenti dal muro esistente vengono alloggiate e ripiegate direttamente nello spessore dei corsi di malta contestualmente alla costruzione del muro. Questo intervento evita la rimozione alterna dei mattoni esistenti per l'ammorsamento della nuova parete tramite il suo incastro.

4.6. CASO STUDIO 4: EX OSPEDALE “SANTA MARGHERITA”

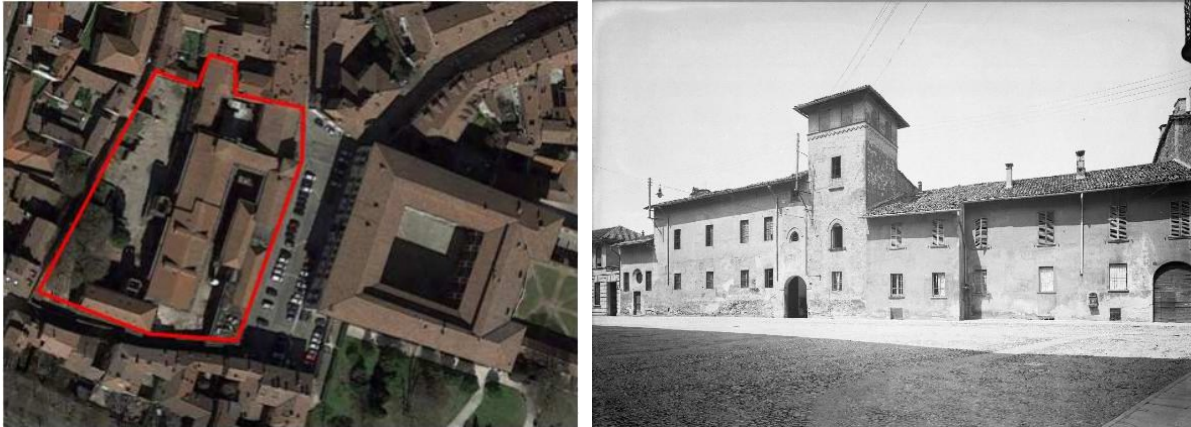


Figura 132: vista aerea del complesso, a destra foto storica dell'istituto di cura ancora operativo (foto di Guglielmo Chiolini tratta da LombardiaBeniCulturali, 1941, https://www.lombardiabeniculturali.it/assets/immagini/liv2/AF310RLSUP/SC/F/F0150/0000/F_SUP-F01:0000501_IMG-0000974397.jpg)

Si tratta di un complesso di edifici contraddistinto da numerosi ampliamenti e rimaneggiamenti succeduti negli anni. Nasce nel XVI secolo e diventerà una struttura per il ricovero di anziani, situato di fronte al Collegio Borromeo di Pavia. L'istituto di cura manterrà la sua funzione fino al 2004, dopo anni di ampliamenti e cambi di destinazioni d'uso.

L'edificio era ormai abbandonato da tempo e un immobiliare acquistò precedentemente la struttura per adibirla ad uso residenziale. Già nel 2008 era iniziata una fase di ristrutturazione che prevedeva la costruzione di un'autorimessa interrata degli interventi di consolidamento e ampliamento sparsi in tutto il complesso di edifici, ma ne sono stati realizzati solo una porzione causa fallimento dell'impresa costruttrice a seguito della crisi edilizia di quell'anno. Da quel momento lavori di riqualificazione vennero interrotti e la struttura rimase in stato di abbandono con molti interventi iniziati e mai finiti.

Stato di fatto e criticità

Il progetto attuale prevede il completamento del recupero dei corpi di fabbrica della struttura (denominati Blocco A, B, C, D, E ed F) da destinare ad uso residenziale intervenendo sugli edifici esistenti, il completamento di un'autorimessa interrata e l'ampliamento del blocco E in calcestruzzo armato. Data la complessità e il numero degli edifici annessi vengono mostrati brevemente gli interventi più significativi.

Blocco B:

Solai del piano primo composti da putrelle e volterrane già consolidati nel 2008. Al piano terra la base dei muri è stata consolidata con la creazione di travi di fondazione con tiranti filettati alle estremità a formare le travi testa-palo in preparazione allo scavo della nuova autorimessa, nella immagine sottostante si vede l'opera iniziata e incompiuta. Piano secondo composto da solai in putrelle e tavelloni.



Fig.133.a



Fig.133.b



Fig.133.c

Figura 133: interventi pregressi del 2008 nel blocco B. Si notalo scavo per l'autorimessa futura(a), solai in putrelle e voltinerrane già consolidati con capa collaborante all'estradosso (b) e travi testa-palo di fondazione al muro di spina centrale (c) (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Blocco F: Muratura in laterizio pieno con tessitura irregolare ed assenza di ammorsamento in alcune zone, ad indicare le differenti fasi costruttive della stessa opera. Copertura formata da travi principali in legno poggianti su pilastri in muratura, travetti secondari e tavolato. Elementi in buone condizioni ma in alcuni appoggi delle travi principali ho problemi di marcescenza.



Figura 134: a sinistra solaio in legno parzialmente crollo, al centro travi in legno/acciaio affiancate a quelle esistenti, a destra rinforzo della trave maestra con profili in acciaio affiancati durante gli interventi del 2008

I solai in legno si appoggiano alla muratura in maniera totalmente inadeguata e il loro rinforzo è stato eseguito negli anni con altre travi in legno accostate a quelle esistenti, con la medesima mancanza di attenzione al problema dello sfilamento. Sono in stato di degrado troppo avanzato e necessitano la demolizione e totale ricostruzione: la loro marcescenza e il parziale crollo è stato agevolato dall'esposizione ad agenti atmosferici ed infiltrazioni d'acqua dovuti ad una copertura danneggiata. Alcuni di essi sono stati già rinforzati durante il progetto del 2008 mediante l'inserimento di putrelle in acciaio al di sotto dei travetti.

Stato di progetto

CONSOLIDAMENTO SOLAIO CON TRAVI DI RINFORZO IN ACCIAIO POSTE ALL'INTRADOSSO

Su questo edificio le complicazioni principali sono emerse dagli ordini della Soprintendenza di limitare il più possibile rimaneggiamenti e cambiamenti estetici della struttura. Per il caso del rinforzo dei solai gli scassi nella muratura per inserire travi metalliche di rinforzo si sono evitati al massimo. Nel caso del consolidamento dei solai a putrelle e volterrane del primo piano del Blocco B che necessitavano di rinforzo all'intradosso con nuovi profili UPN220 affiancati da posizionare al di sotto delle travi in acciaio esistenti. L'ancoraggio alla muratura è avvenuto con l'utilizzo di piastre e metalliche con fazzoletto di irrigidimento saldato posizionate a contatto con le pareti, le quali venivano vincolate ad esse e alle travi di rinforzo con bulloni e barre filettate passanti.



Figura 135: Consolidamento solaio esistente con due profili UPN affiancati all'intradosso delle putrelle esistenti e connessione alla muratura con piastra e viti passanti (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

Le viti per l'ancoraggio alla muratura la attraversano fino all'esterno della struttura, dove si ancorano con una contropiastra in acciaio. Questi interventi, quindi, limitano gli scassi nella muratura a solo delle piccole perforazioni. Sul muro di spina centrale si appoggiano su entrambi i lati le putrelle dei due solai descritti. Dove possibile, si è cercato di connettere entrambe le piastre di ancoraggio delle putrelle che si trovano in posizioni speculari rispetto al muro attraverso quattro barre passanti.

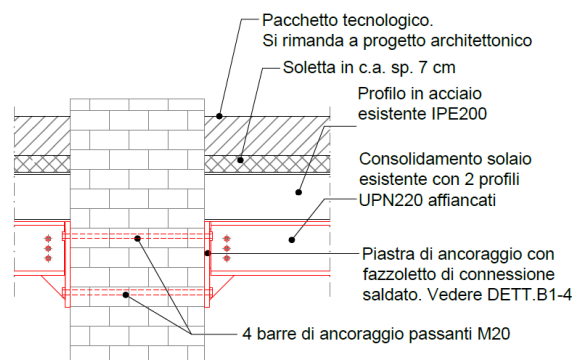


Figura 136: a sinistra appoggio dei solai rinforzati al muro di spina, a destra il disegno della connessione su entrambi i lati (lavori di Studio Calvi BEAM BEAM)

TECNICA DELLO SCUCI-CUCI



Figura 137: alcuni esempi di ripristino della continuità muraria con tecnica scuci-cuci)

In tutto il complesso di edifici si nota una muratura a tessitura caotica, composta da elementi di materiali diversi disposti in maniera irregolare. A seguito al consolidamento del 2008, l'Ex Istituto ha già visto interventi per la risarcitura della muratura lesionata di cui si riporta nelle immagini sovrastanti (figura 165) alcune delle numerose casistiche disseminate ovunque effettuate con il precedente intervento. La prima immagine mostra un tentativo di ripristino dell'ammorsamento tra due paramenti murari mal collegati mediante la sostituzione locale di alcuni mattoni della muratura e il loro rimpiazzo con nuovi materiali di qualità superiore per ripristinare la connessione tra due paramenti e migliorare il comportamento scatolare della struttura. Nella seconda si mostra l'intervento di ricucitura di una lesione diagonale e nella terza immagine si vede invece la chiusura di un varco nella muratura utilizzato precedentemente. Si faccia attenzione alla diversità di connessione utilizzata con questa tecnica e la spinottatura del nuovo muro di spina visto per il caso dell'Ex Caserma Sacchi: qui vengono rimossi alternativamente anche alcuni mattoni della struttura esistente per migliorare l'incastro con la nuova struttura mediante la sovrapposizione di un mattone nell'altro, alternato a corsi di malta.

INTERVENTI IN COPERTURA: APPOGGIO IN SOMMITÀ

Per il caso dell'edificio E, la copertura viene completamente sostituita da una nuova struttura in legno a due falde con struttura formata da puntoni appoggiati alla trave di colmo (sostenuta da pilastri in calcestruzzo armato) e sulla muratura perimetrale. Il nuovo collegamento copertura-muratura avviene con un cordolo in sommità in acciaio.



Figura 138: connessione delle nuove travi in legno alla muratura con profilo in acciaio (lavori di Studio Calvi BEAM)

Prima della posa del cordolo, le travi in questo caso vengono già poste in opera, a rialzate dalla muratura mediante l'interposizione di tasselli in legno posti sulla soletta in c.a. nel solaio di sottotetto. Il cordolo in acciaio con profilo ad L viene fatto scivolare sotto alle travi e inghisato verticalmente alla muratura con barre filettate serrate sul cordolo con dado e rondella. Le travi vengono connesse al cordolo con piastre in acciaio su entrambi i lati delle travi, saldate al profilo e collegate con viti passanti nel legno.

INTERVENTO DI SOTTOMURAZIONE

Non avendo sufficiente spazio per il varco sotterraneo della discesa per la nuova autorimessa, è necessario rimuovere i pali di fondazione esistenti sul lato sud dell'edificio B inseriti nel terreno durante la consolidazione del 2008. Prima della loro rimozione, la fondazione esistente su quel lato va consolidata con interventi di sottomurazione per conci, affinché la struttura possa ancora appoggiarsi ad uno strato di terreno. Procedendo ogni due o tre metri alla volta si effettuano degli scavi nel terreno che dall'esterno consentano di poter lavorare in sicurezza al di sotto dei muri, già consolidati con i pali e le travi testa-palo. Lo spazio di lavoro va opportunamente protetto da una struttura che possa contenere gli eventuali cedimenti del terreno verso gli operai.



Figura 139: scavo e messa in sicurezza dell'area di lavoro contro il cedimento del terreno

Una volta messa in sicurezza la zona sottostante il muro, l'intervento prevede la realizzazione di una nuova parete di fondazione in calcestruzzo armato delle stesse dimensioni della muratura sovrastante. Nell'immagine di seguito si nota l'armatura e il muro a getto completato. Ora è possibile procedere con le operazioni di rimozione dei pali nel lato interno dell'edificio.



Figura 140: disposizione dell'armatura del nuovo muro di fondazione al di sotto della struttura (lavori di Studio Calvi BEAM)



Figura 141: conci della nuova sottomurazione in c.a. (lavori di Studio Calvi BEAM)



Figura 142: scavi nell'edificio per la rimozione dei pali

PIANO PRIMO

Al primo livello è presente un solaio in legno (F6) costituiti da travetti 12x16cm affiancati e un **tavolato semplice** non strutturale (da valutazioni più approfondite del tecnologo del legno) non collegato ad essi e non ammorsato nella muratura. Il legno presenta delle zone di marcescenza agli appoggi e possiede proprietà meccaniche attribuibili alla classe C14, con un alto livello di umidità. Queste considerazioni non sono esaustive a causa dell'impossibilità di condurre indagini approfondite su ogni elemento in ogni campo di solaio della struttura. Tre solai del sottotetto risultano parzialmente collassati.

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Travetti	0,60	6,00	12,00	16,00	192,00	0,19	0,55
	Doppio tavolato	-	6,00	100,00	6,00	600,00	0,36	
G2	Tramezze	-	-	-	-	-	0,80	3,02
	Pavimentazione	-	-	-	-	-	0,40	
	Sottofondo alleggerito	-	5,00	-	4,00	-	0,20	
	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
Qk	Da NTC18 : ambienti ad uso residenziale							2,00

Figura 144: analisi dei carichi solaio in legno F6

Nessun solaio in legno esistente si può considerare rigido nel proprio piano. Due solai (F4 e F5) sono costituiti dagli stessi elementi descritti precedentemente ma data la grande luce del solaio si nota la presenza di una trave rompitratta in legno 30x35cm sulla quale poggiano i travetti per un estremo.

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Travetti	0,60	6,00	12,00	16,00	192,00	0,19	0,76
	Doppio tavolato	-	6,00	100,00	6,00	600,00	0,36	
	Trave	3,03	6,00	30,00	35,00	1050,00	0,21	
G2	Tramezze	-	-	-	-	-	0,80	3,02
	Pavimentazione	-	-	-	-	-	0,40	
	Sottofondo alleggerito	-	5,00	-	4,00	-	0,20	
	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
Qk	Da NTC18 : ambienti ad uso residenziale							2,00

Figura 145: analisi dei carichi solaio in legno F4 poggiante su trave principale

Si immagina la presenza di un solaio in putrelle e voltini (F1) con le travi mal collegate alla muratura esistente con una cappa in calcestruzzo di soli 3cm di spessore. È costituito da profili IPE140 in acciaio S235 ogni 90 cm di larghezza, voltini in mattoni pieni e malta di calce a chiusura dell'intradosso e da un riempimento in materiale sciolto con p.p. assunto pari a 18 kN/m³ non collaborante con le travi in acciaio. Le putrelle risultano mal collegate alla muratura.

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Putrelle IPE200	0,90	78,50	-	-	28,40	0,25	2,93
	Mattoni pieni	0,90	18,00	-	-	940,00	1,88	
	Riempimento in calcestruzzo	-	18,00	-	-	448,00	0,81	
G2	Tramezze	-	-	-	-	-	0,80	3,02
	Pavimentazione	-	-	-	-	-	0,40	
	Sottofondo alleggerito	-	5,00	-	4,00	-	0,20	
	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
Qk	Da NTC18 : ambienti ad uso residenziale							2,00

Figura 146: analisi dei carichi solaio F1 in putrelle e voltine

Si è ipotizzato un solaio in laterocemento (F2) interamente gettato in opera con travetti armati solo inferiormente con due barre $\phi 14$ privi di staffe a taglio posti ad intervalli di 50cm, blocchi in laterizio alleggerito 38x20cm, calcestruzzo C20/25 con $f_{ck} = 25\text{MPa}$ e un getto di completamento di soli 3cm di spessore. I travetti non risultano sufficientemente ammortati nella muratura, per una lunghezza d'appoggio pari a soli 10cm.

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Blocco in laterizio	0,50	7,00	38,00	24,00	912,00	1,28	3,47
	Cappa in c.a.	-	25,00	-	3,00	300,00	0,75	
	Travetti prefabbricati	0,50	25,00	12,00	24,00	288,00	1,44	
G2	Tramezze	-	-	-	-	-	0,80	3,02
	Pavimentazione	-	-	-	-	-	0,40	
	Sottofondo alleggerito	-	5,00	-	4,00	-	0,20	
	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
Qk	Da NTC18 : residenziale							2,00

Figura 147: analisi dei carichi solaio in latero-cemento F2

Si immagina la presenza di un solaio in putrelle e tavelloni F4 completato da una cappa in calcestruzzo di 3cm di spessore non connessa a taglio alle putrelle.

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Putrelle IPE180	0,60	78,50	-	-	28,40	0,37	1,50
	Tavelloni	-	7,00	-	-	466,00	0,33	
	soletta non armata	-	24,00	-	-	334,00	0,80	
G2	Tramezze	-	-	-	-	-	0,80	3,02
	Pavimentazione	-	-	-	-	-	0,40	
	Sottofondo alleggerito	-	5,00	-	4,00	-	0,20	
	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
Qk	Da NTC18 : ambienti ad uso residenziale							2,00

Figura 148: analisi dei carichi solaio in putrelle e tavelloni F4

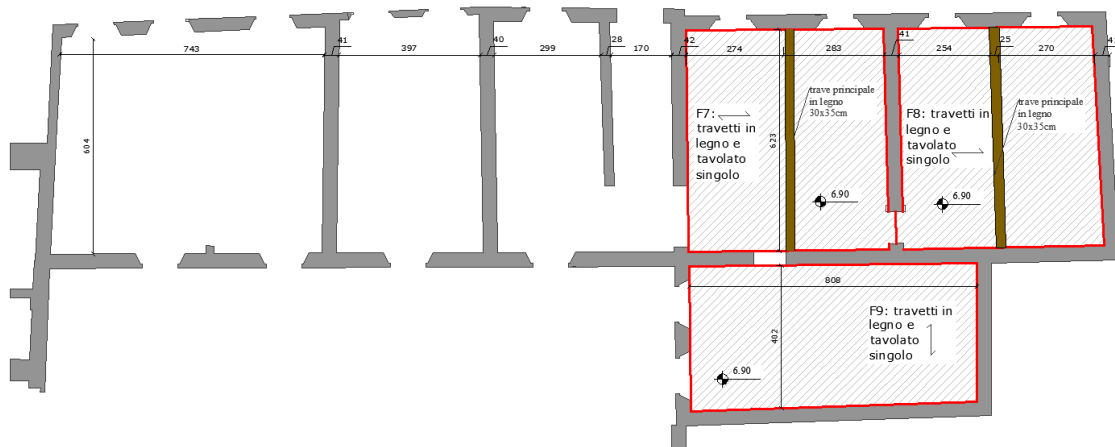


Figura 149: pianta piano secondo

PIANO SECONDO

Al livello del sottotetto solo tre solai in legno risultano in opera. In questo caso però è presente un singolo strato di tavolato in legno, anch'esso non strutturale e mal collegato alle pareti.

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Travetti	0,60	6,00	10,00	16,00	160,00	0,16	0,51
	Tavolato singolo	-	6,00	100,00	3,00	300,00	0,18	
	Trave	3,03	6,00	25,00	35,00	875,00	0,17	
G2	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	1,62
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
Qk	Da NTC18 : ambienti ad uso residenziale							2,00

Figura 150: analisi dei carichi solaio in legno F7

Carico	Stratigrafia	Interasse [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Larghezza [cm]	Spessore [cm]	Area sezione [cm ²]	Carico Elemento [kN/m ²]	Carico totale [kN/m ²]
G1	Travetti	0,60	6,00	10,00	16,00	160,00	0,16	0,34
	Tavolato singolo	-	6,00	100,00	3,00	300,00	0,18	
G2	Massetto	-	18,00	-	4,00	-	0,72	1,62
	Impianti	-	-	-	-	-	0,60	
	Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,30	
Qk	Da NTC18 : ambienti ad uso residenziale							2,00

Figura 151: analisi dei carichi solaio in legno e tavolato singolo F9

SOLAIO DI COPERTURA

La copertura esistente ad oggi risulta completamente collassata, con una struttura originaria composta da capriate, travetti incrociati 10x16cm, tavolato doppio e manto di copertura in coppi. Il crollo della struttura ha probabilmente causato il collasso dei solai del livello del sottotetto e del di quelli del primo piano. Le macerie sono ancora presenti sui solai in legno del sottotetto rimasti in opera.

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Ai fini delle verifiche sismiche secondo quanto prescritto dalla NTC2018 vengono individuati due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi.

- Stato Limite di Operatività SLO
- Stato Limite di Danno SLD
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV
- Stato Limite di Collasso SLC

Per le verifiche la normativa richiede il soddisfacimento di almeno uno stato limite di esercizio e uno stato limite ultimo, si studieranno solamente lo SLD (SLE) e lo SLV (SLU). Di seguito si riportano tutte le informazioni necessarie per la definizione dello spettro elastico da normativa da implementare nel codice di calcolo per ricavare le azioni orizzontali attraverso analisi non lineari statiche:

- 6) Vita nominale: 50 anni
- 7) Classe d'uso II
- 8) Tempo di ritorno: 475 anni allo SLV (probabilità di superamento del 10%)
- 9) Categoria del sottosuolo: B
- 10) Categoria topografica: T1
- 11) P.G.A. (SLV): 0.069 g

5.2. MATERIALI ESISTENTI

Nella fase precedente di indagini durante i lavori di consolidamento del 2008, erano state effettuate due prove con martinetti piatti sulle strutture verticali. Non sono state effettuate recentemente indagini sulla struttura ma ci si è limitati a delle ispezioni visive concludendo per il materiale muratura le caratteristiche illustrate di seguito (approfondimento di indagini limitato).

Muratura

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono state selezionate sulla base della Tabella C8.5.I della circolare delle NTC 2018.

- Tipologia: muratura in mattoni pieni e malta di calce;
- Modulo di elasticità longitudinale $E = 1500$ MPa;
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 500$ MPa;
- Peso proprio $w = 18$ kN/m³
- Resistenza caratteristica a compressione $f_k = 1,35$ MPa;
- Resistenza media a compressione $f_m = 2,6$ MPa;
- $\tau = 0,05$ MPa;

- Fattore di confidenza $FC = 1,35$ (LC1);
- Coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 3$;
- Rigidezza fessurata;
- Fasce murarie prive di resistenza residua;
- Muratura irregolare;

Legname da costruzione

Agli elementi in legno massiccio si attribuisce una classe di resistenza C14 e i relativi parametri di si ricavano dalla Tab. 18.1 UNI EN-338 per la relativa classe di resistenza.

- Resistenza caratteristica a compressione $f_{mk} = 14$ MPa;
- Resistenza caratteristica a taglio $f_{vk} = 14$ MPa;
- Modulo di elasticità medio parallelo alle fibre $E_{m,0} = 7.000$ MPa.

Elementi in acciaio

- Tipologia acciaio S235;
- Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 235$ MPa;
- Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.05$;
- Resistenza di progetto $f_{yd} = 223,08$ MPa;
- Modulo di elasticità longitudinale $E = 210.000$ MPa;

Calcestruzzo

- Classe di resistenza C25/30;
- Resistenza caratteristica a compressione $f_{ck} = 25$ MPa;
- Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.5$;
- Modulo di elasticità longitudinale $E = 30.000$ MPa;
- Peso proprio $w = 24$ kN/m³

5.3. ANALISI, PROGRAMMI E METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE 3MURI

Le analisi di valutazione del comportamento globale della muratura sono condotte mediante un programma di calcolo che sfrutta il modello tridimensionale a telaio equivalente specifico per strutture in muratura: *3Muri Project V16*. Il software consente la realizzazione di un modello tridimensionale degli elementi strutturali ed esegue il calcolo dei carichi trasmessi tra le parti ed infine verifica gli elementi strutturali. Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; agli orizzontamenti invece si riconosce il ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE VCASLU

Il calcolo di alcune delle resistenze degli elementi strutturali avviene attraverso il software VCASLU che consente la verifica di differenti sezioni in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso soggette a presso-flessione e taglio allo SLU. Per le verifiche sulle sezioni resistenti dei solai, il calcolo è stato condotto mediante analisi analitiche classiche secondo i dettami della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, facendo riferimento a quanto riportato nei capitoli 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 della NTC2018.

TIPOLOGIE E CRITERI DI ANALISI

Nonostante la NTC2018 indichi l'uso di analisi lineari per valutare la sicurezza sismica degli edifici esistenti con il più basso livello di approfondimento delle indagini LC1, solo per scopo didattico si è scelto di svolgere analisi non lineari. Lo scopo delle analisi è quello di verificare l'incremento di rigidità, regolarità, capacità portante per i carichi verticali e livello di sicurezza sismica adottando diverse tecniche di rinforzo illustrate nei capitoli precedenti della relazione. Per il calcolo delle azioni agenti sulle diverse strutture si sono condotte le seguenti analisi:

- Analisi numerica della struttura per la valutazione della sicurezza sismica dell'edificio. Vengono svolte 24 analisi statiche non lineari totali per la determinazione delle curve di capacità nelle direzioni principali X e Y comprensive delle eccentricità previste dalla normativa. Si trascurano analisi cinematiche per le verifiche locali di ribaltamento fuori piano;
- Analisi numerica (SLU) con 3Muri della struttura in muratura, per la verifica di resistenza statica degli elementi verticali portanti.

5.4. CRITERI E SCELTE PER LA MODELLAZIONE NUMERICA

- Avvalendosi del software di calcolo *3Muri Project V16*, si sfrutta lo schema strutturale del telaio equivalente per creare un modello dell'edificio da utilizzare per svolgere le analisi. Le pareti vengono adeguatamente schematizzate come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi uniti successivamente alla mesh degli elementi;
- Dato lo stato di conservazione di alcuni solai e il collasso parziale o totale di altri, la differenza nella loro struttura e dei materiali impiegati, si è deciso di non modellarli nel software e simulare una struttura con evidenti problemi di regolarità in pianta e in altezza e soggetta a momenti torsionali per le eccentricità in gioco;
- La copertura totalmente collassata è stata modellata solo come un diaframma orizzontale molto deformabile non strutturale e caricata con il suo peso proprio, il carico della neve (pari a $1,5\text{kN/m}^2$ da normativa NTC18) e da un carico di esercizio pari a $0,5\text{kN/m}^2$ per manutenzione straordinaria. Dei muri originari si modella solamente il rialzo di un metro di parete su tutti i muri del secondo piano, effettivamente ancora presenti allo stato di fatto;
- Per considerare l'inadeguato collegamento solaio-parete viene ridotta a soli 10 cm la lunghezza d'appoggio di tutti impalcati orizzontali sulla muratura;
- Dei solai collassati si modellano solo le travi in legno principali rimaste in opera;
- I valori dei moduli elastici longitudinali e tangenziali vengono calcolati direttamente dal software dopo aver inserito manualmente le informazioni sulla geometria e materiali degli impalcati. A causa del degrado dei solai e della loro struttura, non è possibile modellarli come impalcati rigidi;
- Tutte le pareti vengono modellate con il loro spessore reale;
- Come indicato al paragrafo §7.2.6. delle NTC2018 nel modello di calcolo gli orizzontamenti in calcestruzzo armato con una soletta di almeno 4 cm vengono considerati come elementi infinitamente rigidi nel loro piano, mentre per le altre tipologie di solai la rigidezza dell'orizzontamento viene implementata direttamente dal software di calcolo 3Muri, in seguito alla definizione degli elementi che caratterizzano il solaio.

Di seguito si riportano due viste 3D dal software dell'edificio modellato:

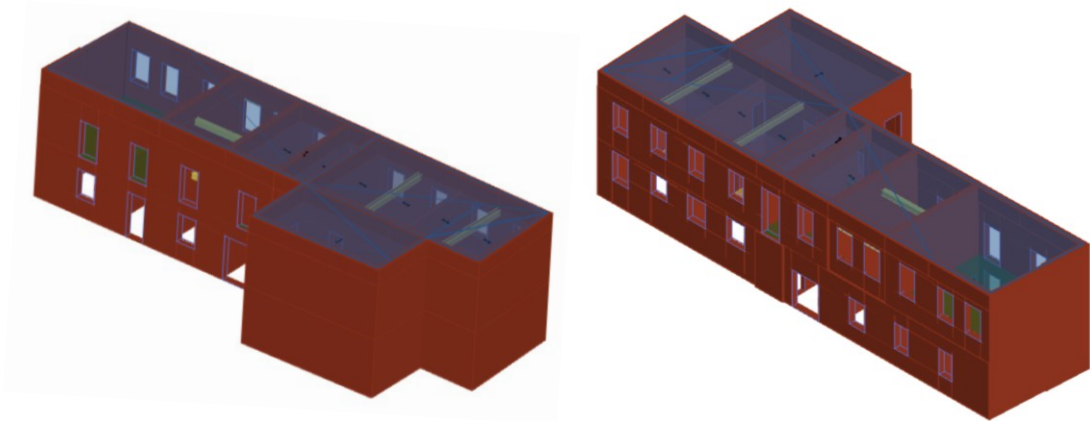


Figura 152: vista sud-est e vista nord-ovest del modello numerico dell'edificio

5.5. ANALISI E VERIFICA DELLO STATO DI FATTO

Verifica sismica globale della struttura

Dopo aver svolto le analisi statiche non lineari citate e le analisi gravitazionali, il programma esegue automaticamente secondo le indicazioni da normativa le seguenti verifiche nei confronti delle azioni sismiche:

Stato limite Vita di Salvaguardia Della Vita:

$$D^{SLV}_{max} \leq D^{SLV}_u$$

Dove:

- D^{SLV}_{max} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.
- D^{SLV}_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura in corrispondenza di $0.75D^{SLC}_u$

Stato limite di Danno)

$$D^{SLD}_{max} \leq D^{SLD}_u$$

Dove:

- D^{SLD}_{max} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.
- D^{SLD}_u : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano.

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (noto anche come indice di sicurezza sismica ξ_E) definito, per ciascuna combinazione e stato limite considerato, come il rapporto tra l'accelerazione di capacità che la struttura è in grado di sostenere PGA_C e l'accelerazione di domanda PGA_D definita dal carico sismico nello spettro elastico

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa che indica per ogni analisi eseguita il coefficiente di vulnerabilità sismica raggiunto dal modello nello stato di fatto (LC=1).

Verifica analisi																	
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,31	2,60	1,19	0,97	1,95	0,91	0,36	1,07	0,25	0,71	1,867	1,891	2,936
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,60	2,60	1,58	1,21	1,95	1,21	0,41	0,99	0,28	0,66	1,603	1,602	2,455
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,39	4,75	1,21	1,04	3,56	0,92	0,38	1,13	0,26	0,75	3,176	3,201	2,995
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,61	3,15	1,64	1,21	2,36	1,26	0,41	0,96	0,28	0,64	1,927	1,929	2,370
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,37	1,60	1,18	0,26	1,20	0,90	0,11	0,28	0,08	0,19	3,138	3,248	2,680
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,42	1,70	1,23	0,29	1,28	0,94	0,12	0,25	0,09	0,17	3,097	3,192	2,090
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,35	1,20	1,06	0,25	0,90	0,81	0,10	0,25	0,08	0,17	2,493	2,609	2,381
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,39	1,25	1,09	0,29	0,94	0,84	0,12	0,34	0,09	0,23	2,405	2,506	2,897
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	56,19	1,49	2,60	1,35	1,12	1,95	1,03	0,39	1,08	0,27	0,72	1,697	1,704	2,762
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-56,19	1,10	2,75	1,03	0,84	2,06	0,79	0,34	1,06	0,23	0,71	2,192	2,240	3,129
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	56,19	1,78	2,60	1,80	1,32	1,95	1,34	0,43	0,99	0,30	0,66	1,465	1,476	2,271
12	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-56,19	1,41	2,60	1,37	1,05	1,95	1,05	0,38	0,99	0,26	0,66	1,771	1,786	2,630
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	56,19	1,56	3,80	1,35	1,17	2,85	1,03	0,40	1,14	0,27	0,76	2,368	2,374	2,845
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-56,19	1,11	3,85	1,13	0,82	2,89	0,86	0,34	0,95	0,23	0,64	2,997	3,051	2,845
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	56,19	1,66	3,10	1,93	1,25	2,32	1,48	0,41	0,85	0,28	0,57	1,848	1,848	2,052
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-56,19	1,40	3,20	1,40	1,04	2,40	1,07	0,38	0,97	0,26	0,64	2,166	2,185	2,571
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	149,81	0,38	1,25	1,26	0,26	0,94	0,96	0,11	0,27	0,08	0,18	2,514	2,615	2,517
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-149,81	0,36	1,85	1,09	0,26	1,39	0,84	0,11	0,25	0,08	0,17	3,563	3,579	2,309
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	149,81	0,42	1,40	1,30	0,28	1,05	1,00	0,12	0,28	0,09	0,19	2,622	2,713	2,423
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-149,81	0,42	1,90	1,17	0,30	1,43	0,90	0,12	0,33	0,09	0,22	3,407	3,344	2,697
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	149,81	0,35	0,85	1,14	0,25	0,64	0,87	0,10	0,28	0,08	0,19	1,884	1,992	2,768
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-149,81	0,34	1,50	1,00	0,26	1,12	0,77	0,11	0,34	0,08	0,22	3,015	3,139	3,145
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	149,81	0,40	0,85	1,18	0,28	0,64	0,90	0,11	0,25	0,09	0,17	1,755	1,848	2,177
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-149,81	0,39	0,65	1,02	0,30	0,49	0,78	0,12	0,30	0,09	0,20	1,418	1,515	2,454

Figura 153: risultati numerici delle analisi statiche non lineari condotte in termini di accelerazione e spostamento

Per l'azione sismica di progetto del territorio la struttura risulta già ampiamente verificata per le analisi condotte, con un indice ξ_E allo SLV minimo pari a 1.476 per l'analisi 11, la peggiore in direzione X. Oltre a queste, si eseguono 100 analisi agli autovalori per capire quale possa essere il comportamento della struttura.

Dir. X	Dir. Y	Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0,272	5	0,00	351.496	54,05	1	0,00
		2	0,254	564	0,09	12.229	1,88	0	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>		3	0,223	381904	58,72	62	0,01	42	0,01
	<input checked="" type="checkbox"/>	4	0,207	43	0,01	109.024	16,76	15	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>		5	0,195	110165	16,94	2.495	0,38	0	0,00
		6	0,178	3397	0,52	13.116	2,02	167	0,03
<input checked="" type="checkbox"/>		7	0,167	50516	7,77	1.163	0,18	7	0,00
	<input checked="" type="checkbox"/>	8	0,167	1177	0,18	70.369	10,82	67	0,01
		9	0,158	0	0,00	19.527	3,00	0	0,00
		10	0,154	186	0,03	6.555	1,01	0	0,00
		11	0,140	9564	1,47	18.130	2,79	72	0,01
		12	0,137	1881	0,29	713	0,11	16	0,00
		13	0,126	800	0,12	244	0,04	146	0,02
		14	0,121	13145	2,02	75	0,01	33	0,01
		15	0,114	5052	0,78	857	0,13	0	0,00

Mx,totale	83,43%	My,totale	81,63%
-----------	--------	-----------	--------

Figura 154: risultati delle analisi dinamiche modali in termini di periodi propri di vibrazione e masse partecipanti

Le analisi modali eseguite sulla struttura confermano le conseguenze della non regolarità in pianta e in altezza della struttura che causa una diversa distribuzione della massa partecipante al sisma in più modi di vibrare. Neanche al decimo modo di vibrare si raggiunge l'85% della massa totale dell'edificio, e non si evidenziano modi vibrazionali prevalentemente torsionali. Il modo fondamentale (il terzo in direzione X) ha un periodo di vibrazione proprio in direzione X pari a 0,223 secondi, coerentemente con quanto ci si aspetterebbe per edifici a due piani.

Verifica statica degli elementi murari

La verifica è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2018. Le verifiche a presso-flessione e a taglio sono finalizzate alla valutazione della sicurezza strutturale in presenza delle azioni ordinarie. Si tratta di verifiche di carattere locale, da eseguire in sommità, a metà altezza e alla base. Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_{ed} \leq N_{rd} = f_d \cdot A \cdot \varphi_t$$

in cui:

- N_{ed} : carico verticale agente;
- N_{rd} : carico verticale resistente;
- A = area in pianta dell'elemento murario;
- f_d = resistenza a compressione verticale di progetto della muratura;
- φ_t = coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tab. 4.5.III in funzione della snellezza convenzionale e del coefficiente di eccentricità m definito al 4.5.6).

Queste verifiche sono state eseguite solo se i valori di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte dai limiti imposti dalla normativa. Si riportano delle immagini chiarificatrici del livello di non soddisfacimento delle verifiche di alcune pareti:

Parete	ζ_v	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
9	>1	0	0,63	8,98	0,278	0,127
8	>1	0	0,66	8,98	0,09	0,045
7	>1	0	0,89	9	0,096	0,059
6	>1	0	0,57	9	0,275	0,126
5	>1	0	0,72	8,9	0,127	0,057
4	>1	0	0,96	14,48	0,196	0,148
3	>1	0	0,93	9,25	0,154	0,07
2	>1	0	0,64	8,98	0,246	0,119
15	>1	0	0,83	12,86	0,064	0,067
14	0,8	1	1,02	12,86	0,106	0,064
13	>1	0	0,61	14,48	0,095	0,072
11	>1	0	0,52	8,98	0,045	0,06
1	>1	0	0,92	17,2	0,086	0,086

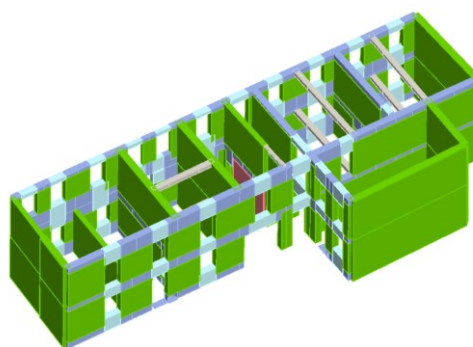


Figura 155: risultati delle analisi per carichi gravitazionali agenti sulla muratura ed elementi non verificati rappresentati nel modello tridimensionale

In conclusione, considerando i risultati delle analisi numeriche, la verifica a carichi verticali dell'edificio è da considerarsi soddisfatta a meno di una parete non verificata per eccessiva snellezza.

Verifica statica di alcuni solai allo SLU e SLE

Tutti i solai si considerano semplicemente appoggiati ai muri trasversali sui quali scaricano le sollecitazioni. I carichi agenti per la verifica allo SLU vengono combinati secondo la combinazione fondamentale [2.5.1] prevista nel Cap. 2.5.3 delle NTC2018. Di seguito si citano le principali verifiche eseguite per ogni elemento.

Elementi in legno

Tutte le verifiche si eseguono per una durata permanente di applicazione dei carichi. Si assume che gli elementi siano tutti della stessa tipologia di legno e soggetti solo a presso-flessione. Pertanto, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni, in seguito rinominate “*Verifica 1*” per l’espressione a sinistra e “*Verifica 2*” per l’espressione a destra:

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} + k_m \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} \leq 1 \quad k_m \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} \leq 1$$

Dove:

- $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni agenti per flessione nei piani xz e xy calcolati come segue:

$$\sigma_{myd} = \frac{M_{y,ed}}{W_y} \quad \sigma_{mzd} = \frac{M_{z,ed}}{W_z}$$

- $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze flessione determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_H , come definito al § 11.7.1.1. **In questo caso non viene utilizzato in quanto l’altezza della sezione trasversale degli elementi in legno risulta maggiore di 150mm, standard minimo dell’altezza del campione di prova di riferimento.**

$$f_{md} = K_{mod} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_M}$$

- Il coefficiente k_m , che tiene conto della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, si assume pari a 0.7 per sezioni rettangolari.
- $M_{y,ed}$ ed $M_{z,ed}$ sono rispettivamente i momenti flettenti agenti ortogonali ai piani xz e xy calcolati secondo uno schema di trave semplicemente appoggiata

Elementi in acciaio

Tutte le sezioni esistenti rientrano in classe 1 secondo quanto prescritto al §4.2.3.1 delle NTC18. Le verifiche flessionali vengono condotte verificando che il momento agente M_{Ed} sia inferiore del momento resistente, come indicato al §4.2.4.1.2.3. delle NTC18. Il momento resistente viene calcolato come segue:

$$M_{rd} = \frac{f_{yk} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M0}}$$

Sezioni composte acciaio-calcestruzzo

Successivamente alle tecniche di rinforzo, assumendo una completa collaborazione dei due materiali attraverso connettori a taglio e una medesima deformazione alla loro interfaccia, si segue quanto riportato nel 4.3 della NTC2018. Si assume una larghezza efficace della sezione di calcestruzzo b_0 pari a 1/8 della luce di calcolo considerando uno schema appoggio-appoggio della trave.

Nel metodo plastico, utilizzato generalmente per le sezioni di classe 1 e 2, il momento resistente $M_{pl,Rd}$, si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo una configurazione delle tensioni nella sezione equilibrata. Il momento positivo, la sezione efficace del calcestruzzo ha una tensione di compressione pari $0.85 f_{cd}$, fornendo una risultante di compressione che tiene conto del grado di connessione a taglio. Si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Verifiche di deformabilità dei solai allo SLE

Per le verifiche di deformabilità allo SLE condotte su tutti gli impalcati si impiega la combinazione rara [2.5.2] della NTC2018 e i relativi coefficienti parziali di sicurezza e di combinazione. La verifica verrà fatta solo in relazione ai massimi spostamenti verticali e si ritiene soddisfatta se verrà rispettata la seguente disuguaglianza riportata al 4.2.4.2.1 delle NTC2018:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 \leq \delta_{max}$$

Dove:

- δ_1 Spostamento massimo trasversale all'asse dell'elemento dovuto ai carichi permanenti;
- δ_2 Spostamento massimo trasversale all'asse dell'elemento dovuto ai soli carichi variabili.
- δ_{max} determinato dalla Tab. 4.2.XII in funzione della luce di calcolo e dal tipo di struttura:

Per i solai in generale, i limiti superiori per gli spostamenti verticali valgono:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} \quad \delta_2 = \frac{L}{300}$$

Nelle verifiche si userà l'espressione f_{var} e f_{perm} ed f_{tot} per indicare le frecce (spostamenti massimi in mezzera) del solaio dovuto rispettivamente all'applicazione di carichi variabili, permanenti e la freccia

totale data dalla loro somma. Le frecce si calcolano adottando la seguente espressione per travi in semplice appoggio e carico uniformemente distribuito:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Verifica statica di alcuni solai allo stato di fatto

Solai in legno monodirezionale

Il solaio è un solaio ligneo costituito da tavolato semplice e da travetti semplicemente affiancati a singola orditura poggianti su una trave che copre la dimensione maggiore del solaio. Di seguito si riportano le informazioni riguardo la geometria della sezione resistente, dei parametri del materiale e carichi rilevati.

Legno C14			Travetti legno			G1	0,55	kN/m ²
γ_M	1,5	-	L	3,045	m	G2	3,02	kN/m ²
$E_{m \parallel}$	7000,0	Mpa	i	0,6	m	Qk	2,00	kN/m ²
f_{mk}	14,0	MPa	b	0,12	m	SLU	8,25	kN/m ²
$K_{mod,perm}$	0,5	-	h	0,16	m	SLE	13,27	kN/m ²
$K_{mod,breve}$	0,7	-	I	4,1E-05	m ⁴	L_{infl}	0,60	m
Classe servizio 3			W	0,001	m ³	q_{lin}	4,95	kN/m

M_{ed}	5,73	kNm
V_{ed}	7,53	kNm

Figura 156: dati geometrici, carichi e sollecitazioni agenti sul solaio

Verifica a presso-flessione dei travetti

$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	11,20	$\sigma_{m,z,d}$ [MPa]	-
f_{md} [Mpa]	4,67		
Verifica	FALSO		

Figura 157: risultati della verifica a presso-flessione sul solaio

La verifica nei confronti dei massimi spostamenti verticali viene condotta per una diversa durata di applicazione del carico: permanenti e per l'applicazione del solo carico variabile.

$f_{,perm}$	13,94	mm		
$f_{,var}$	7,81	mm		
$f_{,tot}$	21,75	mm		
$f_{max} (L/250)$	12,18	mm	Verifica	FALSO
$f_{var} (L/300)$	10,15	mm	Verifica	VERO

Figura 158: risultati della verifica a spostamenti verticali del solaio

La verifica a flessione e di deformabilità non risulta soddisfatta.

Solai in legno bidirezionale

Due solai di tale tipologia sono costituiti da una trave principale di sezione $b \times h = 30 \times 35 \text{cm}$ posta a metà luce di solaio, e da travetti a semplice orditura con una sezione $b \times h = 12 \times 16 \text{cm}$ con passo 60cm poggianti sulla trave che copre la dimensione maggiore del solaio. Di seguito si riportano le informazioni riguardo la geometria della sezione resistente, dei parametri del materiale e carichi rilevati.

Legno C14			Travetti			G1		
γ_M	1,5	-	L	2,74	m	G2	3,02	kN/m^2
$E_{m,II}$	7000,00	MPa	i	0,60	m	Qk	2,00	kN/m^2
f_{mk}	14,00	MPa	b	0,12	m	SLU	8,25	kN/m^2
$K_{mod,perm}$	0,60	-	h	0,16	m	SLE	13,27	kN/m^2
Classe di servizio 3			I	0,00004	m^4	L infl	0,60	m
			W	0,00051	m^3	q lin	4,95	kN/m

Figura 159: geometria e carichi agenti dei travetti

Trave rincipale			G1		
L	6,22	m	G2	3,02	kN/m^2
i	2,8	m	Qk	2,00	kN/m^2
b	0,25	m	SLU	8,52	kN/m^2
h	0,35	m	SLE	13,54	kN/m^2
I	0,00089	m^4	L infl	2,80	m
W	0,005	m^3	q lin	23,85	kN/m

Figura 160: geometria e carichi genti sulla trave principale

Verifica a presso-flessione dei travetti

Med	4,64	kNm
Ved	6,78	kNm

Figura 161: sollecitazioni agenti

$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	9,07	$\sigma_{m,z,d}$ [MPa]	-
f_{md} [MPa]	4,148		
verifica 1	FALSO		
Verifica 2	FALSO		

Figura 162: verifica a pressoflessione dei travetti

Verifica di deformabilità dei travetti: spostamento trasversale massimo

$f_{,perm}$	9,14	mm
$f_{,var}$	6,23	mm
$f_{,tot}$	15,37	mm

$f_{max}(L/250)$	10,96	mm	Verifica	FALSO
$f_{var}(L/300)$	9,13	mm	Verifica	VERO

Figura 163: verifica di deformabilità dei travetti

Verifica a presso-flessione della trave

			$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	22,60	$\sigma_{m,z,d}$ [MPa]	-
			f_{md} [MPa]	4,148		
Med	115,34	kNm	verifica 1	FALSO		
Ved	74,17	kNm	Verifica 2	FALSO		

Figura 164: sollecitazioni agenti e verifica a pressoflessione della trave

Verifica di deformabilità della trave: spostamento trasversale massimo

$f_{,perm}$	11,78	mm
$f_{,var}$	6,23	mm
$f_{,tot}$	18,02	mm

$f_{max}(L/250)$	10,96	mm	Verifica	FALSO
$f_{var}(L/300)$	9,13	mm	Verifica	VERO

Figura 165: verifiche di deformabilità della trave

Sia i travetti che la trave non risultano verificati secondo le verifiche condotte.

Solaio in putrelle e voltine

Data l'assenza di collaborazione tra la soletta e la trave in acciaio per mezzo di connettori a taglio, il calcolo delle resistenze si conducono solamente sulla sezione della trave IPE140 secondo quanto detto al Cap. 4.2.4.1.1., considerata l'unico elemento resistente del solaio.

Trave IPE140			G1	2,93	kN/m ²
A	16,43	cm ²	G2	3,02	kN/m ²
f _{yk}	235	MPa	Qk	2	kN/m ²
W	77,32	cm ³	q SLU	11,339	kN/m ²
W _{pl}	88,34	cm ³	q SLE	16,359	kN/m ²
Classe	I	-	L infl	0,9	m
L	4,31	m	q lin SLU	10,2051	kN/m
I _y	541,2	cm ⁴	q lin SLE	14,7231	kN/m
i	0,9	m			

Figura 166: geometria e carichi agenti sulla trave

Verifica a presso-flessione della trave

M _{ed} [kNm]	23,70
M _{rd} [kN/m]	14,65
Verifica	FALSO

Figura 167: risultati verifica a pressoflessione

Verifica di deformabilità della trave: spostamento trasversale massimo

f _{,perm}	21,17	mm
f _{,var}	7,91	mm
f _{,tot}	29,08	mm

f _{max} (L/250)	17,24	mm	Verifica	FALSO
f _{var} (L/300)	14,37	mm	Verifica	VERO

Figura 168: risultati verifica di deformabilità

Le verifiche condotte non risultano soddisfatte

5.6. VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO

Criteria di interventi

- **Muratura**

Immaginando dei giunti di malta ormai degradati e con una resistenza alla compressione molto bassa, si immagina di intervenire sulla muratura attraverso una *ristilatura armata dei giunti* con connessione trasversale delle pareti date dall'inserimento delle barre passanti nello spessore dei pannelli. Questa scelta è preferita all'impiego dell'intonaco armato in quanto poco compatibile con la muratura storica dell'edificio. Tale intervento si modella nel programma 3Muri come incremento delle proprietà meccaniche della muratura attraverso un fattore migliorativo di 1.2 che, come definito dalla Tab. C8.A.2.2 della Circolare Applicativa della NTC2018, considera gli interventi con un corrispondente parametro di miglioramento. I due muri del lato ovest dell'edificio sono stati rinforzati con un'ulteriore controparete di mattoni di 15cm di spessore per ridurre la loro snellezza.: questo si è tradotto in un incremento dello spessore della parete su entrambi i piani.

- **Solai in legno**

Considerata la totale assenza di cordoli di piano, il miglioramento della connessione tra impalcati orizzontali e muratura avviene immaginando di progettare un cordolo metallico di piano intradossale con un profilo ad L connesso ai travetti e alla muratura con barre filettate. Questa scelta è da preferire al caso di un nuovo cordolo in breccia che comporterebbe un'eccessiva asportazione di materia nell'edificio e brusca redistribuzione degli sforzi di compressione nella sezione del muro. Nel modello strutturale questo si traduce della definizione di un buon collegamento solaio-parete tra le opzioni di connessione degli elementi suggerite. All'interno del software tutti gli assiti dei solai sono stati sostituiti ed integrati con un doppio tavolato di classe di resistenza superiore ed è stato dimezzato l'interasse tra i travetti che lo sostengono.

Solai acciaio e acciaio-laterizio

I rimedi contro le scadenti modalità di appoggio tra le travi e la muratura vengono implementate nel software attraverso la definizione di un buon grado di connessione solaio-muratura. Le cappe collaboranti vengono definite sufficientemente ammorsate nella muratura per simulare l'ancoraggio mediante inghisaggio chimico. Inoltre, è stata incrementata la lunghezza di appoggio dei solai sui muri fino alla metà dello spessore di essi, operazione effettuata in generale per ogni tipo di solaio in opera e di nuova realizzazione.

Nuovi materiali impiegati

Nuovo calcestruzzo alleggerito per cappe gettate in opera

- Classe C35/40;
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità longitudinale: $E = 30.000 \text{ MPa}$;
- Peso specifico: 18 kN/m^3 ;
- Coefficiente di sicurezza: $\gamma_c = 1.5$

Nuove travi in acciaio

- Tipologia acciaio S275
- Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1.15$;
- Modulo di elasticità tangenziale $E = 210.000 \text{ Mpa}$

Nuovi elementi in legno massiccio

- Classe di resistenza: C24
- Modulo di elasticità trasversale medio: $G = 750 \text{ MPa}$;
- Classe di servizio 1
- Resistenza caratteristica a compressione $f_{mk} = 24 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica a taglio $f_{vk} = 2,5 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità medio parallelo alle fibre $E_{m,0} = 11.000 \text{ MPa}$.
- $K_{mod} = 0.6$

- Classe di resistenza: C30
- Modulo di elasticità trasversale medio: $G = 690 \text{ MPa}$;
- Classe di servizio 1
- Resistenza caratteristica a compressione $f_{mk} = 30 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica a taglio $f_{vk} = 3 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità medio parallelo alle fibre $E_{m,0} = 12.000 \text{ MPa}$.
- $K_{mod} = 0.6$

Verifica sismica globale della struttura

Si riportano di seguito i risultati delle analisi statiche lineari comprensive di tutte le eccentricità da normativa:

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD
1	✓	+X	Uniforme	0,00	0,58	2,75	0,95	0,45	2,06	0,73	0,18	0,61	0,14	0,41	3,293	3,415	3,309
2	✓	+X	Forze statiche	0,00	0,74	3,10	1,04	0,56	2,33	0,79	0,23	0,71	0,18	0,47	3,212	3,302	3,050
3	✓	-X	Uniforme	0,00	0,67	2,95	1,07	0,50	2,21	0,82	0,21	0,61	0,16	0,41	3,266	3,367	2,966
4	✓	-X	Forze statiche	0,00	0,83	3,25	1,14	0,61	2,44	0,87	0,25	0,69	0,19	0,46	3,178	3,254	2,773
5	✓	+Y	Uniforme	0,00	0,44	1,75	1,16	0,31	1,31	0,89	0,13	0,35	0,10	0,23	2,841	2,955	2,723
6	✓	+Y	Forze statiche	0,00	0,50	1,85	1,17	0,35	1,39	0,90	0,14	0,39	0,11	0,26	2,780	2,883	2,694
7	✓	-Y	Uniforme	0,00	0,43	1,85	1,12	0,31	1,39	0,86	0,13	0,36	0,10	0,24	2,992	3,112	2,827
8	✓	-Y	Forze statiche	0,00	0,48	2,05	1,12	0,35	1,54	0,86	0,14	0,40	0,11	0,27	3,074	3,184	2,825
9	✓	+X	Uniforme	56,19	0,62	2,95	0,96	0,47	2,21	0,73	0,20	0,65	0,15	0,43	3,394	3,510	3,305
10	✓	+X	Uniforme	-56,19	0,55	2,55	0,96	0,42	1,91	0,73	0,17	0,57	0,13	0,38	3,182	3,309	3,295
11	✓	+X	Forze statiche	56,19	0,79	3,25	1,04	0,60	2,44	0,79	0,25	0,75	0,18	0,50	3,239	3,322	3,051
12	✓	+X	Forze statiche	-56,19	0,69	2,70	1,04	0,52	2,03	0,79	0,22	0,66	0,17	0,44	2,946	3,041	3,049
13	✓	-X	Uniforme	56,19	0,70	3,00	1,07	0,52	2,25	0,82	0,22	0,64	0,17	0,42	3,225	3,320	2,951
14	✓	-X	Uniforme	-56,19	0,64	2,95	1,07	0,47	2,21	0,82	0,19	0,58	0,15	0,39	3,358	3,465	2,967
15	✓	-X	Forze statiche	56,19	0,88	3,70	1,16	0,64	2,77	0,89	0,26	0,65	0,19	0,43	3,446	3,376	2,455
16	✓	-X	Forze statiche	-56,19	0,79	3,15	1,13	0,57	2,36	0,87	0,24	0,60	0,18	0,40	3,186	3,267	2,532
17	✓	+Y	Uniforme	149,81	0,43	1,40	1,16	0,30	1,05	0,89	0,12	0,33	0,09	0,22	2,398	2,513	2,723
18	✓	+Y	Uniforme	-149,81	0,47	1,70	1,18	0,32	1,28	0,90	0,13	0,36	0,10	0,24	2,688	2,796	2,682
19	✓	+Y	Forze statiche	149,81	0,48	1,55	1,17	0,33	1,16	0,90	0,14	0,30	0,11	0,20	2,443	2,547	2,170
20	✓	+Y	Forze statiche	-149,81	0,53	1,80	1,19	0,37	1,35	0,91	0,15	0,41	0,12	0,27	2,633	2,729	2,662
21	✓	-Y	Uniforme	149,81	0,41	1,45	1,12	0,29	1,09	0,86	0,12	0,34	0,09	0,23	2,498	2,618	2,824
22	✓	-Y	Uniforme	-149,81	0,45	1,65	1,11	0,32	1,24	0,85	0,13	0,38	0,10	0,25	2,647	2,761	2,845
23	✓	-Y	Forze statiche	149,81	0,47	1,50	1,13	0,33	1,12	0,87	0,14	0,38	0,11	0,25	2,404	2,512	2,795
24	✓	-Y	Forze statiche	-149,81	0,51	2,20	1,11	0,37	1,65	0,85	0,15	0,43	0,12	0,29	3,182	3,288	2,840

Figura 169: risultati delle analisi statiche non lineari post-intervento

Parete	ζ_v	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
1	> 1	0	0,95	16,35	0,082	0,136
11	> 1	0	0,51	9,25	0,046	0,056
12	> 1	0	0,58	14,48	0,088	0,072
13	> 1	0	0,8	12,86	0,11	0,064
14	> 1	0	0,64	12,86	0,064	0,07
2	> 1	0	0,78	9,25	0,255	0,126
3	> 1	0	0,9	9,25	0,154	0,071
4	> 1	0	0,53	9,05	0,275	0,129
5	> 1	0	0,63	8,95	0,1	0,045
6	> 1	0	0,5	9	0,099	0,045
7	> 1	0	0,85	9,25	0,133	0,067
8	> 1	0	0,73	9,25	0,089	0,046
9	> 1	0	0,53	9,25	0,246	0,121

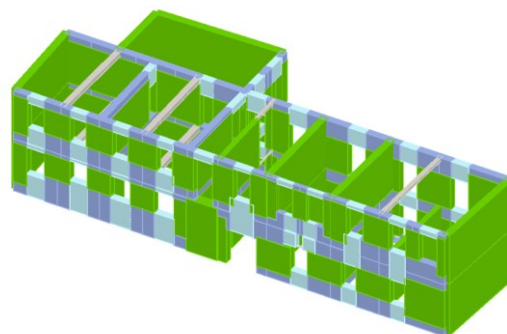


Figura 170: risultati delle analisi statiche sui maschi murari e relativi elementi non verificati

Come è possibile notare, tutte le analisi nuovamente eseguite risultano ancora verificate e non peggiorano il comportamento globale dell'edificio. Si nota che l'indice di sicurezza sismica minimo ξ_E allo SLV risulta essere pari a 2.51 nell'analisi 17, ben al di sopra del precedente valore. La precedente analisi 11 allo stato di fatto ha ottenuto un miglioramento in termini di indice di sicurezza pari a 2,18 volte il suo valore. Le analisi statiche condotte per i carichi gravitazionali sui muri mostrano che tutti i maschi murari, ad eccezione di un paio di essi evidenziati in rosso nell'immagine sottostante, risultano verificati. Quelli non verificati sono dovuti a valori ancora eccessivi di eccentricità trasversale snellezza. Si potrebbe pensare di risolvere il problema aumentando la sezione del muro troppo snello costruendo una piccola controparete in mattoni pieni sul lato interno del muro ed ancorandola alla struttura esistente con collegamenti trasversali formati da barre longitudinali posizionate nei corsi di malta.

Verifiche statiche di alcuni solai allo SLU e allo SLE

Successivamente alla modellazione degli interventi di rinforzo sui solai e la traduzione in un incremento delle caratteristiche della muratura come interventi di consolidamento delle strutture verticali, si eseguono nuovamente le stesse analisi condotte per lo stato di fatto. Dato che la struttura è ampiamente verificata già allo stato dell'arte, si vuole mostrare se gli interventi proposti riescano comunque ad ottenere un miglioramento da normativa senza peggiorare il comportamento globale; in ogni caso questi interventi risultano necessari per garantire la sicurezza agli occupanti futuri.

Solai in legno bidirezionali

Dato che la trave principale non risulta verificata a flessione con deformazioni trasversali sopra ai limiti consentiti, se ne prevede il rinforzo tramite l'accostamento di due profili UPN280 in acciaio S275 solidarizzati con bulloni lungo le anime dei profili, passanti da trave a trave attraverso il legno. Si suppone che tutto il carico venga portato dai due profili a favore di sicurezza trascurando la collaborazione tra l'acciaio e il legno. Il momento resistente viene calcolato analiticamente e confermato dal programma *Profili.V6*, ottenuto come somma dei momenti resistenti di ciascun profilo preso separatamente UPN. Si nota un incremento del momento flessionale resistente, considerato il doppio di quello della singola trave di rinforzo.

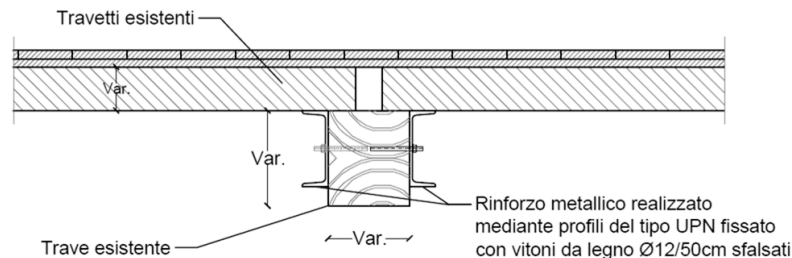


Figura 171: schema di intervento sulla trave non verificata

UPN280		
L	6,22	m
i	2,85	m
b	0,25	m
h	260,00	mm
I	0,00	m ₄
W	0,00045	m ₃
Wpl	0,00090	m ₄

Med	126,88	kNm
Mrd	234,95	kNm
verifica	VERO	

Figura 172: geometria e verifica a flessione dei nuovi profili in acciaio

Solaio in putrelle e voltine

Considerata l'assenza di collaborazione tra l'acciaio e la sottile cappa in calcestruzzo sovrastante, si prevede l'impiego di una nuova soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito di spessore 6cm connessa con pioli a taglio inchiodati sull'anima del profilo IPE140. Il calcolo si esegue quindi considerando la perfetta collaborazione all'interfaccia tra i due materiali, e considerando la sezione composta acciaio-calcestruzzo. I carichi agenti variano a causa dei nuovi materiali utilizzati su tutta la superficie del solaio:

$$G_1 = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 3,02 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$$

Per il calcolo della resistenza a flessione della sezione composta si è proceduto in questo modo:

- Calcolo della resistenza della soletta del calcestruzzo:

$$R_{cd} \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c} = 519 \text{ kN}$$

- Calcolo della resistenza del profilo d'acciaio:

$$R_{sd} \frac{f_{yk} \cdot A_{profilo}}{\gamma_s} = 367 \text{ kN}$$

$R_{cd} > R_{sd}$: l'asse neutro cade all'interno della soletta in calcestruzzo.

- Calcolo della posizione dell'asse neutro:

$$x = h_c \frac{R_{sd}}{R_{cd}} = 42.45 \text{ mm}$$

- Calcolo delle forze di compressione sulla porzione di soletta di calcestruzzo C_c e delle forze di trazione sulle ali e sull'anima del profilo d'acciaio T_{s1} , T_{s2} e T_{s3} .
- Calcolo del momento resistente come somma algebrica delle forze appena calcolate moltiplicate per la loro distanza dal lembo superiore della nuova soletta:

$$M_{rd} = -C_c \cdot b_1 + T_{2s1} \cdot b_2 + T_{s2} \cdot b_3 + T_{s3} \cdot b_4 = 35.54 \text{ kNm}$$

- Confronto tra il nuovo momento agente e il nuovo momento resistente.

M_{ed}	26,707	kNm
M_{rd}	35,54	kNm
Verifica	VERO	

La verifica dell'intervento può ritenersi soddisfatta.

Realizzazione diaframma rigido

In tutti i solai in legno esistenti, nonostante travetti e tavolato risultino verificati, si prevede il loro irrigidimento del piano. Oltre al doppio tavolato, si prevede la disposizione di bandelle metalliche incrociate a 45 gradi all'intradosso. Tradotto in termini di modellazione, anche questo consente di definire l'impalcato come infinitamente rigido nel piano.

In corrispondenza di tutti quelli collassati al livello sottotetto si prevede la costruzione di nuovi impalcati in legno massiccio di conifere con classe C30 composti da travetti 16+18cm ad interasse ridotto di 30cm e un doppio tavolato in legno 3+3cm di spessore opportunamente connesso ai travetti sottostanti. Al di sopra dell'assito, anche di tutti i solai del secondo livello, vengono installate una serie di bandelle metalliche incrociate e connesse ai cordoli metallici perimetrali con viti passanti nel legno. Questo intervento semplice ed economico consente di garantire che il solaio risulti rigido nel suo piano. Le travi in legno esistente vengono sostituite per i forti attacchi di umidità subiti dagli agenti atmosferici per mancanza della copertura. Si è verificato solamente il solaio con maggior luce, indicato come solaio F6 e per la sola applicazione permanente dei carichi.

Legno C30			Travetti legno			Trave principale legno		
γ_M	1,5	-	L	4,57	m	L	6,2	m
$E_{,m\backslash\backslash}$	12000,0	MPa	i	0,7	m	i	3,6	m
f_{mk}	30,0	MPa	b	0,16	m	b	0,30	m
$K_{mod,perm}$	0,60	-	h	0,18	m	h	0,35	m
Classe servizio	1		I	7,78E-05	m ⁴	I	0,00107	m ⁴
K_m	0,7		W	0,001	m ³	W	0,006	m ³

Figura 173: geometria dei nuovi elementi in legno per i solai di nuova realizzazione

Verifica a flessione della trave

$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	8,84	$\sigma_{m,z,d}$ [MPa]	-
fmd[Mpa]	12,00		
Verifica 1	VERO		
Verifica 2	VERO		

Verifica a flessione del travetto

$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	6,47	$\sigma_{m,z,d}$ [MPa]	0,00
fmd[Mpa]	9,600		
verifica 1	VERO		
verifica 2	VERO		

Figura 174: risultati verifica a pressoflessione

Verifiche di deformabilità della trave

$f_{,perm}$	4,02	mm
$f_{,var}$	0,75	mm
$f_{,tot}$	4,77	mm

Verifiche di deformabilità del travetto

$f_{,perm}$	15,46	mm
$f_{,var}$	3,04	mm
$f_{,tot}$	18,12	mm

$f_{max}(L/250)$	24,80	mm	Verifica	VERO	$f_{max}(L/250)$	18,28	mm	Verifica	VERO
$f_{var}(L/300)$	15,23	mm	Verifica	VERO	$f_{var}(L/300)$	15,23	mm	Verifica	VERO

Figura 175: risultati verifica a deformabilità

5.7. CONFRONTI GLOBALI PRE E POST-INTERVENTO

Attraverso una funzione del codice di calcolo 3Muri, è possibile confrontare graficamente i coefficienti di vulnerabilità sismica di due modelli nei confronti delle azioni allo SLV. Analizzando la risposta sismica globale, come è possibile vedere dal confronto *Stato di fatto* vs *Stato di Progetto*, successivamente agli interventi migliorativi si assiste ad un notevole incremento della capacità della struttura.

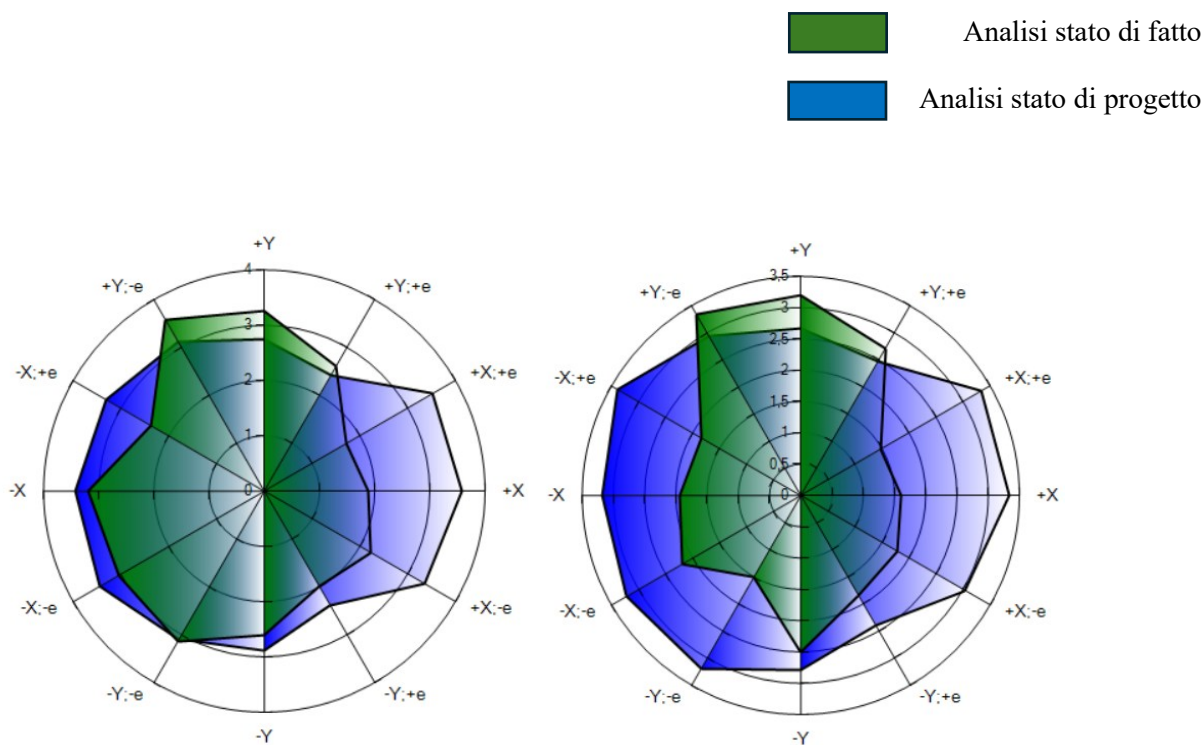


Figura 176: confronto tra stato di fatto e stato di progetto-distribuzione carichi proporzionale alle masse

Figura 177: confronto tra stato di fatto e stato di progetto-distribuzione carichi proporzionale alle forze statiche

Distribuzione proporzionale alle masse

N.	Descrizione	ξ_E	ANALISI	DIREZIONE	ξ_E
1	+X	1,891	1	+X	3,585
9	+X; +e	1,704	9	+X; +e	3,531
17	+Y; +e	2,615	17	+Y; +e	2,425
5	+Y	3,248	5	+Y	2,743
18	+Y; -e	3,579	18	+Y; -e	3,127
13	-X; +e	2,374	13	-X; +e	3,308
3	-X	3,201	3	-X	3,421
14	-X; -e	3,051	14	-X; -e	3,457
22	-Y; -e	3,139	22	-Y; -e	3,102
7	-Y	2,609	7	-Y	2,877
21	-Y; +e	1,992	21	-Y; +e	2,391
10	+X; -e	2,24	10	+X; -e	3,368

Distribuzione proporzionale alle forze statiche

N.	Descrizione	ξ_E	ANALISI	DIREZIONE	ξ_E
2	+X	1,602	2	+X	3,333
11	+X; +e	1,476	11	+X; +e	3,331
19	+Y; +e	2,713	19	+Y; +e	2,479
6	+Y	3,192	6	+Y	2,663
20	+Y; -e	3,344	20	+Y; -e	2,951
15	-X; +e	1,848	15	-X; +e	3,394
4	-X	1,929	4	-X	3,175
16	-X; -e	2,185	16	-X; -e	3,223
24	-Y; -e	1,515	24	-Y; -e	3,199
8	-Y	2,506	8	-Y	2,794
23	-Y; +e	1,848	23	-Y; +e	2,407
12	+X; -e	1,786	12	+X; -e	3,038

Figura 178: valori dell'indice di sicurezza sismica per ciascuna analisi svolta durante il pre e post-intervento

Per una distribuzione del carico sismico proporzionale alle masse del Gruppo 2 da normativa NTC2018, si ha un miglioramento della capacità della struttura ad eccezione di tre analisi in direzione Y. Tuttavia, risultano tutte sempre verificate. Per la distribuzione proporzionale a forze statiche del Gruppo 1, si nota un notevole miglioramento globale ad eccezione di tre analisi in direzione Y.

Nonostante questo, si ritiene efficace l'insieme degli interventi eseguiti. La riduzione della capacità della struttura in alcune delle analisi è probabilmente dovuta alla non omogeneità in pianta e in elevazione degli interventi di rinforzo e alla differenza dei materiali impiegati. Risulta molto più evidente il segno dell'incremento di capacità della struttura.

Nonostante l'edificio fosse già ampiamente verificato secondo la normativa vigente prima del rinforzo, l'insieme degli interventi, necessari per garantire lo svolgimento delle normali attività di un edificio residenziale, ha globalmente garantito quello che viene definito *intervento di adeguamento* nelle "Linee Guida per la valutazione sismica degli edifici esistenti". Il più basso valore dell'indice di sicurezza ξ_E post-intervento risulta pari a 1.515, ben al di sopra del valore unitario.

Si assiste ad una regolarizzazione dei modi di vibrare: in direzione Y, lungo la quale si aveva il peggior comportamento pre-intervento) si arriva già al 83% di massa partecipante con il primo modo di vibrare ed il comportamento risulta molto più simile ad un modo traslazionale in detta direzione.

Dir. X	Dir. Y	Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0,246	6.671	0,84	666.750	83,48	2,00	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>		2	0,229	435.024	54,47	30.470	3,82	59,00	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>		3	0,212	241.206	30,2	12.181	1,53	1,00	0,00
		4	0,151	1.615	0,2	5.384	0,67	2,00	0,00
		5	0,116	6.564	0,82	16.990	2,13	531,00	0,07
		6	0,104	20.597	2,58	3.860	0,48	52,00	0,01
		7	0,098	14.918	1,87	7.837	0,98	693,00	0,09
	<input checked="" type="checkbox"/>	8	0,097	4.277	0,54	47.314	5,92	1,00	0,00
		9	0,088	29.368	3,68	319	0,04	3,00	0,00
		10	0,085	21.702	2,72	1.170	0,15	1566,00	0,20
		11	0,079	217	0,03	88	0,01	891,00	0,11
		12	0,078	8.091	1,01	1.294	0,16	64,00	0,01
		13	0,074	115	0,01	55	0,01	223491,00	27,98
		14	0,072	160	0,02	1.795	0,22	5226,00	0,65
		15	0,071	396	0,05	9	0	16505,00	2,07

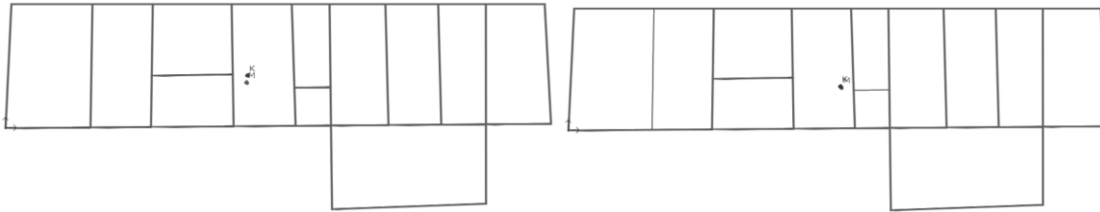
Mx,totale	84,67%	My,totale	89,41%
-----------	--------	-----------	--------

Figura 179: risultati delle analisi dinamiche modali post-intervento

Si assiste anche ad un cambiamento delle eccentricità di piano dovute ad un aumento della massa in altezza e in pianta. Questo è dovuto principalmente ai solai di nuova realizzazione che hanno

incrementato la massa ogni orizzontamento e ne hanno favorito la distribuzione più omogenea in pianta. La distanza tra i centri di massa e rigidezza è aumentata, ma nonostante questo si riesce ad ottenere un miglioramento del comportamento globale dell'edificio

Stato di fatto



Eccentricità in pianta, piano primo

$$e_x = -5,5 \text{ cm}$$

$$e_y = -39 \text{ cm}$$

Eccentricità in pianta, piano secondo

$$e_x = 5,5 \text{ cm}$$

$$e_y = -6,8 \text{ cm}$$

Stato di progetto

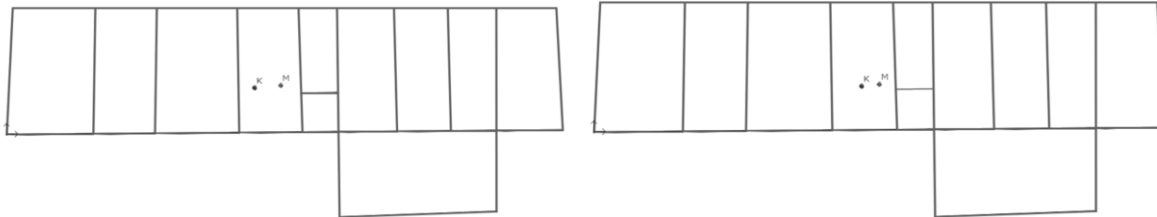


Figura 3: valori di eccentricità ai piani dell'edificio dopo delle tecniche di intervento

Eccentricità in pianta, piano primo

$$e_x = 140,7 \text{ cm}$$

$$e_y = 9,0 \text{ cm}$$

Eccentricità in pianta, piano secondo

$$e_x = 130,0 \text{ cm}$$

$$e_y = 8,9 \text{ cm}$$

Figura 29: valori di eccentricità ai piani dell'edificio dopo tecniche di intervento

6. CONCLUSIONI

L'insieme delle fasi di controllo durante tutte le attività proposte nel periodo di formazione ha permesso di avere una panoramica più completa nei confronti di come siano fatti gli edifici storici in muratura. La loro diversità e i vincoli imposti dagli enti che proteggono i valori intrinseci ed estetici delle vecchie costruzioni giocano un ruolo fondamentale per la programmazione degli interventi in ogni specifica circostanza e vincolano i progettisti a scegliere una strada piuttosto che l'altra.

Ogni sopralluogo in cantiere ha permesso di vedere in maniera molto ravvicinata le particolari modalità costruttive dell'esistente e i problemi che possono causare durante la loro messa a norma e il recupero ai fini di un loro riutilizzo in sicurezza. È importante la valutazione visiva per indirizzare le indagini sugli elementi per i quali è più importante approfondire la conoscenza e la valutazione dello stato di conservazione.

L'esempio numerico riportato ha inoltre confermato l'efficacia delle tecniche presentate. Attraverso la modellazione è possibile implementare diverse tecniche di rinforzo e scegliere quelle che appaiono più efficaci in termini di aumento della rigidità o di aumento della duttilità e regolarizzazione in pianta.

In conclusione, l'attività formativa proposta ha permesso di accrescere il bagaglio culturale accademico e di avere fin da subito un'idea di come sia la conoscenza concreta del patrimonio edilizio: le strutture esistenti hanno molti segreti non visibili che non possono essere trascurati e che richiedono spesso di modificare le scelte progettuali iniziali per adattarle alla realtà dei fatti. L'esperienza presso uno Studio di Professionisti del settore ha reso possibile lo sviluppo personale di una maggior attenzione e programmazione delle fasi di concepimento di un vero progetto, facendo affiorare in superficie aspetti che prima non si tenevano in considerazione.

Vivere la realtà del mondo della progettazione permette di avere un'idea di quanti siano i professionisti che dedicano tempo ed attenzione anche solo per capire come portare in opera gli elementi di rinforzo. Aver visto molte delle reali fasi di lavoro evidenzia quanta attenzione ai particolari si debba tenere conti per la riuscita di un buon progetto, oltre che avere un'idea più precisa di come lavorare ed orientarsi nel mondo della professione da Ingegnere e/o Architetto. Si ringrazia per tutto il materiale messo a disposizione ed aver investito tempo per la formazione.

7. BIBLIOGRAFIA

M. Foerster, *“Manuale del Costruttore Parte II”*, Vallardi, Milano, 1921

Piero Pozzati, *“Teoria e Tecnica delle Strutture I”*, UTET, Bologna, 1977

Piero Pozzati *“Teoria e Tecnica delle Strutture II”*, UTET, Bologna, 1977

C. Levi, *“Fabbricati civili di abitazione, con riassunti dei capitoli d’oneri delle principali città d’Italia - Quarta edizione”*, Hoepli Milano, 1910

“Solai-Soffitti-Coperti nella moderna edilizia”, Edmondo Protti, Bologna

Carlo Formenti, *“La pratica del Fabbricare, parte prima-il rustico delle fabbriche”*, Hoepli, Milano, 1893

Carlo Formenti, *“La pratica del Fabbricare, parte seconda-il finimento delle fabbriche”*, Hoepli, Milano, 1893

Massimo Mariani, *“Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura –Tomo I” Interventi sui terreni e sulle fondazioni”*, Dei Edizioni, 2006

Massimo Mariani, *“Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura –Tomo II” Interventi su strutture in elevazione”*, Dei Edizioni, 2006

Ezio Giuriani, *“Consolidamento degli edifici storici”*, UTET

