



**POLITECNICO DI MILANO**

Facoltà di Ingegneria Edile - Architettura

Corso di laurea magistrale in Ingegneria dei Sistemi

Edilizi

**IL RECUPERO CONSERVATIVO DI  
VILLA CROSTI- COLOMBO A NOVA MILANESE**  
**Soluzioni a confronto per il rinforzo dei solai lignei**

**Relatore: Prof. Lorenzo JURINA**

**Co- relatore: Prof. Ing. Andrea BASSOLI**

**Tesi di Laurea di:**

**Eleonora SPATARO Matr. 740880**

**Anno accademico 2011 - 2012**



## Sommario

ABSTRACT (Italian version).....	8
ABSTRACT (English version).....	9
Capitolo 1 - DESCRIZIONE GENERALE.....	10
1.1    Analisi del contesto .....	10
1.1.1    Inquadramento urbanistico .....	10
1.1.2    Cenni storici su Nova Milanese.....	15
1.2    Descrizione del complesso.....	18
1.2.1    Area d'intervento.....	18
1.2.2    Descrizione generale dell'edificio .....	21
1.2.3    La partizione della villa.....	31
1.3    Indagini storiche.....	36
1.3.1    Cenni storici sul manufatto .....	36
Capitolo 2 – INDAGINI PRELIMINARI E PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE.....	41
2.1    La lettura strutturale del manufatto .....	41
2.1.1    La fase conoscitiva .....	41
2.1.2    L'esame generale dell'opera .....	43
2.1.3    I rilievi geometrico, fotografico e materico-tecnologico .....	43
2.2    L'analisi del degrado .....	46
2.2.1    Stato di conservazione degli intonaci interni ed esterni.....	47
2.2.2    Stato di conservazione dei materiali lapidei .....	49
2.2.3    Stato di conservazione di decorazioni pittoriche e intonaci di pregio .....	51
2.2.4    Stato di conservazione dei pavimenti .....	53
2.2.5    Stato di conservazione degli elementi in legno .....	54
2.2.6    Stato di conservazione dei serramenti .....	56
2.3    Lo studio dei dissesti .....	57
2.3.1    Cedimenti differenziali delle strutture di fondazioni .....	57
2.4    Le indagini diagnostiche .....	59





2.4.1	Indagini su murature .....	60
2.4.2	Indagini su solai lignei.....	62
2.4.3	Indagini in copertura .....	67
2.4.4	Indagini geotecniche .....	72
2.5	Le indagini archeologiche.....	77
Capitolo 3 – IL PROGETTO DI RECUPERO .....		80
3.1	I professionisti coinvolti nella progettazione e nella realizzazione degli interventi di recupero .....	80
3.2	La rifunionalizzazione dell’edificio .....	81
3.2.1	Le funzioni previste al piano terra.....	82
3.2.2	Le funzioni previste al primo piano .....	84
3.2.3	Le funzioni previste al piano ammezzato .....	86
3.2.4	Le sistemazioni esterne .....	87
3.3	Connettivi verticali e abbattimento delle barriere architettoniche.....	88
Capitolo 4 – CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE.....		89
4.1	Principi e obiettivi del consolidamento strutturale.....	89
4.1.1	L’approccio critico-conservativo.....	89
4.1.2	Progettazione dell’intervento e calcolo delle strutture.....	90
4.2	Il ruolo primario dell’acciaio nel consolidamento delle strutture.....	91
4.3	Il rinforzo con materiali compositi.....	94
4.4	La normativa di riferimento .....	100
4.5	Resistenze dei materiali .....	102
4.5.1	Caratteristiche dei materiali.....	102
4.5.2	Parametri di resistenza delle strutture in legno.....	103
4.5.3	Parametri di resistenza dell’acciaio .....	107
4.5.4	Parametri di resistenza del calcestruzzo .....	108
4.5.5	Parametri di resistenza dei materiali compositi fibrorinforzati .....	109
Capitolo 5 – IL CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE .....		114





5.1	Il vespaio armato strutturale .....	116
5.1.1	Il consolidamento delle fondazioni dell'atrio colonnato.....	120
5.1.2	Vespaio armato con spinta attiva: sperimentazione .....	122
5.1.3	Verifica della capacità portante del terreno di fondazione.....	125
5.2	Il cunicolo perimetrale per l'alloggiamento degli impianti .....	126
5.3	Proposte alternative per il consolidamento delle fondazioni .....	129
5.3.1	La realizzazione di sottofondazioni in calcestruzzo armato .....	129
5.3.2	Esecuzione di cordoli in calcestruzzo armato .....	133
5.4	Protezione dall'umidità ascendente: l'elettrosmosi attiva .....	136
Capitolo 6 – IL CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA.....		138
6.1	Interventi di risanamento e rinforzo sui paramenti murari .....	138
6.1.1	Iniezioni di miscele leganti.....	139
6.1.2	Tecnica del “cuci – scuci” .....	142
6.1.3	Cuciture armate.....	145
6.1.4	Soluzione alternativa: Intonaco armato con rete in GFRP .....	148
6.2	Sostituzione di un architrave murario con altro realizzato mediante profili in acciaio..	151
6.2.1	Progettazione e verifiche del consolidamento di un architrave murario mediante l'inserimento di profili metallici.....	154
6.2.2	Architravi in calcestruzzo armato.....	159
6.3	Il consolidamento delle volte in muratura mediante fasciature con materiale composito	160
Capitolo 7 – IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI E TRAVI IN LEGNO .....		164
7.1	Inserimento di casseri metallici.....	167
7.1.1	Verifiche strutturali dell'intervento con casseri metallici.....	170
7.1.2	Verifiche strutturali della variante all'intervento con casseri metallici.....	174
7.2	Infittimento dell'orditura secondaria mediante inserimento di profili in acciaio .....	178
7.2.1	Consolidamento delle travi principali mediante la tecnica della “trave reticolare mista”	181
7.2.2	Verifiche strutturali del rinforzo mediante inserimento di profili metallici.....	183







7.3	Rinforzo dei solai lignei mediante il sistema Turrini - Piazza.....	188
7.3.1	La variante con i pannelli radianti.....	192
7.3.2	Prove di carico sui solai misti in legno-calcestruzzo.....	193
7.3.3	Verifiche strutturali del solaio misto in legno - calcestruzzo.....	196
7.4	Realizzazione di nuovi solai.....	201
7.5	Consolidamento dei solai a cassettoni mediante l'impiego di perni metallici.....	202
7.6	Consolidamento delle travi principali mediante l'accostamento di travi metalliche reticolari.....	204
7.7	Consolidamento degli appoggi ammalorati.....	207
7.7.1	Piastre metalliche di rinforzo preesistenti.....	207
7.7.2	Rinforzo dell'appoggio mediante mensola sagomata in acciaio.....	208
Capitolo 8 – PROPOSTE ALTERNATIVE PER IL RINFORZO DELLE STRUTTURE LIGNEE INFLESSE.....		210
8.1	Infittimento dell'orditura secondaria mediante inserimento di travetti prefabbricati in legno lamellare armato.....	211
8.1.1	Progettazione e verifiche strutturali del rinforzo con travetti lignei armati.....	216
8.2	Affiancamento ai lati delle travi principali di profili metallici.....	220
8.2.1	Progettazione e verifiche strutturali del rinforzo con profili UPN in acciaio.....	222
8.3	Travi lignee rinforzate con funi metalliche presollecitate.....	226
8.3.1	Dimensionamento del sistema di rinforzo con tiranti metallici.....	231
8.4	Rinforzo delle strutture lignee mediante l'impiego di materiali compositi fibrorinforzati.....	233
8.4.1	Problematiche connesse ai rinforzi con FRP.....	235
8.4.2	Rinforzo a flessione degli elementi lignei con FRP.....	238
8.5	Consolidamento di travi e travetti lignei con lamine pultruse in CFRP.....	243
8.6	Aggiunta all'estradosso delle travi di profili pultrusi in GFRP.....	245
8.6.1	Progettazione e verifiche strutturali del rinforzo con profili pultrusi.....	248
8.7	Ricostruzione degli appoggi ammalorati con getto in beton epossidico.....	252
8.8	Soluzioni a confronto per il rinforzo di solai e travi in legno.....	254





8.8.1	Analisi di pregi e difetti delle differenti tecniche di consolidamento analizzate .....	254
8.8.2	Parametri di confronto.....	259
8.8.3	Osservazioni conclusive .....	264
Capitolo 9 – I CONNETTIVI VERTICALI .....		266
9.1	Le nuove scale metalliche “appese” .....	266
9.1.1	La scala M.....	270
9.1.2	La scala L .....	272
9.1.3	La scala K.....	274
9.2	Il consolidamento del pianerottolo della scala T .....	277
9.2.1	Consolidamento del solaio dell’ambiente E2 al primo piano.....	279
9.2.2	Consolidamento dei gradini posti tra gli ambienti E2-E3 al primo piano.....	282
9.3	Il nuovo ballatoio.....	284
Capitolo 10 – INTERVENTI NEL SOTTOTETTO.....		290
10.1	Interventi di recupero del sottotetto attuati nel 1999 .....	290
10.2	I nuovi interventi di consolidamento della copertura .....	292
10.3	Il sistema di controventamento .....	294
10.3.1	Controventatura dell’ala sud .....	295
10.3.2	Controventatura dell’ala ovest .....	297
CONCLUSIONI.....		298
BIBLIOGRAFIA .....		300
INDICE DELLE TAVOLE.....		302
INDICE DELLE FIGURE.....		304





POLITECNICO DI MILANO

*Tesi: Restauro Conservativo di Villa Crosti-Colombo a Nova Milanese*

*Relatore: Prof. Lorenzo JURINA*



7

# RECUPERO CONSERVATIVO DI VILLA CROSTI - COLOMBO A NOVA MILANESE

Soluzioni a confronto per il rinforzo dei solai lignei



R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A



Eleonora Spataro 740880



## ABSTRACT (Italian version)

L'obiettivo della presente tesi è quello di analizzare, con atteggiamento critico, i lavori di recupero conservativo di Villa Crosti Colombo a Nova Milanese, segnalando eventuali problematiche riscontrate nel corso della realizzazione degli interventi e suggerendo possibili varianti alle soluzioni adottate dai progettisti.

La villa, il cui nucleo originario risale al XV secolo, è stata ampliata e completamente ristrutturata agli inizi dell'Ottocento. L'edificio ha quindi subito nel corso degli anni numerosi trasformazioni e cambi di destinazione d'uso, che hanno reso necessari interventi di risanamento delle strutture.

La tesi si sviluppa in tre fasi successive. La prima fase, quella conoscitiva, parte da un attento esame del contesto di riferimento, cui seguono l'indagine storica del manufatto e un'analisi dettagliata dello stato di conservazione dell'immobile, attraverso accurate ispezioni visive e indagini strumentali.

La fase successiva illustra il progetto di rifunzionalizzazione dell'edificio, che prevede l'inserimento di nuove attività all'interno della villa, tra cui la biblioteca e un museo, al fine di creare un nuovo centro culturale per la cittadinanza.

L'ultima fase, nonché la più significativa, è volta ad individuare i benefici o le criticità apportati dagli interventi di consolidamento effettuati e a proporre soluzioni alternative altrettanto valide per i casi esaminati, ideate sulla base delle informazioni raccolte e delle esigenze strutturali riscontrate.

Il lavoro si conclude con un confronto tra le varie soluzioni analizzate, volto ad individuare quali siano gli interventi più efficaci per l'edificio oggetto di studio, in funzioni di parametri quali la durabilità, l'incremento delle proprietà meccaniche del sistema o l'impatto estetico.





## ABSTRACT (English version)

The aim of this thesis is to examine, with critical approach, the work of preservation and renovation of Villa Crosti Colombo in Nova Milanese, reporting any problems encountered during the implementation of interventions and suggesting possible alternatives to the solutions adopted by the designers.

The villa, which was originally built in the fifteenth century, was enlarged and completely restructured in the early nineteenth century. So the building, which has undergone so many transformations over the years and changes of intended use, needed interventions for structural reinforcement.

The thesis is divided into three stages. The first phase, that cognitive, starts from a careful examination of the context, followed by the historical investigation of the construction and a detailed analysis of the conservation status of the building, through visual inspections and accurate instrumental investigations.

The next step illustrates the reutilization of the building project, which involves the insertion of new activities within the villa, including a library and a museum, in order to create a new cultural center for the citizenship.

The next step illustrates the reutilization of the building project, which involves the insertion of new activities within the villa, including a library and a museum, in order to create a new cultural center for the citizenship.

The last phase, and the most significant, is meant to identify the benefit or critical aspects of the interventions and propose alternative solutions, equally valid, for the cases examined, designed on the basis of the information collected and the structural requirements found.

The work ends with a comparison between the different solutions analyzed, aimed at identifying the most effective interventions for the building object of study, in function of some parameters, such as the durability, the increase of the mechanical properties of the system or the aesthetic impact.



# Capitolo 1 - DESCRIZIONE GENERALE

## 1.1 Analisi del contesto

### 1.1.1 Inquadramento urbanistico

La conoscenza del contesto in cui è ubicato l'edificio oggetto di studio, rappresenta il primo importante passo necessario per comprendere le scelte progettuali adottate dai progettisti e per poterne valutare l'efficacia, in funzione delle concrete esigenze della cittadinanza.

Partendo da un'analisi della posizione geografica e dell'accessibilità del sito, si è passati a esaminare e descrivere le condizioni di vivibilità e sicurezza nel paese, prestando particolare attenzione alla presenza di eventuali luoghi di svago o d'interesse culturale.

Il tutto al fine di valutare i benefici che la creazione di un nuovo polo culturale potrebbe apportare alla comunità.

Villa Crosti - Colombo sorge nel cuore di Nova Milanese, un comune di circa 23.000 abitanti, facente parte della provincia di Monza e della Brianza.



Figura 1 - Posizione del comune di Nova Milanese rispetto alla provincia di Monza e della Brianza



La cittadina si sviluppa in una delle zone più intensamente trafficate e di più rapida industrializzazione della Lombardia, e dista 6 Km da Monza e 15 da Milano.

Prima dell'istituzione della Provincia di Monza e della Brianza, avvenuta nel 2004, il Comune apparteneva alla Provincia di Milano. Da ciò deriva il suffisso "milanese" al nome di Nova.

La vicinanza al capoluogo lombardo ha accresciuto negli ultimi anni l'interesse per la città, testimoniato dall'incremento dei costi degli immobili.

Nova è inoltre ubicata al margine sud-occidentale della Brianza, regione protagonista della seconda rivoluzione industriale, caratterizzata da un'elevata qualità della vita e da un'intensa attività produttiva.

La posizione strategica di Nova, quindi, fa sì che la cittadina possa godere di tutti i benefici e i servizi derivanti dalla vicinanza a questi due centri.

Nova Milanese confina a Est con il comune di Muggiò, a Nord con il comune di Desio, ad ovest con il comune di Varedo, e a sud con i comuni di Cinisello Balsamo e Paderno Dugnano.

La cittadina è facilmente raggiungibile in automobile da tutte le direzioni, percorrendo:

- la Strada Statale Vecchia Valassina, un percorso storico e tortuoso, intensamente trafficato in orari di punta, che attraversa il paese in direzione nord;
- la Superstrada Milano - Meda, uscita Nova Milanese;
- la Statale (peduncolo o tangenziale nord) uscita Nova Milanese;
- la strada provinciale Monza - Saronno, che attraversa il paese e congiungendosi alla vecchia Valassina forma il grosso incrocio chiamato *Quattro Strade* che divide in 4 spicchi esatti il territorio comunale;
- Via Fulvio Testi (Viale Zara) uscita Nova Milanese, che congiunge Milano a Lecco.

Per quanto riguarda i mezzi pubblici, il collegamento con i paesi limitrofi può considerarsi abbastanza efficiente, in quanto il Comune è servito dalle seguenti linee di autobus:

- Linea z225 Sesto San Giovanni Primo Maggio - Nova Milanese;
- Linea z219 Paderno Dugnano/Palazzolo - Nova Milanese - Muggiò - Monza;
- Linea z209 Monza - Muggiò - Desio - Bovisio Masciago - Cesano Maderno;
- Linea z205 Varedo - Nova Milanese - Muggiò - Monza.





In assenza sia di una linea metropolitana che di una stazione ferroviaria, il collegamento con Milano è assicurato dalla tramvia.

L'efficienza dei collegamenti e lo stato delle vie di comunicazione influenzano notevolmente la qualità della vita dei cittadini. Una buona accessibilità al sito inoltre favorirebbe l'afflusso al nuovo centro culturale di utenti provenienti dai paesi confinanti.

La cittadina, posta a un'altitudine pari a 182 m s.l.m, si estende per circa 5,4 km<sup>2</sup>.

Il territorio comunale, originatosi dallo scioglimento di un grande ghiacciaio, è totalmente pianeggiante. Esso comprende parte del Parco del Grugnotorto ed è attraversato dal Canale Villoresi (dal nome del suo ideatore Eugenio Villoresi), che mette in comunicazione le acque del fiume Ticino con quelle del fiume Adda per irrigare la bassa Brianza.

Nova Milanese si trova in zona sismica 4, caratterizzata da sismicità molto bassa.



**Figura 2 - Canale Villoresi**

La cittadina vanta la presenza di diversi edifici storici, tra cui la chiesa della Beata Vergine Assunta, nella frazione di Grugnotorto, risalente al cinquecento, la chiesetta settecentesca di San Bernardo alla Cascina Meda, e la parrocchia di Sant'Antonino Martire, realizzata nel XVIII secolo e successivamente ristrutturata ed ampliata, ove sono custoditi alcuni dipinti di pregio del Bignami.

Il centro storico si sviluppa intorno a Piazza Marconi, ove sorge la chiesa di S. Antonino.





**Figura 3 - Piazza Marconi con veduta della Chiesa di S. Antonino Martire**

La caratteristica principale di Nova Milanese sono le sue ville.

Oltre a Villa Crosti-Colombo, va menzionata anche Villa Vertua-Masolo, oggi sede della Collezione permanente delle “Arti del Fuoco”.

Si ricordano inoltre:

- Villa Manfredini Ardicini del XVII secolo
- Villa De Barzi del XVI secolo
- Villa Dugnani del XVI secolo
- Villa Mapelli, realizzata nel 1788 e sede della “Sigmahouse”.

La vita sociale a Nova Milanese, come accade per la maggior parte dei piccoli centri urbani nel nord Italia, si concentrava principalmente nei pressi delle parrocchie e dei relativi centri ricreativi. Negli ultimi anni queste realtà hanno perso la loro capacità d’interesse.

Viste le scarse iniziative offerte dal Comune, consistenti per lo più in sporadici eventi sportivi o manifestazioni promosse da privati, i giovani hanno cominciato a muoversi per raggiungere quei pochi luoghi di svago posti nelle vicinanze.

Gli spostamenti verso la metropoli hanno provocato un progressivo abbandono della cittadina, accompagnato da una crescita dei fenomeni di criminalità, favoriti dalla scarsa presenza di residenti durante il giorno.

Di qui deriva la necessità di far rinascere il contesto, con la creazione di un nuovo polo culturale multifunzionale, che sappia richiamare un gran numero di persone, proponendo iniziative di carattere diverso, indirizzate soprattutto ai giovani.

Per tale scopo è stata scelta Villa Crosti - Colombo, in ragione del prestigio rivestito in passato.



**Figura 4 - Veduta aerea del Comune di Nova Milanese**



### 1.1.2 Cenni storici su Nova Milanese

La conoscenza delle vicende storiche del paese è di fondamentale importanza per comprendere le dinamiche di sviluppo tutt'ora in atto e per cogliere il ruolo d'influenza che Villa Crosti - Colombo ha saputo esercitare per lungo tempo nei confronti della comunità.

Il territorio in cui sorge Nova Milanese era abitato sin dall'epoca preistorica, secondo quanto testimoniato dai ritrovamenti, nei pressi del fiume Lambro, di reperti archeologici risalenti al 1000 a.C.

La prima popolazione a risiedervi furono i Liguri, seguiti dagli Etruschi e nel 400 a.C. dai Celti che furono tra i protagonisti dello sviluppo dell'intera regione.

Gli attuali centri di Varedo, Parderno Dugnano, Palazzolo e Nova Milanese, costituivano allora un "pagus", ovvero un insieme di villaggi ("vicus"), in cui il ruolo predominante era svolto dal Comune di Desio.

Nel 200 a.C. il territorio fu raggiunto dai Romani, che introdussero la centuriazione delle campagne. In quest'epoca un antico tracciato stradale attraversava il territorio in esame, collegando Milano a Carate Brianza.

Poiché la località distava nove miglia dal capoluogo lombardo, si pensa che il suo nome derivi proprio da questa sua posizione: *ad nonum lapidem*.

Sull'attuale strada Valassina, sorgevano allora delle "mansiones", ovvero dei luoghi di ristoro per viandanti, truppe militari e commercianti, individuati da pietre miliari, poste una ogni miglio.

Attorno ad una di queste "mansiones" potrebbe essersi sviluppata Nova Milanese, collocata appunto al nono miglio da Milano.

Altre fonti sostengono, invece, che il nome potrebbe discendere da "vicus novus", villaggio nuovo rispetto ad agglomerati precedenti, o da "novale", campo rimesso a coltura dopo un lungo periodo di riposo, o dal cognome *Novati*.

Nel X secolo, con l'avvento dei Longobardi, i monaci acquisirono il controllo delle campagne, coltivate prevalentemente a cereali, e introdussero il sistema territoriale della Pieve, che prevedeva circoscrizioni più ampie rispetto ai villaggi.

La progressiva presa di potere da parte dei commercianti e lo sviluppo di una coscienza politica portarono alla nascita, tra l'XI e il XII secolo, dei Comuni lombardi.



Con l'avvento dei Visconti e degli Sforza a Milano, l'attività agricola fu intensificata e le grandi proprietà terriere furono suddivise in piccoli fondi, ciascuno dei quali prevedeva spazi sufficienti per la semina, il prato e il bosco.

In questo periodo crebbe la popolazione nei centri abitati e si diffusero le case a corte con sistema di gestione pluriaziendale, in cui più famiglie condividevano abitazione e attività lavorative.



Figura 5 - Stemma del Comune di Nova Milanese

Nel Comune di Nova Milanese si svilupparono tre nuclei distinti: il centro storico, il Grugnotorto e Cascina Meda.

Verso la metà del Seicento, con la dominazione spagnola, il Comune conobbe un periodo di grave crisi economica.

La situazione migliorò sotto il dominio degli Austriaci, quando furono introdotte importanti riforme politiche e amministrative. Nel 1718, con la creazione del Catasto Teresiano, il territorio comunale fu interamente misurato per la prima volta.

In questo periodo la metà delle proprietà terriere, le ville, l'osteria e un panettiere (uniche attività presenti nel paese) erano nelle mani di tre nobili famiglie lombarde, i Cittadini, i Brivio e i De Barzi. I terreni

erano coltivati a frumento, granoturco, vite e, soprattutto, gelso.

La gelsicoltura favorì un rapido sviluppo del settore tessile.

Proprio Villa Crosti - Colombo ospitò la prima filanda e alcune botteghe artigianali in cui si lavorava la seta, ottenuta dalla coltivazione dei bachi, diffusasi con la gelsicoltura.

Verso il 1850, sotto il Regno Lombardo - Veneto, si registrò un notevole incremento demografico, legato all'affermazione del ceto borghese, e le proprietà terriere furono ulteriormente frazionate. I fattori che favorirono la forte crescita della popolazione furono la posizione privilegiata del centro abitato, la fertilità del suolo e, in un secondo tempo, la costruzione di Canale Villoresi, inaugurato nel 1881, che costituiva un'importante via di comunicazione.



Con l'avvento dell'industria e delle fibre sintetiche l'agricoltura e l'allevamento dei bachi da seta furono gradualmente abbandonati e il piccolo borgo agricolo cominciò ad espandersi in ogni direzione, fino a fondersi con i comuni di Desio e Muggiò.

Dopo un periodo cupo, corrispondente alla II guerra mondiale, nel 1950 si registrò una grande ondata migratoria dal Veneto e dal Meridione, che comportò una rapidissima espansione demografica, accompagnata al tempo stesso da gravi problemi economici.

Negli ultimi trent'anni si è infatti assistito a un inarrestabile processo di urbanizzazione, che ha portato alla progressiva riduzione delle aree verdi.

Attualmente, la cittadina conta una popolazione di circa 23.000 abitanti e la sua struttura economico-produttiva è caratterizzata prevalentemente da piccole e medie aziende artigianali.

L'obiettivo che l'Amministrazione Comunale ha voluto porsi è appunto quello di salvaguardare il patrimonio storico e gli spazi verdi di Nova Milanese, ridestandone al tempo stesso l'interesse, mediante l'inserimento di nuove attività all'interno degli stessi.





## 1.2 Descrizione del complesso

### 1.2.1 Area d'intervento

L'edificio sorge nel cuore di Nova Milanese, più precisamente nell'isolato compreso tra Piazza Vertua-Prinetti e il parco comunale. Il fabbricato dista pochi passi dalla piazza principale, occupando una posizione di rilievo nel centro storico della cittadina.

Villa Crosti - Colombo è inserita all'interno di un vasto parco ottocentesco, di proprietà comunale, che racchiude anche Villa Vertua.

Il parco, ubicato in una posizione centrale, ha forma poligonale e si sviluppa su una superficie di circa 32.000 m<sup>2</sup>.

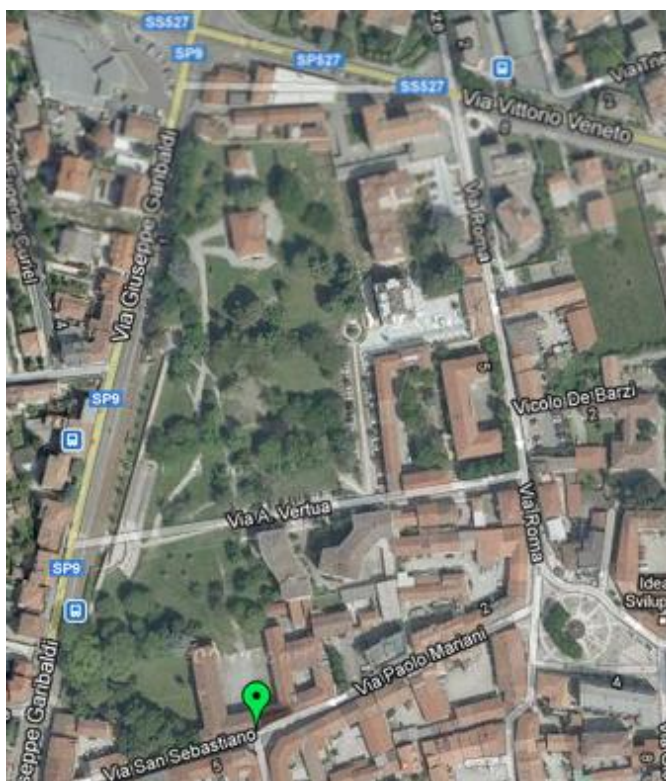


Figura 6 - Veduta aerea del lotto

L'area verde è delimitata:

- a nord da alcuni bassi edifici, in stato di avanzato degrado;
- a ovest da un muro di cinta, alto circa 3 m, che si affaccia sulla sede tranviaria che corre parallela alla S.S. Valassina;
- a sud dall'ala sud di Villa Crosti - Colombo;
- a est dagli edifici che si affacciano sulla piazza principale e dall'ala est del nostro fabbricato.

Il lato più importante del parco è quello a ovest, dal quale gode di una maggiore visibilità. L'affaccio sulla Valassina costituisce infatti un richiamo per chi viaggia in macchina. Manca, tuttavia, lo spazio per i posteggi auto, a causa della ridotta larghezza della sede stradale.

Su questo lato si segnala la presenza di due accessi, uno storico, posto in corrispondenza di villa Vertua, l'altro più recente, ubicato nell'angolo sud - ovest del parco, in prossimità di villa Crosti - Colombo.

Altri tre accessi sono posizionati sul lato est, mentre sul lato sud troviamo l'ingresso principale a villa Crosti - Colombo.

Via Vertua suddivide l'area verde in due parti, una di rispetto di villa Vertua, l'altra di villa Crosti - Colombo. Tale via è stata interrotta a circa a metà del suo sviluppo inizialmente previsto per riunificare il parco in un unico spazio, che mettesse in comunicazione i due edifici storici.



**Figura 7 - Veduta del parco dal lato Ovest**

L'andamento del terreno del parco è per lo più pianeggiante. Non si evidenziano forti dislivelli, fatta eccezione per la differenza di quota nella corte interna al nostro edificio (ribassata di circa 80 cm rispetto alla quota del parco), dovuta alla presenza, in passato, di un ulteriore corpo di fabbrica, e per alcuni avvallamenti nell'angolo sud - ovest del parco, derivanti da scelte di carattere estetico.

Tutti i percorsi interni sono di tipo pedonale: trattasi per lo più di vialetti stretti e tortuosi, asfaltati o in ghiaietto, che collegano tra loro tutte le parti del parco.

Per quanto riguarda la vegetazione, troviamo alberi ad alto fusto in quasi tutte le aree del parco, soprattutto negli angoli nord - ovest e sud - ovest.

Le due ville dominano gerarchicamente tutto il parco. Le altre costruzioni hanno dimensioni ridotte e sono di scarso interesse.

Lungo il lato nord troviamo un piccolo edificio in cui si svolgono attività ricreative per bambini e ulteriori spazi attrezzati per attività estive, come la proiezione di film all'aperto.

Si segnala inoltre la presenza di un piccolo anfiteatro ormai in disuso, a quota inferiore rispetto a quella del parco, e di un campetto da bocce.

Villa Vertua occupa la parte più settentrionale del parco e si sviluppa su quattro livelli, per una superficie complessiva di 1.200 m<sup>2</sup>.



**Figura 8 - Villa Vertua - Masolo**

Realizzata in stile liberty nei primi del Novecento e appartenuta alle famiglie novesi dei Vertua Masolo, è successivamente stata acquistata dall'Amministrazione Comunale e interamente ristrutturata.

Oggi è sede della Collezione Permanente Arti del Fuoco, che comprende opere di pittura e scultura su porcellana, ceramica e terracotta, vetro e smalti, di artisti contemporanei tra i più famosi al mondo. Inoltre, vi è custodita la Donazione del pittore chiarista Vittorio Viviani.

La villa è già dotata di infrastrutture per la realizzazione di mostre e convegni.



### 1.2.2 Descrizione generale dell'edificio

Villa Crosti - Colombo è situata nella parte più meridionale del parco, in posizione opposta rispetto a Villa Vertua.

L'ingresso principale, ubicato nel lato sud, mette in comunicazione la Piazzetta Vertua - Prinetti, antistante la villa, con la corte interna e il parco.

L'accesso secondario su via G. Garibaldi, di recente realizzazione, avviene dall'angolo sud - ovest del parco, in corrispondenza della facciata occidentale della villa.

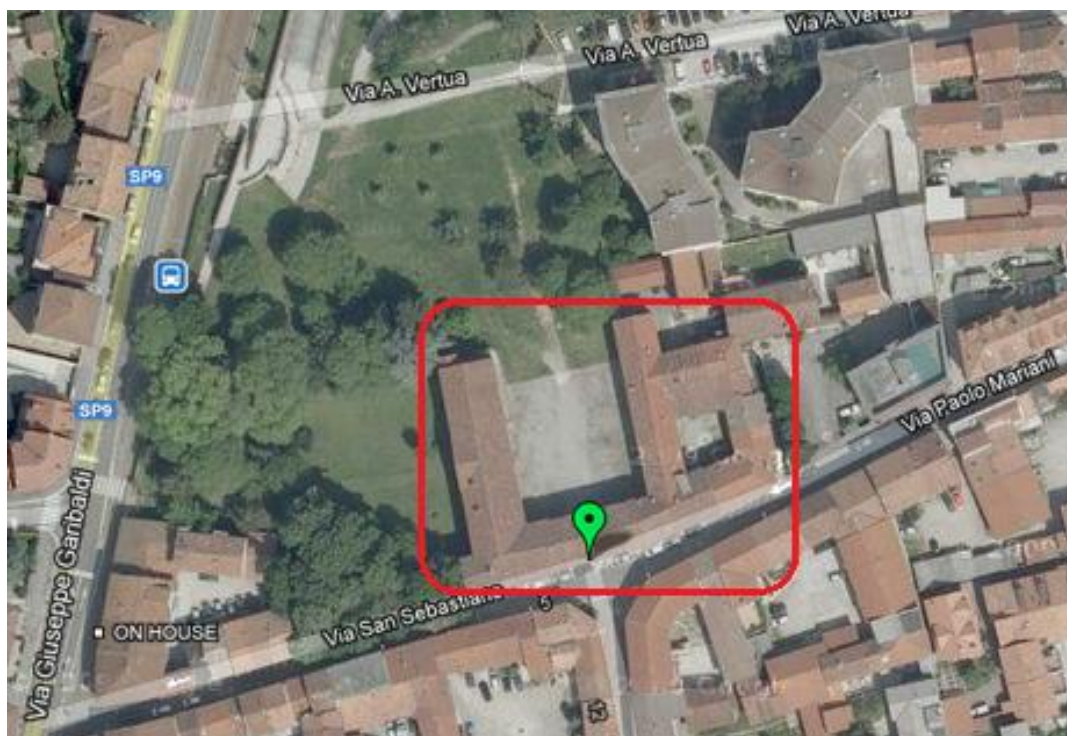


Figura 9 - Veduta aerea di Villa Crosti - Colombo

L'edificio, di proprietà comunale, è costituito da tre corpi di fabbrica disposti a U, racchiudenti un'ampia corte, di circa 800 m<sup>2</sup>, con lato aperto su una parte del giardino.

Il progetto di recupero conservativo interessa l'ala Ovest e l'ala Sud del fabbricato, mentre l'ala Est è stata precedentemente ristrutturata e adibita ad uso residenziale.

Documenti storici rilevano la presenza di un'ala Nord, attualmente demolita, che avrebbe racchiuso la corte interna, la cui esistenza è testimoniata dal cambio di quota altimetrica e dalla presenza di un cordolo nell'esatta posizione che avrebbe dovuto occupare tale corpo.

La villa si sviluppa quasi interamente su due livelli fuori terra (piano terra e piano primo), fatta eccezione per l'ala ovest, ove è presente un terzo livello, il piano ammezzato, un tempo destinato ad accogliere gli alloggi della servitù.

Il mezzanino occupa solo metà della larghezza del corpo ovest, come evidente dalla differente altezza dei prospetti e dalla conseguente variazione di pendenza delle falde di copertura.

Nella parte terminale dell'ala ovest, che protende verso il parco, si segnala, inoltre, la presenza di un ambiente quasi completamente interrato, motivo per cui la parte di edificio immediatamente sovrastante risulta rialzata rispetto al piano terra.

L'altezza massima del fabbricato è di 12,6 m.

L'ala Ovest ha una lunghezza totale del fronte lungo il lato Ovest di circa 44,5 m e una larghezza di circa 12 m; mentre l'ala Sud ha una lunghezza del fronte lungo il lato Sud di circa 39 m con larghezza di circa 10 m.

Il piano terreno accoglie 21 locali, il piano primo 20 e il piano ammezzato 7.



**Figura 10 - La corte interna**

Il nucleo originario risale al XV secolo, ma all'inizio dell'Ottocento la villa, divenuta proprietà dei Vertua-Prinetti, fu completamente ristrutturata in forme neoclassiche, su progetto di Leopold Pollack, ed ampliata secondo il consueto schema ad U.

I prospetti del fabbricato sono caratterizzati da un ritmo semplice, con intervalli costanti delle aperture.

Come la maggior parte degli edifici storici, la villa presenta una struttura portante in muratura, realizzata con mattoni pieni.

I solai sono, per la maggior parte, in legno, a orditura semplice o doppia, controsoffittati, con travetti a vista o cassettonati, spesso impreziositi con dipinti d'epoca.

Alcuni ambienti sono caratterizzati dalla presenza di volte a botte o a vela, con mattoni a vista o elegantemente affrescate.

La copertura è del tipo a due falde, con struttura portante a capriate lignee e manto realizzato in coppi e posato a secco. Le tegole poggiano direttamente sull'orditura lignea e sono disposte su due strati.

Nel 1999 la copertura è stata oggetto di un intervento di recupero, volto a ripristinare la sua funzionalità, che ha interessato sia la struttura portante che il rivestimento.

Il corpo centrale della villa, costituito dall'ala sud, prospetta dal lato interno sul parco e su via Vertua e dal lato esterno su via S. Sebastiano e su via P. Mariani, due strade storiche che collegano Piazza Marconi alla S.S. Valassina. Esso è caratterizzato al piano terreno da un portico neoclassico, con una superficie pari a circa 90m<sup>2</sup>, che si apre sulla corte interna.

Il portico è a tre navate, con archi a tutto sesto e volte a crociera sorrette da colonne in granito bianco, con capitelli in stile dorico. La pavimentazione è costituita da lastroni in serizzo e pietre di fiume, posati su un letto di malta.

Qui troviamo l'ingresso principale, costituito da un massiccio portone in legno, recentemente restaurato, che da' su Piazza Vertua - Prinetti.

La decorazione esterna del prospetto sud è realizzata in bugnato.



Figura 11 - Prospetto sud su via S. Sebastiano

Ai lati del portico si sviluppano a destra gli ambienti dell'ala est e a sinistra quelli dell'ala sud, direttamente collegata all'ala ovest.

Nell'angolo sud - est del corpo sud vi è un piccolo spazio, di circa 30 m<sup>2</sup>, caratterizzato da pavimento in piastrelle, con motivo finto seminato, e soffitto voltato a botte e intonacato. Tale ambiente è separato, mediante il porticato, dal resto dell'ala sud ed è dotato di accesso autonomo dall'esterno.



**Figura 12 - L'atrio colonnato dell'ala sud**

Procedendo alla sinistra del portico, ci si immette nel corridoio dell'ala sud, con pavimentazione in lastre di pietra e soffitto voltato a botte. Lungo tale corridoio si affacciano due piccoli ambienti, caratterizzati da pavimentazione in cotto e soffitto voltato a botte con decorazioni ottocentesche.

Accanto a questi, si sviluppa uno spazio più grande, di circa 30 m<sup>2</sup>, che in passato ospitava la cucina, caratterizzato da pavimentazione in piastrelle, soffitto in legno con orditura a vista e dalla presenza di un camino. Il locale ad esso adiacente fungeva invece da dispensa.





**Figura 13 - La cucina al piano terra**

Nella parte terminale dell'ala sud era collocata la sala da pranzo, con affaccio su uno dei lati più belli del parco, soffitto in canniccio decorato a tempera e pavimento di pregio in seminato alla veneziana con motivi geometrici.

Il corridoio conduce all'atrio in cui è ubicata la scala principale, con gradini in granito rosa di Bavero e pianerottolo in cotto, che collega il piano terra al piano primo.



**Figura 14 - Prospetto interno dell'ala sud**

Il primo piano dell'ala sud troviamo le stanze di uso padronale, caratterizzate da volte a botte, intonacate e dipinte con motivi vari, risalenti agli inizi del '900.

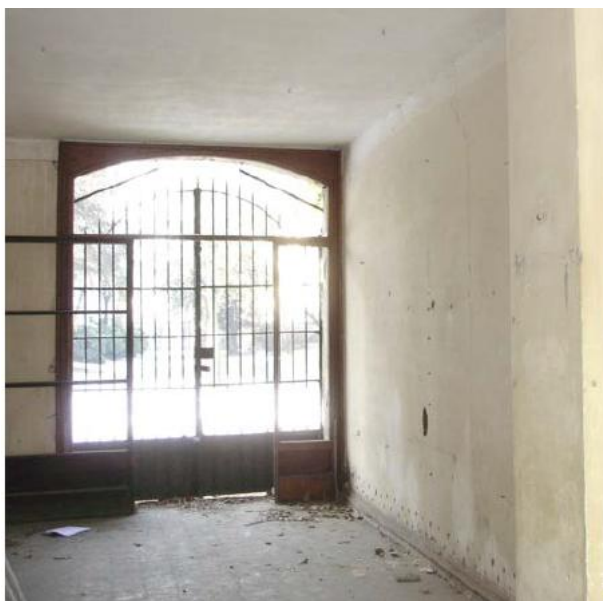
Vi si accede da un'ampia galleria, anch'essa voltata a botte, con affaccio sulla corte interna. Tutte le finiture sono realizzate ad intonaco, con semplici decorazioni; i pavimenti delle stanze e della galleria sono in seminato alla veneziana, con riquadrature o corniciature di colore diverso dal fondo.

Completano il piano primo dell'ala sud, oltre ai servizi, altri tre ambienti con pavimentazione in parquet a listoni e soffitto in legno cassettonato o controsoffittato in canniccio finemente decorato.

L'ala ovest, come il precedente volume, era adibita ad uso residenziale.

Una galleria interna suddivide il piano terra di tale corpo di fabbrica in due parti distinte, una destinata ad accogliere la dimora dei signori, l'altra riservata agli alloggi dei custodi.

Tale galleria costituisce una sorta di passaggio coperto, con pavimentazione in piastrelle, che collega l'area occidentale del parco alla corte interna.



**Figura 15 - La galleria interna al corpo ovest**

Al piano terreno, nella parte comunicante con l'ala sud, di uso padronale, troviamo l'ampia sala da biliardo e due salottini di dimensioni minori. I tre ambienti, con affaccio diretto sul parco, presentano solai lignei in canniccio, decorati a tempera, e pavimenti a seminato tipo veneziano, con riquadri decorativi composti da scagliette o tessere di vari colori.



**Figura 16 - La sala da biliardo al piano terra**

Immediatamente dietro la scala, vi è un locale con affaccio diretto sulla corte, caratterizzato da solaio in legno controsoffittato e pavimentazione in parquet.

Gli alloggi dei custodi sono costituiti da ambienti di dimensioni e finiture differenti, caratterizzati da solai in legno, con orditura a vista o controsoffittati, e pavimenti in battuto di cemento, piastrelle o cotto.

A servizio di questi locali sono stati posti due corpi scala con struttura in legno.

L'angolo nord dell'ala ovest è occupato da locali con funzione di magazzino o deposito, separati dal resto della villa e dotati di accesso autonomo dall'esterno. Tali ambienti presentano pavimentazione di scarsa qualità, in piastrelle o battuto di cemento, e soffitti a vista in legno o voltati a botte.



**Figura 17 - Il prospetto ovest che da' sulla corte interna**

Al primo piano dell'ala ovest si susseguono locali di grandi dimensioni con pavimentazione in parquet e soffitti in legno cassettonati o rivestiti in cannicciato.

Si segnala, in particolare, la presenza di due grandi sale per cerimonie, che si affacciano sulla corte interna; alte circa cinque metri, sono rivestite con pavimenti in legno e soffitti a cassettoni e lacunari, decorati a rosoni, risalenti al XVIII secolo.



**Figura 18 - Prospetto Nord**



Il corpo occidentale, come anticipato, è doppio: la parte verso il giardino ospita, sempre al primo piano, locali da soggiorno e da notte di altezza inferiore alle grandi sale per cerimonie, poiché verso la metà del secolo scorso venne qui ricavato un secondo piano, con vani più bassi, destinato alla servitù.

Il prospetto principale del corpo ovest, che si affaccia sul parco, è caratterizzato dalla presenza di un timpano in sommità e di un balcone sorretto da una robusta lastra in granito, a sua volta sostenuta ai lati da due coppie di mensole in granito.

Il piano ammezzato, cui si può accedere mediante le due scale di servizio, accoglie locali di piccole dimensioni, con soffitti in legno con orditura a vista e pavimentazione in piastrelle. L'accesso al sottotetto avviene tramite una botola, ubicata nel locale all'estremo sud dell'ala ovest, raggiungibile mediante una scala a pioli, posizionata di volta in volta.

Il sottotetto, ristrutturato nel 1999 dall'amministrazione Comunale, presenta una struttura portante a capriate lignee e arcarecci e manto di copertura in coppi.



**Figura 19 - Prospetto ovest verso il parco**

Gli ambienti al piano interrato, ubicati nel corpo ovest della villa, si trovano a quota -3,89 m rispetto al piano di campagna, e vi si può accedere mediante una scala in pietra posta nel locale P al piano terra. Il soffitto è voltato a botte con mattoni a vista, mentre il pavimento è in terra battuta. A causa dell'elevata umidità e della scarsa illuminazione, tali locali venivano utilizzati come deposito o cantina.

Il giardino antistante la villa, progettato dall'architetto Luigi Cagnola, è del tipo all'inglese, con viali non rettilinei e movimenti di terra artificiali, creati per realizzare rilievi e piacevoli vedute.



**Figura 20 - Gli ambienti al piano interrato**

L'ala est è stata oggetto di un gran numero d'interventi di ristrutturazione, voluti prima da privati, poi dall'Amministrazione Comunale.

Tale corpo di fabbrica, che un tempo accoglieva attività manifatturiere, è oggi sede delle case popolari, riservate agli anziani o a persone con gravi problemi economici.

Le abitazioni sono caratterizzate da solai in legno, spesso intonacati, e da pavimenti in parquet o in piastrelle, che sono andate a sostituire il battuto di cemento.



**Figura 21 - Prospetto est, case popolari**

### 1.2.3 La partizione della villa

La parte analizzata del fabbricato è stata suddivisa in 4 corpi, in funzione dello schema strutturale e degli elementi architettonici di base.

Le parti distinte appartengono a periodi diversi, di conseguenza risulta netta la differenza tra loro, sia da un punto di vista tecnologico che estetico.

Il corpo A, settecentesco, è caratterizzato da orizzontamenti in ligneo e copertura a capriate con muro di spina.

Il corpo B, anch'esso di epoca settecentesca, presenta solai lignei e copertura a capriate sovrapposte e zoppe.

Il corpo C, facente parte del nucleo originario, ha orizzontamenti in legno e copertura a capriate semplici.

Il corpo D, realizzato nell'Ottocento, è il più recente e si caratterizza per la presenza di soffitti con volte a botte e a vela e copertura a capriate lignee palladiane saettate.

All'interno di ciascun livello, i singoli locali, compresi i vani scala, sono stati identificati con una numerazione letterale crescente.

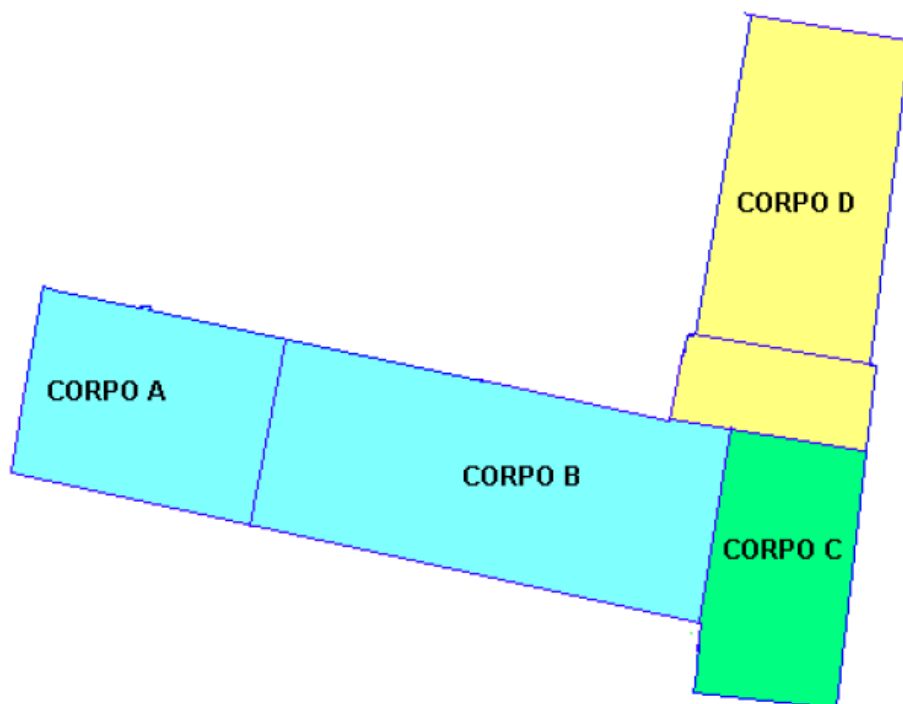
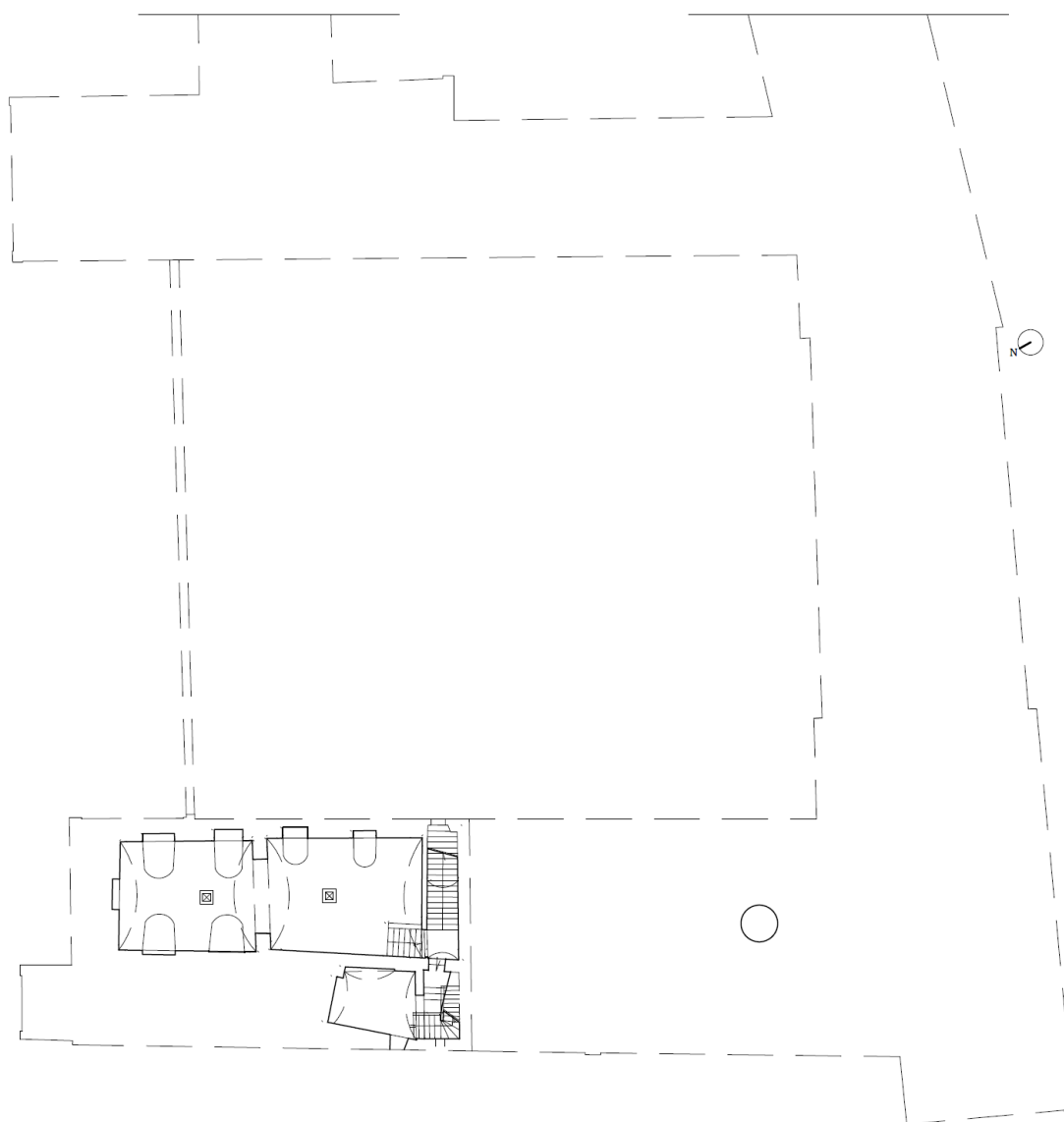


Figura 22 - Schema di partizione della villa

Di seguito si riportano le piante dell'edificio allo stato di fatto, relative all'ala sud e ovest, in quanto l'ala est, precedentemente ristrutturata, non è oggetto del presente progetto di recupero.



**Figura 23 - Pianta piano interrato, stato di fatto**



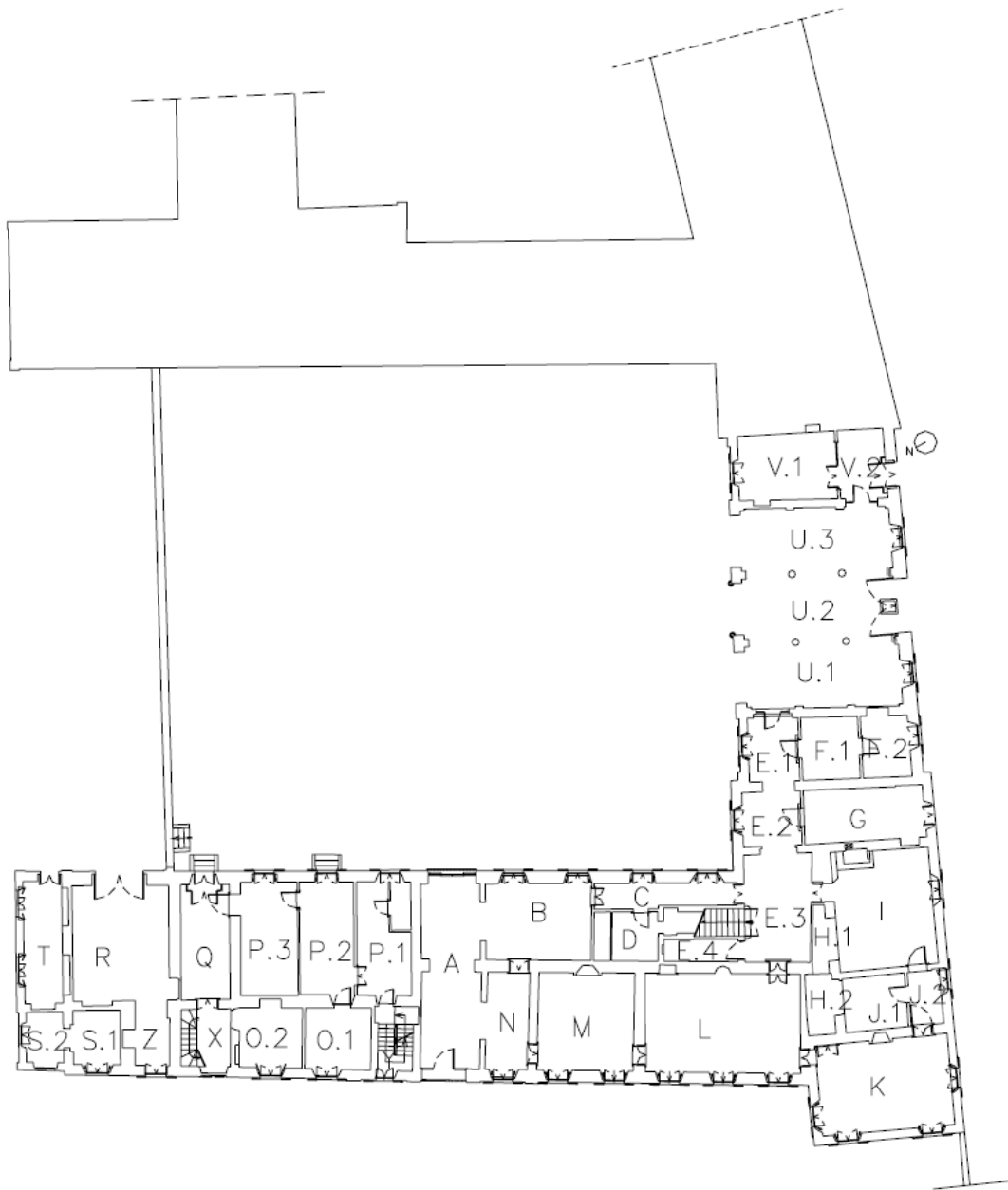


Figura 24 - Pianta piano terra, stato di fatto

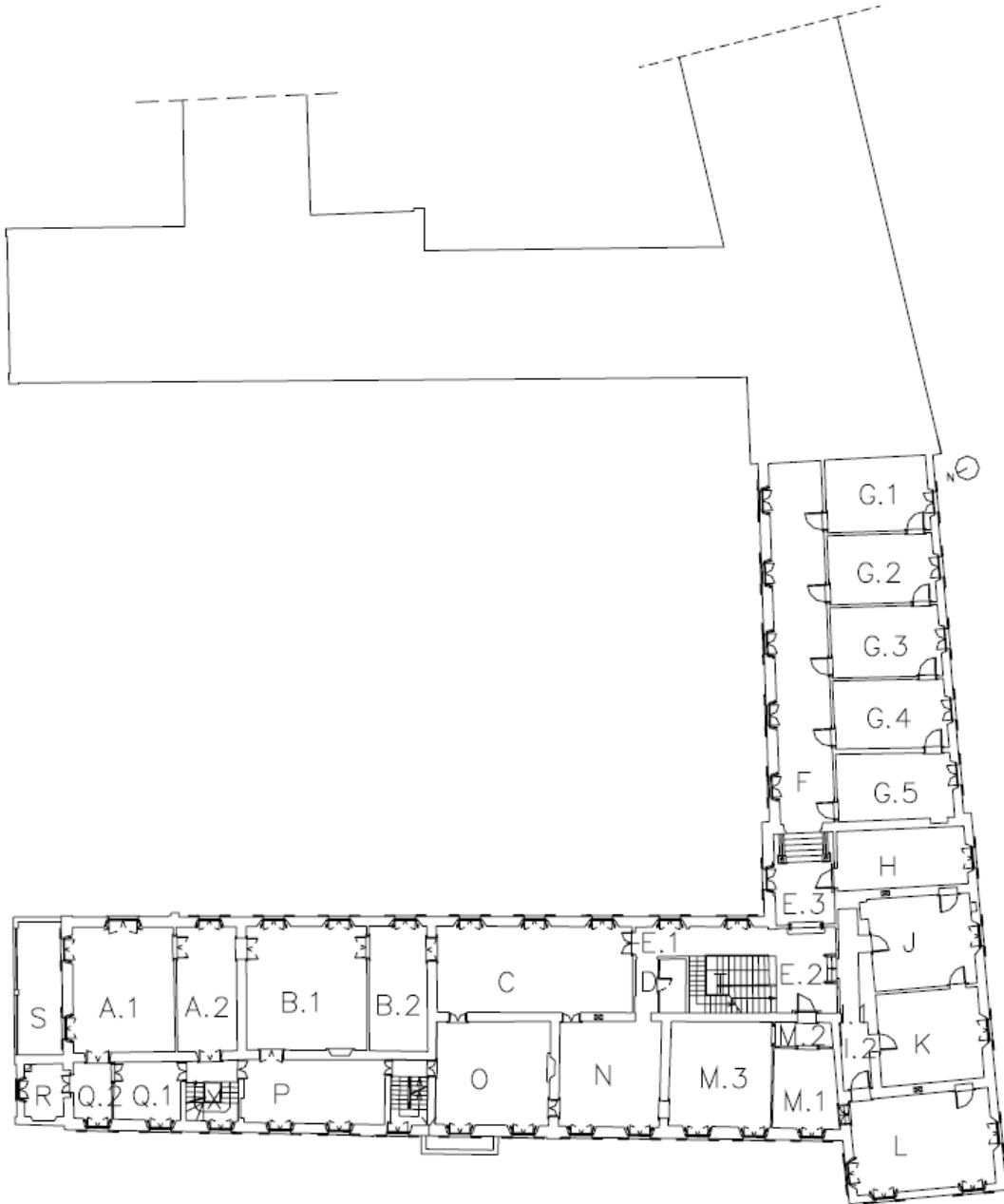


Figura 25 - Pianta piano primo, stato di fatto

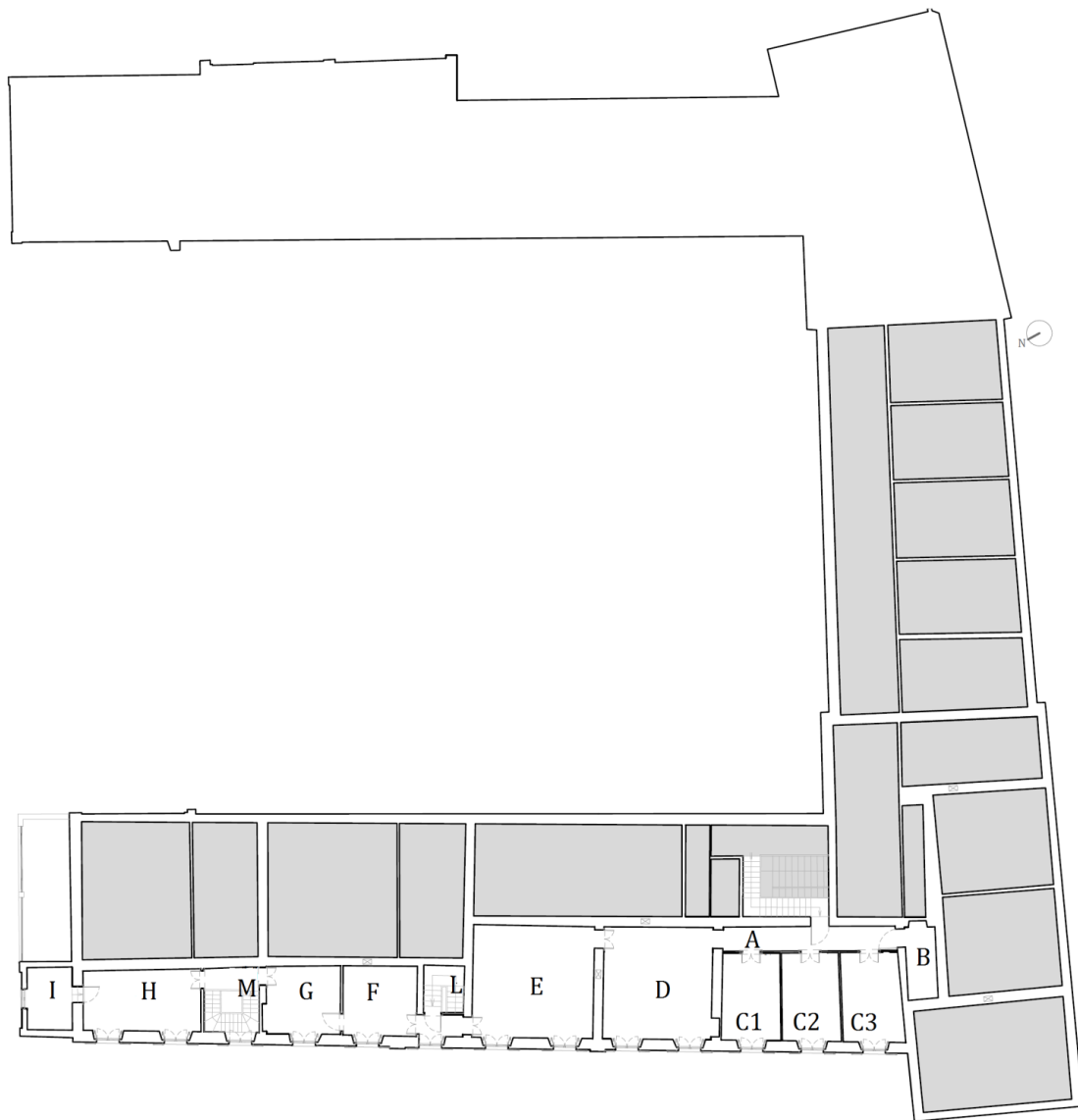


Figura 26 - Pianta piano ammezzato, stato di fatto



## 1.3 Indagini storiche

L'obiettivo delle indagini storiche è quello di conoscere le caratteristiche del progetto originario e le eventuali trasformazioni o ampliamenti subiti nel tempo, al fine di comprendere più facilmente il comportamento meccanico del manufatto e formulare le relative ipotesi per il recupero dello stesso.

Trattandosi di un edificio di valenza storico-architettonica, è stato possibile raccogliere una documentazione di natura archivistica sufficientemente completa sulla sua storia edificatoria, che ha permesso di ricostruire e interpretare le relative fasi edilizie susseguitesesi nel tempo.

Per compensare la carenza di elaborati grafici, relativi al progetto originario e alle successive modifiche, è risultato utile indagare sull'evoluzione storica del contesto in cui si inserisce l'edificio, cercando di acquisire quante più informazioni possibili sugli aspetti storico-urbanistici che ne hanno determinato lo sviluppo.

L'evoluzione storica della villa è, infatti, strettamente legata a quella di Nova Milanese, dal momento che l'edificio ha giocato un ruolo fondamentale nel corso del tempo per l'intera comunità.

### 1.3.1 Cenni storici sul manufatto

L'evoluzione storica di Villa Brivio Crosti Colombo si articola in differenti fasi costruttive.

A causa della scarsità di fonti sicure, è stato difficile stabilire con precisione il periodo di edificazione della villa.

Il nucleo originario dell'edificio risale alla fine del XV secolo, quando era proprietà delle monache di Santa Maria d'Incino di Monza.

Il fabbricato era allora costituito da un corpo porticato, sorretto da colonne e volte a crociera, probabilmente destinato a scuderia e rivolto verso la strada, e da un corpo perpendicolare a questo, che accoglieva le stanze nobiliari.

Le prime tracce certe risalgono alla seconda metà del 1400, quando le famiglie più prestigiose del territorio si contendevano la proprietà dell'edificio.

Nel settembre del 1465, le monache cedettero l'immobile alla nobile famiglia Cittadini.

Dopo pochi anni l'edificio passò nelle mani dei Bugatti.

Nel 1492 fu quindi acquistato dal questore Don Luigi Brivio, già in possesso di numerosi terreni e beni a Nova Milanese, che trasformò il complesso in una dimora signorile e fece





creare due vie comunali a servizio del fabbricato, una a sud, in asse con l'ingresso carraio principale, e l'altra ad ovest, in asse con il cancello del giardino.

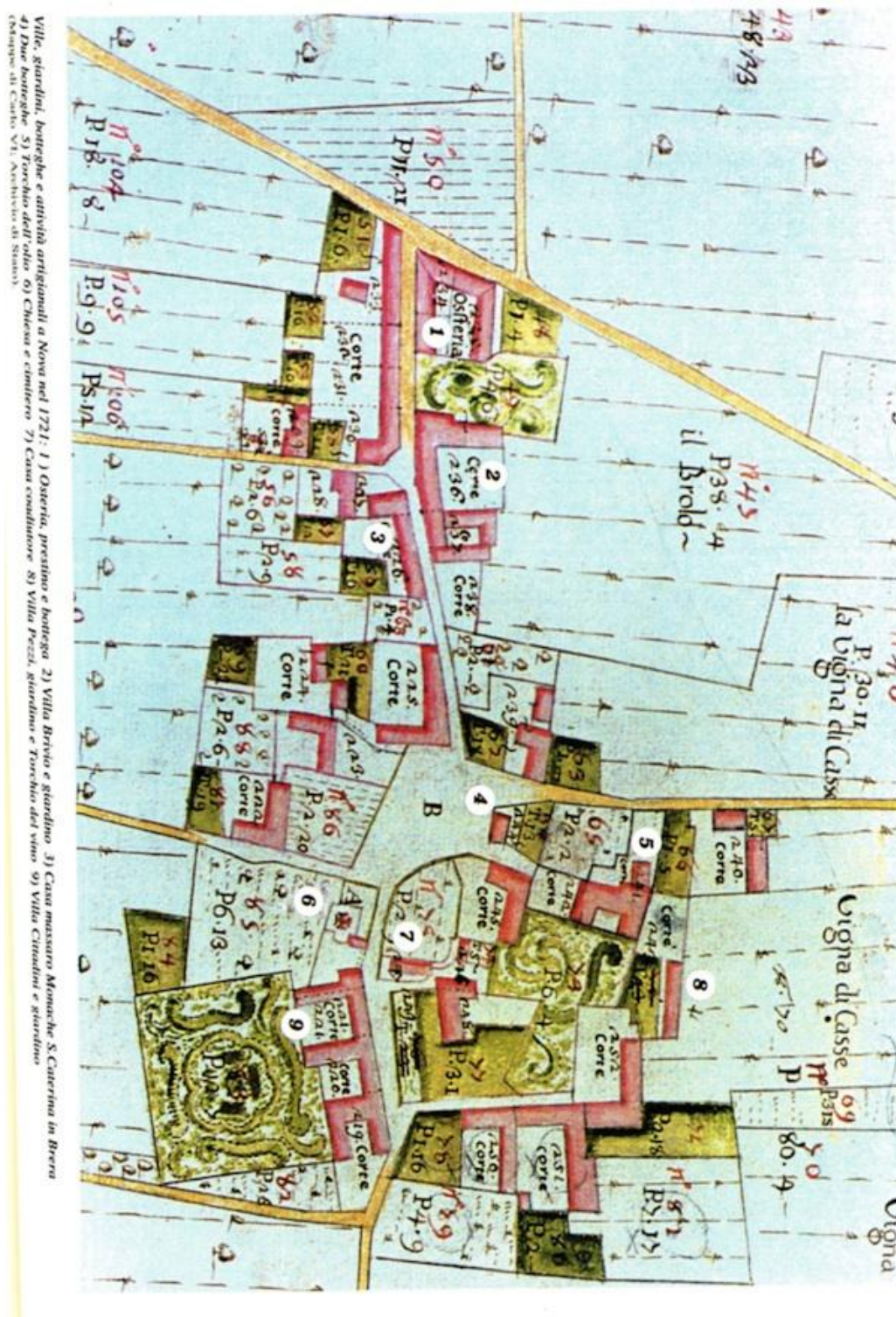


Figura 27 - Mappa catastale del 1721



Secondo quanto riportato in un inventario di beni del 1551, l'edificio non costituiva una semplice "villa di delizia", ma rappresentava una residenza stabile per i Brivio, che vi trascorrevano la maggior parte dell'anno, fatta eccezione per i mesi invernali, in cui dovevano trasferirsi a Milano, per consentire ad alcuni membri della famiglia di svolgere i loro compiti istituzionali e politici o di adempire gli obblighi legati alle loro carriere militari.

Un'ulteriore testimonianza storica risale al 1576, quando Gerolamo Brivio lasciò in eredità al nipote Giovanni Battista i beni di Nova, tra cui la villa, nominando come usufruttuaria la moglie Isabella Arconati, nobildonna ricordata per le sue generose donazioni alla comunità novese.

La villa rimase proprietà dei Brivio per circa tre secoli.

Verso il 1660 il marchese Luigi Brivio fece ristrutturare e ampliare l'edificio, mediante l'aggiunta di una nuova ala, addossata al corpo originale cinquecentesco.

Tale ampliamento risulta evidente nella mappa catastale del 1721, facente parte del Catasto Teresiano, redatto prima sotto il regno di Maria Teresa d'Austria, poi sotto quello di Carlo VI.

La documentazione d'archivio rinvenuta attribuisce il progetto degli interventi di ristrutturazione all'architetto GianDomenico Richini, figlio del celebre architetto Francesco Maria.

Nel 1770, il marchese Sforza Brivio fece ristrutturare l'ala ovest, ridotta ormai a un rudere, e fece costruire l'ala nord, che completava la chiusura della corte nobile. L'esistenza di quest'ala, destinata ad ospitare servizi per la residenza, è testimoniata dalla mappa catastale del 1855.

Nel 1827 Francesco Brivio ereditò la villa e pochi anni dopo ne commissionò il recupero delle facciate, affidandone il progetto, presumibilmente, all'architetto Giacomo Moraglia.

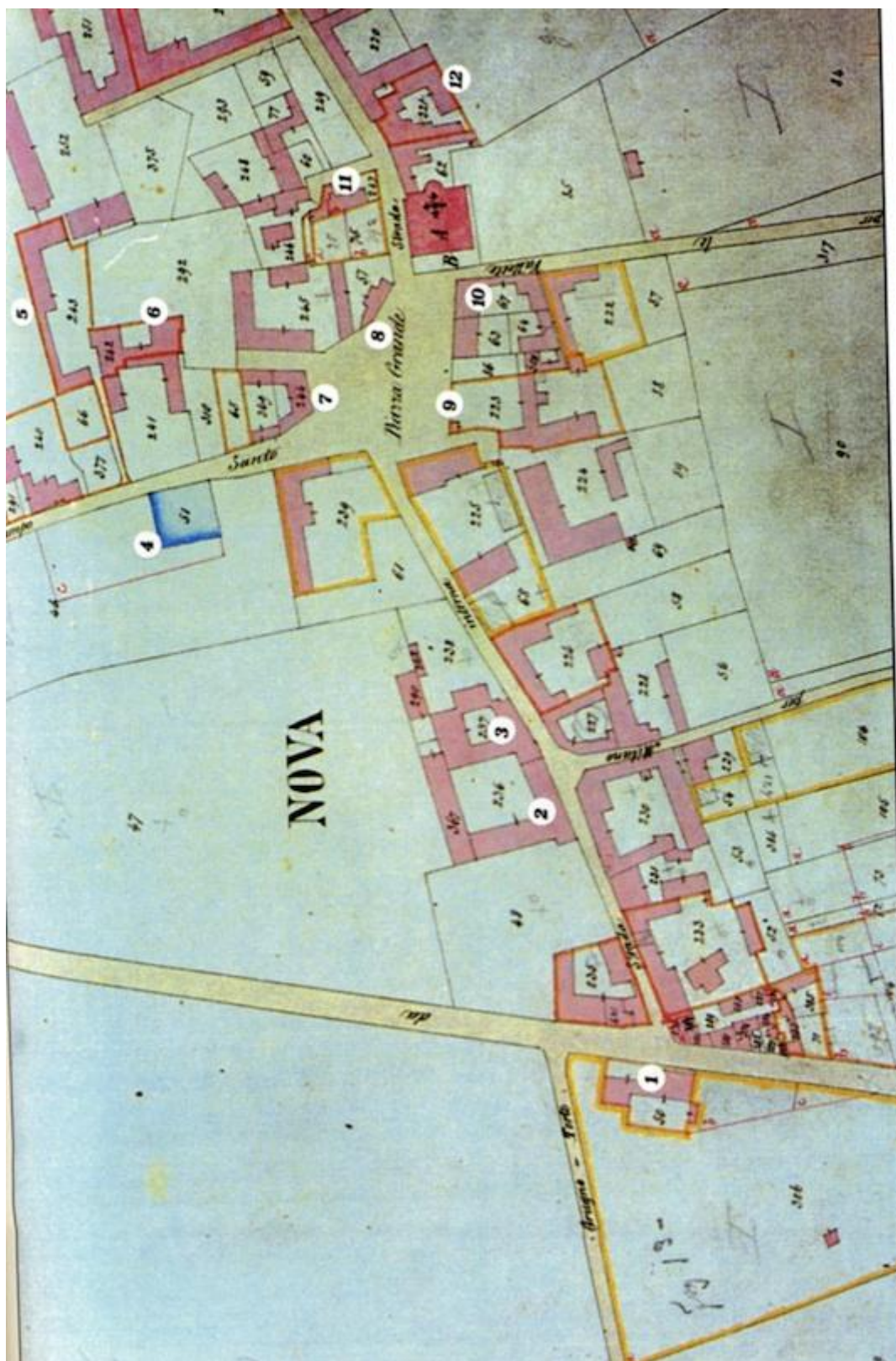
Nel 1839 i Brivio vendettero la proprietà ai Monticelli di Genova; nel 1947 la villa fu acquistata dalla Signora Angela Prinetti, attraverso la quale giunse nelle mani della famiglia Vertua.

All'inizio dell'Ottocento il tessuto urbano e architettonico di Nova si ampliò notevolmente.

In seguito all'espansione della bachicoltura e della coltivazione del gelso, il paese conobbe un notevole sviluppo dell'industria tessile e, proprio nella corte adiacente l'ala est della villa, al tempo proprietà dei Vertua Prinetti, fu realizzata la prima filanda.







Ville, botteghe ed attività artigianali a Nova nel 1855: 1) Osteria 2) Villa Vertua 3) Azienda rurale Vertua con Torchio e Filanda 4) Foppa 5) Azienda rurale de Barzi e Sito del Torchio 6) Villa de Barzi 7) Due botteghe 8) Bottega 9) Barbriere 10) Prestino e forno (demoliti nel 1858) 11) Casa Coadiutore 12) Villa Marzorati 13) Sito del Torchio (Catasto Lombardo-Veneto, Archivio di Stato).

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A

Figura 28 - Mappa catastrale del 1855



Fu questo uno dei periodi di maggior splendore per la villa, la cui intensa attività richiamava un gran numero di lavoratori.

I nobili abitavano l'ala sud e l'ala ovest della villa, mentre l'ala est accoglieva, oltre agli spazi per le attività manifatturiere, gli alloggi per gli operai.

L'ala nord ospitava anch'essa spazi attrezzati per la produzione tessile.

Nella seconda metà dell'Ottocento, la villa divenne una sorta di piccola caserma, in quanto alcuni locali costituirono la sede provvisoria degli uffici comunali e della scuola comunale, mentre altri furono impiegati come deposito per le armi e le divise della *Guardia Nazionale*.

Agli inizi del '900 il declino dell'attività tessile comportò una profonda riorganizzazione degli spazi funzionali all'interno del complesso.

La nobile famiglia Vertua continuò a risiedere nell'ala sud e in quella ovest della villa, mentre l'ala nord fu completamente demolita. Per quanto riguarda l'ala est, la filanda fu dismessa e i suoi spazi furono trasformati in alloggi da affittare alle famiglie di braccianti e operai che lavorano a Nova e nei paesi limitrofi.

In seguito la proprietà passò alla famiglia Colombo che vi abitò in modo continuativo fino alla Seconda Guerra Mondiale, durante la quale furono accolte nei locali della villa numerose famiglie, novesi e non, che avevano perso la casa nel conflitto, per i bombardamenti.

Nel secondo dopoguerra, la famiglia si trasferì altrove e la villa fu occupata solo per brevi periodi, soprattutto estivi, come residenza di campagna.

Con il passare degli anni la presenza dei Colombo si fece sempre meno frequente, fino al totale abbandono dell'edificio, dovuto a spese di gestione troppo onerose.

La villa fu così definitivamente chiusa e lasciata al degrado.

Nel 1990 l'Amministrazione Comunale di Nova Milanese acquistò l'edificio per ripristinarne gradualmente l'agibilità e la funzionalità.

L'ala est fu completamente ristrutturata nel 1996 per realizzare degli alloggi destinati ad edilizia economica convenzionata.

Per quanto riguarda il resto della villa, l'unico intervento effettuato sino ad oggi è stato il recupero delle strutture e del manto di copertura nel 1999.





# Capitolo 2 – INDAGINI PRELIMINARI E PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE

## 2.1 La lettura strutturale del manufatto

### 2.1.1 La fase conoscitiva

Gli interventi di restauro e di consolidamento di villa Brivio – Crosti – Colombo sono stati concepiti sulla base di una conoscenza approfondita dello stato di conservazione dell'edificio e dei fenomeni di degrado e di dissesto in atto.

L'attenta analisi preliminare condotta, ha consentito di valutare con cura, come e dove intervenire, al fine di prevenire ulteriori manifestazioni di degrado, che avrebbero potuto verificarsi lasciando la situazione inalterata, e di prolungare la vita utile dell'edificio e delle sue parti.

Il processo di recupero del manufatto ha previsto le seguenti fasi:

- Fase conoscitiva: acquisizione dei dati circa le condizioni e la storia del manufatto;
- Analisi dei degradi;
- Individuazione delle cause di degrado;
- Determinazione delle risorse strutturali residue;
- Valutazione della necessità d'intervenire;
- Progetto dell'intervento e realizzazione;
- Verifiche e monitoraggio degli esiti.

La fase conoscitiva consiste nel raccogliere tutte quelle informazioni che permettono di valutare le caratteristiche e le condizioni del fabbricato e di ricostruire la storia statica della struttura.

Tale fase prevede quindi:

- il rilievo geometrico, fotografico e materico-tecnologico dello stato di fatto dell'edificio;
- il rilievo delle anomalie;
- il rilievo del quadro fessurativo;





- l'acquisizione della documentazione relativa al progetto originario e alle trasformazioni o agli eventi subiti nel corso degli anni.

La configurazione attuale di villa Crosti-Colombo è il frutto di alterazioni, ristrutturazioni, accorpamenti e demolizioni succedutisi nel tempo, spesso non documentati e di difficile definizione.

Tali trasformazioni, provocate il più delle volte da cambi di destinazione d'uso, sono una delle principali cause delle lesioni e dei dissesti nell'edificio, in quanto, introducendo nuovi carichi non adeguatamente ripartiti sulle strutture, ne hanno compromesso la stabilità.

In mancanza della documentazione relativa al progetto originario o alle successive alterazioni, la lettura diretta del manufatto ha costituito l'unica fonte attendibile per l'interpretazione strutturale dello stesso. Essa ha fornito ai progettisti tutte quelle informazioni necessarie per individuare le cause primarie dei principali dissesti e formulare i successivi interventi di consolidamento.





### **2.1.2 L'esame generale dell'opera**

L'esame generale dell'opera e delle sue parti danneggiate ha l'obiettivo di determinare il comportamento globale del fabbricato e di stabilire dove e come è necessario intervenire.

Il sopralluogo, che precede la progettazione, deve essere sufficientemente meticoloso e accompagnato da un dettagliato rilievo fotografico, al fine di raccogliere tutti gli elementi possibili per riconoscere eventuali carenze esecutive e stabilire l'origine dei danni riscontrati.

La determinazione dei rapporti causa - effetto, relativi ai singoli dissesti, può essere facilitata dalla conoscenza della storia del manufatto.

In questa fase occorre stabilire se le lesioni presenti sono di natura superficiale, ossia limitate allo spessore dell'intonaco, oppure se sono estese anche agli strati più interni della muratura. In tal caso, il danno avrà entità maggiore e saranno necessarie ulteriori indagini.

Osservando l'andamento delle lesioni che interessano le strutture murarie, è possibile riconoscerne l'origine.

L'esame generale permette, inoltre, d'individuare le parti strutturali che sono interessate da movimenti localizzati o totali della costruzione o che potrebbero esserlo per mutamento di equilibri instabili, in seguito all'introduzione di nuove funzioni nel fabbricato.

Durante questa prima fase, è stato redatto, in contemporanea, un progetto dei puntellamenti e dei rinforzi provvisori, al fine di consentire lo svolgimento dei lavori con le necessarie condizioni di sicurezza.

L'esame generale è stato seguito da un'analisi dettagliata della qualità dei materiali costituenti la costruzione in esame e da uno studio particolareggiato dei singoli dissesti.

### **2.1.3 I rilievi geometrico, fotografico e materico-tecnologico**

Il rilievo geometrico rappresenta un mezzo di conoscenza e appropriazione del manufatto, in quanto consente una lettura globale di tutti gli elementi presenti nella villa.

Tale rilievo è volto a determinare le dimensioni geometriche dell'edificio e degli ambienti interni, per poi riportarle su tavole grafiche quotate (piante, prospetti e sezioni) che rappresentino lo stato di fatto del fabbricato.

Il rilievo geometrico è stato condotto con metodologia diretta longimetrica e per trilaterazione.





Tale metodo, indicato per locali che presentano forme irregolari, come accade per la quasi totalità degli edifici storici, consiste nel determinare ogni punto notevole, del perimetro planimetrico da rilevare, come vertice di un triangolo avente un lato appartenente alla cosiddetta retta di base  $r$  in cui si stabilisce, quando è possibile, che la direzione di tale retta base, sia parallela al lato da rilevare.

Il rilievo geometrico è stato affiancato da un accurato rilievo fotografico, che ha consentito di raccogliere tutte quelle informazioni complementari per dare una visione d'insieme dell'edificio.

Il rilievo fotografico ha interessato gli esterni, i fronti interni, i serramenti, e particolari di materiali, degradi, stratigrafie e decorazioni.

Tale rilievo è risultato di fondamentale importanza, laddove, per motivi di inaccessibilità o per ragioni di sicurezza, non è stato possibile effettuare la misurazione diretta.

Il rilievo geometrico e fotografico sono stati seguiti dal rilievo materico-strutturale, avente l'obiettivo di:

- determinare le dimensioni e la tipologia costruttiva dei principali elementi strutturali;
- stabilire lo stato di conservazione di tali elementi;
- valutare per ciascun componente strutturale le caratteristiche meccaniche residue;
- evidenziare quelle anomalie che ostacolano il corretto trasferimento delle sollecitazioni dagli elementi di elevazione alle fondazioni;
- rilevare le lesioni su piante e prospetti, indicandone ubicazione, andamento e profondità;
- allegare una documentazione fotografica dettagliata delle lesioni per facilitarne l'interpretazione.

Poiché il processo d'invecchiamento o di degrado di un elemento costruttivo è strettamente legato alla composizione materica dello stesso e alla sua collocazione all'interno dell'edificio, è risultato particolarmente efficace analizzare simultaneamente i tre aspetti materiale – posizione – degrado.

Il rilievo materico ha consentito di determinare questa terna d'informazioni e riportarle correttamente sulla carta tematica, permettendone un'adeguata lettura.

Buona parte dell'indagine materica relativa agli interni è stata condotta con metodologia diretta, che prevede una schedatura accurata di materiali, stratigrafie e degradi in atto.







I saggi stratigrafici, effettuati sulle pareti interne ed esterne della villa, hanno riportato alla luce i principali passaggi di finiture riguardanti le superfici intonacate dell'edificio.

Per quanto riguarda le finiture interne, la fase storica predominante è risultata essere quella novecentesca, parzialmente celata da scialbature soprammesse o dall'applicazione di carta da parati. Questa fase è ben visibile nei controsoffitti in canniccio del piano terra e nei soffitti in travetti di legno al piano primo.

L'altra fase prevalente, anch'essa in buono stato di conservazione, è quella ottocentesca, presente in tutti quei locali al piano terra e al primo piano caratterizzati da soffitto a volta. Le pareti di tali ambienti presentano invece delle scialbature novecentesche, facilmente asportabili.

In alcune sale, al di sotto delle finiture risalenti a questi due periodi, sono state rinvenute delle tracce di decorazioni appartenenti ad epoche precedenti, in condizioni di conservazione difficilmente recuperabili.

Sempre a questo periodo appartengono tracce di decorazioni ritrovate su alcuni solai lignei.

Sulla base dei risultati dei saggi stratigrafici, i progettisti hanno deciso di conservare le due fasi prevalenti, ossia:

- la fase ottocentesca in quelle stanze della villa in cui predomina questa fase storica e in cui gli interventi successivi sono stati realizzati con semplici tinteggiature;
- la fase novecentesca nelle restanti parti dell'edificio.

Anche le facciate esterne presentano un quadro stratigrafico abbastanza complesso, dovuto al fatto che ci troviamo in presenza di corpi di fabbrica edificati ad epoche differenti e accostati nel corso dei secoli.

Al disotto della finitura novecentesca, troviamo, in alcune zone, un intonaco a calce finito con una tinteggiatura a calce di colore giallo chiaro, in altre un intonaco con una finitura rosa e in altre ancora un intonaco liscio senza alcuna finitura superficiale.

La villa oggi s'identifica con l'intervento novecentesco e, di conseguenza, i progettisti hanno deciso di ripristinare l'intonaco novecentesco, con le sue varie decorazioni, e di tinteggiare le facciate con i colori propri di quella epoca.

Inoltre, sono state conservate tutte le bordature in pietra delle aperture, sostituendole solo laddove sono risultate irrecuperabili.

Tutti i serramenti interni ed esterni saranno, nel limite del possibile, conservati.





## 2.2 L'analisi del degrado

La campagna di rilievo, finalizzata alla conoscenza approfondita del fabbricato, delle sue geometrie e delle sue caratteristiche tecniche e costruttive, è stata affiancata da un'accurata analisi delle materie che costituiscono il manufatto e dei fenomeni di degrado che le interessano.

Il problema di maggior entità, che riguarda gran parte del manufatto, è la presenza di umidità, che ha indotto danni in tutti i componenti dell'edificio, a partire dalle strutture in muratura.

I materiali che costituiscono le murature sono, infatti, caratterizzati da una microstruttura porosa, attraverso la quale può penetrare l'acqua.

L'umidità nelle murature può provocare diversi fenomeni di degrado, che possono arrivare a compromettere l'abitabilità dell'edificio.

Per risanare l'organismo edilizio occorre individuare ed eliminare le cause che hanno determinato la presenza di umidità all'interno dei vari elementi costruttivi. Tra le più frequenti vi sono:

- l'umidità da costruzione, provocata dall'acqua impiegata per la posa o per la stagionatura dei materiali, che, talvolta, può rimanere all'interno della muratura per tempi prolungati;
- l'umidità discendente, dovuta al contatto diretto con l'acqua piovana, in genere per errori di progettazioni o infiltrazioni. Comporta la comparsa di macchie localizzate in corrispondenza dei punti maggiormente soggetti a dilavamento da parte delle acque meteoriche;
- l'umidità da condensa, prodotta dalla condensazione dell'acqua sulla superficie della muratura oppure all'interno dei pori capillari. Essa si manifesta con la comparsa di una macchia uniformemente estesa in corrispondenza degli ambienti in cui si sviluppa tale processo. Per eliminarla è sufficiente garantire una buona aerazione dei locali;
- l'umidità ascendente, legata al fenomeno dell'assorbimento capillare e prodotta dal contatto diretto della parte bassa della muratura con acqua o terreni umidi. Questo tipo di umidità è il più frequente negli edifici in muratura di vecchia costruzione, poiché in passato le fondazioni interrato venivano raramente protette dalla risalita capillare dell'acqua contenuta nel terreno.



Tale fenomeno si manifesta in facciata con la presenza di una linea orizzontale di demarcazione, abbastanza netta e ad altezza costante, che separa la parte umida inferiore da quella asciutta superiore.

La presenza di umidità all'interno degli elementi costruttivi di Villa Crosti - Colombo è attribuibile principalmente al fenomeno della risalita capillare, per la mancanza di uno strato impermeabilizzante tra il terreno e le strutture di fondazione, e alle infiltrazioni di acqua piovana attraverso il manto di copertura, parzialmente eliminate con il rifacimento del tetto nel 1999.

L'umidità ha provocato il degrado di malte e intonaci, la comparsa di efflorescenze, fenomeni di carbonatazione e la crescita di muffe e funghi, generando condizioni d'insalubrità negli ambienti della villa.

Di seguito si analizza in maniera specifica lo stato di conservazione in cui si presentavano i vari componenti dell'edificio prima degli interventi di restauro.

### **2.2.1 Stato di conservazione degli intonaci interni ed esterni**

Gli intonaci interni ed esterni della villa risultavano danneggiati prevalentemente dalla notevole presenza di umidità all'interno delle murature, dovuta sia al fenomeno della risalita capillare che alle infiltrazioni di acque meteoriche attraverso la copertura e le aperture, non sempre protette in modo efficiente dai serramenti.



**Figura 29 - Disgregazione dell'intonaco nel locale G al piano terra**

La presenza di umidità ha provocato la disgregazione della materia costituente l'intonaco e, in alcuni casi, il rigonfiamento, con conseguente distacco dello stesso.

Per quei locali al piano terra, le cui pareti erano gravemente danneggiate dal fenomeno della risalita capillare e in cui non era possibile realizzare il vespaio armato per la presenza di un pavimento in seminato alla veneziana non rimovibile, i progettisti hanno optato per la sostituzione dell'intonaco esistente con un intonaco di tipo macroporoso, che garantisca una maggiore traspirazione alla muratura.



**Figura 30 - Distacco dell'intonaco, locale 02 al piano terra**

È stata inoltre rilevata la presenza di efflorescenze saline ai piani superiori, in corrispondenza delle vecchie infiltrazioni di acqua dalla copertura, già sanate nel corso degli scorsi anni.



**Figura 31 - Presenza di efflorescenze sulle pareti degli ambienti al 1° piano**

Per quanto riguarda gli intonaci esterni, le anomalie maggiormente riscontrate, oltre alla disgregazione, al rigonfiamento e al distacco, sono il dilavamento e la formazione di depositi superficiali.



Figura 32 - Stato di conservazione degli intonaci esterni, fronte Nord

### 2.2.2 *Stato di conservazione dei materiali lapidei*

Per la costruzione dell'edificio sono state adoperate due differenti tipologie di pietre: il granito, impiegato prevalentemente nelle pavimentazioni e sulle zoccolature di facciata e per la realizzazione delle colonne del porticato, e una pietra arenaria di colore giallonocciola, prettamente utilizzata per i davanzali e per le cornici delle aperture verso il cortile ovest.



Figura 33 - Pavimentazione in lastre di pietra dell'atrio porticato



Gli elementi in granito (pavimentazioni e colonne) si presentavano in buone condizioni di conservazione.



**Figura 34 - Stato di conservazione delle colonne in granito bianco del portico**

La pietra arenaria, invece, mostrava fenomeni di accentuata erosione e polverizzazione. Inoltre, sui rivestimenti lapidei che costituiscono le cornici delle aperture, sono stati riscontrati, all'interfaccia con la muratura, ampi vuoti, visibili dai giunti, anch'essi spesso mancanti.



**Figura 35 - Erosione e polverizzazione delle cornici delle aperture in facciata**



Figura 36 - Distacco della pietra arenaria costituente i davanzali delle finestre

### 2.2.3 *Stato di conservazione di decorazioni pittoriche e intonaci di pregio*

Le decorazioni pittoriche originarie presenti sulle pareti e sui soffitti della villa erano frequentemente nascoste da fasi pittoriche successive o da tinteggiature.

Un'accurata campagna d'indagini stratigrafiche ha permesso di stabilire la successione cronologica delle decorazioni e la loro datazione.



Figura 37 - Presenza di macchie da umidità



Il recupero delle decorazioni, realizzate il più delle volte a secco, si presentava molto laborioso, poiché le successive ridipinture, piuttosto che proteggerle, le avevano danneggiate.

Anche in questo caso, i degradi rilevati sono riconducibili principalmente alla presenza di umidità, che ha indebolito i legami della materia e, nelle situazioni più gravi, ha totalmente disgregato e dilavato le pellicole.



**Figura 38 - Presenza di fessurazioni nel soffitto decorato**



**Figura 39 - Compresenza sulle pareti dell'atrio E3 al 1° piano di finiture appartenenti ad epoche diverse**

## 2.2.4 Stato di conservazione dei pavimenti

All'interno dell'edificio troviamo varie tipologie di pavimentazione.

Nel corpo più antico vi sono dei pavimenti di pregio in seminato alla veneziana, sfortunatamente molto usurati e, in alcuni punti, con lacune.

Al primo piano nel corpo ottocentesco, che si affaccia su via San Sebastiano, vi sono dei seminati più recenti, che si presentano in condizioni migliori rispetto ai precedenti; tuttavia, si segnala la presenza di alcune lacune, reintegrate con rappezzi in malta cementizia.



Figura 40 – Pavimentazione di pregio in seminato alla veneziana

La pavimentazione in medoni di cotto, piuttosto antica, appariva in discreto stato di conservazione e, se si trascura una generale usura superficiale, presentava solo alcune macchie localizzate e depositi particolarmente aderenti alla superficie porosa del laterizio.

La maggior parte dei pavimenti in legno, presenti nella villa, sono riconducibili al secolo scorso e sono caratterizzati da elementi di dimensioni relativamente ridotte e di bassa qualità. Si riscontra, inoltre, la presenza di pavimenti in parquet di legno più antichi, probabilmente di epoca ottocentesca, costituiti da elementi di dimensioni maggiori rispetto ai precedenti, e conservati in discrete condizioni, fatta eccezione per porzioni limitate, in cui gli elementi sono stati danneggiati e rimossi nel corso di atti vandalici.

Risale agli ultimi interventi di restauro novecenteschi anche la posa di pavimentazioni in piastrelle di graniglia e pastina di cemento, rinvenute prevalentemente nella parte meno

nobile della villa, ossia in corrispondenza di tutti quei locali a nord, destinati ad ambienti di servizio.



Figura 41 - Pavimentazione in parquet

### 2.2.5 Stato di conservazione degli elementi in legno

La maggior parte dei solai lignei di villa Crosti - Colombo apparivano ben conservati, sia nella matericità del legno strutturale, che nelle eventuali decorazioni che li rivestivano.



Figura 42- Soffitto a cassettoni decorato del locale B al 1° piano





**Figura 43 - Travi inflesse nel locale C al 1° piano**

Solo in alcuni casi è stato necessario sostituire gli elementi degradati, a causa delle infiltrazioni d'acqua piovana attraverso la copertura, che hanno provocato la marcescenza del materiale.

La demolizione del solaio esistente e la sua totale ricostruzione è stata effettuata solo in alcuni locali, (il locale T al piano terra e i locali Q1 e Q2 al primo piano), profondamente danneggiati nel corso di un incendio.



**Figura 44 - Solaio del locale T al piano terra danneggiato da un incendio**

### 2.2.6 Stato di conservazione dei serramenti

I serramenti della villa sono tutti in legno. Alcuni sono stati recentemente sostituiti, ma per la maggior parte risalgono al secolo scorso e i più antichi al XIX secolo.



Figura 45 - Stato di conservazione dei serramenti interni

Molti elementi, soprattutto quelli esterni, a diretto contatto con le intemperie, si presentavano in pessimo stato conservativo, con diffuse marcescenze e rilevanti mancanze di materiale.

Le parti vetrate erano spesso mancanti o rotte.



Figura 46 - Stato di conservazione dei serramenti esterni



## 2.3 Lo studio dei dissesti

Ogni fenomeno di dissesto è annunciato dalla comparsa di lesioni, intese, non solo come fessurazioni vere e proprie del tessuto murario, ma anche come deformazioni dello stesso. L'analisi del quadro fessurativo permette di formulare una corretta diagnosi strutturale dei fenomeni patologici riscontrati, e di individuare gli interventi di riparazione e consolidamento più appropriati per il manufatto edilizio dissestato.

Per ricostruire correttamente le cause che hanno generato le lesioni, bisogna individuare i punti di origine delle stesse ed eseguire un esame dettagliato sulla muratura, tenendo conto degli indebolimenti per eccessiva o errata apertura di vani, il passaggio di canne fumarie, condotti di scarico, pluviali incassati.

La forma delle lesioni è sempre legata alle caratteristiche delle forze che le hanno generate, infatti, esse risultano parallele alla direzione della tensione principale di massima compressione.

Le lesioni riscontrate sulle murature di villa Crosti - Colombo sono provocate, principalmente, da cedimenti differenziali delle strutture di fondazione.

### 2.3.1 Cedimenti differenziali delle strutture di fondazioni

La presenza di fessure con andamento inclinato sulle murature dell'edificio è sintomo di cedimenti differenziali delle strutture di fondazione.

Per cedimento s'intende lo spostamento relativo fra due zone della medesima struttura.

Quando il moto è assoluto, ossia quando l'intera struttura si sposta rigidamente, non si parla di cedimento, ma di assestamento.

Gli assestamenti alterano gli stati di tensione interna nei singoli punti della struttura, mentre i cedimenti comportano una variazione di tali stati di tensione con concentrazione in determinati punti che, una volta oltrepassate le capacità di resistenza del materiale, generano lesioni, che si manifestano sotto forma di deformazione e fessurazione della struttura.

In presenza di fondazioni di tipo lineare, le lesioni riscontrate sulle murature della villa potrebbero essere dovute a:

- un'insufficienza delle dimensioni della superficie di appoggio rispetto ai carichi trasmessi e alla resistenza superficiale del terreno;
- cedimenti del terreno legati a motivi indipendenti dalla costruzione.



Appurata, attraverso opportune indagini geotecniche, la buona consistenza del terreno, si deduce che i dissesti siano legati a una scarsa superficie di appoggio delle strutture di fondazione rispetto ai carichi agenti. Tali cedimenti non sono attribuibili ad errori progettuali, altrimenti si sarebbero manifestati a breve intervallo di tempo dalla costruzione dell'edificio, ma sono stati provocati da sovraccarichi posteriori, dovuti a sopraelevazioni e ampliamenti o all'inserimento di nuove attività nel fabbricato.

Tali trasformazioni comportano, infatti, un incremento del carico su un determinato settore della fondazione, e non su tutta; di conseguenza, il terreno sottostante deve sopportare, in quel settore, un carico unitario maggiore rispetto a quello sopportato dal terreno sotto le zone limitrofe a quelle sovraccaricate. In tali condizioni, le zone di terreno sovraccaricate si deformano maggiormente, inducendo alle strutture sovrastanti una traslazione relativa, accompagnata quasi sempre da una rotazione.



**Figura 47 - Presenza di fessure nella muratura con andamento inclinato**





## 2.4 Le indagini diagnostiche

Durante la fase conoscitiva, è necessario determinare le caratteristiche originarie dei materiali utilizzati durante la costruzione e analizzare gli effetti prodotti dal degrado, al fine di valutare la risposta della struttura allo stato di sollecitazione applicato e stabilire il margine di sicurezza che essa possiede.

Per formulare una diagnosi completa ed elaborare un modello realistico di comportamento della costruzione, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza, sono state effettuate accurate indagini diagnostiche, sia sui materiali che sull'opera, raggruppabili in due differenti tipologie: controlli distruttivi e controlli non distruttivi.

Le prove di tipo distruttivo, eseguite su campioni prelevati dalle strutture murarie stesse, rappresentano l'approccio più semplice a disposizione del progettista.

Sugli elementi strutturali sono state inoltre effettuate opportune verifiche statiche, volte a valutare la capacità portante residua e confrontarla con quella richiesta.

Nonostante siano stati spesi quasi € 100.000 per le indagini diagnostiche e l'esecuzione di saggi stratigrafici in tutti i locali, le informazioni ottenute, in alcuni casi, non sono bastate per inquadrare la situazione reale delle strutture e, quindi, è stato necessario effettuare ulteriori ispezioni e riformulare le proposte d'intervento in funzione dei nuovi dati ricavati.





### 2.4.1 *Indagini su murature*

Nel fabbricato sono presenti tre differenti tipologie di muratura:

- in mattone pieno, nel corpo D, con uno spessore al piano terra di 55 cm;
- di tipo misto, con corsi murari in laterizio prevalenti rispetto alla pietra in ciottoli, nei corpi A e B, di spessore al piano terra pari a 55 cm;
- di tipo misto, con corsi murari in pietra prevalenti rispetto al laterizio, nel corpo C, con spessore compreso tra 55 e 65 cm.

I corsi murari in laterizio sono formati da elementi 25×11×5 cm e da malta di allettamento con granulometria grossolana di spessore <15 mm, classe M4.

Le indagini diagnostiche sulle murature hanno avuto inizio dall'osservazione visiva, grazie alla quale è stato possibile individuare i sintomi dei fenomeni di degrado in atto: le principali anomalie che interessano le murature cominciano, infatti, a manifestarsi proprio dalla superficie.

In questa fase sono stati rilevati anche i difetti costruttivi, dovuti a una non corretta posa o tessitura degli elementi costituenti, e le fessurazioni prodotte per motivi strutturali, il cui andamento ha permesso di riconoscere le origini del fenomeno.

Per determinare le caratteristiche originarie dei materiali costituenti il fabbricato e valutarne le prestazioni residue, è stato necessario effettuare delle indagini invasive, che hanno comportato il prelievo di campioni, in genere mediante carotaggio, da analizzare in laboratorio.

#### **Rilievo termografico**

Per rilevare la presenza di vuoti oppure di elementi di materiale diverso all'interno della muratura, si è ricorsi all'analisi termografica.

Trattasi di un metodo di controllo di tipo non distruttivo, molto efficace ed economico.

Tale indagine si basa sulla conducibilità termica dei materiali e rileva le radiazioni termiche emesse durante un ciclo di variazione termica naturale oppure indotto. Le radiazioni infrarosse emesse dai materiali vengono raccolte da una macchina fotografica sensibile a questo tipo di radiazioni; il risultato è un'immagine della parete, nella quale sono differenziate le zone che hanno conducibilità termica differente (che durante la prova presentano temperature diverse e quindi hanno caratteristiche di emissione differenti).





Grazie al rilievo termografico è stato possibile:

- verificare lo stato degli intonaci, dei rivestimenti e la loro adesione alla struttura per prevedere interventi mirati alla manutenzione delle facciate;
- verificare la presenza sotto intonaco di materiali differenti e quindi scoprire elementi architettonici nascosti ed aperture successivamente tamponate;
- individuare perdite ed infiltrazioni di acqua, non visibili ad occhio nudo;
- individuare zone cariche di umidità, la cui temperatura tende a rimanere inferiore a causa dell'evaporazione, su cui poi effettuare controlli di tipo distruttivo.

L'indagine termografica è risultata, a mio avviso, particolarmente vantaggiosa perché, grazie alla rappresentazione di ampie zone attraverso un'immagine digitale (termogramma), ha consentito la riduzione dei tempi necessari per effettuare le prove o le verifiche rispetto ai sistemi tradizionali e ha permesso di evitare, o limitare enormemente, il numero degli interventi distruttivi finalizzati all'individuazione delle cause di un problema, fornendo al tempo stesso risultati più precisi ed affidabili.

#### **Misura del contenuto di umidità con metodo ponderale**

L'umidità di risalita è un problema comune a moltissimi edifici storici. La sua azione è estremamente degradante per gli intonaci e le murature, e spesso il problema è talmente esteso ed incidente al punto da compromettere l'abitabilità delle aree che colpisce.

Per valutare il contenuto d'acqua presente nelle strutture murarie e stabilire le origini dell'umidità si è ricorsi ad una "prova di tipo distruttivo", che prevede il prelievo del materiale dalle murature a diverse profondità e l'analisi dei campioni in laboratorio.

Il *metodo ponderale* consiste nel pesare il campione sia nelle condizioni di umidità al momento del prelievo sia dopo averlo essiccato; la differenza tra le due pesate consente di determinare il contenuto d'acqua nel campione, che è dato da:

$$\text{Umidità \%} = (\text{Peso umido} - \text{peso secco}) / \text{peso secco} \times 100$$

Il prelievo dei campioni di malta è stato effettuato mediante trapani o carotatrici a basso numero di giri, per evitare che lo sviluppo di calore potesse far evaporare una parte dell'umidità e alterare i risultati dell'analisi. Al fine di trattenere la quantità d'acqua presente nel materiale al momento del prelievo dalla muratura, i campioni sono stati conservati in contenitori a tenuta. Per l'essiccamento dei campioni sono state impiegate delle normali stufe con una temperatura massima di 105°C, in modo da non alterare le fasi presenti nel campione. Per ogni prelievo sono stati raccolti almeno 10 g di materiale in





polvere e la permanenza in stufa è durata fino al raggiungimento del valore di peso costante entro i limiti di sensibilità della bilancia, pari a 0,01g.

Da questo tipo d'indagine è emerso che l'umidità di risalita è comune a tutte le murature e a tutti i pavimenti al piano terra del fabbricato, qualunque sia l'epoca di costruzione, ed è visibilmente più marcata in corrispondenza delle murature perimetrali e con terreno a ridosso.

### **2.4.2 Indagini su solai lignei**

Il fabbricato presenta 2 diverse tipologie di solaio ligneo:

- il *solaio ad orditura semplice*, costituito da travetti riquadrati di medie dimensioni e sezione rettangolare, disposti nel senso della luce minore del vano, ad una distanza ravvicinata in modo da ridurre le azioni sollecitanti e da potervi collocare direttamente le tavole dell'assito ligneo superiore.
- il *solaio a doppia orditura*, costituito da due o più travi principali in legno di quercia, disposte secondo la dimensione minore del vano, e da travetti in legno di larice, orientati ortogonalmente alle prime. Tale tipologia permette di utilizzare legni corti e leggeri per i travetti, riservando i tronchi migliori alle travi principali. Generalmente in un solaio a doppia orditura la luce massima tra le travi principali è pari a circa 3 m, mentre l'interasse dei travetti si aggira intorno ai 50÷60 cm.

#### **Ispezione visiva**

L'indagine a vista sulle componenti lignee accessibili dell'orditura primaria è consistita:

- nell'individuazione macroscopica delle specie legnose in opera e delle tipologie costruttive;
- nell'individuazione e valutazione dei principali difetti, delle alterazioni e delle zone critiche delle strutture lignee, caratterizzate dalla presenza di tracce di infiltrazioni;
- nella determinazione delle classi di rischio biologico, ossia della condizione igienico-sanitaria di conservazione del legname in opera;
- nell'individuazione delle patologie in atto o pregresse.





Per facilitare le ispezioni, sono state adoperate opere provvisorie, quali trabattelli e scale, che hanno permesso di raggiungere e visionare quelle strutture poste ad altezze considerevoli.

In alcune zone di ammaloramento o di sospetto ammaloramento sono state effettuate ulteriori indagini con prove penetrometriche resistografiche.

Laddove non era possibile vedere direttamente i solai lignei, per la presenza di controsoffitti, è stato esaminato lo stato di conservazione dei soffitti intonacati, al fine di individuare eventuali zone critiche soggette ad infiltrazioni.

Dalle ispezioni visive è emerso che:

- sia sui travetti che sulle travi principali vi era una frequente presenza di nodi;
- numerosi erano gli elementi interessati da fibratura inclinata, soprattutto i travetti;
- altri elementi presentavano fessure da ritiro ampie e profonde, normalmente non passanti, ma comunque pericolose se associate alla presenza di fibratura deviata;
- alcuni ambienti mostravano, in corrispondenza degli appoggi alle murature, evidenti forme di degrado dell'intonaco circostante l'innesto (quali macchie, rigonfiamenti, polverizzazione, disgregazione, distacchi), sintomo della presenza di umidità nelle murature, fattore alquanto nocivo per le testate degli elementi lignei.

Per quanto riguarda il rischio biologico, nel cantiere oggetto di studio non sono state segnalate condizioni particolarmente gravi. L'intervento del 1999 sulla copertura ha, infatti, messo in sicurezza tutti gli ambienti, che riportavano, solo in alcuni casi, evidenti tracce di infiltrazioni pregresse, dovute probabilmente al precedente stato di conservazione della medesima copertura.

La normativa stabilisce 5 classi di rischio biologico, dalla meno grave (classe 1, ovvero materiale protetto) alla più grave (classe 5, ovvero materiale immerso in acqua salata).

Attualmente gli ambienti, sia di sottotetto che del primo piano, risultano coperti con rischio assente di umidificazione. Alcuni locali al piano terreno sono stati considerati appartenenti alla classe di rischio 2 (legname occasionalmente umidificato e umidità del legno occasionalmente >20%) perché esposti all'umidità proveniente dal suolo, trasmessa per capillarità dalle murature; inoltre il tamponamento di molte delle aperture, avvenuto per motivi di sicurezza, impediva un'appropriata ventilazione.

In generale, non sono state rilevate particolari forme di degrado.

Gli attacchi da parte di insetti xilofagi erano abbastanza frequenti, ma lievi.





Si sospettava, tuttavia, la presenza di attacchi entomatici e micotici in corrispondenza degli appoggi alla muratura non ispezionabili, poiché interessati da infiltrazioni pregresse. In alcuni di questi casi, si è deciso di approfondire l'indagine tramite prove strumentali, per determinarne lo stato di conservazione dell'elemento ligneo anche all'interno della muratura. Situazioni di grave ammaloramento sono state riscontrate solo in pochi locali.

### **Indagini strumentali**

Nel corso delle ispezioni visive, sono state individuate alcune zone critiche, in cui si è ritenuto necessario eseguire delle prove strumentali puntuali, al fine di conoscere l'effettivo stato di conservazione degli elementi interessati.

Più precisamente, si è ricorsi ai seguenti metodi di indagine strumentale:

- il rilevamento a campione, con metodo elettrico, delle condizioni termoigrometriche ambientali;
- il rilevamento a campione dell'umidità del legno, nei punti di esecuzione delle prove penetrometriche ;
- le prove penetrometrico-resistografiche in corrispondenza delle zone di ammaloramento o di sospetto ammaloramento (zone di appoggio).

L'obiettivo delle indagini strumentali era quello di conoscere il livello delle eventuali aggressioni, in particolare dell'attacco fungino, per arrivare ad ipotizzare l'eventuale recupero o sostituzione di parti delle strutture lignee.

Sono state testate, a campione, quelle travi principale dei solai ove erano state individuate zone particolarmente sospette di ammaloramento (trave nel locale E al piano ammezzato; trave nel locale N al primo piano; trave nel locale O al primo piano; trave nei locali P.1 - P.2 al piano terra).

Nelle stesse zone sono stati eseguiti, dapprima i rilevamenti dell'umidità ambientale e dell'umidità del legno in profondità, e, successivamente, le prove di penetrazione della punta.

- **Rilevamento delle condizioni termo-igrometriche dei locali e dell'umidità del legno**

Prima di effettuare le prove resistografiche, è stato rilevato il valore di umidità e di temperatura dell'ambiente in cui si trovavano le strutture. Per il rilevamento dei parametri ambientali, che influenzano enormemente i valori dell'umidità nel legno, è stata







impiegata una sonda con elettrodo attivo ed elettronica integrata, elevata manualmente a circa 200 cm dal piano di lavoro.

Si è quindi proceduto con la misurazione dell'umidità media del legno, mediante termoumidimetro.

Tale strumento misura la conducibilità elettrica del legno attraverso particolari elettrodi ad infissione, essendo questa dipendente dall'umidità.

La conducibilità nel legname secco è molto bassa, ovvero la resistenza elettrica è talmente elevata da limitare al minimo il flusso di corrente. Più umidità c'è nel legno, più esso diventa conduttore, ovvero più bassa diventa la sua resistenza elettrica.

Gli elettrodi sono stati inseriti nelle travi principali per una profondità pari a circa 60mm, disposti trasversalmente rispetto alle fibre del legno.

Le prove sono state eseguite in prossimità degli appoggi, a una distanza di 5÷10 cm dalla muratura, poiché generalmente sono queste le zone più umide.

I valori di umidità e temperatura rilevati non hanno segnalato situazioni particolarmente a rischio, essendo sotto la soglia del valore 18% o appena sopra.

- Prove resistografiche

La prova resistografica è stata impiegata per determinare il degrado delle testate delle travi.

Tale indagine fornisce una valutazione della resistenza meccanica dell'elemento ligneo attraverso la resistenza opposta alla perforazione, che risulta proporzionale alla densità del materiale nel punto di sondaggio.

L'ispezione avviene tramite punta sottile, di lunghezza 30 cm, dotata di movimento combinato di rotazione e di avanzamento a velocità costante, e implica la foratura della superficie da esaminare.

È considerata una tecnica non distruttiva poiché il foro creato ha dimensioni prossime a quelli realizzati dagli insetti xilofagi.

Per questo motivo il sistema è adatto ad indagare anche strutture di particolare pregio per decori e/o lavorazioni.

Il principio su cui si basa è che la resistenza opposta dal legno all'ago perforante è proporzionale alla densità del materiale nel punto di sondaggio.





La prova resistografica è un'indagine di tipo puntuale, ossia fornisce informazioni sullo stato di conservazione della zona perforata, i cui risultati non sono però estendibili all'intera superficie lignea.

La prova è stata effettuata in corrispondenza delle testate delle travi, dove, grazie alle ridotte dimensioni delle stesse, è stato possibile intersecare i profili di ispezione e ottenere un'informazione sullo stato di conservazione dell'intero elemento, cosa non possibile sulla luce della trave stessa per l'elevato numero di perforazioni che richiederebbe.

Questa tecnica ha permesso di diagnosticare la presenza di degrado, ma non di quantificarlo; essa non fornisce infatti indicazioni sulla tipologia del degrado stesso, né sulle cause che lo hanno provocato.

Dai risultati delle prove strumentali è emerso che gli elementi lignei dei solai esaminati, pur avendo subito in passato infiltrazioni localizzate, non presentavano situazioni di degrado irrecuperabili.

Lo stato di conservazione del legno era in generale buono o discreto, fatta eccezione per quelle zone puntuali ritenute critiche per la presenza di alterazioni o difetti rilevanti.

In questi casi si è proceduto alla messa in sicurezza degli elementi segnalati con opportuni interventi compatibili.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A

### 2.4.3 Indagini in copertura

La copertura presenta una struttura portante a capriate lignee, poggianti sui muri perimetrali e posizionate ad interasse di 3÷5 m, sulle quali è stato ordito il tetto alla Lombarda.

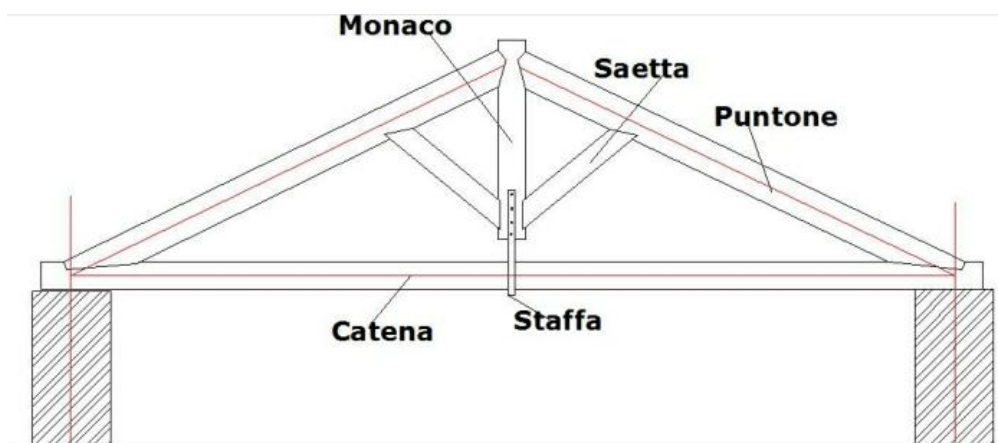


Figura 48 - Capriata Palladiana saettata

Sopra i puntoni poggiano le terzere, poste ad un interasse di 1÷2 m, in direzione parallela a quella longitudinale della manica.

La piccola orditura, sostenuta dalle terzere, è costituita da travicelli di sezione 8×8 cm<sup>2</sup>, posti ad interasse di 18÷22 cm, su cui poggiano i listelli di sezione 4×4 cm<sup>2</sup>.

Il manto di copertura è realizzato in coppi canale, posati a secco su due strati.



Figura 49 - Manto di copertura in coppi canale

Nei corpi A e B si segnala la presenza di un muro di spina, assente nel sottotetto dell'ala sud dell'edificio, in cui vanno ad inserirsi le testate dei puntoni.

Lo schema statico del corpo A non è chiaramente leggibile, a causa delle manomissioni locali ed empiriche effettuate in passato



**Figura 50 - Sottotetto corpo A**

Il corpo B presenta una struttura a capriate sovrapposte e zoppe, caratterizzata dalla presenza di due travi ravvicinate in corrispondenza del colmo.



**Figura 51 - Sottotetto corpo B**



Figura 52 - Sottotetto corpo C

La struttura portante del corpo C, caratterizzato da luci intorno ai 7 m, è costituita da capriate ad incavallatura semplice, composte da puntoni, catena e monaco. Il monaco impedisce ai puntoni di venire direttamente a contatto tra loro, ma fa sì che le estremità dei puntoni vengano tagliate ad angolo retto, garantendo, con i suoi piccoli spostamenti, l'aderenza perfetta tra le superfici; per questo motivo non si appoggia alla catena, ma è collegato ad essa tramite una staffa in ferro che consente al monaco stesso di rimanere nel piano.



Figura 53 - Sottotetto corpo D



Il Corpo D, con luci comprese tra i 7 e i 12 m, presenta una struttura a capriate Palladiane saettate, composte da puntoni, monaco, catena e saette.

In presenza di luci superiori ai 7 m i puntoni assumono una lunghezza considerevole e quindi sono necessari degli appoggi intermedi, denominati saette.

Il piano di gronda è realizzato in pietra a sbalzo, in equilibrio per solo momento stabilizzate del dormiente. Il muretto di appoggio della gronda, costituito da due ordini di forati di recente realizzazione, è fissato al dormiente con semplice chiodatura mediante tirantini in ferro, posti ad un interasse medio di 60 cm.



**Figura 54 - Particolare del manto di copertura e della cornice di gronda**

Dalle ispezioni effettuate in copertura è emerso che:

- il manto di copertura in coppi canale e l'intera lattoneria di gronda e in falda avevano perso ogni capacità di convogliare ed allontanare l'acqua, provocando infiltrazioni diffuse nell'orditura principale e secondaria e percolamenti d'acqua su corpi sporgenti, linea di colmo, muratura perimetrale di appoggio e muratura di spina (almeno i primi 5 corsi del tessuto murario risultavano totalmente rimossi o danneggiati dall'acqua);
- erano stati realizzati puntellamenti occasionali a sostegno di puntoni e terzere;
- il monaco delle capriate di testata dell'ala sud risultava ruotato verso il centro;
- i vincoli, di tipo chiodato, erano tutti cedevoli;





- il sottotetto dell'ala sud non era percorribile in quanto il piano di calpestio era caratterizzato da volte in muratura non consolidate e prive di opere provvisorie atte a formare un adeguato camminamento;
- la muratura sul lato Ovest del corpo D appariva fessurata, a causa delle spinte orizzontali non riprese, provocate dalla fessura in chiave dell'arco al piano inferiore;
- il nodo scorrevole tra puntone e catena ha provocato una rotazione della muratura dell'ala sud che a sua volta ha determinato la formazione di una cerniera in corrispondenza della chiave della volta di luce 2,88 m ed in corrispondenza della testata delle volte con asse parallelo alle capriate;

Da un'analisi delle deformate delle strutture portanti, ricavate mediante un programma di calcolo ad elementi finiti, in cui la struttura è stata considerata come un sistema capriata-muratura- volte di sottotetto, con nodo cedevole catena-puntone, è risultato che:

- i puntoni e le terzere erano sottodimensionati rispetto ai carichi agenti e risultavano quindi necessari il puntellamento della struttura portante e l'incremento di spessore generale per il recupero della randa;
- la rotazione verso il centro del monaco delle capriate di testata dell'ala sud era provocata dal cedimento delle terzere e della trave di colmo della campata laterale e del puntellamento delle travi di colmo delle due campate centrali;
- il nodo scorrevole tra puntone e catena aveva provocato una rotazione della muratura dell'ala sud, che a sua volta aveva determinato la formazione di una cerniera in corrispondenza della chiave della volta di luce 2,88 m ed in corrispondenza della testata delle volte con asse parallelo alle capriate.

Le strutture di copertura hanno subito un intervento di consolidamento nel 1999, che prevedeva:

- il rinforzo dei solai sottotetto dell'ala ovest tramite getto di un massetto collaborante in calcestruzzo;
- il consolidamento delle strutture portanti (capriate) mediante l'impiego di regge e cavallotti;
- la sostituzione di quasi tutta l'orditura principale e secondaria della copertura;
- la realizzazione di puntellamenti occasionali a sostegno dei puntoni e delle terzere.



#### 2.4.4 *Indagini geotecniche*

Nell'ottobre del 2008 la Fusina S.R.L., su richiesta degli strutturisti, ha effettuato nel cantiere in esame un'indagine geognostica, volta a definire le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione.

Tale indagine ha previsto l'esecuzione di due prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, che hanno permesso la corretta scelta e progettazione degli interventi di consolidamento sulle strutture di fondazione preesistenti.



Figura 55 - Prove penetrometriche dinamiche SCPT

La prova penetrometrica dinamica (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare la resistenza del terreno alla penetrazione di una punta conica con caratteristiche geometriche note, infissa per battuta nel terreno per mezzo di un maglio avente massa standardizzata.

Il numero di colpi necessario per avanzare di 30 cm permette di determinare la resistenza dinamica del terreno.

La prova è effettuata mediante infissione a percussione di una batteria di aste, dotate di una punta di diametro pari a 51 mm ed angolo di apertura di 60°.

Il dispositivo d'infissione della punta è costituito da un maglio avente massa pari a 73 Kg che cade liberamente da un'altezza di 0,75 m.

Le misure sono state effettuate senza soluzione di continuità a partire dal piano di campagna.



I risultati sono espressi da un grafico, con una linea indicante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione della punta.

Le indagini non hanno segnalato la presenza di acqua di falda, che, nell'area d'intervento, dovrebbe trovarsi a una profondità maggiore di 30 m.

Le prove hanno rilevato la presenza di due differenti strati di terreno:

fino a una profondità di circa 2 m, il terreno è costituito da sabbia e ghiaia di media compattezza, mentre al di sotto, troviamo uno strato di terreno ghiaioso molto compatto.

Le prove sono andate a rifiuto strumentale a circa - 6 m di profondità, in corrispondenza, presumibilmente, di uno strato di ghiaia cementata.

Le prove penetrometriche hanno dato i seguenti risultati:

- dal piano di inizio delle indagini a circa - 2 m di profondità:

$$N_{SPT} = 6$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 20\%$$

- da - 2 m a - 6 m di profondità:

$$N_{SPT} = 40$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 80\%$$

dove:

$N_{SPT} = n^\circ$  di colpi/30cm

$\phi$  = angolo di attrito del materiale

$\gamma$  = peso di volume

$D_r$  = densità relativa

Dalle prove è, inoltre, emerso che la quota d'imposta delle fondazioni esistenti, dirette e continue, è posta a circa - 4 m di profondità rispetto al piano d'inizio delle indagini.

Per il calcolo della capacità portante ammissibile del terreno di fondazione, dei cedimenti e dei parametri elastici, si è assunto che la fondazione continua eserciti sul terreno un carico di 20 tonnellate al metro lineare.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A



### **Calcolo della capacità portante ammissibile del terreno**

Dopo aver determinato l'angolo di attrito del materiale, è stato possibile calcolare la capacità portante ammissibile del terreno di fondazione.

Tale valore è stato ottenuto mediante l'equazione di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = 0,5 BN_{\gamma}s_{\gamma}d_{\gamma} + cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q$$

dove:

$q_{lim}$  = capacità portante limite [kPa]

$\gamma$  = peso di volume [kN/m<sup>3</sup>]

B = larghezza della fondazione [m]

c = coesione [kPa]

q =  $\gamma \times D$  = sovraccarico dovuto al reinterro [kPa]

D = profondità di incasso della fondazione [m]

$N_{\gamma}$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  = fattori di capacità portante

$s_{\gamma}$ ,  $s_c$ ,  $s_q$  = fattori di forma

$d_{\gamma}$ ,  $d_c$ ,  $d_q$  = fattori di profondità

Applicando tale formula, si è ottenuto che, alla quota d'imposta delle fondazioni esistenti (ovvero a - 4 m rispetto al piano di strada), la capacità portante del terreno  $\sigma_{amm}$  è pari a 250 kPa.

### **Calcolo dei cedimenti**

Il valore dei cedimenti della fondazione è dato dalla seguente espressione:

$$s = f_s \times f_H \times f_t \times \left[ \sigma'_v \times B^{0,7} \times \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_v) \times B^{0,7} \times I_c \right]$$

Dove:

q' = pressione efficace lorda [kPa]

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta della fondazione [kPa]

B = larghezza della fondazione [m]

$I_c$  = indice di compressibilità

$f_s$ ,  $f_H$ ,  $f_t$  = fattori correttivi che tengono conto, rispettivamente, della forma, dello spessore dello stato comprimibile e della componente viscosa dei cedimenti.

Effettuando i calcoli, relativi alla quota d'imposta delle fondazioni (- 4 m rispetto al piano strada) con una pressione di 250 kPa e un carico di 20t/ml, sono stati determinati i seguenti valori di cedimento:





Tempo: 0 sec	$s_i = 3 \text{ mm}$
Tempo: 10 anni	$s_t = 6 \text{ mm}$

**Il coefficiente di Winkler**

Il coefficiente di reazione del terreno, detto anche coefficiente di Winkler, indica la rigidità di una fondazione continua.

Tale costante non è una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo.

Il coefficiente di Winkler si calcola, secondo il metodo di Vesic, mediante la seguente equazione:

$$K_W = F_s \times Q_{amm} \times C$$

dove:

$F_s$  = fattore di sicurezza adottato = 3 (secondo la normativa italiana)

$Q_{amm}$  = pressione esercitata dalle fondazioni sul terreno [kPa]

$C$  = coefficiente adimensionale inversamente proporzionale al valore del cedimento della fondazione.

In funzione della pressione ammissibile ottenuta e dei relativi cedimenti, è stato ricavato il seguente valore di  $K_W$ :

Carico [t/ml]	$Q_{amm}$ [kPa]	Cedimenti [mm]	$K_W$ [kN/m <sup>3</sup> ]
20	250	3/6	135.000

**Modulo di Young**

Il modulo di Young è dato dal rapporto tra lo sforzo agente in una determinata direzione e la deformazione conseguente allo sforzo stesso:

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x}$$

dove:

$\sigma_x$  = sforzo normale agente in direzione x

$\varepsilon_x$  = deformazione subita in direzione x

Mediante opportune equazioni empiriche, è stato possibile determinare i valori del modulo di Young in funzione del numero di colpi  $N_{SPT}$  ottenuti dalle prove penetrometriche:





$$E = 660(N_{SPT} + 6) + 2000$$

Per il terreno posto sotto la quota delle fondazioni, dai calcoli effettuati, si è ottenuto un valore di  $E$  pari a 29.600kPa.

**Osservazioni conclusive**

Dalle indagini effettuate è emerso che il terreno di fondazione, su cui sorge il fabbricato, è di natura ghiaiosa e presenta un ottimo stato di addensamento in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni.

I cedimenti delle fondazioni esistenti rientrano nei limiti di norma consentiti e il parametro elastico di Winkler è risultato buono.

Inoltre, l'indagine ha assicurato che, durante gli scavi, non ci si sarebbe imbattuti in acque sotterranee.







## 2.5 Le indagini archeologiche

In occasione del recupero conservativo di Villa Crosti Colombo, sono state condotte, a più riprese, indagini archeologiche, che hanno interessato diverse aree del giardino e del pian terreno dell'edificio.

L'intervento archeologico ha avuto inizio il 20 settembre 2010 ed è proseguito, in modo non continuativo, fino al 22 marzo 2011.

All'interno del cortile e del giardino della villa sono stati indagati i cunicoli perimetrali realizzati per la posa degli impianti e l'area inizialmente destinata ad ospitare una centrale termica.

Nei locali interni alla villa lo scavo è stato invece legato alla creazione di vespai di aerazione.

Le indagini archeologiche sono state condotte dalla SAP, Società Archeologica di Mantova con gli operatori Marco Redaelli, Priscilla Butta, Mimosa Ravaglia e Marco Tremari, sotto la direzione scientifica della dott.ssa Laura Simone della Soprintendenza per i Beni Archeologici della Lombardia.

Lo scavo con mezzi meccanici è stato eseguito dalla ditta del geom. Dante Bianchi di Como. Per ogni area sono state fornite la descrizione, la collocazione, le dimensioni e le modalità di indagine.

Come quota di riferimento (quota base) è stata utilizzata la soglia interna dell'androne di collegamento tra il cortile interno e piazza Vertua - Prinetti (quota relativa di +100), situata a -0,91 m rispetto alla quota di riferimento usata dal cantiere edile.

Tutti i dati raccolti nel corso delle indagini archeologiche erano difficilmente inquadrabili storicamente, a causa delle scarse notizie relative alla villa, legate per lo più a cessioni di proprietà, con sporadici cenni a interventi di ristrutturazione e a destinazione d'uso della varie aree.

Nonostante di fonti storiche, grazie all'analisi dei dati raccolti eseguita in fase di scavo, è stato possibile ricostruire a grandi linee l'evoluzione dell'area.

La fase più antica è rappresentata dalle strutture rinvenute all'interno della villa, come il lungo muro N-S rinvenuto sia nel cortile interno che nel settore nord della villa (US 38 = US 154) su cui è impostato l'attuale perimetrale est dell'ala ovest dell'edificio e che prosegue verso nord.



Rientrano in questa fase più antica anche i muri trasversali, che, partendo da esso, proseguono verso est (verso l'interno del cortile).

Altrettanto difficili da inquadrare sono tutti quegli interventi di ristrutturazione in qualche modo legati ad attività artigianali, testimoniate sia nei vani interni che all'esterno della villa. In particolare il piano scottato dei vani I e G (rispettivamente US 132 e US 235), caratterizzato dalle buche di palo lasciate dall'impianto di crogioli mobili, testimonia attività fusorie sicuramente precedenti all'attuale impianto della villa.



**Figura 56 - Muro medievale rinvenuto nella parte terminale dell'ala ovest della villa**

Meno chiara è la funzione della grande vasca circolare rinvenuta al centro del cortile nord della villa, forse legata alla tintura dei tessuti o ad altre attività artigianali, delle quali sfugge la modalità precisa.

Non vi sono, inoltre, elementi che provino la contemporaneità tra le evidenze sopra enunciate interne alla villa e quelle esterne. È solo possibile sottolineare la loro relativa antichità rispetto agli strati documentati, di formazione più recente.

Una relativa antichità rispetto agli attuali alzati dell'edificio è dimostrata inoltre dagli ambienti interrati rinvenuti tra il Lato ovest e il vano O (in parte confluiti nella cantina più piccola situata nel sotterraneo della villa), che presentano un orientamento anomalo rispetto ai perimetrali dell'ala ovest.

Le fasi successive documentate sono per lo più caratterizzate dalla realizzazione di strutture legate allo smaltimento delle acque, talvolta contemporanee all'erezione di alcune murature della villa, talaltra alla realizzazione o a rifacimenti di pavimentazioni.

Anche in queste fasi più recenti continua comunque ad essere testimoniata un'attività artigianale, come è dimostrato dalla fornace che occupa i vani S2 e Z.

Le fasi più recenti sono rappresentate dalle ultime pavimentazioni sia interne che esterne all'edificio, con la realizzazione di acciottolati esterni e di pavimenti interni che talvolta sono realizzati in cemento, talaltra riprendono le pavimentazioni in cotto dei periodi precedenti. Anche in queste ultime fasi si trovano strutture legate allo smaltimento delle acque, ossia canaline e pozzi perdenti che per lo più vengono realizzati in cemento.



**Figura 57 – Grande vasca circolare rinvenuta nel cortile nord della villa**



## Capitolo 3 – IL PROGETTO DI RECUPERO

### 3.1 I professionisti coinvolti nella progettazione e nella realizzazione degli interventi di recupero

Committente e finanziatore dell'opera è il Comune di Nova Milanese.

La progettazione degli interventi è stata affidata a un Raggruppamento Temporaneo di Professionisti, che comprende:

- STUDIO MONTANARI & PARTNERS S.r.l., Milano (Capogruppo)
- Arch. Stefano Santambrogio, Cesate Novo (LC)
- Arch. Marco Cavallin, Arcisate (VA)
- Ing. Lorenzo Jurina, Cassina de' Pecchi (MI)
- PRIMECO S.r.l., Cesano Boscone (MI)

In particolare gli architetti Stefano Santambrogio e Marco Cavallin hanno redatto il progetto architettonico e di restauro, l'Ing. Lorenzo Jurina quello strutturale, l'Ing. Enrico Riccardi quello degli impianti elettrici, mentre l'Ing. Andrea Peri si è occupato del progetto degli impianti idrosanitari e meccanici. Il Coordinamento generale e l'integrazione delle varie prestazioni Specialistiche sono stati affidati all'Ing. Luca Varesi.

La realizzazione dei lavori è stata eseguita da un'associazione temporanea d'impresa (ATI), in cui l'impresa mandataria è la *D.P.Restauro snc* di Pigozzi Fabio & C, con sede a Pieve di Coriano (Mn), mentre le mandanti sono:

- *Bianchi Geom. Dante*, Como;
- *Nelsa srl*, Lurate Caccivio (CO)
- *Camero Ferramenta e siderurgici*, Boschi S. Anna (VR)

Il ruolo di Direttore dei Lavori è stato affidato all'Architetto Salvatore Di Sarno Giusto, del Comune di Nova Milanese. Il ruolo di Direttore Tecnico di cantiere è stato ricoperto dall'Architetto Fabio Pigozzi, mentre quello di Direttore Artistico dal Restauratore Marco Govoni.

Per il ruolo di Direttore operativo sono stati nominati l'Arch. Carmela Mazzeo, l'Arch. Marco Cavallin per quanto riguarda le opere di restauro e l'Ing. Lorenzo Jurina per le opere di consolidamento strutturale.





## 3.2 La rifunzionalizzazione dell'edificio

L'obiettivo fondamentale del restauro conservativo di Villa Crosti-Colombo è la creazione di un nuovo polo culturale per la città di Nova Milanese, caratterizzato dalla compresenza di una serie di attività che vanno ad aggiungersi a quelle già presenti da alcuni anni in Villa Vertua.

Il progetto prevede l'inserimento all'interno dell'edificio delle seguenti funzioni:

- una biblioteca, provvista di emeroteca e ludoteca;
- un museo, che comprende spazi espositivi e una pinacoteca;
- un servizio di informazione;
- uno spazio di rappresentanza per cerimonie;
- uno spazio da dare in gestione autonoma.

Il piano terra accoglierà i locali di rappresentanza e d'informazione, mentre la biblioteca, l'emeroteca, la ludoteca e gli spazi espositivi saranno ubicati al primo piano.

Lo spazio da dare in gestione autonoma occuperà la parte rialzata del corpo ovest e vi si potrà accedere direttamente dal cortile, senza adoperare le scale interne.

I locali al piano interrato, un tempo adibiti a cantina, verranno utilizzati come deposito per sedie e tavoli per i pranzi all'aperto.

Dal punto di vista strutturale tali ambienti non mostravano problemi significativi, quindi, per evitare inutili sprechi di denaro, è stata scartata l'idea iniziale di realizzare anche qui un vespaio armato. Tuttavia permaneva il problema dell'umidità, che è stato accantonato considerando gli spazi in questione non abitabili.

Uno dei vantaggi da segnalare è la possibilità di tenere chiusa ciascuna delle suddette funzioni senza compromettere l'utilizzo delle altre, grazie alla creazione di più accessi autonomi.

L'inserimento di nuove funzioni ha avuto come conseguenza la trasformazione di alcuni spazi in funzione delle nuove esigenze.

Sono stati quindi inseriti una scala di emergenza, le piattaforme e i servizi igienici.





### 3.2.1 *Le funzioni previste al piano terra*

Al piano terra è previsto l'inserimento dei servizi d'informazione per i cittadini, della sala per le cerimonie, dell'ufficio della direzione, della ludoteca, dell'emeroteca e di uno spazio destinato alla ristorazione.

I servizi d'informazione ai cittadini saranno ubicati nell'atrio colonnato dell'ala sud, in modo da essere facilmente individuati ed utilizzati dal pubblico. In tale atrio, che verrà parzialmente chiuso con vetrate, saranno disposti dei totem multimediali per fornire ai visitatori informazioni sulle esposizioni presenti nella villa e sulle attività culturali previste nell'intera città. Vi sarà anche un punto d'informazione con postazione di lavoro su pedana attrezzata. In caso di manifestazioni tenute nel cortile, tale atrio accoglierà la biglietteria e i relativi servizi.

La sala delle cerimonie sarà allestita nel locale precedentemente occupato dal biliardo, in quanto sufficientemente grande per accogliere almeno 30 persone in determinate occasioni. La stanza, cui si accede direttamente dall'androne d'ingresso, si affaccia sul parco ed è affiancata da un locale riunioni a servizio della biblioteca. Entrambi gli spazi potranno ospitare incontri culturali e didattici, o conferenze stampa.

L'emeroteca, collocata nella testata sud-ovest della villa al piano terra, rappresenterà una sorta di salotto, dotato di poltroncine e divanetti, e sarà provvista di accesso indipendente, ricavato nel muro dell'atrio prospiciente lo scalone della villa. Nel corridoio comunicante verranno disposte riviste e libri per la consultazione.

La ludoteca, inizialmente non prevista, verrà realizzata in corrispondenza dei locali cucina e vano di servizio adiacente, in spazi che non presentavano finiture né porte di pregio e che quindi potevano essere riadattati.

L'ufficio della direzione prenderà il posto dello spazio per l'informazione dei giovani. Esso sarà collegato mediante un sistema meccanico di risalita alla biblioteca al primo piano.

Nella parte di edificio riservata a gestione autonoma verrà allestita un'attività di ristorazione, grazie all'eliminazione di alcune tramezzature e alla realizzazione di un corpo scala che permetterà l'accesso al piano interrato. Sono previsti ulteriori locali in cui si svolgeranno le attività di cucina, lavaggio, deposito, servizi igienici, servizi amministrativi.

A tali spazi si potrà accedere da un ingresso autonomo, direttamente dal cortile.





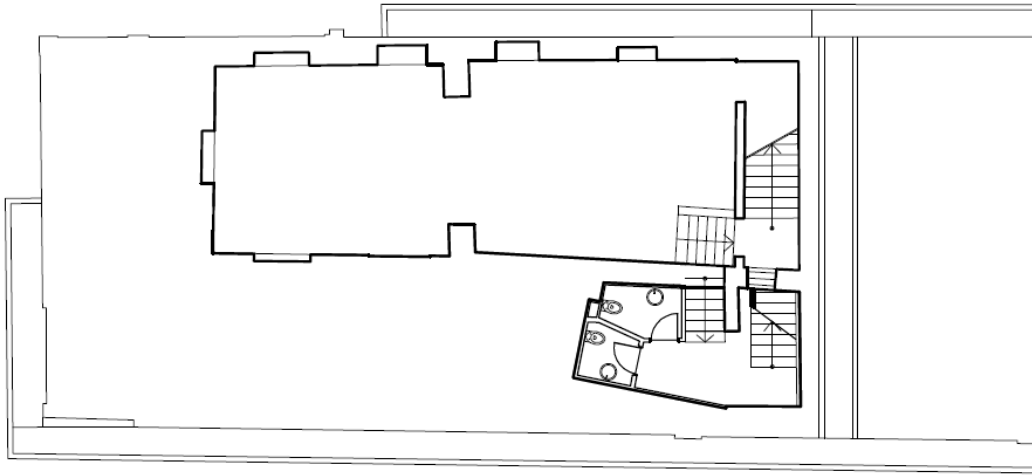


Figura 58 - Pianta piano interrato stato di progetto

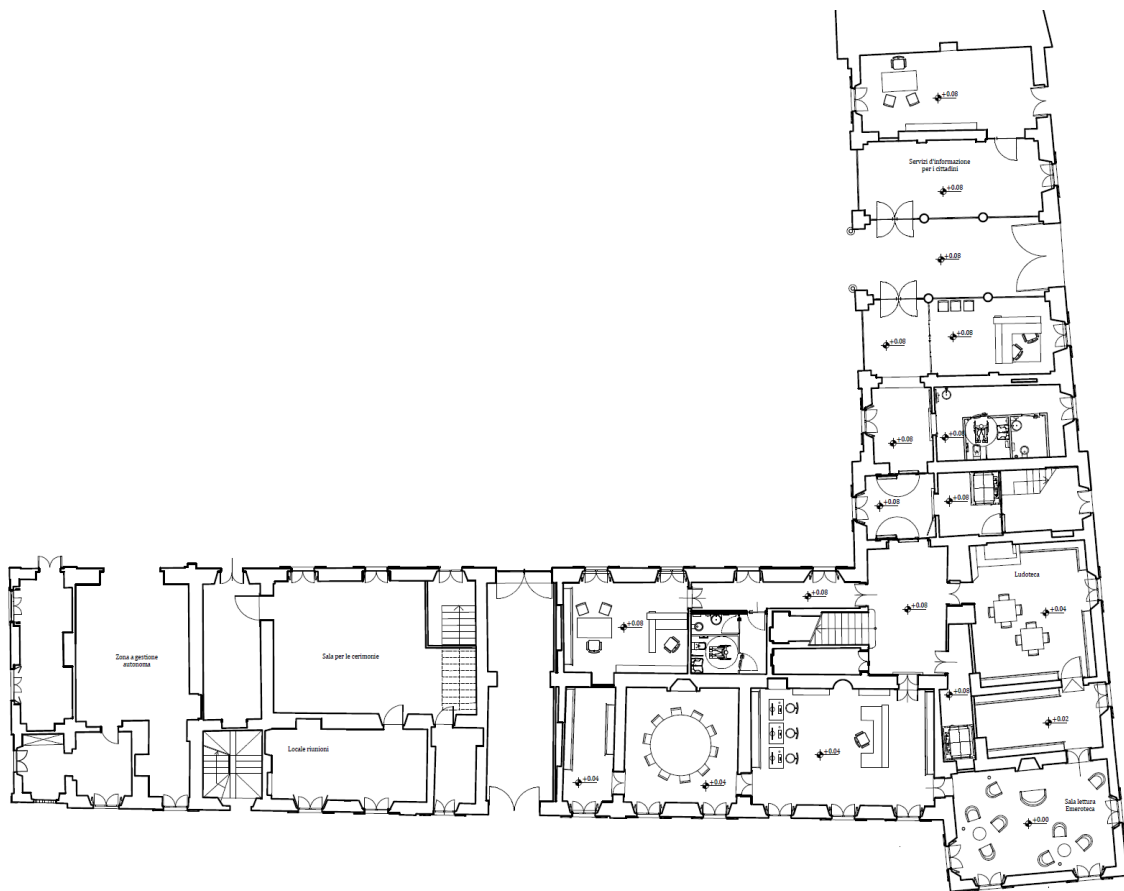


Figura 59 - Pianta piano terra stato di progetto



### 3.2.2 *Le funzioni previste al primo piano*

Eliminando alcune partizioni verticali risalenti a diversi periodi storici, si è riusciti a ricavare il locale della reception della biblioteca, la sala di lettura per ragazzi, e un'ampia sala di lettura per adulti nel corpo a doppia altezza.

Il progetto di rifunzionalizzazione dell'edificio prevede di sfruttare i locali a doppia altezza, mediante la creazione di un sistema di percorsi e soppalchi, ove verranno collocati gli scaffali per la consultazione di volumi o riviste. Questa soluzione ha permesso di creare nuove superfici utili, senza alterare in modo significativo la distribuzione originaria degli spazi.

La *biblioteca* si sviluppa su tre livelli. Al piano terra vi sono l'ufficio della direzione, l'emeroteca e la ludoteca. Al primo piano si trovano la reception della biblioteca, collocata in posizione baricentrica, la sala di lettura e gli spazi per i ragazzi, siti nel corpo sud, le sale telematiche e le sale di lettura per adulti, nel corpo ovest. Al piano ammezzato sono previste ulteriori sale di lettura e uno spazio per attività didattiche dedicato al museo della memoria.

I libri sono raccolti in scaffalature a doppia altezza poste nelle sale di rappresentanza dell'ala sud, caratterizzate da alti soffitti.

Gli scaffali più alti sono raggiungibili grazie ad una scala elicoidale, posta al centro del locale, che termina in un ballatoio, realizzato alla stessa quota del piano ammezzato. Tale camminamento percorre l'intero perimetro del locale e si allarga in una zona soppalcata ove sono permesse consultazioni veloci. Vi è inoltre la sala di consultazione delle enciclopedie.

La zona espositiva è stata predisposta nell'ala sud della villa, più precisamente nelle 5 stanze realizzate a metà Ottocento per collegare l'edificio nobiliare ai fabbricati rustici. Tale settore è dotato di accesso autonomo mediante lo scalone principale e presenta un dislivello rispetto alle parti restanti dell'edificio. Realizzando delle semplici aperture nelle tramezze interne si è riusciti ad ottenere un percorso espositivo ad anello.



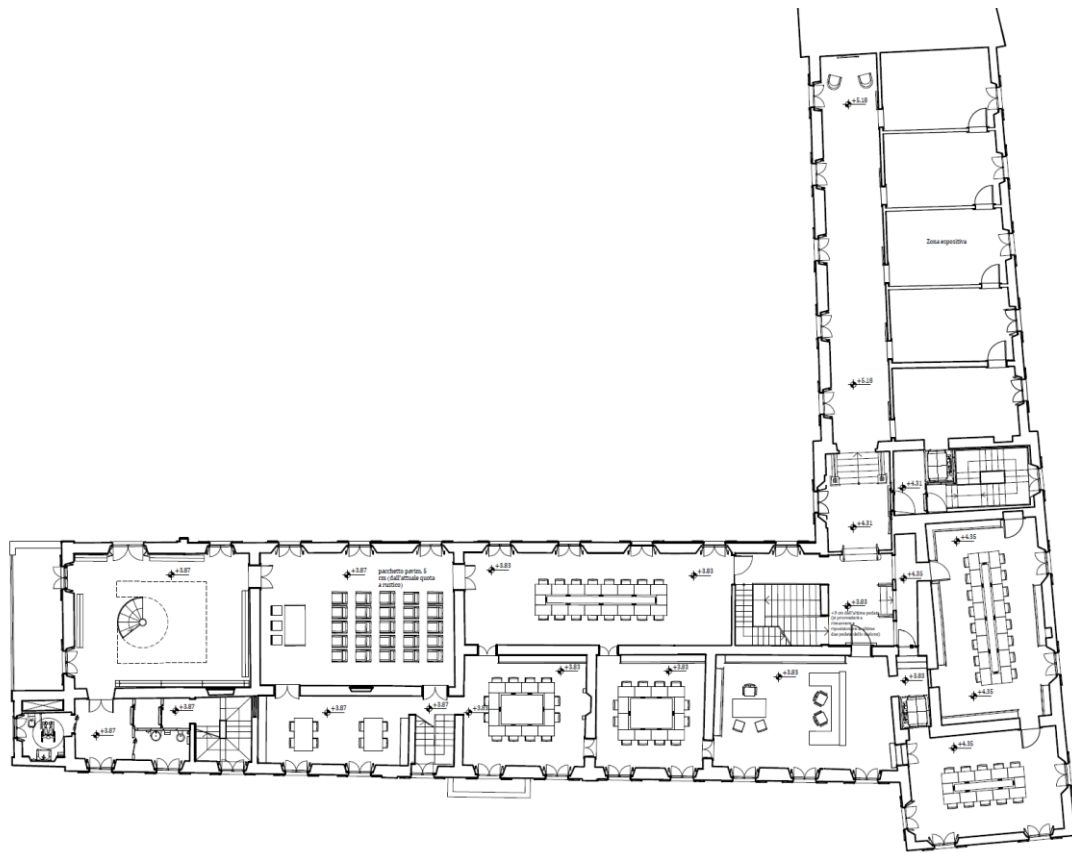


Figura 60 - Pianta piano primo stato di progetto

### 3.2.3 *Le funzioni previste al piano ammezzato*

Il piano ammezzato, un tempo dedicato probabilmente alla servitù, presenta dei problemi di accessibilità, in quanto le tre scale tramite le quali è raggiungibile, non hanno dimensioni e caratteristiche tali da consentirne l'uso pubblico.

Di conseguenza si è deciso di utilizzare questo spazio a servizio della biblioteca, allestendovi 3 sale di lettura e locali di servizio e deposito ove la struttura si restringe.

Per risolvere il problema delle barriere architettoniche sono stati previsti due ascensori che permettono di raggiungere tutti i livelli.

Per garantire l'evacuazione in caso di incendio, uno dei vani scala è stato trasformato in una scala a prova di fumo interna, che costituirà l'unica via di fuga per tale piano.

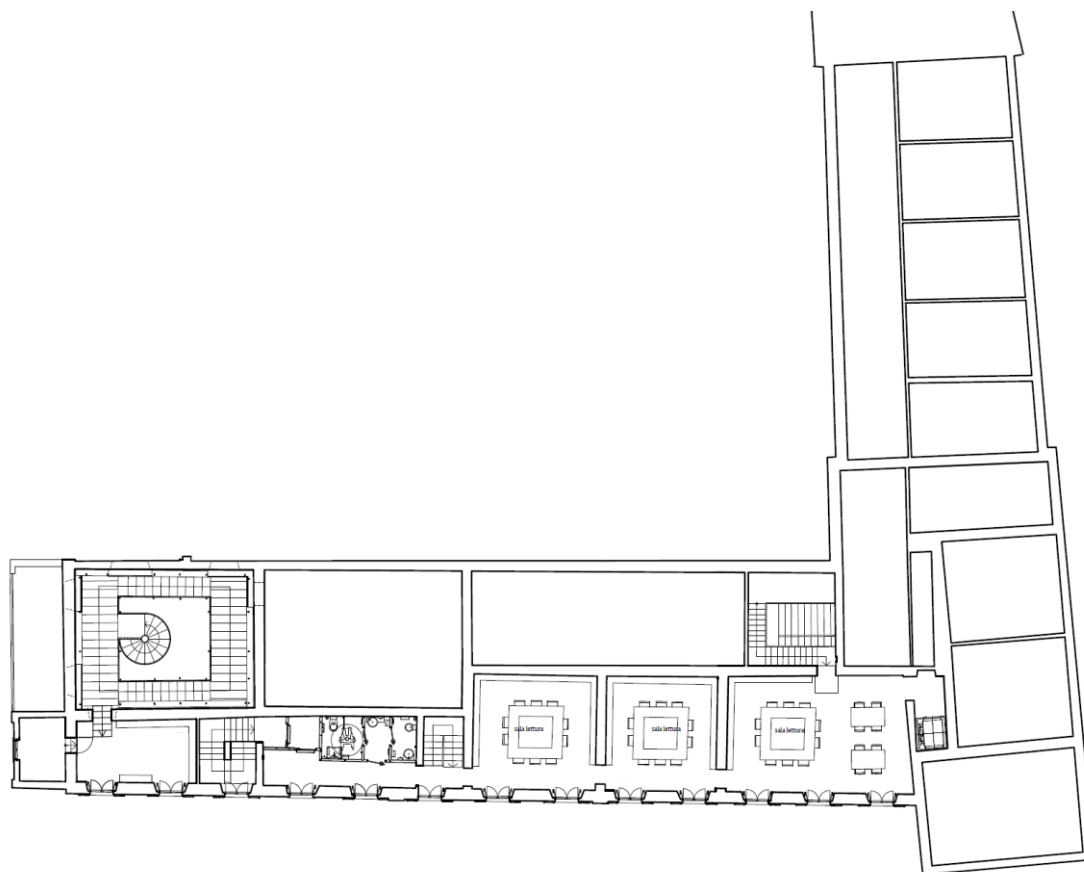


Figura 61 - Piano ammezzato stato di progetto

### 3.2.4 Le sistemazioni esterne

La villa è collegata al tessuto urbano mediante 2 assi principali: la facciata ovest, in asse con via XX settembre e il fronte sud con portone di accesso su Via Vismara. Seguendo tali direttrici, sono stati realizzati due collegamenti pedonali che connettono la villa a Via Garibaldi e al parco.

Il cortile sarà adibito allo svolgimento di spettacoli culturali all'aperto.

Rispettando la conformazione altimetrica del cortile, sono state individuate due zone: la parte alta da utilizzare come palco e quella più bassa per accogliere gli spettatori.

Per le sistemazioni esterne sono stati impiegati materiali consoni alla tradizione delle ville lombarde ottocentesche, quali "rizada", lastre in pietra e superfici in ciottoli.

Per limitare le operazioni di manutenzione si è "fissato" il ghiaietto mediante l'utilizzo di resine.

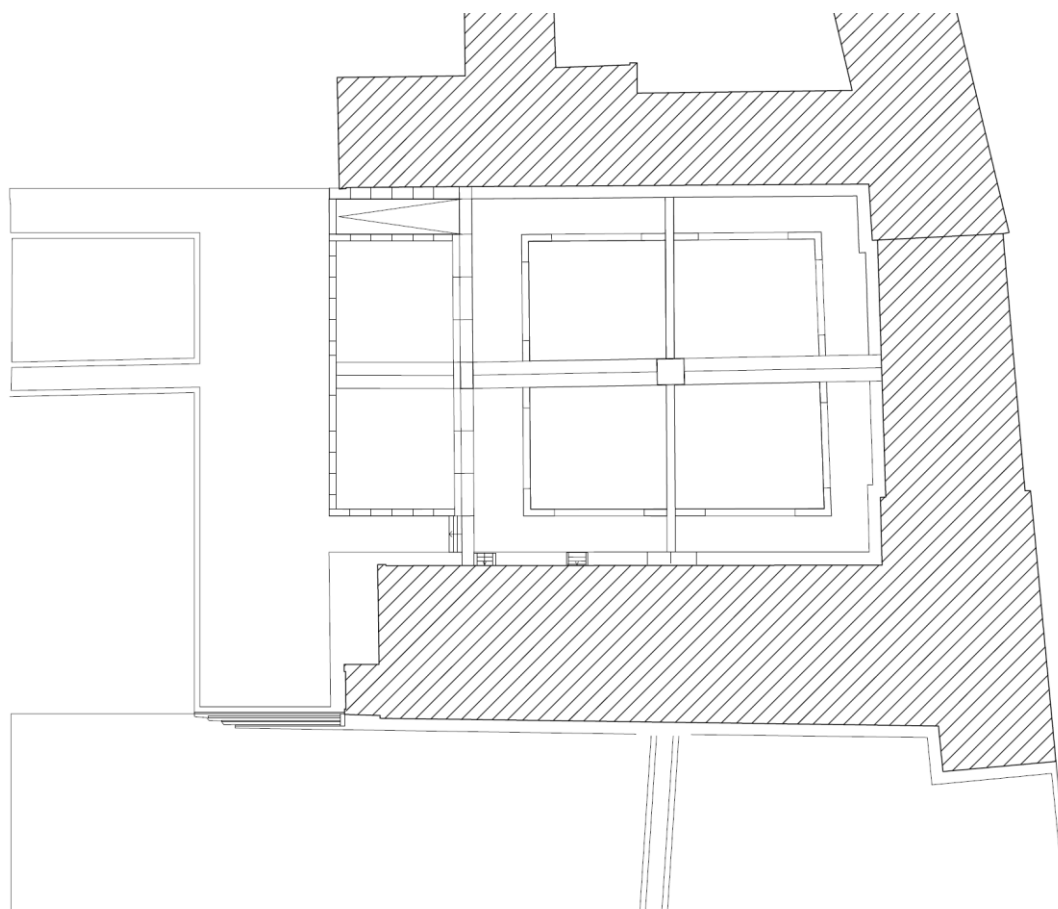


Figura 62 - Sistemazioni esterne



### 3.3 Connettivi verticali e abbattimento delle barriere architettoniche

L'organizzazione degli spazi si sviluppa intorno al corpo scale principale in pietra, che collega il piano terra al primo piano.

Gli altri vani scala, aventi dimensioni minori, hanno la funzione di mettere in comunicazione i vari livelli all'interno delle singole attività.

La biblioteca, le funzioni espositive e i servizi di informazione ai cittadini, pur essendo serviti da un unico ingresso, sono dotati di accessi secondari indipendenti.

Tale scelta distributiva renderà più pratico ed immediato l'utilizzo agli spazi dell'immobile.

Il vano scala principale è rimasto inalterato, mentre i due corpi scala di servizio, non risultando adeguati per caratteristiche dimensionali e statiche a supportare un normale utilizzo, sono stati sostituiti con nuove scale metalliche.

Oltre a tali modifiche, per esigenze di sicurezza, è stata creata un'ulteriore scala interna, la scala K, che collega il piano terra al primo piano. L'ipotesi di realizzare una scala esterna, che permettesse l'uscita di sicurezza dagli spazi bibliotecari dal terrazzo del primo livello, è stata abbandonata.

Per garantire l'accesso ai livelli superiori anche alle utenze disabili sono stati realizzati due impianti di risalita meccanica, che collegano il piano terra al primo piano e al ballatoio della biblioteca.

all'interno della biblioteca una terza piattaforma elevatrice raccorda sia il limitato dislivello presente tra il corpo sud e il corpo ovest della villa, sia il livello superiore della biblioteca.

In tal modo tutte le differenze di quote sono state eliminate.







## Capitolo 4 – CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE

### 4.1 Principi e obiettivi del consolidamento strutturale

#### 4.1.1 *L'approccio critico-conservativo*

Nel concepire gli interventi di recupero del fabbricato in esame, i progettisti hanno seguito un approccio critico-conservativo, che vede il consolidamento di un edificio storico non come un intervento fine a se stesso, ma come parte di un processo più complesso, definito “pratica della conservazione”.

L'obiettivo finale è quello di congelare la situazione conservativa del manufatto, cercando di arrestare i fenomeni di degrado in atto.

Secondo l'approccio critico-conservativo, l'edificio oggetto di studio rappresenta la fonte prima di conoscenza e, di conseguenza, deve essere tutelato in ogni sua parte. Il suo stato di fatto e le varie stratificazioni attribuiscono al fabbricato il valore di testimonianza storica.

Un buon progetto di consolidamento deve quindi garantire la stabilità della costruzione e tutelarne al tempo stesso l'autenticità, cercando di preservare il più possibile la materia autentica.

In tal senso gli interventi di consolidamento devono rispettare alcuni importanti principi:

- 1- il minimo intervento: bisogna “intervenire per necessità comprovata”, limitando le trasformazioni allo stretto necessario;
- 2- la tutela del valore storico del fabbricato;
- 3- la specificità e la compatibilità delle soluzioni tecnologiche adottate con la materia autentica;
- 4- la conoscenza approfondita dello stato di degrado dell'edificio attraverso rilievi ed indagini diagnostiche;
- 5- la riconoscibilità e la reversibilità dell'intervento;
- 6- il monitoraggio in progress e la manutenibilità; bisogna stabilire un programma di manutenzione dell'edificio nel tempo.





Di conseguenza bisogna intervenire solo quando strettamente necessario, riducendo al minimo le trasformazioni, per prolungare la vita dei materiali originali e garantire la sicurezza dell'edificio.

Il fattore tempo deve essere concepito come un valore aggiunto, che conferisce al fabbricato il ruolo di testimonianza storica di un'epoca.

Le ipotesi d'intervento non devono basarsi su osservazioni generali, in quanto ogni caso è a sé, ma devono essere precedute da accurate indagini diagnostiche.

I nuovi elementi dovranno essere chiaramente riconoscibili e andranno a sovrapporsi all'esistente.

In corrispondenza delle aggiunte i nuovi elementi andranno a sovrapporsi all'esistente, senza fondersi con esso.

Per esempio, le nuove strutture metalliche, quali scale e ballatoi, sono state pensate come elementi appesi, mentre i servizi igienici invece costituiscono una sorta di box, inseriti nei rispettivi locali.

Bisogna infine elaborare un programma di manutenzione nel tempo, basato sul monitoraggio costante dell'intero fabbricato e di alcune sue parti, così da evitare possibili situazioni di pericolo.

#### **4.1.2 Progettazione dell'intervento e calcolo delle strutture**

Per una migliore interpretazione degli ammaloramenti e per una conseguente corretta progettazione del restauro, sono stati condotti calcoli statici della costruzione molto dettagliati ed approfonditi, considerando le reali caratteristiche dei materiali, fornite da un'analisi dei campioni prelevati dalle strutture degradate.

Attraverso il confronto tra i risultati dei calcoli e la situazione reale riscontrata, si cerca di individuare l'origine del degrado nelle strutture e si progettano razionalmente le opere da eseguire.

Lo studio ha inizio dalle fondazioni, che rappresentano una delle parti più delicate del fabbricato.

L'esecuzione di un progetto di restauro prevede:

- L'individuazione dello schema strutturale della situazione preesistente;
- La valutazione delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali nella situazione attuale, tenendo conto dell'entità dell'eventuale degrado dei materiali;
- La scelta progettuale dei provvedimenti di rinforzo e consolidamento;





- La verifica sismica del nuovo organismo strutturale consolidato.

Per formulare il tipo di interventi da effettuare, bisogna basarsi sui seguenti criteri:

- Le caratteristiche originarie dell'edificio;
- L'eventuale evoluzione storica di tali caratteristiche, analizzando l'impianto originario dell'edificio e le modifiche effettuate nel tempo sulle varie parti;
- L'analisi globale del comportamento strutturale per accertare non empiricamente i motivi che hanno dato luogo al dissesto ed il relativo meccanismo di questo;
- L'analisi delle caratteristiche dei singoli elementi strutturali, tra cui le caratteristiche geometriche, le tipologie costruttive, la qualità e lo stato di conservazione degli elementi strutturali...

Secondo quanto stabilito nelle norme specifiche per le varie tipologie strutturali, le strutture e gli elementi strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU);
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE);
- Robustezza nei confronti di azioni accidentali.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce "collasso strutturale".

## 4.2 Il ruolo primario dell'acciaio nel consolidamento delle strutture

Negli interventi di recupero conservativo di Villa Crosti Colombo, l'acciaio ha giocato un ruolo fondamentale.

Tale materiale è stato impiegato largamente nel consolidamento sin dall'antichità.

A partire dal Medioevo, elementi metallici, quali grappe, catene e cerchiature, sono stati utilizzati per assorbire gli sforzi di trazione, ripristinare le giunzioni mancanti o migliorare i collegamenti difettosi.

L'acciaio rispecchia in pieno, a mio avviso, i principi fondamentali dell'approccio critico-conservativo adottato dai progettisti.

Esso difatti, può offrire numerosi vantaggi, tra cui:

- la riconoscibilità dell'intervento;
- la durabilità;
- la reversibilità (in quanto gli elementi metallici sono facilmente rimovibili);





- la manutenibilità.

Gli elementi metallici sono stati affiancati agli elementi da consolidare, per sostituirne la funzione strutturale o per collaborare con essi ai fini di garantire la resistenza meccanica richiesta.

I progettisti inoltre, hanno potuto disporre di un'ampia serie di soluzioni compositive, esteticamente piacevoli e facilmente integrabili nei sistemi costruttivi.

Grazie all'elevata resistenza del materiale, è stato possibile ottenere ingombri minimi, architettonicamente poco invasivi.

L'acciaio infine, senza comportare alcuna sostituzione né rimozione, ha permesso di realizzare interventi che affiancassero l'esistente, rispettandone la valenza storica.

L'aggiunta degli elementi metallici è chiaramente riconoscibile, facilmente rimovibile e quindi reversibile.

Tuttavia, un problema da non sottovalutare, quando si utilizza l'acciaio come elemento di rinforzo nelle murature, è il rischio di ossidazione.

Tale reazione, se intensa, può provocare una riduzione significativa della sezione resistente degli elementi metallici e un pericoloso aumento di volume, tanto da causare, in particolari situazioni, la disgregazione delle murature in cui sono inseriti.

Per ovviare a tale inconveniente, sarebbe preferibile ricorrere all'uso dell'acciaio inox, i cui costi però, risultano molto più elevati.

Di conseguenza, per ragioni economiche, è stato adoperato l'acciaio normale per quasi tutti gli interventi di consolidamento della villa.

Le soluzioni di consolidamento strutturale che saranno descritte in seguito, mostreranno le svariate possibilità e l'elevata flessibilità offerte dalla scelta di elementi di rinforzo in acciaio.

Alcune di queste soluzioni sono a vista, come l'affiancamento alle travi lignee principali di profili metallici o l'adozione di casseri metallici, mentre altre sono completamente o parzialmente nascoste, come l'impiego di connettori metallici o l'inserimento di putrelle fra i travetti esistenti, celate da controsoffitto incannucciato; la preferenza di un sistema rispetto a un altro dipende dalle caratteristiche specifiche e dal valore artistico della struttura da consolidare.

La scelta tra acciaio inox e acciaio normale è stata compiuta in funzione del grado di rischio di corrosione, a cui gli elementi metallici sarebbero stati esposti.





Ulteriori tecnologie, sicuramente interessanti da un punto di vista strutturale, vedono l'acciaio affiancato o sostituito da compositi fibrorinforzati, in grado di garantire maggiore resistenza meccanica e una notevole durabilità.

I progettisti sono ricorsi all'uso dell'acciaio anche nella realizzazione dei nuovi connettivi verticali, che hanno garantito la fruibilità a tutti gli ambienti dell'edificio.

Le soluzioni adottate per i nuovi corpi scala e il ballatoio, caratterizzate da leggerezza e reversibilità, si esprimono con un linguaggio assolutamente moderno e risultano, pertanto, chiaramente distinguibili rispetto all'esistente.

Tutti gli interventi proposti nascono da un compromesso tra l'aspetto architettonico, quello tecnico e quello economico.

L'obiettivo finale è, infatti, quello di assicurare la conservazione nel tempo dell'edificio, sfruttando al meglio le risorse tecnologiche ed economiche a disposizione.





### 4.3 Il rinforzo con materiali compositi

Il consolidamento delle strutture mediante materiali compositi a matrice polimerica (FRP, Fiber reinforced polymers), rappresenta un'ottima soluzione alternativa ai sistemi tradizionali, grazie alla maggiore durabilità del materiale rispetto agli acciai tradizionali, alla leggerezza e alla possibilità di ottimizzare le proprietà meccaniche del materiale per lo scopo specifico dell'intervento.

Tale tecnologia è efficacemente utilizzata, da alcuni anni, per la conservazione e il recupero degli edifici storici in muratura e risulta particolarmente indicata per i rinforzi flessionali e di confinamento a compressione di elementi in calcestruzzo, legno o acciaio e per il rinforzo di paramenti e volte in muratura.

Gli FRP, come tutti i materiali compositi, presentano un comportamento anisotropo ed eterogeneo, ma garantiscono un comportamento lineare fino a rottura.

Gli interventi di consolidamento strutturale mediante FRP garantiscono un notevole incremento della capacità portante e/o della duttilità, senza modificare sensibilmente le rigidità o le dimensioni degli elementi rinforzati, e senza introdurre nuove masse sismiche.

I compositi FRP non sono, inoltre, sensibili agli agenti atmosferici e quindi a processi di corrosione o di degrado tipici, ad esempio, di materiali tradizionali.

Le caratteristiche principali del sistema sono, quindi, la resistenza meccanica e chimica, il peso e lo spessore limitati, la facilità e la duttilità di applicazione nei riguardi dell'adattamento a forme complesse e non perfettamente piane.

I compositi, a parità di peso, forniscono prestazioni migliori dell'acciaio, con carichi a rottura fino a 10 volte superiori e una densità di circa 5 volte inferiore.

Tale sistema, inoltre, garantisce un'adesione perfetta alle superfici e spessori ridotti, che rendono l'impatto visivo trascurabile.

I rinforzi con FRP permettono di consolidare qualsiasi elemento strutturale: travi (flessione e taglio), solai (flessione), pilastri (pressoflessione, taglio, duttilità), setti murari (taglio e pressoflessione), volte (cinematismo da collasso plastico).

La tecnica del rinforzo strutturale mediante materiali compositi si è diffusa a partire dagli anni '80.

Le tipologie d'intervento più attuate sono:

- il rinforzo di elementi inflessi tramite il placcaggio sul lato delle fibre tese;







- il confinamento degli elementi verticali sollecitati a compressione o taglio;
- il cerchiaggio di pareti murarie per evitarne il ribaltamento fuori dal piano;
- il rinforzo di volte in muratura.

L'intervento di rinforzo con FRP su un elemento inflesso permette di ottenere un aumento del carico massimo e la riduzione della deformazione a rottura.

In particolare, il rinforzo a flessione di strutture in legno (travi e travetti) può essere realizzato con barre e lamine di FRP incollate sulla superficie esterna della trave o all'interno di appositi alloggiamenti predisposti nel corpo della trave.

Per incrementare la capacità portante degli elementi compressi, si effettua una fasciatura (wrapping) dell'elemento, disponendo le fibre in direzione perpendicolare all'asse di carico, al fine di contrastare la dilatazione trasversale.

La sollecitazione assiale, infatti, provoca un'espansione laterale dell'elemento, cui si oppone la fasciatura in materiale composito vincolato alla superficie.

L'utilizzo di materiali compositi con scopo di cerchiatura o confinamento rappresenta un'efficace alternativa all'impiego di cerchiature rigide, poiché garantisce un incremento sia del carico ultimo, che della duttilità.

Tale intervento può essere effettuato per il consolidamento di elementi verticali lapidei o in muratura (colonne, pilastri, ecc.), portanti o non portanti, soggetti a degradazioni di vario genere (fessurazioni, distacchi, ecc.).

L'intervento di cerchiaggio con FRP, pur non incrementando in modo significativo la rigidità fuori dal piano delle murature, è finalizzato a collegare efficacemente le murature ortogonali, conferendo all'edificio un comportamento "scatolare".

La tecnica permette di migliorare la risposta globale del fabbricato e di accrescere la duttilità del sistema.

Le fibre in materiale composito possono, inoltre, essere utilizzate per il rinforzo di archi e volte, applicandole sull'intera superficie o in corrispondenza dei punti critici, individuati durante il rilievo o mediante l'analisi del quadro fessurativo.

L'intervento con le fibre sulle volte può essere associato alla sostituzione del rinfiacco con frenelli di laterizio che, diminuiscono il peso gravante sulla volta.





## **Le fibre**

Le fibre più utilizzate nei compositi per uso strutturale sono le fibre di carbonio, le fibre di vetro e le fibre aramidiche (Kevlar).

In funzione del tipo di fibre impiegate, i compositi si distinguono in: CFRP (con fibre di carbonio), GFRP (con fibre di vetro) e AFRP (con fibre aramidiche).

Sia per le fibre di carbonio che per quelle aramidiche vi sono differenti classi di prodotto, che privilegiano il modulo elastico (HM) o la resistenza a trazione (HT).

Esiste una notevole differenza tra fibre di carbonio, fibre di vetro e fibre aramidiche, soprattutto per quanto riguarda:

- le proprietà meccaniche di resistenza e il modulo elastico in trazione;
- la durabilità all'esposizione ambientale;
- il fenomeno del rilassamento (creep).

La resistenza media della famiglia dei filamenti di carbonio varia da 1.900 MPa a 4.900 MPa, mentre i moduli elastici variano da 640 GPa a 230 GPa.

I filamenti di carbonio possiedono, quindi, rigidzze e resistenze maggiori degli acciai da costruzione e risultano indicati per tutti gli interventi di rinforzo a flessione e a taglio, specialmente in presenza di elevati stati tensionali permanenti.

La resistenza media della famiglia dei filamenti di vetro varia da 2.500 a 3.500 MPa, mentre il modulo elastico in trazione varia da 60 a 80 GPa. I filamenti di vetro, pertanto, sono caratterizzati da resistenze superiori all'acciaio, ma possiedono bassi moduli elastici.

Di conseguenza, questi materiali sono indicati per interventi di fasciatura, di contenimento dello stato fessurativo e in tutte quelle applicazioni con regime tensionale permanente modesto.

Per quanto riguarda la durabilità, i filamenti più comuni di fibra di vetro si sciolgono in ambiente alcalino. Il contatto con il calcestruzzo potrebbe quindi essere potenzialmente molto pericoloso per i filamenti di vetro.

La famiglia dei filamenti di fibra aramidica ha resistenze e moduli elastici intermedi ai precedenti.

I filamenti di carbonio, inoltre, conducono elettricità, mentre le fibre di vetro e le fibre aramidiche sono isolanti.

Per i rinforzi strutturali si possono utilizzare compositi preparati in situ oppure preformati.





### **Compositi preparati in situ**

I compositi preparati in situ sono costituiti da tessuti di fibre che vengono impregnati in cantiere con la matrice polimerica.

Esistono due metodi di applicazione: il primo è “a secco” e prevede la stesura di uno strato adesivo di resina sulla superficie da rinforzare, su cui viene posato il tessuto, impregnato successivamente con una seconda mano dello stesso materiale polimerico.

Il secondo metodo, “a umido”, prevede l’impregnazione del tessuto per immersione nella resina, contenuta in apposite vasche trasportabili, eventualmente fornite di rulli, che ne facilitano l’impregnazione completa, e la successiva applicazione del tessuto sul substrato. La resina ha la funzione sia di impregnare le fibre, fungendo da matrice del composito, sia di aderire al substrato.

Sulla superficie da rinforzare è possibile applicare un ulteriore strato di adesivo, con proprietà differenti da quello adoperato come impregnante, avente lo scopo di preparare e livellare il supporto. Il tessuto deve essere applicato prima che questo materiale solidifichi. Tale tecnica permette di rinforzare anche strutture a geometria complessa, grazie alla flessibilità delle fibre, che si adattano facilmente alla forma del supporto. In genere, le fibre vengono disposte lungo la direzione di maggiore sollecitazione. È inoltre possibile incrementare il rinforzo sovrapponendo più strati di tessuto.

Uno svantaggio è la forte dipendenza dalle caratteristiche finali del composito dalle condizioni di messa in opera, che spesso non sono ottimali. L’applicazione deve avvenire a temperature comprese tra 10 e 30°C e in condizioni di bassa umidità relativa.

I tessuti utilizzati per il rinforzo strutturale possono essere monoassiali, biassiali o multiassiali.

I tessuti monoassiali sono costituiti da fasci di fibre parallele, mantenute in posizione da una trama di filamenti, aventi la funzione di assicurare l’allineamento delle fibre.

I tessuti biassiali, in cui trama e ordito sono realizzati con il materiale di rinforzo, sono impiegati quando le dimensioni o la geometria dell’elemento da consolidare non permettono la stesura di strati sovrapposti di tessuto monoassiale e occorre intervenire su diverse direzioni di sollecitazione.





### **Materiali preformati**

I materiali preformati vengono generalmente prodotti sotto forma di lamine pultruse, ossia estruse sotto trazione. Il processo di pultrusione garantisce un ottimo allineamento delle fibre ed un maggior controllo dell'omogeneità del composito.

Le lamine presentano spessore intorno a 1,4 mm e larghezza variabile, in modo da fornire diverse sezioni resistenti.

Gli elementi pultrusi sono incollati direttamente sulle strutture da rinforzare e vengono impiegati principalmente nel rinforzo flessionale, in quanto garantiscono un'applicazione più rapida rispetto ai tessuti. Possono essere utilizzati solo in presenza di superfici piane e vengono suddivisi in 2 classi: una privilegia la resistenza (HR) e l'altra il modulo elastico (HM).

Per il rinforzo di strutture murarie tradizionali si ricorre principalmente all'uso di materiali a base di fibra di vetro e di kevlar.

### **Adesivi**

Per incollare i rinforzi in FRP, s'impiegano generalmente gli adesivi epossidici, aventi proprietà differenti a seconda che si vogliano adoperare prodotti preformati oppure materiali compositi realizzati in cantiere.

Nel primo caso si utilizzano adesivi tissotropici, che incollano direttamente l'elemento preformato alla struttura. Nel secondo caso, invece, l'incollaggio prevede la realizzazione di più strati, di cui il primo aderisce al substrato e rende regolare la superficie di posa, mentre il secondo assicura l'adesione delle fibre al rinforzo, e, contemporaneamente, funge da matrice del composito.

In entrambi i casi, si può utilizzare un primer, ovvero un adesivo epossidico di bassa viscosità, avente una maggiore capacità di penetrazione nel substrato.

### **Modalità di applicazione**

La prima fase dell'intervento prevede la pulizia, mediante sabbiatura o spazzolatura, della superficie dell'elemento da consolidare, al fine di eliminare tutte quelle parti inconsistenti, che potrebbero compromettere l'adesione del rinforzo al supporto.

Si procede quindi con la rasatura del supporto, volta ad ottenere la planarità della superficie d'intervento.

Se si utilizzano dei tessuti, si applica dapprima un adesivo epossidico fluido, il primer, avente lo scopo di penetrare in profondità nel supporto, e, successivamente, si stendono materiali più viscosi, con cui ottenere strati di spessore.





Si applica quindi il tessuto, cercando di garantire l'allineamento delle fibre nella direzione di sollecitazione a trazione. Infine si stende un nuovo strato di adesivo epossidico che ingloba le fibre. Per facilitare l'inserimento delle fibre nell'adesivo si possono utilizzare appositi rulli.

Se si scelgono le lamine preformate, è sufficiente applicare lo strato di adesivo e farvi aderire la lamina.

La superficie della lamina da incollare è irruvidita ed è protetta, fino al momento dell'applicazione, da un film polimerico. Una volta applicato il rinforzo, prima di caricare la struttura, occorre attendere che l'adesivo solidifichi.

Il consolidamento con materiali compositi, nonostante la relativa semplicità di posa in opera rispetto a sistemi d'intervento con materiali tradizionali, deve essere necessariamente eseguito da maestranze specializzate ed esperte, in quanto una non corretta installazione del sistema può rendere inefficace l'intervento.

Il rinforzo mediante FRP presenta, infatti, criticità tali che solo una mano d'opera altamente qualificata è in grado di gestire, tra cui: la presenza di eventuali lesioni non individuate in fase di progetto, la perfetta pulizia e planarità del supporto sui cui applicare il rinforzo, il corretto allineamento e la stratificazione dei tessuti, il dosaggio dei componenti degli adesivi e delle resine epossidiche, il controllo delle condizioni ambientali.

L'efficienza del rinforzo, oltre che dal substrato e dalle caratteristiche del materiale composito, dipende anche dalla capacità dell'adesivo di trasmettere le sollecitazioni.

In strutture esposte ad ambienti caldi e umidi si può verificare la perdita di adesione tra l'adesivo epossidico e il supporto, con il conseguente distacco della lamina di rinforzo.

#### **Riferimenti normativi**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni dedicano l'intero capitolo 8 agli interventi sulle costruzioni esistenti, indicando come riferimento il Documento tecnico del C.N.R. DT 200/2004 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo degli interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

Tale documento, emesso dal CNR, è stato recepito, nel luglio del 2009, dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con la pubblicazione delle Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il Collaudo di interventi di Rinforzo di Strutture in c.a. e c.a.p. e murarie con FRP".





## 4.4 La normativa di riferimento

La progettazione e i calcoli degli elementi strutturali sono stati elaborati in conformità ed in osservanza delle seguenti normative:

- D.M. 14/01/2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare di applicazione delle NTC 2008

### *Calcestruzzo armato - acciaio:*

- UNI ENV 1992-1-1 (EUROCODICE 2) – “Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo”
- UNI ENV 1993-1-1 (EUROCODICE 3) – “Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio”
- LEGGE 5 novembre 1971, n.1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica”
- D.M.L.P. 9 gennaio 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- CNR-UNI 10011/1985, “Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l’esecuzione e la manutenzione”

### *Legno:*

- UNI ENV 1995-1-1 (EUROCODICE 5) – “Eurocodice 5. Progettazione delle strutture di legno”

### *Muratura:*

- D.M.L.P. 20 novembre 1987, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”
- Circolare 4 gennaio 1989, n.30787, “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.

### *Materiali compositi fibrorinforzati:*

- CNR - DT 200/2004, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie.”







- CNR – DT 201/2005, “Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Lignee mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”
- CNR - DT 205/2007, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)”

*Azioni sulle strutture:*

- D.M.L.P. 16 gennaio 1996, “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi ”
- Circolare 4 luglio 1996, n.156, “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al D.M. 16/01/96”
- CNR-UNI 10012/1985, “Ipotesi di carico sulle costruzioni”



## 4.5 Resistenze dei materiali

### 4.5.1 Caratteristiche dei materiali

#### Legno di larice: Categoria S2

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{yk}$	320	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica al taglio	$f_{vk}$	32	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a flessione	$f_d$	170,67	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{vd}$	17,07	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico longitudinale	E	120.000	daN/cm <sup>2</sup>
Massa volumica media	$\rho$	600	daN/m <sup>3</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm}$	100	daN/cm <sup>2</sup>

#### Legno di quercia: Categoria S

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{yk}$	420	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica al taglio	$f_{vk}$	40	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a flessione	$f_d$	224	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{vd}$	21,33	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico longitudinale	E	120.000	daN/cm <sup>2</sup>
Massa volumica media	$\rho$	825	daN/m <sup>3</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm}$	100	daN/cm <sup>2</sup>

#### Acciaio: Tipo di acciaio S 275

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	2.750	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{t,nom}$	4.300	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0}$	1,05	
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{yd}$	2.619	daN/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a taglio	$\tau_{vd}$	1.512	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico longitudinale	$E_s$	2.100.000	daN/cm <sup>2</sup>
Peso specifico	$\rho$	7.850	daN/m <sup>3</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm}$	1.650	daN/cm <sup>2</sup>

#### Calcestruzzo: classe di resistenza C25/30

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	300	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	250	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	1,5	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	11,91	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	14,29	daN/cm <sup>2</sup>



Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk}$	8,33	daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. riduttivo per resistenze a lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	141,67	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico longitudinale	$E_c$	314.758	daN/cm <sup>2</sup>
Peso specifico	$\rho$	2.500	daN/m <sup>3</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm}$	150	daN/cm <sup>2</sup>

#### 4.5.2 Parametri di resistenza delle strutture in legno

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del materiale.

Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) si ricava a partire dal valore caratteristico, mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} \times X_k}{\gamma_M}$$

dove:

$X_k$  = valore caratteristico della proprietà del materiale;

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza del materiale;

$k_{mod}$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

Il valore di  $X_d$  è funzione della classe di servizio e della classe di durata del carico cui il materiale appartiene.

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo nella vita della struttura, per un certo periodo di tempo.

Le strutture lignee in esame sono soggette:

- al peso proprio e ai sovraccarichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, considerati appartenenti alla classe di durata permanente;

- ai sovraccarichi variabili dell'edificio, appartenenti alla classe di media durata.

Nelle verifiche di resistenza bisogna assumere il valore di  $k_{mod}$  relativo al carico di durata minore, ovvero al carico accidentale di media durata.



**Tabella 4.4.I - Classi di durata del carico**

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le strutture lignee costituenti i solai si considerano appartenenti alla classe di servizio 2, che risulta essere caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

**Tabella 4.4.II -Classi di servizio**

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

I coefficienti parziali di sicurezza del materiale sono forniti dalla seguente tabella.

**Tabella 4.4.III -Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali**

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

A causa del particolare comportamento reologico del legno e dei materiali da esso derivati, occorre valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. Nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

La deformazione istantanea si calcola usando il valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale; per le deformazioni istantanee delle unioni si fa riferimento al valore istantaneo del modulo di scorrimento.

I valori di  $k_{mod}$  sono forniti dalla tabella 4.4.IV.

La deformazione a lungo termine viene calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$ , per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

I valori di  $k_{def}$  sono riportati nella Tab. 4.4.V.

**Tabella 4.4.IV** - Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		2	-	-	-	0,45	0,80	
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

**Tabella 4.4.V - Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno**

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080		0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di  $k_{def}$  dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

La resistenza ultima a flessione è data da:

$$f_d = \frac{k_{mod} \times f_k}{\gamma_M}$$

La resistenza ultima al taglio è data da:

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \times f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove:

$f_k$  = valore caratteristico della resistenza a flessione;

$f_{vk}$  = valore caratteristico della resistenza al taglio;

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

$k_{mod}$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura;

$k_{mod} = 0,6$  per carichi permanenti

$k_{mod} = 0,8$  per carichi accidentali di media durata

Per le verifiche di resistenza si considera il valore di  $k_{mod}$  relativo al carico di durata minore, ovvero al carico accidentale di media durata.

L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A







Per le verifiche deformative si utilizza il seguente valore di progetto del modulo di elasticità:

$$E_{0,mean} = 120.000 \text{ daN/cm}^2 \text{ (per entrambe le tipologie di legno considerato)}$$

$$E_d = 120.000 / 1,0 = 120.000 \text{ daN/cm}^2 \text{ (s.l.e.)}$$

$$E_d = 120.000 / 1,5 = 80.000 \text{ daN/cm}^2 \text{ (s.l.u.)}$$

Come limite massimo d'inflexione istantaneo si è assunto  $L/300$ .

Per valutare la deformazione riferita al lungo periodo, considerata la classe di servizio 2, si utilizza il seguente modulo elastico:

$$E_{mean,fin} = E_0 / (1 + k_{def}) = 120.000 / (1 + 0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

con  $k_{def} = 0,8$  (legno massiccio, classe di servizio 2).

Per quanto concerne il calcestruzzo, le verifiche sul lungo periodo sono state condotte assumendo un modulo elastico pari alla metà del modulo elastico istantaneo:

$$E_{c,fin} = 346.700 / 2 = 173.350 \text{ daN/cm}^2.$$

Come limite massimo d'inflexione a tempo infinito (tenendo quindi conto anche della viscosità dei materiali) si è assunto  $L/250$ .

### 4.5.3 Parametri di resistenza dell'acciaio

Tipo di acciaio	$f_{yk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$	$f_{yd}$
S235 (Fe360)	2.350	3.600	2.238
S275 (Fe430)	2.750	4.300	2.619
S355 (Fe510)	3.550	5.100	3.381

dove:

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk}$  = tensione caratteristica di rottura

Resistenza di calcolo (SLU):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con  $\gamma_{M0} = 1,05$ .

Modulo elastico:  $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di elasticità trasversale:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$

Coefficiente di dilatazione termica lineare:  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$





Densità:  $\rho=7.850 \text{ kg/m}^3$

$$\tau_{yd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

*Verifiche a deformabilità:*

$\delta_1$  = massimo spostamento elastico di campata da carichi permanenti (P)

$\delta_2$  = massimo spostamento elastico di campata da carichi variabili (Q)

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

- Solai e coperture praticabili:  $\delta_{\max} < L/250$        $\delta_2 < L/300$
- Coperture in generale:  $\delta_{\max} < L/200$        $\delta_2 < L/250$

#### 4.5.4 Parametri di resistenza del calcestruzzo

$R_{ck}$  = resistenza caratteristica cubica a compressione

$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$  = resistenza caratteristica cilindrica a compressione

Valore medio della resistenza cilindrica:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$

Modulo elastico istantaneo (secante):  $E_{cm} = 22.000 (f_{cm}/10)^{0,3}$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0,85$  = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata

$\gamma_c = 1,5$  = coefficiente parziale di sicurezza del cls

La resistenza di calcolo a compressione del cls è data da:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{250}{1,5} = 141,67 \text{ daN/cm}^2$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0,85$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\gamma_M = 1,5$  è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 giorni.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A



#### 4.5.5 Parametri di resistenza dei materiali compositi fibrorinforzati

##### CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI RINFORZI CON FRP

Le verifiche degli elementi rinforzati devono essere condotte sia nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU).

Si deve verificare, mediante il metodo dei coefficienti parziali, che, in tutte le situazioni prevedibili, adottando i valori di progetto (o di calcolo) delle azioni, delle sollecitazioni e delle resistenze, non sia violato alcuno stato limite. Deve cioè risultare:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  e  $R_d$  sono, rispettivamente, i valori di progetto (o di calcolo) della generica domanda (ef-fetto, sollecitazione, ecc.) presa in considerazione e della corrispondente capacità (in termini di resi-stenza o di deformazione) nell'ambito dello stato limite esaminato.

I valori di calcolo si ricavano da quelli caratteristici attraverso opportuni coefficienti parziali.

Per la generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale o di un prodotto usato nel rinforzo, il valore di calcolo,  $X_d$ , è dato dalla relazione:

$$X_d = \eta \times \frac{X_k}{\gamma_m}$$

dove  $\eta$  è un fattore di conversione che tiene conto, in maniera moltiplicativa, di problemi speciali di progetto,  $X_k$  è il valore caratteristico della proprietà in questione, e  $\gamma_m$  è il coefficiente parziale del materiale o del prodotto, che tiene conto del tipo di applicazione.

Il valore del coefficiente di variazione,  $V_x$ , può essere assunto pari a 0,10 per l'acciaio, a 0,20 per il calcestruzzo e 0.30 per la muratura e per il legno.

Il valore del fattore di conversione,  $\eta$ , è generalmente assunto pari a 0,85 per il calcestruzzo e a 1.00 per l'acciaio, la muratura e il legno.

La capacità di calcolo,  $R_d$ , è esprimibile come:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times R\{X_{di}; a_{di}\}$$

in cui  $R\{...\}$  è una opportuna funzione riconducibile allo specifico modello meccanico considerato (ad esempio quello per la flessione, per il taglio, per l'ancoraggio) e  $\gamma_{Rd}$  è un coefficiente parziale che tiene conto delle incertezze insite nel suddetto modello.



Gli argomenti della funzione sono, in genere, i valori di calcolo,  $X_{di}$ , dei materiali/prodotti usati per il rinforzo, oppure dei materiali preesistenti, ed i valori nominali,  $a_{d,i}$ , dei parametri geometrici chiamati in causa nel modello.

Il fattore di conversione  $\eta$  è dato dal prodotto del fattore di conversione ambientale,  $\eta_a$ , per quello relativo agli effetti di lunga durata,  $\eta_l$ .

### **Coefficienti parziali**

#### **Coefficienti parziali $\gamma_m$ per i materiali ed i prodotti**

Per gli stati limite ultimi, possibili valori da attribuire ai coefficienti parziali, che nel caso dei materiali e dei prodotti di composito fibrorinforzato vengono denotati con  $\gamma_f$ , sono indicati nella seguente Tabella 3-2, distinguendo i casi in cui il collasso avviene per rottura del materiale o per delaminazione:

**Tabella 3-2 – Coefficienti parziali  $\gamma_m$  per i materiali ed i prodotti.**

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A <sup>(1)</sup>	Applicazione tipo B <sup>(2)</sup>
Rottura	$\gamma_f$	1.10	1.25
Delaminazione	$\gamma_{fd}$	1.20	1.50

<sup>(1)</sup> Sistemi di rinforzo certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

<sup>(2)</sup> Sistemi di rinforzo non certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

Per gli stati limite di esercizio, si attribuisce un valore unitario a tutti i coefficienti parziali  $\gamma_f$  dei **materiali e dei prodotti di composito fibrorinforzato**,

#### **Coefficienti parziali $\gamma_{Rd}$ per i modelli di resistenza**

Per gli stati limite ultimi i valori suggeriti per i coefficienti parziali  $\gamma_{Rd}$  dei diversi modelli di resistenza sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 3-3 – Coefficienti parziali  $\gamma_{Rd}$ .**

Modello di resistenza	$\gamma_{Rd}$
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

### **PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E RELATIVI FATTORI DI CONVERSIONE**

Sono di seguito riportati alcuni valori di riferimento da attribuire al fattore di conversione  $\eta$ , in relazione ad aspetti che possono influenzare la durabilità ed il comportamento degli FRP in particolari condizioni.

#### **Azioni ambientali e fattore di conversione ambientale $\eta_a$**



Le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni sistemi di FRP degradano in presenza di determinate condizioni ambientali quali: ambiente alcalino, umidità (acqua e soluzioni saline), temperature estreme, cicli termici, cicli di gelo e disgelo, radiazioni ultraviolette (UV).

- *Effetti da ambiente alcalino.* L'acqua contenuta nei pori del calcestruzzo può provocare un degrado della resina e delle zone d'interfaccia. Il danneggiamento della resina dovuto all'attacco di alcali è in genere più grave di quello dovuto all'umidità. È opportuno che la resina completi il processo di maturazione prima dell'esposizione ad ambienti alcalini.
- *Effetti dell'umidità* (acqua e soluzioni saline). I principali effetti dell'assorbimento di umidità riguardano la resina e sono: plasticizzazione, riduzione della temperatura di transizione vetrosa, riduzione di resistenza e riduzione (meno pronunciata) di rigidità. L'assorbimento di umidità dipende dal tipo di resina, dalla composizione e qualità delle lamine, dallo spessore, dalle condizioni di maturazione, dall'interfaccia resina-fibra e dalle condizioni di lavorazione.
- *Effetti di temperature estreme e di cicli termici.* Gli effetti primari della temperatura riguardano la risposta viscosa della resina e quindi del composito. Al crescere della temperatura si manifesta una diminuzione del modulo di elasticità normale della resina. Se la temperatura supera quella di transizione vetrosa, il livello di prestazione del composito di FRP si abbassa in maniera significativa. I cicli termici, in generale, non sortiscono effetti deleteri, anche se possono favorire la formazione di microfratture nei sistemi che utilizzano resina ad alto modulo. Per gli intervalli di temperatura tipici delle infrastrutture civili è possibile evitare indesiderati decadimenti delle prestazioni scegliendo il sistema in modo che la temperatura di transizione vetrosa sia sempre più elevata della temperatura massima alla quale opererà il componente o la struttura.
- *Effetti di cicli di gelo e disgelo.* In generale, l'esposizione a cicli di gelo e disgelo non influisce sulla prestazione delle fibre; riduce invece quella della resina e dell'interfaccia tra fibre e resina, a causa del verificarsi di distacchi fra esse. Per temperature al di sotto dello 0 °C, i sistemi a base di resina polimerica possono migliorare le proprie prestazioni sviluppando valori più elevati di resistenza e rigidità. Gli effetti del degrado prodotto da cicli termici possono essere



amplificati dalla presenza di umidità: la ciclicità favorisce infatti la crescita e la propagazione delle microfessure provocate dalla presenza di soluzioni saline in ambiente umido.

- Effetti di radiazioni ultraviolette (UV). Raramente le radiazioni UV degradano le prestazioni meccaniche dei sistemi a base di FRP, nonostante alcune resine possano accusare, per effetto di esse, una certa fragilizzazione ed erosione superficiale. In generale, l'effetto più deleterio legato all'esposizione UV è la penetrazione di umidità e di altri agenti aggressivi attraverso la superficie danneggiata. I sistemi a base di FRP possono essere protetti in tal senso con l'aggiunta di appropriati additivi nella resina e/o con l'uso di opportuni rivestimenti.

La seguente tabella fornisce i valori da attribuire al fattore di conversione  $\eta_a$  in funzione dei materiali costituenti il rinforzo e delle condizioni di esposizione.

**Tabella 3-4** – Fattore di conversione ambientale  $\eta_a$  per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	$\eta_a$
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

### Modalità di carico e fattore di conversione per effetti di lunga durata $\eta_l$

Le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni sistemi a base di FRP degradano per l'effetto della viscosità, del rilassamento e della fatica.

- *Effetti di viscosità e rilassamento.* In un sistema a base di FRP la viscosità ed il rilassamento dipendono dalle proprietà delle resine e delle fibre di rinforzo. In genere le resine termoindurenti (poliesteri insaturi, esteri vinili, resine epossidiche e fenoliche) sono meno viscosi di quelle termo-plastiche (polipropilene, nylon, policarbonati, ecc.). Poiché la presenza di fibre diminuisce la viscosità delle resine, tali fenomeni sono più pronunciati quando il carico è

applicato trasversalmente alle fibre o quando il composito è caratterizzato da una bassa percentuale in volume di fibre. La viscosità può essere ridotta assicurando, in esercizio, un livello tensionale sufficientemente basso. I sistemi a base di CFRP sono i meno suscettibili a rotture per viscosità; quelli a base di fibre aramidiche sono moderatamente suscettibili; quelli a base di fibre di vetro sono i più suscettibili.

- *Effetti di fatica.* Le prestazioni dei sistemi a base di FRP in condizioni di fatica sono generalmente molto buone. Esse dipendono dalla composizione della matrice e, moderatamente, dal tipo di fibre. Nei compositi unidirezionali le fibre presentano di solito pochi difetti e conseguentemente contrastano in modo efficace la formazione di fessure. Inoltre, la propagazione di eventuali fessure presenti è ostacolata dall'azione esplicata dalle fibre presenti nelle zone adiacenti.

I valori da attribuire al fattore di conversione  $\eta_1$  nelle verifiche agli stati limite di esercizio, sono indicati dalla seguente tabella.

**Tabella 3-5** – Fattore di conversione per effetti di lunga durata  $\eta_1$  per vari sistemi di FRP (carichi di esercizio).

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	$\eta_1$
Persistente (viscosità e rilassamento)	Vetro / Epossidica	0.30
	Aramidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico (fatica)	Tutte	0.50

In presenza sia di carico persistente che ciclico il fattore di conversione complessivo è ottenuto come prodotto dei relativi fattori di conversione.



## Capitolo 5 – IL CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Villa Crosti-Colombo, come la maggior parte dei vecchi edifici che caratterizzano i nostri centri storici, è stata costruita, secondo gli usi e le conoscenze tecniche dell'epoca di realizzazione, su un sistema di fondazioni continue in muratura, che si estendono per tutta la lunghezza dei muri portanti, trasferendo i carichi di questi direttamente al terreno sottostante.

Tali fondazioni sono state realizzate secondo il procedimento “a sacco”, ossia riempiendo lo scavo con pietrame e frammenti di laterizio, tenuti insieme da malta di calce, scarsamente tenace, che ne riempie gli interstizi.



**Figura 63 - Fondazioni esistenti in muratura**

La stabilità delle fondazioni influisce in modo determinante sul comportamento statico globale dell'edificio, poiché i cedimenti che esse subiscono si ripercuotono sullo stato di deformazione dell'intero organismo strutturale.

Le strutture di fondazione originarie hanno resistito, nel complesso, abbastanza bene alle insidie del tempo; tuttavia, ormai, manifestavano, in modo sempre più evidente, segni di debolezza, dovuti alla vetustà dell'edificio, alla mancanza di manutenzione e alle vibrazioni continue provocate dal traffico pesante.



L'incremento dei carichi agenti sulle strutture di fondazione, dovuto all'inserimento di nuove attività nell'edificio, e la presenza di cedimenti differenziali, evidenziati dalla comparsa di lesioni ad andamento inclinato, hanno reso necessario il consolidamento delle strutture di fondazione.

Inoltre, a testimonianza delle trasformazioni subite nel corso dei secoli dal fabbricato, è emerso che porzioni dell'edificio risalenti a periodi storici diversi presentavano fondazioni con profondità e composizione differenti. Di qui è derivata la necessità di adottare più soluzioni d'intervento.

La scelta del tipo d'intervento dipende essenzialmente dal tipo di fondazioni esistente e dalla natura degli strati di terreno sottostanti.

Vi sono due diverse strategie di rinforzo per le strutture di fondazione:

- l'allargamento della base di fondazione;
- lo spostamento del piano di fondazione verso strati di terreno più profondi e, quindi, più resistenti.

Le due soluzioni adottate dai progettisti, ossia la realizzazione del vespaio armato strutturale e la creazione di un cunicolo perimetrale in calcestruzzo armato per l'alloggiamento degli impianti, rientrano nella prima categoria.

Tuttavia, mi è sembrato opportuno prendere in considerazione anche la seconda tipologia d'intervento, suggerendo, come una possibile alternativa, l'esecuzione di sottofondazioni in calcestruzzo armato.

In assenza delle tavole esecutive originarie, l'unico modo per determinare la tipologia e la stabilità delle fondazioni dell'edificio, è stato quello di effettuare degli scavi verticali, o pozzi, aventi dimensioni tali da consentire ad un operaio di poter eseguire lo scavo e rimuovere la terra di risulta dall'alto, mediante un paranco.

Gli scavi, aventi dimensioni minime intorno agli 1,20×1,50 m, sono stati realizzati a ridosso dei muri fino alla profondità del piano di fondazione.

L'esecuzione degli scavi ha permesso di effettuare il rilievo diretto delle strutture fondali, sia per quanto riguarda le dimensioni che per le caratteristiche costruttive e il loro stato di degrado.



## 5.1 Il vespaio armato strutturale

I progettisti, non accontentandosi di un semplice vespaio aerato, hanno optato per la realizzazione di una soluzione che, con costi aggiuntivi limitati, svolgesse sia una funzione strutturale, che una funzione di protezione dall'umidità e dalla temperatura, detta "vespaio armato".

Il "vespaio armato strutturale", eseguito su quasi tutta la superficie di pavimento del piano terreno, comportandosi come una piastra continua alleggerita, crea un elemento di elevata rigidità orizzontale a questo livello.



Figura 64 - Vespaio armato

Esso è costituito da 2 solette in cls di classe C25/30, di spessore pari a 10 cm, armate con rete elettrosaldada  $\phi 10/20 \times 20$  cm e distanziate tra loro mediante casseri a perdere tipo iglù, di dim. in pianta  $50 \times 50$  cm e altezza di 35 cm.

Le due solette sono state puntualmente collegate tra loro mediante connettori in acciaio, sagomati a Z, posizionati all'incrocio dei casseri in PVC ed annegati nel getto delle due solette.

I connettori hanno la funzione di trasferire gli sforzi di taglio e di garantire la collaborazione tra le due solette, in modo da creare un unico sistema resistente.

Lungo il perimetro del vespaio strutturale è stato realizzato un cordolo in calcestruzzo di dim. 30x55 cm, armato con correnti e staffe metalliche. Tale cordolo è stato ancorato alla muratura preesistente mediante cuciture armate perimetrali e passanti per l'attraversamento dei muri interni (sistema grip-round).



Figura 65 - Particolare del cordolo di collegamento alla muratura perimetrale

Nelle zone in cui è stata prevista la realizzazione di scale o ascensori gli iglù hanno altezza pari a 25 cm e il getto superiore in calcestruzzo è di 20 cm.

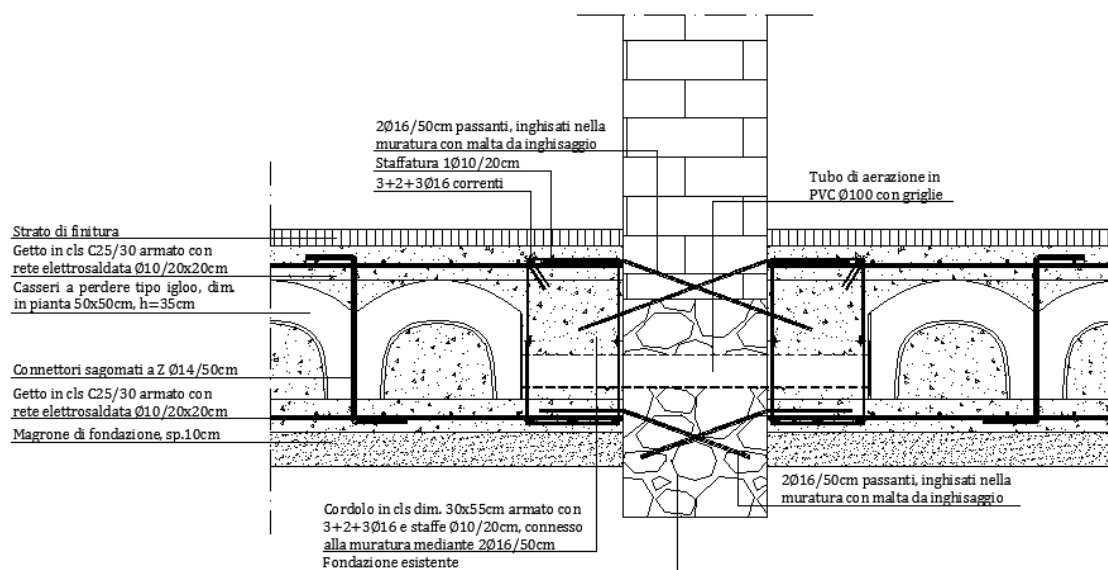


Figura 66- Particolare del vespaio armato in corrispondenza dei muri interni



Il vespaio armato svolge inoltre una funzione di protezione nei confronti dell'umidità e della temperatura.

La presenza di un'intercapedine aerata, posta tra il nuovo pavimento e il terreno esistente, costituisce, infatti, un'efficace barriera nei confronti dell'umidità di risalita dal terreno e un isolamento termico per i locali posti a quota più bassa.

Il vespaio armato strutturale rientra negli interventi di consolidamento di tipo "passivo", per cui sarà in grado di fornire il proprio contributo solo quando si verificherà un incremento delle sollecitazioni.



**Figura 67 - Posa in opera della rete elettrosaldata**

Operativamente l'intervento si articola nelle seguenti fasi:

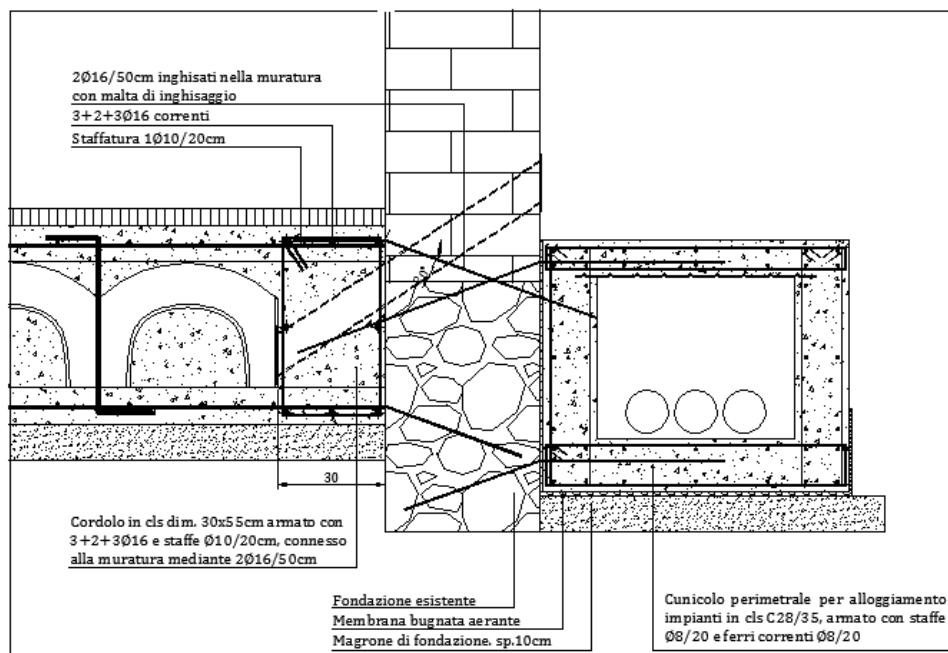
- preparazione del piano di posa: getto del magrone di fondazione di sp.10cm;
- creazione di collegamenti efficaci alle murature d'ambito tramite nicchie armate in ragione di 1 ogni 1,5-2 metri oppure tramite sistema "grip-round" con cuciture armate perimetrali e passanti per l'attraversamento dei muri interni;
- posa in opera della prima rete elettrosaldata  $\phi 10/20 \times 20$ cm;
- getto della prima soletta in cls di spessore pari a 10 cm;
- disposizione degli iglù;
- posa in opera della seconda rete elettrosaldata e getto della seconda soletta in cls, di sp. 10cm.



**Figura 68 - Getto della seconda soletta in calcestruzzo armata con rete elettrosaldata**

Tale soluzione, a mio parere, è risultata particolarmente vantaggiosa, in quanto ha permesso di ampliare notevolmente la superficie portante di fondazione e quindi di avere una maggiore omogeneità nella distribuzione dei carichi al terreno.

Inoltre, ancorando puntualmente il vespaio alle murature perimetrali mediante connettori metallici, è stato creato un collegamento mutuo tra tutte le murature presenti a livello di fondazione, in grado di impedire ulteriori cedimenti differenziali.



**Figura 69 - Particolare del collegamento del vespaio armato alla muratura perimetrale**

### 5.1.1 Il consolidamento delle fondazioni dell'atrio colonnato

Rispetto al progetto originario, che non prevedeva alcuna soluzione per il consolidamento delle fondazioni dell'atrio colonnato del prospetto sud, i progettisti hanno deciso di ricorrere anche in questo caso alla tecnica del vespaio armato.



Figura 70 - Particolare dell'armatura del cordolo

Intorno a ciascuna colonna è stato realizzato un cordolo in calcestruzzo armato di dim. 30x55 cm, connesso alla muratura di fondazione della colonna tramite 2 $\phi$ 16/50 cm.

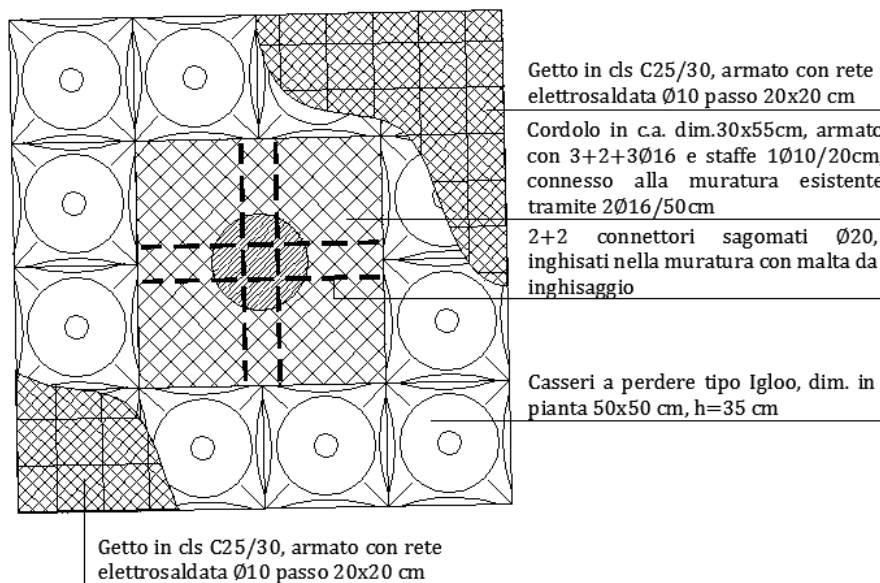


Figura 71 - Nodo vespaio - colonna





**Figura 72 - Realizzazione del cordolo alla base della colonna**

Per realizzare il vespaio armato, la pavimentazione lapidea delle zone U1 e U3 è stata smontata e successivamente ricostruita sopra la soletta in calcestruzzo con gli stessi manufatti lapidei, salvo eventuali integrazioni necessarie.

Per rendere ulteriormente solidali cordolo e fondazione, lungo le due direzioni principali sono stati inseriti 2+2  $\phi 20$  connettori sagomati, incrociati ortogonalmente e inghisati nella muratura con malta da inghisaggio.



**Figura 73 - Consolidamento delle fondazioni dell'atrio colonnato**

### 5.1.2 *Vespaiο armato con spinta attiva: sperimentazione*

La VOLTECO, nota azienda specializzata nelle impermeabilizzazioni e nel consolidamento strutturale, ha finanziato il tentativo di realizzare, al di sotto della soletta inferiore in c.a. del vespaiο armato, una barriera idraulica a base di bentonite di sodio, che, oltre a garantire l'impermeabilizzazione delle fondazioni, fornisce, principalmente, un contributo strutturale.



**Figura 74 - Impermeabilizzazione delle strutture di fondazione**

Il sistema è composto da un tessuto non tessuto e da un tessuto poroso, tra cui è interposto uno strato di ghiaia, di spessore pari a 3 cm, iniettato con bentonite di sodio.

La bentonite costituisce la matrice impermeabilizzante e i geotessili di contenimento l'elemento di protezione, che conferisce resistenza meccanica al sistema barriera.

La soluzione adottata rappresenta un "sistema attivo": la bentonite, infatti, interagendo con l'acqua presente nel terreno, si espande, esercitando, se correttamente arginata, una spinta positiva nei confronti della soletta sovrastante.

Tale spinta, sommandosi alla reazione del terreno, si oppone ai carichi verticali agenti sulle strutture di fondazione.

Essa avrebbe quindi rappresentato un contributo positivo in previsione dell'incremento dei sovraccarichi d'esercizio, dovuto al cambio di destinazione d'uso dell'edificio.

L'efficacia dell'intervento è legata, principalmente, alla realizzazione di un buon collegamento tra il vespaio armato e le murature di fondazione esistenti, così da garantire il trasferimento dei carichi dalle vecchie alle nuove strutture.

I collegamenti sono stati eseguiti mediante cordoli armati con staffe e ferri sagomati inghisati nella muratura con malta da inghisaggio.

Tale soluzione avrebbe comportato una distribuzione dei carichi più omogenea e un incremento della resistenza nei confronti delle azioni verticali.



**Figura 75 - Particolare dei tubicini di immissione della bentonite**

Operativamente, dopo aver regolarizzato e rullato il terreno, compattandolo, sono stati applicati i tappeti in TNT, tra i quali è stata racchiusa della ghiaia.

Si è proceduti quindi, al reinterro e alla compattazione del materiale di riempimento (ghiaia), al fine di confinare il tessuto geotessile contro il supporto.

Infine, attraverso appositi tubicini, è stata immessa, al disotto della soletta inferiore in calcestruzzo, la bentonite, che, gonfiandosi, avrebbe dovuto formare una sorta di cuscinetto a contatto con il terreno, avente la funzione di generare una spinta, contrastando le sollecitazioni trasmesse dalle fondazioni.



Quando il tappeto aderisce ad una struttura ed è confinato da materiali di riempimento, la pressione di quest'ultimo impedisce alla bentonite di espandersi totalmente determinando la formazione di un gel coloso, consistente, impermeabile all'acqua e autosigillante.

In presenza di fessurazioni o deformazioni della struttura protetta, il potenziale di espansione residuo della bentonite fa sì che quest'ultima possa espandersi ulteriormente, anche dopo anni dalla posa, sigillando cavità di ampiezza sino a 3 mm.

L'esperienza purtroppo non ha avuto buon esito, in quanto, durante la fase di esecuzione, non si è riusciti ad arginare la bentonite, che è fuoriuscita dai tappeti di TNT, rendendo il tentativo del tutto vano. La realizzazione di un efficiente giunto di malta impermeabile a presa rapida in corrispondenza della superficie di contatto con la muratura avrebbe potuto assicurare la buona riuscita dell'esperienza.

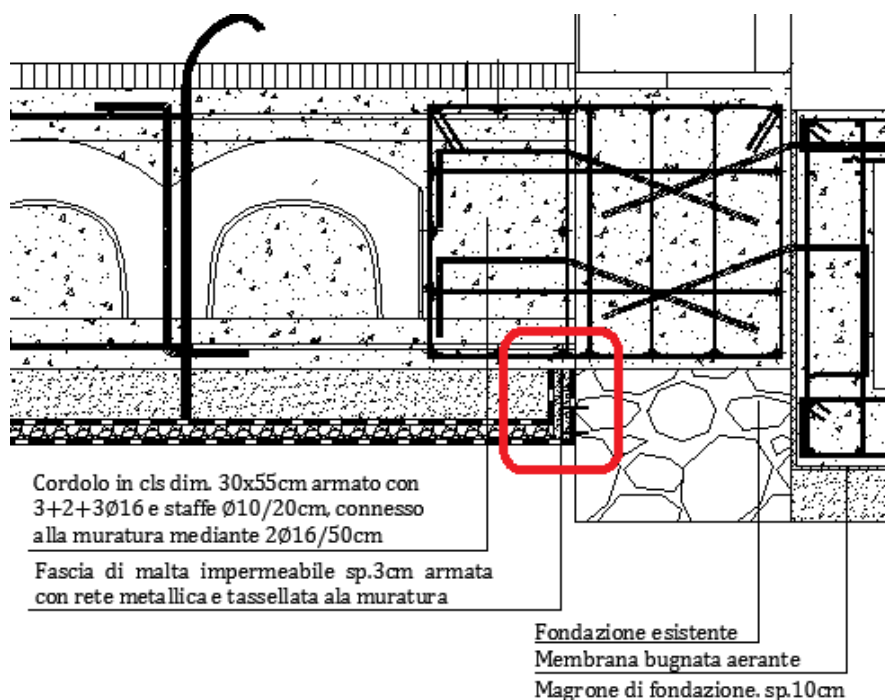


Figura 76 - Realizzazione del giunto con la muratura in malta impermeabile a presa rapida



### 5.1.3 Verifica della capacità portante del terreno di fondazione

Per verificare la capacità portante del terreno di fondazione del fabbricato in esame, è stato determinato il massimo carico in fondazione agente sulla zona ritenuta più svantaggiosa dal punto di vista della sicurezza, ovvero il muro di spina centrale dell'edificio, soggetto ai carichi della copertura, a quelli degli impalcati, con i relativi accidentali, al peso proprio del muro stesso.

Alla base del muro, si è ottenuto un carico verticale massimo, per unità di lunghezza del muro, pari a:  $P_{max} = 24.200$  daN (permanente + accidentale).

La larghezza della fondazione del muro esistente è pari a circa 130 cm.

Il progetto di consolidamento prevede un allargamento della fondazione tramite cordoli in c.a. e "vespaio armato" ad essi solidale, tali da incrementare l'area resistente effettiva del terreno di 1m su ciascun lato del muro.

La tensione massima di esercizio agente sul terreno risulta quindi pari a:

$$\sigma_{t,max} = \frac{P_{max}}{b} = \frac{24.200}{100 + 130 + 100} = 0,73 daN/cm^2$$

Dalle indagini geotecniche si ricava che la capacità portante ammissibile del terreno alla base delle fondazioni esistenti (-4 m di profondità rispetto al piano strada) è pari a :

$$\sigma_{t,amm} = 2,5 daN/cm^2 > \sigma_{t,max} = 0,73 daN/cm^2$$

Ne consegue che il terreno è idoneo a sopportare i carichi di esercizio.



## 5.2 Il cunicolo perimetrale per l'alloggiamento degli impianti

Laddove non era possibile l'esecuzione del vespaio armato, a causa della presenza di un pavimento di pregio, in seminato alla veneziana, non rimovibile, i progettisti hanno dovuto ideare una soluzione di consolidamento delle fondazioni che fosse attuabile dall'esterno, sfruttando le necessità impiantistiche.



Figura 77 - Posa in opera dell'armatura

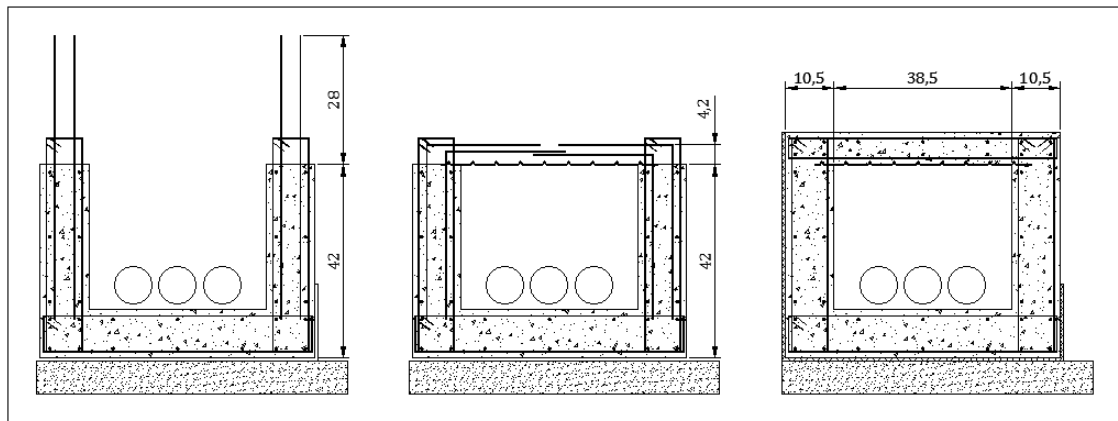
Lungo il perimetro dell'edificio è stato quindi realizzato un cunicolo ad U in calcestruzzo C28/35, armato con staffe  $\phi 8/20$  cm e ferri correnti  $\phi 8/20$  cm, in cui è stato predisposto il passaggio degli impianti.

Superiormente il cunicolo è stato chiuso mediante lamiera metallica tipo "Nervometal", su cui è stato successivamente effettuato il getto di cls.

Dal punto di vista operativo, inizialmente è stata realizzata la prima parte del cunicolo ad U con ferri di chiamata per il completamento del getto; quindi è stato effettuato il posizionamento della lamiera e la piegatura dei ferri di chiamata; infine è stata posizionata l'armatura con ferri correnti e staffe per poi eseguire il getto superiore di completamento in c.a.

Il cunicolo poggia sopra il magrone di fondazione, avente spessore pari a 10 cm.

Tra cunicolo e magrone è stata interposta una membrana bugnata aerante.



**Figura 78 - Fasi di realizzazione dell'armatura del cunicolo impiantistico**

Il cunicolo è connesso alla muratura di fondazione preesistente mediante 2 connettori  $\phi 16/50\text{cm}$ , inclinati di  $20\text{-}30^\circ$  rispetto all'orizzontale, sagomati e inghisati nella muratura con malta di inghisaggio.

Durante i lavori il cunicolo è stato utilizzato come base di appoggio per i ponteggi.

Una volta rimossi i ponteggi verranno disposte le griglie di aerazione.



**Figura 79 - Realizzazione del cunicolo impiantistico in c.a.**

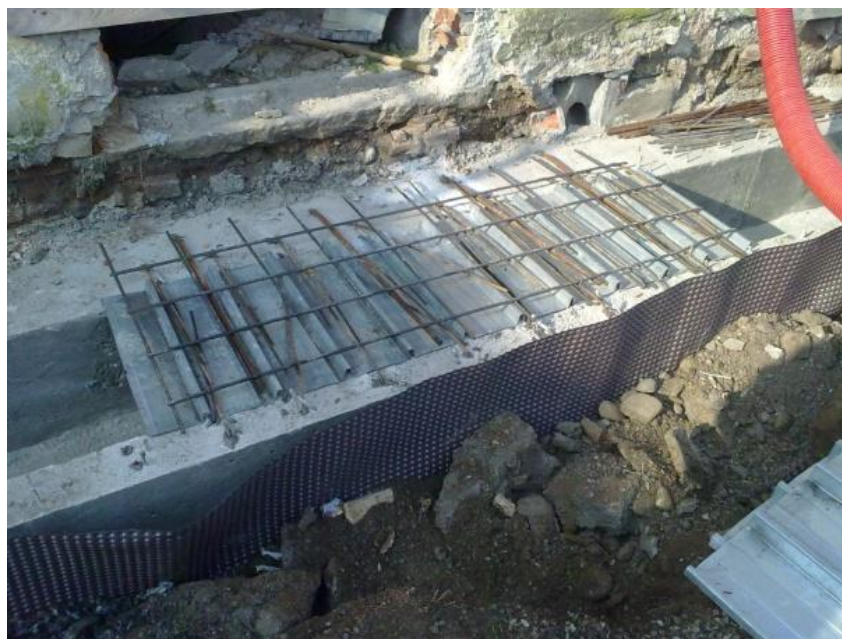
La realizzazione del cunicolo in c.a., posto in aderenza rispetto alla muratura di fondazione originaria, ha permesso di ottenere un allargamento della base di appoggio della fondazione stessa e il mutuo collegamento degli elementi, garantendo in tal modo una maggiore rigidità della struttura complessiva.





**Figura 80 - Posa in opera dei canali impiantistici**

Tale intervento ha rappresentato, a mio parere, un'ottima soluzione, in quanto ha permesso sia di risolvere il problema di consolidamento di alcune zone di fondazione, in cui la tecnica del vespaio armato non era praticabile, che di conciliare l'aspetto impiantistico con la funzione strutturale.



**Figura 81 - Posa in opera della lamiera grecata e della rete elettrosaldata**



## 5.3 Proposte alternative per il consolidamento delle fondazioni

### 5.3.1 La realizzazione di sottofondazioni in calcestruzzo armato

Gli interventi di rifunionalizzazione dell'edificio hanno comportato un incremento dei carichi agenti sulle strutture di fondazione.

In un primo momento, unitamente all'esecuzione del vespaio armato, era stata presa in considerazione l'ipotesi di realizzare delle sottofondazioni in mattoni, fino a una profondità di 1,5 m rispetto al piano originario delle fondazioni.

Tale soluzione è stata scartata, in quanto, dalle prove di carotaggio effettuate, è emerso che tutte le murature di fondazione erano sufficientemente profonde per la realizzazione del vespaio armato.

Ai fini della protezione antisismica, la migliore soluzione di consolidamento per le fondazioni rimane sicuramente quella a platea adottata dai progettisti, poiché, in terreni di scarsa consistenza, annulla sia gli spostamenti orizzontali che quelli verticali.

Tuttavia, le sottofondazioni continue rappresentano una valida alternativa al vespaio armato, perché consentono di raggiungere strati di terreno più profondi, ove sia l'effetto sismico che le vibrazioni dovute al traffico pesante risultano attenuati.

Di conseguenza, mi è sembrato opportuno analizzare anche questa tipologia d'intervento, suggerendo, però, al posto delle sottofondazioni in muratura, quelle in calcestruzzo armato, per la maggiore rapidità di esecuzione, ottenibile impiegando un calcestruzzo a presa rapida.

Le sottofondazioni hanno la funzione di integrare le fondazioni preesistenti, ritenute insufficienti per sopportare i nuovi carichi previsti. Esse devono costituire un reticolo chiuso che, con la sua omogeneità, fornisca un vincolo efficiente ai piedi dell'edificio per contenere le forze sismiche orizzontali.

Questa tipologia d'intervento permetterebbe di ottenere sia un aumento della superficie di trasmissione dei carichi, che lo spostamento del piano di posa verso strati di terreno dotati di maggiore resistenza.

Spesso, infatti, i dissesti di fondazione sono legati al comportamento meccanico di stratificazioni piuttosto superficiali del terreno a contatto con le fondazioni.

Le sottofondazioni, superando le stratificazioni di terreno vicine alle strutture preesistenti, trasferirebbero i carichi direttamente a profondità maggiori.



I lavori di sottofondazione vengono eseguiti per tratti successivi ed in maniera tale da ridurre il più possibile gli effetti delle azioni di trascinamento delle strutture sovrastanti. Poiché le strutture di elevazione presentano dei vuoti e dei pieni disposti su allineamenti verticali (maschi murari e finestre), le operazioni di scavo sottofondale cominceranno nelle zone corrispondenti ai vuoti, che risultano essere le meno sollecitate.

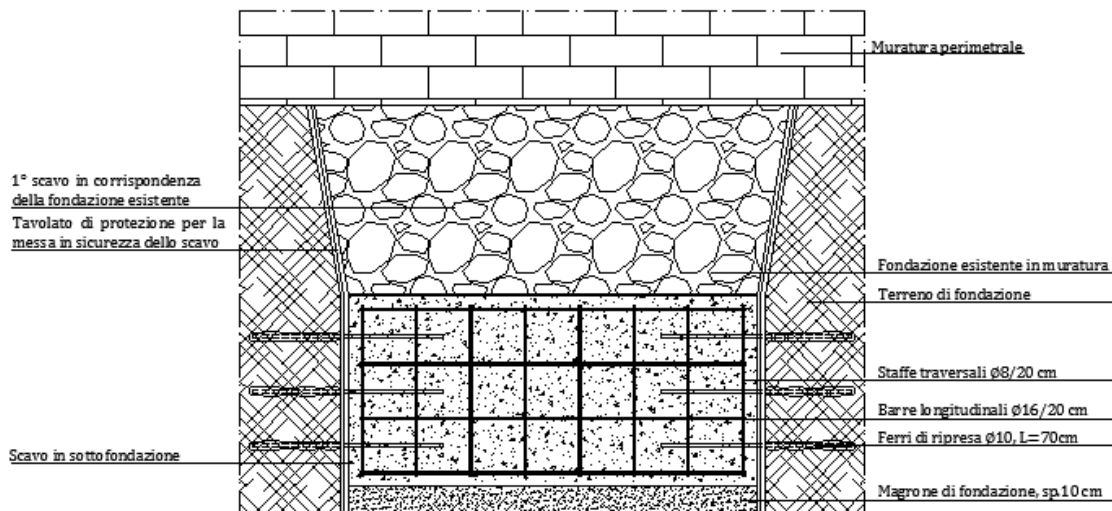


Figura 82 - Particolare dell'armatura delle sottofondazioni in c.a.

La larghezza dei cantieri di lavoro deve essere leggermente superiore a quella di ogni singola apertura al piano terra.

Gli scavi corrispondenti ai vuoti delle aperture superiori, vanno eseguiti uno alla volta avendo cura che fra uno scavo (n°I) e quello successivo (n°II), vi siano almeno due cantieri di intervallo.

In corrispondenza dei pieni, verranno poste in opera delle puntellature di sostegno provvisorio.

Una volta arrivati con lo scavo alla vecchia quota di fondazioni, si divide il cantiere n°I in più sottocantieri, in modo che la larghezza di ciascuno di essi sia pari a 1,00÷1,50 m (a seconda della consistenza del muro e della terra) e si esegue lo scavo (n°I), fino alla nuova base fondale, attaccando la terra per tutto lo spessore della vecchia fondazione, incrementando di quel tanto necessario al nuovo spessore della base fondale.

Una volta rimossa la terra in un sottocantiere, si realizza la sottofondazione in c.a. fino a raggiungere la vecchia fondazione.

Una volta realizzata la sottofondazione nel cantiere 1 si passa ad eseguire le stesse operazioni nel cantiere 2, oppure, se la distanza fra i due sottocantieri è sufficientemente grande, il lavoro può essere iniziato in due cantieri contemporaneamente.

Ultimato il sottocantiere n°2 si passa al sottocantiere n°3 e così di seguito fino al completamento dei cantieri dei vuoti. Quindi, con lo stesso ordine, si passa ai cantieri dei pieni fino all'ultimazione dei lavori.

Con i numeri romani si indicano i cantieri, mentre i numeri arabi si riferiscono ai sottocantieri.

L'intervento verrebbe quindi realizzato su settori alternativi della fondazione, predisponendo un'opportuna puntellatura, al fine di limitare i problemi di assestamento della sovrastruttura ed evitare eventuali crolli.

I vari settori verrebbero quindi resi solidali tra loro mediante appositi ferri di ripresa da annegare nel getto, così da garantire la continuità dell'opera di fondazione.

Se durante gli scavi di assaggio per le opere di sottofondazioni si constata che la muratura della vecchia base fondale è fatiscente, i lavori di sottofondazione dovranno essere estesi anche alla vecchia fondazione, prolungando gli scavi dei sottocantieri alla muratura della stessa, per ricostruirla a tratti mediante il sistema scuci-cuci.

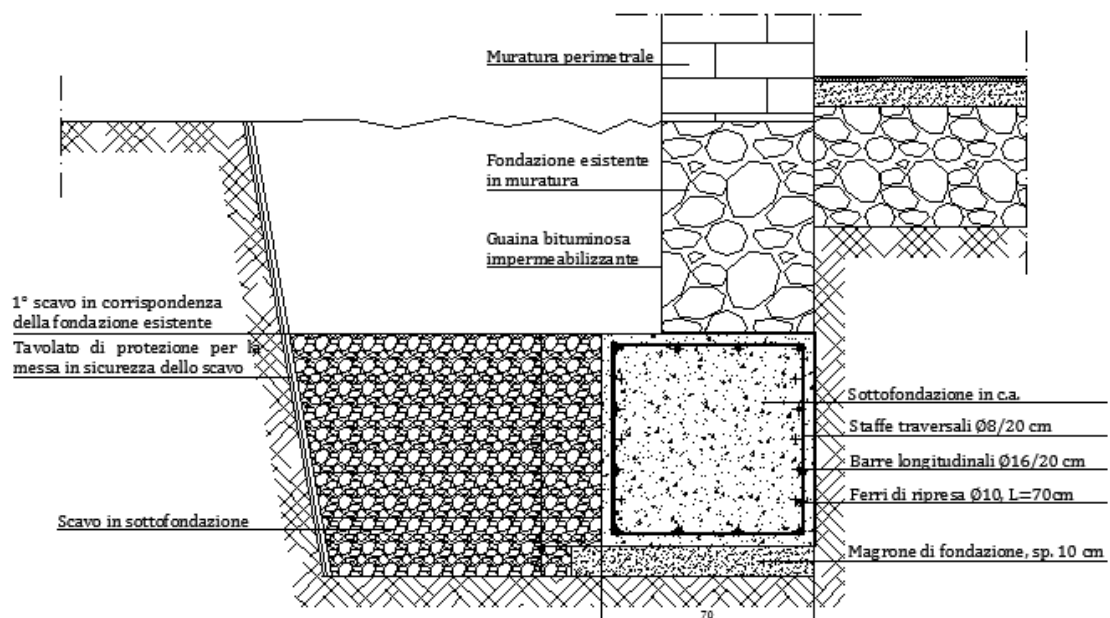


Figura 83 - Sezione trasversale delle sottofondazioni in c.a.



Operativamente l'intervento prevede le seguenti fasi di lavoro:

- esecuzione degli scavi di approccio, fino a raggiungere il vecchio piano fondale;
- esecuzione degli scavi di sottocantiera, al di sotto delle murature: la lunghezza delle aperture deve essere pari a  $1,00 \div 1,50$  m;
- posa in opera di puntelli, per il sostegno dei solai gravanti sulle murature interessate dall'intervento;
- esecuzione del getto di spianamento in magrone, fino al raggiungimento del piano di posa più idoneo al trasferimento dei carichi provenienti dalla sovrastruttura;
- esecuzione di fori orizzontali nel terreno e inserimento, all'interno degli stessi, dei ferri di ripresa;
- posa in opera della guaina bituminosa, per l'impermeabilizzazione delle strutture di fondazione;
- posa in opera dell'armatura della sottofondazione in c.a.;
- predisposizione dei casseri;
- realizzazione del getto in calcestruzzo a presa rapida;
- riempimento dello scavo con terre argillose ben costipate, per intercettare le acque del sottosuolo.

Da un punto di vista economico, l'intervento risulterebbe conveniente, dal momento che i lavori di scavo, comunque necessari, rappresenterebbero la maggior parte della spesa cui si andrebbe incontro.

Le difficoltà maggiori nella realizzazione delle sottofondazioni in c.a., consistono nell'eseguire gli scavi al di sotto del piano di appoggio, ma, soprattutto, nel collegare tra loro le armature longitudinali delle sottofondazioni.

Se i ferri longitudinali dell'armatura non venissero adeguatamente connessi tra loro, per saldatura o per sovrapposizione, la sottofondazione risulterebbe scomposta in tanti tronchi, ognuno di lunghezza pari a quella del corrispondente sottocantiera.

Di conseguenza è necessario far sporgere i ferri di ogni tronco, in modo da collegarli con quelli dei tronchi di sottofondazione più vicini. Ciò risulta, operativamente, molto difficile, in quanto è necessario predisporre una cassetta laterale, ad ogni singolo tronco, che consenta la fuoriuscita degli spezzoni di armatura da saldatura o da sovrapporre agli spezzoni più vicini.





### 5.3.2 Esecuzione di cordoli in calcestruzzo armato

Come alternativa al vespaio armato, ho voluto proporre l'esecuzione, su entrambi i lati delle strutture di fondazione esistenti, di travi cordolo in calcestruzzo armato, collegate tra loro mediante trasversi, sempre in c.a., ricavati nello spessore della fondazione.

Tale soluzione permetterebbe di incrementare la base della fondazione, al fine di distribuire il carico su una superficie più ampia e di ridurre le pressioni di contatto suolo-struttura.

Le travi longitudinali in calcestruzzo, realizzate a contatto con le fondazioni esistenti, hanno sezione rettangolare 30×40 cm e sono armate, ciascuna, con 4 ferri longitudinali  $\phi 16$  e staffe  $\phi 8/20$  cm.

I trasversi, debitamente armati con staffe e barre longitudinali, per resistere agli sforzi di flessione e taglio, derivanti dalla muratura sovrastante, hanno la funzione di trasferire il carico sulle travi longitudinali aderenti, che, a loro volta, lo trasmettono al terreno.

L'interasse dei trasversi, in genere intorno agli 1,5÷2 m, è funzione del carico sovrastante e dalla consistenza delle strutture di fondazione. Infatti, quanto più sconnessa è la vecchia muratura, tanto più ravvicinato sarà tale interasse, per non sottoporre la muratura stessa a sforzi di flessione e taglio troppo elevati.

Per realizzare un efficace collegamento fra i cordoli in c.a. e la struttura originaria di fondazione, è preferibile ricavare, nella vecchia muratura di fondazione, in corrispondenza degli intervalli fra i trasversi, delle nicchie irregolari, nelle quali incuneare il getto delle travi longitudinali.

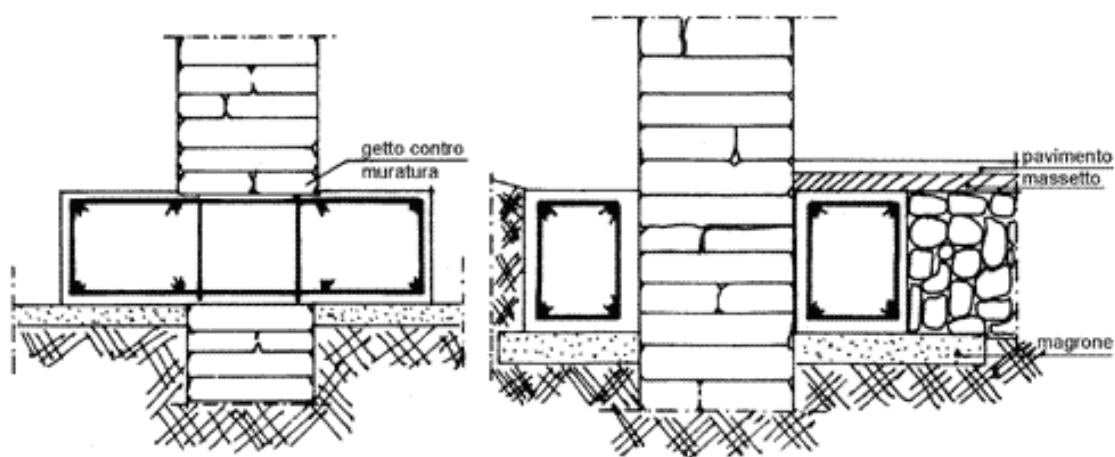


Figura 84 - Esecuzione di cordoli in c.a.





L'intervento prevede le seguenti fasi operative:

- esecuzione del getto di spianamento in magrone, fino al raggiungimento del piano di posa più idoneo al trasferimento dei carichi provenienti dalla sovrastruttura;
- realizzazione di collegamenti all'eventuale fondazione esistente, mediante nicchie armate ad interasse non superiore a  $1,5 \div 2$  metri;
- posa in opera delle armature di cordoli e trasversi;
- predisposizione dei casseri;
- esecuzione dei getti in conglomerato a stabilità volumetrica.

Tale intervento, pur essendo, nel complesso, meno laborioso della sottofondazione muraria, necessita tuttavia di avviare gli scavi e di proseguire i lavori simultaneamente su entrambe le facce del muro, cosa che comporta la rimozione di pavimenti e vespai per poter raggiungere la quota del piano di fondazione.

Di conseguenza, tale procedimento è preferibile a quello della sottomurazione, quando si debba procedere, come nel caso in esame, ad una ristrutturazione generale dell'edificio, che comporti anche il rifacimento dei pavimenti e delle opere di supporto.

Per garantire la buona riuscita dell'intervento, è necessario verificare che il calcestruzzo abbia raggiunto un sufficiente indurimento, prima di sottoporlo ai carichi della struttura sovrastante; per cui occorre predisporre e lasciare in opera, per almeno una settimana dal getto, una puntellatura alle strutture sovrastanti.

Per evitare eventuali dissesti, generati dal ritiro del calcestruzzo, impiegato nella realizzazione dei cordoli e soprattutto dei trasversi che li collegano, bisogna bagnare, per alcuni giorni, le superfici in calcestruzzo, ricorrendo, eventualmente, all'impiego di cementi additivati di tipo espansivo. Tali cementi, durante l'indurimento, si dilatano e provocano nelle barre d'armatura una pretensione che, a sua volta, genera una precompressione, sia pur modesta, nella massa del calcestruzzo, eliminando il pericolo di fessurazioni e predisponendo la struttura, nel suo insieme, a rispondere subito alle sollecitazioni che è chiamata a sopportare.

Una variante di tale intervento consiste nel realizzare i trasversi, sovrapposti rispetto alle travi longitudinali, dopo aver costruito le travi aderenti ed aver atteso che le stesse abbiano raggiunto un sufficiente indurimento.

Raggiunto con gli scavi il piano di fondazione, si creano delle incamerazioni nel vivo della muratura della vecchia fondazione, corrispondenti all'altezza delle travi in c.a., e, una volta



predisposta l'armatura in acciaio di tali travi, si fanno sporgere dal loro estradosso dei ferri, in corrispondenza della posizione dei trasversi, che serviranno al collegamento con l'armatura dei trasversi stessi. Quindi, si esegue il getto delle travi longitudinali aderenti, che andranno ad incunearsi nelle incamerature create in precedenza nel vivo della muratura della vecchia fondazione. Dopo circa una settimana dal getto delle travi longitudinali, quando queste avranno raggiunto un sufficiente indurimento, si realizzano dei fori nella vecchia fondazione, come alloggiamento per i trasversi, e, dopo averne messo in opera l'armatura metallica, se ne esegue il getto.

Tale variante richiede un maggior tempo di realizzazione e un impiego di quantitativi maggiori di calcestruzzo rispetto a quello precedente, ma, in compenso, la trivellazione dei fori nel vecchio masso fondale risulta più semplice, poiché, in questo caso, possono essere eseguiti uno alla volta, non essendo questi al livello del terreno, ed è possibile ricorrere al cemento espansivo solo per il getto dei trasversi.

Se le condizioni della fondazione e della sovrastante muratura non presentano una sufficiente compattezza o sono in stato di avanzata decoesione, sarà necessario consolidarle con coli o iniezioni di cemento, e, dove necessario, ricostruirle per tratti con la tecnica del "cuci e scuci", prima dell'esecuzione delle travi aderenti e dei trasversi in c.a. .

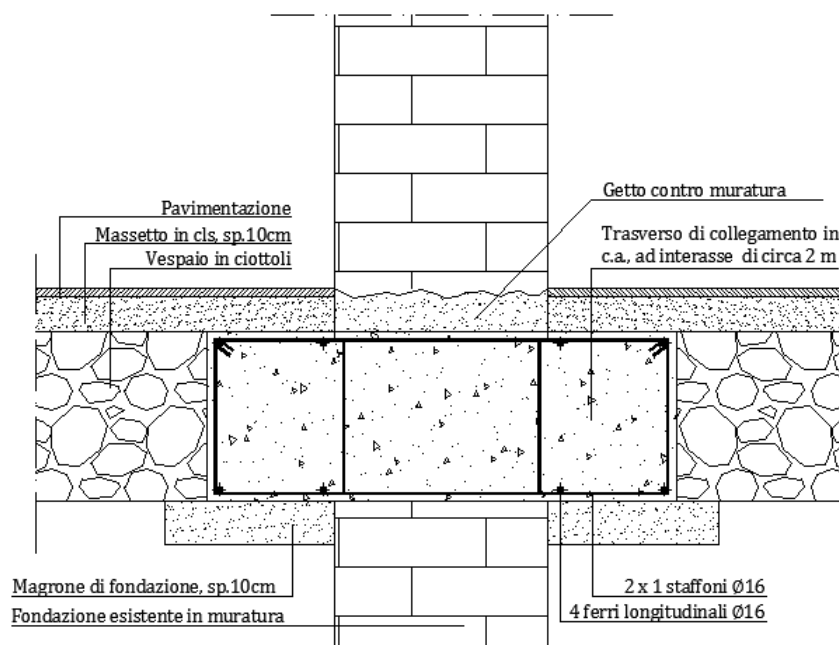


Figura 85 - Sezione del trasverso passante

L'ampliamento della base fondale con sottofondazioni e quello con cordoli in c.a., se eseguiti correttamente, sono entrambi in grado, da un punto di vista statico, di soddisfare

le esigenze richieste. Di conseguenza, la scelta tra i due sistemi è legata soprattutto a motivi economici.

Quando la profondità delle fondazioni è rilevante e i terreni hanno scarsa consistenza, gli scavi necessari per l'allargamento e l'ampliamento delle fondazioni diventano onerosi e necessitano di costose opere di sbadacchiatura. In questo caso è preferibile realizzare travi aderenti in c.a. o solette, gettate allo stesso livello del vecchio piano di fondazione, ottenendo così un notevole risparmio negli scavi, nelle opere provvisorie di sostegno e nel volume di opere da costruire, e semplificando l'esecuzione dei lavori da parte delle maestranze.

## 5.4 Protezione dall'umidità ascendente: l'elettrosmosi attiva

L'umidità ascendente o da risalita capillare è una delle principali cause del degrado degli edifici storici, i cui fenomeni possono variare dalla sfogliatura delle pitturazioni superficiali o dal distacco del rivestimento di finitura, fino alla disgregazione degli intonaci, nei casi più gravi.

L'umidità ascendente è così detta a provocata dall'attrazione delle molecole d'acqua verso l'alto, generata da un campo elettromagnetico naturale che si viene a creare tra la muratura e il terreno.

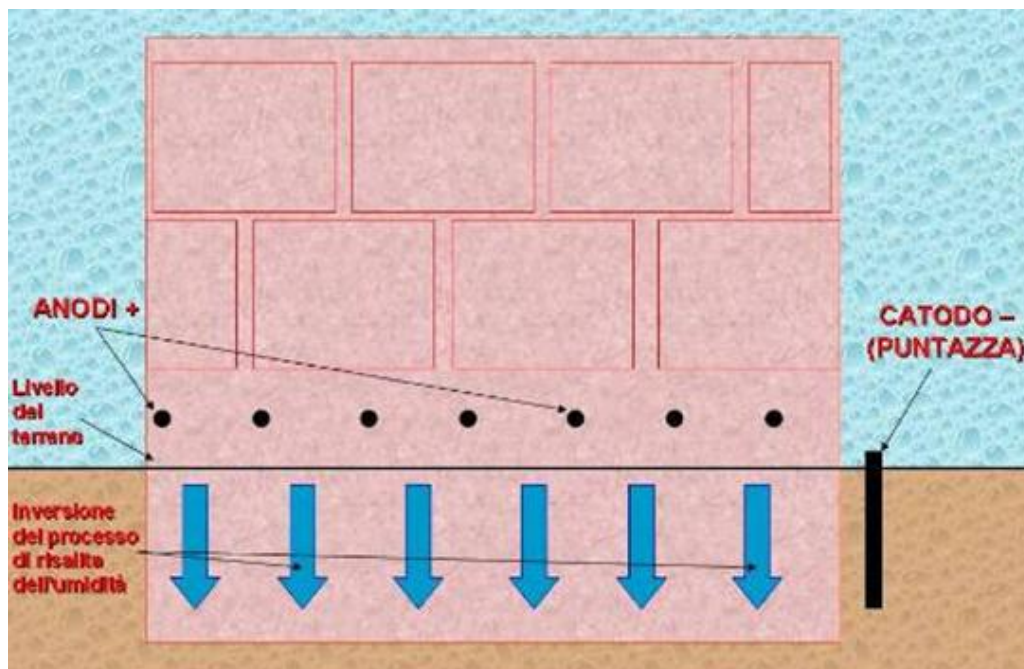


Figura 86 - L'elettrosmosi attiva



Poiché i processi di degrado non si manifestano se il contenuto di umidità nelle murature è sufficientemente basso, uno dei principali obiettivi che i progettisti si sono posti è stato quello della rimozione dell'umidità.

Per risolvere il problema dell'umidità da risalita capillare nelle murature, si è quindi ricorsi al sistema dell'elettrosmosi attiva.

Questa tecnologia, di ultima generazione, genera un debole campo elettromagnetico che, interagendo con il campo elettrico naturale della muratura umida, interrompe la risalita dell'umidità, determinando la deumidificazione naturale della muratura.

L'applicazione del sistema, totalmente innocuo per l'organismo umano, prevede le seguenti fasi:

- il sopralluogo diagnostico, volto a determinare la natura dell'umidità e la sua gravità. Durante il sopralluogo vengono effettuati monitoraggi strumentali dell'umidità per conoscerne gli effettivi valori e per poter dimensionare l'impianto;
- la progettazione dell'impianto;
- l'installazione dell'apparecchiatura che prevede: l'inserimento, nella muratura interessata da umidità di risalita capillare, di una serie di anodi cilindrici (polo+) ad una altezza di circa 20÷30 cm dal terreno e ad una distanza variabile tra i 70÷100 cm l'uno dall'altro, e l'inserimento nel terreno di una serie di puntazze definite catodi (polo - ); il tutto viene collegato ad un impianto elettrico alimentato da una o più centraline di alimentazione a basso voltaggio (circa 2,5-5 volts);
- il monitoraggio diagnostico della situazione di partenza dell'umidità nelle murature, eseguito durante l'installazione dell'apparecchiatura, mediante termo camera ad infrarossi;
- monitoraggio finale dell'intervento, effettuato, dopo 24÷36 mesi, negli stessi punti del precedente, per confrontare i risultati e verificare se è avvenuta la completa deumidificazione delle murature.



## Capitolo 6 – IL CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

### 6.1 Interventi di risanamento e rinforzo sui paramenti murari

Le antiche murature di Villa Crosti Colombo presentavano vuoti e discontinuità interne, formatesi a causa di dissesti e di fenomeni di alterazione di diversa natura.

Queste cavità costituivano delle interruzioni nella materia delle strutture murarie e ne determinavano una minore capacità di resistenza, soprattutto in previsione di un aumento dei carichi, oppure di una diversa distribuzione o concentrazione dei pesi causata da dissesti o da alterazione delle antiche sezioni portanti.



Figura 87 - Presenza di vuoti e discontinuità nelle murature

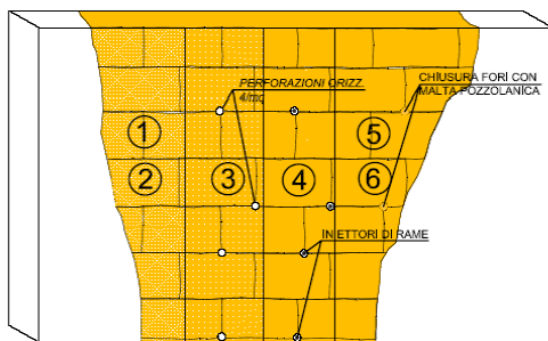
### 6.1.1 Iniezioni di miscele leganti

In presenza di murature fortemente decoese e caratterizzate da lesioni diffuse i progettisti hanno adottato la tecnica delle iniezioni di miscele leganti.

L'intervento consiste nell'iniettare a bassa pressione nella massa muraria una miscela legante, affinché rafforzi la struttura, integrando la malta originaria e contribuendo a ristabilire la continuità del sistema.

Tale soluzione permette di migliorare le proprietà meccaniche e di coesione del legante, riempiendo i vuoti e le fessure createsi nella malta ammalorata, e favorisce la collaborazione reciproca tra le parti costruttive.

L'intervento, di tipo "passivo", garantisce un incremento di resistenza nei confronti dei carichi verticali e il ripristino di danneggiamenti locali, senza alterare né l'equilibrio né l'aspetto esteriore della muratura.



- 1) PULIZIA E MESSA A VIVO DEL PARAMENTO MURARIO
- 2) STUCCATURA DELLE FESSURE E LESIONI CON MALTA POZZOLANICA
- 3) PERFORAZIONI ORIZZONTALI NEI GIUNTI DI MALTA
- 4) POSIZIONAMENTO NELLE PERFORAZIONI DI TRONCHETTI DI RAME (INIETTORI) E SUCCESSIVO LAVAGGIO
- 5) INIEZIONE DELLA MISCELA
- 6) RIMOZIONE DEGLI INIETTORI E CHIUSURA DEI FORI CON MALTA POZZOLANICA ED INERTI

Figura 88 - Fasi operative per l'iniezione dei miscele leganti

Operativamente l'intervento si articola nelle seguenti fasi:

- Pulizia e messa a vivo del paramento murario (rimozione dell'intonaco se presente).
- Esecuzione dei fori di iniezione, di diametro compreso tra i 20 e i 40mm, mediante trapani a rotazione, o, in caso di muratura particolarmente fragile, con carotiere a rotazione. L'interasse dei fori deve essere compreso tra i 30 ed i 50 cm, in base alla porosità del materiale e alla quantità di fessure presenti. In genere si realizzano 6÷8 fori al m<sup>2</sup> e l'area di influenza di ciascun foro è di 40×40 cm. I fori possono essere allineati o sfalsati a seconda delle esigenze, ma bisogna sempre garantire la sovrapposizione delle aree di iniezione per almeno la metà della loro area di influenza. La profondità dei fori, in genere, è pari ai 2/3 dello spessore della





muratura. In caso di spessore notevole, per evitare di realizzare fori troppo lunghi, si interviene da entrambi i lati, realizzando fori leggermente inclinati per favorire l'ingresso della malta. I fori devono essere eseguiti preferibilmente in corrispondenza dei giunti di malta.

- Pulizia e lavaggio dei fori.
- Introduzione all'interno dei fori di boccagli, ossia tubicini metallici o in plastica, lunghi circa 15 cm, sigillati accuratamente con malta, ai quali viene collegato il tubo di adduzione della malta in pressione.
- Stuccatura sulle due facce di tutte le possibili fratture in modo da evitare la fuoriuscita della malta durante l'operazione di iniezione.
- Immissione di acqua a bassa pressione attraverso i boccagli, partendo dal basso e procedendo verso l'alto, al fine di asportare eventuali polveri e detriti (in modo da favorire una buona aderenza della malta con la muratura), provocare la saturazione delle superfici (per evitare la disidratazione della malta idraulica con conseguente perdita di aderenza e resistenza), verificare la capacità di assorbimento del muro e la presenza di eventuali fughe indesiderate.
- Immissione a bassa pressione della miscela a base di legante idraulico in tutti i fori, partendo dalla fila in basso e procedendo progressivamente verso l'alto, fino a completa saturazione e fino ad affioramento della stessa dai boccagli superiori.
- Una volta verificato l'indurimento della miscela, si procede all'asportazione dei boccagli e alla stuccatura finale dei fori.

Le normative tecniche di riferimento per questa tipologia di intervento sono:

- la Legge Regionale Friuli Venezia Giulia, D.M. del 2 novembre 1977 (P.1.2.2.1: Iniezioni di malta cementizia)
- il Decreto del 2 Luglio 1981 (P. 3.4.2.2: Iniezioni di miscele leganti)
- la Circolare del 10 Aprile 1997 (All.3 p.3: Iniezioni di miscele e leganti)

Il consolidamento di murature con iniezioni cementizie è una delle tecniche più diffuse nell'ultimo ventennio, in quanto risulta architettonicamente non invasiva e, al tempo stesso, è di facile e rapida applicazione.

L'intervento, seppur molto diffuso, in certi casi può rivelarsi di scarsa utilità.



La sua efficacia è strettamente legata alla capacità di diffusione della miscela e alla compatibilità chimico-fisico-meccanica della stessa con gli elementi esistenti.

Per riempire i vuoti della muratura e dare continuità al sistema sono state adoperate miscele costituite da acqua e leganti inorganici (calci, cementi) a ritiro compensato.

Per la sigillatura di crepe si sarebbero potute utilizzare malte di resine epossidiche, di recente diffusione, caratterizzate da un elevato potere incollante e da una notevole resistenza.

La presenza di murature fortemente degradate all'interno di Villa Crosti -Colombo ha giustificato l'utilizzo di tale intervento, che, essendo stato eseguito con buona tecnica e con la dovuta accuratezza, ha dato buoni risultati.



**Figura 89 - Particolare dei bocchiglie per l'immissione della miscela**

### 6.1.2 *Tecnica del “cuci – scuci”*

La tecnica del “cuci – scuci” è stata adoperata dai progettisti per il ripristino di porzioni circoscritte di murature lesionate o degradate e per la chiusura di nicchie o cavità, al fine di restituire consistenza e omogeneità al paramento murario.

L'intervento prevede la rimozione degli elementi degradati e la realizzazione di una nuova tessitura muraria con elementi sani, senza interrompere la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione.

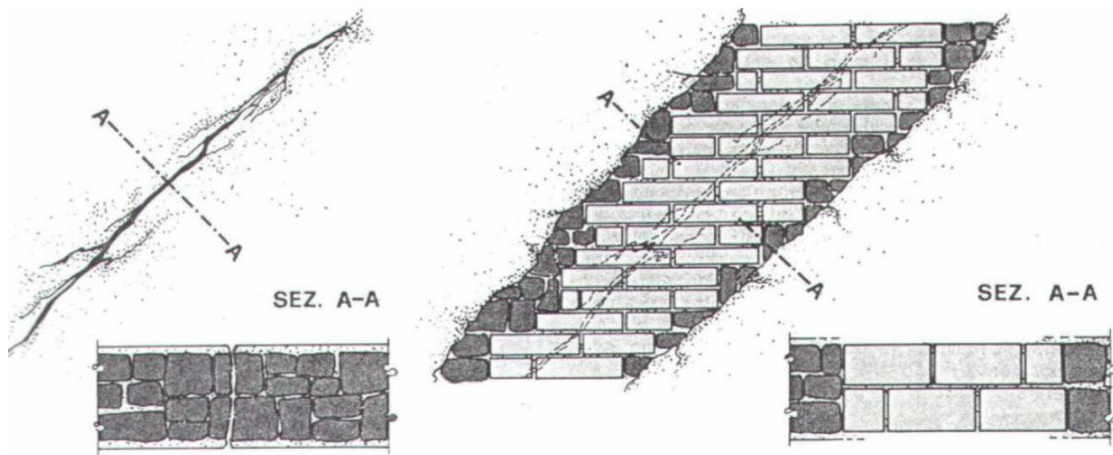


Figura 90 - Tecnica del *cuci - scuci*

Per non compromettere il comportamento globale della parete, è necessario che la porzione di muro sostituita non si discosti troppo per rigidità e resistenza rispetto al materiale originario.

In un buon intervento, infatti, non dovrebbe essere evidente la differenza fra la zona preesistente e quella sostituita.

Usare mattoni di dimensioni diverse potrebbe generare discontinuità nella trama e provocare scollamenti strutturali fra parti vecchie e nuove. Inoltre, utilizzando laterizi con diversa compattezza e quindi con diverso grado di assorbimento, potrebbero verificarsi problemi in fase d'intonacatura.

Occorre quindi impiegare elementi che abbiano caratteristiche sia geometriche (forma e dimensioni), che meccaniche simili a quelli originali, eventualmente reperiti in demolizioni di altre zone dello stesso fabbricato.

Le malte utilizzate devono essere a ritiro nullo o leggermente espansive.



Per la chiusura di nicchie e vuoti occorre realizzare un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti, non solo nel piano del paramento murario, ma anche trasversalmente al paramento stesso.

Tale intervento è obbligatorio, in particolare, quando la nicchia è posizionata a ridosso dell'incrocio con muri ortogonali esterni.

La chiusura delle nicchie e la riduzione dei vuoti possono essere effettuati per l'intero spessore della parete o per parte di esso.

Operativamente l'intervento prevede le seguenti fasi di lavoro:

- Preparazione della parete attraverso la pulizia e la messa a vivo del paramento murario;
- Puntellamento su entrambi i lati del muro;
- Rimozione della parte danneggiata;
- Preparazione delle superfici e dei mattoni;
- Ricucitura della muratura;
- Risarcitura dei giunti degradati.

Generalmente i lavori hanno inizio dal punto più in basso.

Durante la fase di rimozione della porzione danneggiata, per sfilare i singoli mattoni senza danneggiarli, si possono impiegare punta e mazzetta e scalpelli a punta larga, agendo sui giunti di malta. In caso di forte adesione della malta, è possibile ricorrere a strumenti abrasivi, come i seghetti.

La porzione rimossa deve avere dimensioni limitate (al massimo 20 - 30 mattoni per volta) e un contorno frastagliato, in modo da consentire la successiva immorsatura tra la parte originaria e quella nuova.

Dopo aver pulito accuratamente con spazzole o getti d'aria la muratura, è necessario preparare una malta il più possibile simile all'originale; l'utilizzo di un legante con caratteristiche di resistenza più elevate, potrebbe causare nuovi motivi di dissesto nelle parti rimanenti.

Una volta bagnati i mattoni da inserire, si cominciano a porre in opera i corsi di laterizi, riproducendo la configurazione originale e garantendo gli opportuni spessori di malta.

La nuova muratura viene, successivamente, ammorsata ai lati e forzata lungo il lato superiore con la muratura esistente mediante cunei a contrasto. I cunei saranno sostituiti dai mattoni, una volta esaurito il processo di ritiro della porzione ricostruita.





L'operazione di scucitura e cucitura viene, quindi, ripetuta seguendo la direzione prestabilita.

Per garantire un comportamento il più omogeneo possibile della porzione ricostruita, prima di passare alla seconda zona, occorre che il processo di presa della malta nella prima zona sia iniziato, ma non ancora concluso.

La stessa malta impiegata per legare i mattoni, eventualmente additivata con polvere di cotto a granulometria disomogenea, viene riutilizzata per risarcire i giunti degradati nella restante muratura esistente e per stuccare le fughe, nel caso di muratura faccia a vista.

Ultimata tale operazione, si procede con l'esecuzione della finitura, applicando l'intonaco o lasciando la muratura faccia a vista.

Infine, si realizzano ammorsature adeguate alle murature esistenti, in direzione sia trasversale che parallela al piano della muratura.

Prima di realizzare l'intervento, è necessario effettuare, durante la fase diagnostica, un'accurata valutazione della stabilità e dell'equilibrio della muratura in esame.

Al fine di evitare possibili rotture o crolli, è preferibile procedere per sezioni successive e di limitata estensione, puntellando, eventualmente, la struttura.

La sostituzione della muratura viene sempre effettuata su zone non contigue, in modo da garantire in ogni momento una sufficiente sezione resistente.

La tecnica del "cuci - scuci" può essere applicata solo su paramenti murari dotati di tessitura regolare e in presenza di stati fessurativi di estensione limitata, spesso generati da un dissesto specifico.

Essa è, invece, inefficace nei casi in cui la muratura presenta un degrado complessivo, legato ad una scarsa qualità muraria, in quanto tale soluzione non è in grado di garantire un adeguato ripristino della continuità del nucleo interno.

La tecnica è, nel complesso, particolarmente laboriosa e necessita di una manodopera altamente qualificata, per evitare che, durante la rimozione, vengano danneggiati elementi delle zone adiacenti ancora in buono stato e per realizzare un corretto ammorsamento dei nuovi elementi.

Tale intervento, infine, deve essere eseguito con estrema cautela quando ci si trova in presenza di edifici costruiti in zone sismiche, dal momento che, se il legame tra le nuove e le vecchie porzioni di muratura non dovesse essere sufficientemente solido, potrebbero verificarsi la sconnessione e il crollo della struttura.



### 6.1.3 Cuciture armate

Per migliorare il comportamento di quelle sezioni murarie sottoposte a notevoli sollecitazioni di pressoflessione ed interessate da profonde lesioni, i progettisti hanno deciso di ricorrere alle tecnica delle perforazioni armate.

Tale soluzione prevede la cucitura delle lesioni mediante una rete di barre in acciaio iniettate, disposte su più file ad interasse variabile e rese solidali alla muratura mediante colatura di boiacca.

Armando la muratura, si conferisce alla stessa una resistenza a trazione non intrinseca, ma data dall'unione con l'acciaio.

Per poter garantire un'efficace collaborazione fra armature e muratura è stata impiegata un'apposita miscela legante con caratteristiche di elevata aderenza ed antiritiro, che, colata all'interno degli appositi fori di alloggiamento delle barre, consente ai due materiali di lavorare insieme.

Trattandosi di un intervento di tipo "passivo", l'armatura inserita sarà in grado di fornire il proprio contributo solo quando si verificherà un incremento delle sollecitazioni.

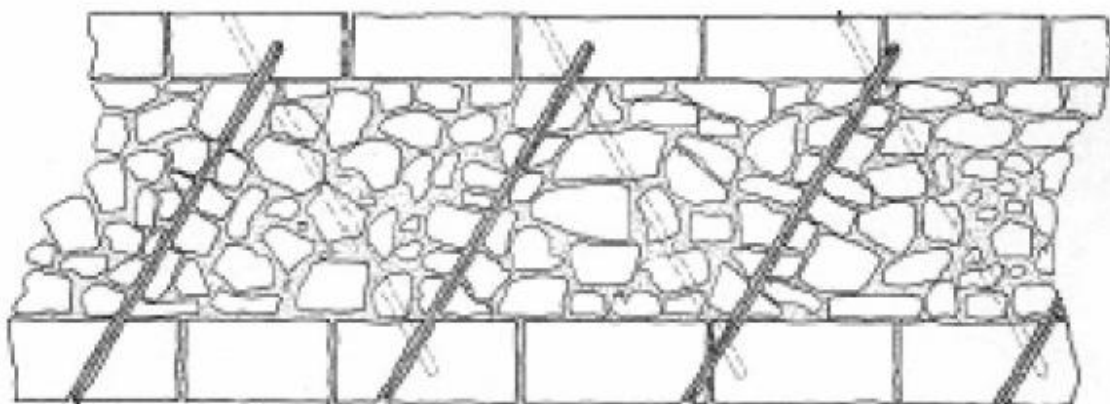


Figura 91 - Cuciture armate

Da un punto di vista operativo, l'intervento prevede le seguenti fasi di lavorazione:

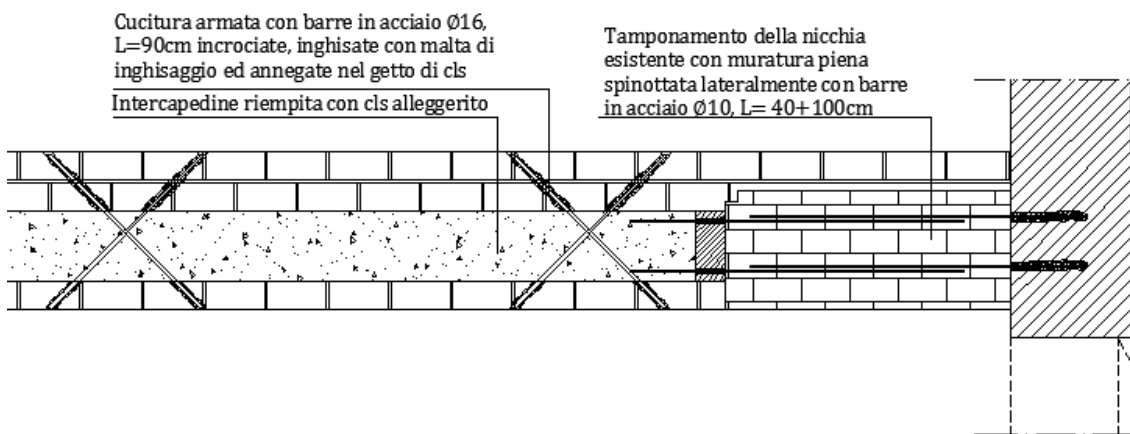
- individuazione della disposizione dei perfori;
- esecuzione di fori nella muratura mediante sonde esclusivamente rotative. I fori possono essere inclinati a 45° oppure orizzontali, disposti lungo i giunti su tutto lo spessore. L'interasse è funzione dello spessore e della presenza di diatoni nella muratura; nel caso di iniezioni a base di malta cementizia il foro deve essere di dimensioni pari a 2 volte il diametro della barra ( $\varphi_{\text{foro}} = 2\varphi_{\text{barra}}$ ); se invece le



- iniezioni sono a base di resine il foro sarà pari al diametro del foro della barra più 5 mm. ( $\varphi$  foro =  $\varphi$  barra + 5mm.);
- pulitura dei fori per mezzo di getto ad aria in pressione e lavaggio con acque per garantirne una migliore aderenza tra muratura e malta successivamente iniettata;
  - inserimento delle barre d'acciaio ad aderenza migliorata ( $\varphi=10\div 18$ mm.) opportunamente inclinate e sovrapposte, munite di distanziatori perimetrali per evitare il contatto con la muratura;
  - iniezione della malta a bassa pressione (inferiore a 2 atm);
  - riempimento della testa del foro e copertura degli eventuali ancoraggi con malta cementizia e/o resina.

L'inserimento di un reticolo di elementi metallici ha permesso di incrementare la resistenza flessionale della muratura e di assorbire gli sforzi di trazione generati dalle fessure.

Questa tipologia d'intervento, finalizzata soprattutto al miglioramento dei collegamenti tra elementi murari tra loro semplicemente a contatto, è risultata, a mio avviso, particolarmente efficace nel consolidare la muratura che separa la stanza Q dalla stanza R al piano terra.



**Figura 92 - Consolidamento mediante cuciture armate del muro che separa il locale P dal locale Q al P.T.**

Inizialmente si credeva che tale paramento murario fosse costituito da un unico blocco massiccio, di spessore pari a circa 60 cm. In seguito alla rimozione dell'assito, per il consolidamento dell'impalcato ligneo sovrastante, si è scoperto che tale muro era invece



composto da un doppio paramento con sacco interno, e necessitava, quindi, di un intervento di rinforzo.

La cucitura dei due paramenti è stata effettuata mediante coppie di barre incrociate in acciaio  $\phi 16$ , lunghe 90 cm, disposte orizzontalmente su 3 file ad interasse costante.

Le barre, annegate nel getto di cls, sono state disposte a  $45^\circ$  rispetto alla giacitura orizzontale dei paramenti murari, in modo tale da creare un reticolo armato che riuscisse ad assorbire gli sforzi di trazione indotti dalle sollecitazioni esterne e a conferire un maggior grado di duttilità alla connessione.

Armatura e muratura sono state rese collaboranti mediante iniezioni di malta di inghisaggio. L'intercapedine del muro è stata riempita con 2 getti successivi di calcestruzzo alleggerito.

È stato inoltre praticato il tamponamento della nicchia esistente con una muratura piena, spinottata lateralmente con barre in acciaio  $\phi 10$  ( $L = 40 \div 100$  cm), ancorate nella muratura adiacente con malta d'inghisaggio.

Tale intervento ha permesso di ripristinare la continuità delle parti distaccate.

Tra gli svantaggi del rinforzo con cuciture armate si segnalano la scarsa reversibilità e l'invasività.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A

#### 6.1.4 Soluzione alternativa: Intonaco armato con rete in GFRP



**Figura 93 - Intonaco armato con rete in GFRP**

Come soluzione alternativa alle iniezioni di miscele leganti, ho voluto proporre una versione innovativa della tecnica dell'intonaco armato, che prevede l'applicazione, su entrambe le superfici della muratura ammalo rata, di un betoncino rinforzato con rete in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer).

Tale intervento è riconosciuto dalla normativa come uno dei più efficaci, in quanto garantisce elevati gradi di miglioramento.

La rete in GFRP è costituita da fibre di vetro inglobate in una resina termo-indurente; i fili così composti sono intrecciati per formare la rete, attorcigliando le fibre trasversali,

impregnate di resina, a quelle longitudinali.

La rete di rinforzo è resa solidale alla muratura mediante connettori passanti ad L, anch'essi in GFRP, distribuiti uniformemente sulla superficie (in ragione di 6 al m<sup>2</sup>), così da ottenere una struttura collaborante con miglior comportamento meccanico.

L'efficacia dell'intervento è strettamente legata alla capacità dei connettori trasversali di trasmettere e ripartire le azioni. Gli elementi di connessione, inseriti all'interno di fori praticati nella muratura con trapani a rotazione, sono ancorati alla stessa con resina epossidica tixotropica.

L'intervento prevede le seguenti fasi operative:

- rimozione dell'intonaco esistente e scarifica di circa 2 cm dei giunti di allettamento per favorire l'aderenza della malta e la penetrazione negli incavi;
- lavaggio e bagnatura della superficie fino a saturazione;
- eventuale ricostruzione di parti di murature mancanti o particolarmente danneggiate;
- applicazione di un primo strato di rinzafo al paramento murario;

- posa in opera della rete in GFRP su entrambe le facce e fissaggio provvisorio della stessa alla muratura con chiodi da carpenteria, per permettere il corretto posizionamento e il taglio della rete in corrispondenza delle aperture;
- sovrapposizione di fasce di rete per circa 15÷20 cm al fine di garantire la continuità meccanica;
- montaggio degli angolari in corrispondenza degli spigoli, sovrapponendoli alla rete già stesa per circa 15÷20 cm;
- esecuzione di fori del diametro di circa 25 mm per i connettori passanti mediante utensili a rotazione;
- pulizia dei fori, inserimento dei connettori ad L in GFRP ed iniezione di resina epossidica nei fori per ancorare i connettori;
- applicazione di circa 3 cm di intonaco;
- realizzazione di un eventuale strato di finitura.



**Figura 94 - Particolare della connessione tra rete e muratura**

La normativa di riferimento per questa tipologia d'intervento è rappresentata dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le costruzioni", dalla circolare n°617 del 02/02/2009 e dalle "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" del 24 luglio 2009.

La tecnica suggerita è particolarmente indicata quando la muratura si presenta alquanto ammalorata o il grado di sicurezza della stessa è insufficiente per la presenza di tensioni superiori a quelle ammissibili.

L'intervento risulta più efficace se effettuato su entrambe le facce della muratura.



La mia scelta è ricaduta su questa soluzione, in quanto sono numerosi i vantaggi che essa può offrire rispetto ad altri sistemi più tradizionali.

L'utilizzo di questa tecnica consente, infatti, di ottenere un incremento significativo delle caratteristiche meccaniche della struttura muraria in modo uniforme e non invasivo.

A differenza dell'intonaco armato con rete metallica elettrosaldata, tale soluzione è caratterizzata dalla totale assenza di corrosione agli agenti atmosferici, che ne assicura l'efficacia nel tempo e la compatibilità della rete e degli accessori in GFRP con tutti i materiali.

I ridotti spessori del rinforzo e l'apporto di massa molto limitato permettono inoltre l'utilizzo del sistema anche in zone ad elevato rischio sismico.

Altri due aspetti molto significativi sono infine la semplicità di realizzazione e il basso costo di esecuzione dell'intervento.

Tra gli svantaggi si segnalano invece l'irreversibilità dell'intervento e la completa assenza di traspirabilità dei materiali compositi.

Trattandosi di un intervento di tipo passivo, il betoncino, inizialmente scarico, fornirà il suo contributo in termini di resistenza una volta che si verificheranno eventuali incrementi di carico e quindi con il previsto cambio di destinazione d'uso.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A



## 6.2 Sostituzione di un architrave murario con altro realizzato mediante profili in acciaio

Gli architravi sono elementi strutturali orizzontali, posti al disopra delle aperture, la cui funzione è quella di sostenere il peso della muratura sovrastante e di eventuali altri carichi su essa gravanti.

I carichi agenti sull'architrave sono trasmessi agli elementi verticali portanti (piedritti o spalle), che sono assimilabili agli appoggi di estremità.

Alcuni degli architravi di villa Crosti Colombo, realizzati in mattoni pieni, apparivano gravemente lesionati.



Figura 95 - Architrave da consolidare

La soluzione di consolidamento proposta prevede l'inserimento di due profili metallici HEB 120, collegati tra loro mediante barre filettate in acciaio e annegati in un getto di calcestruzzo.

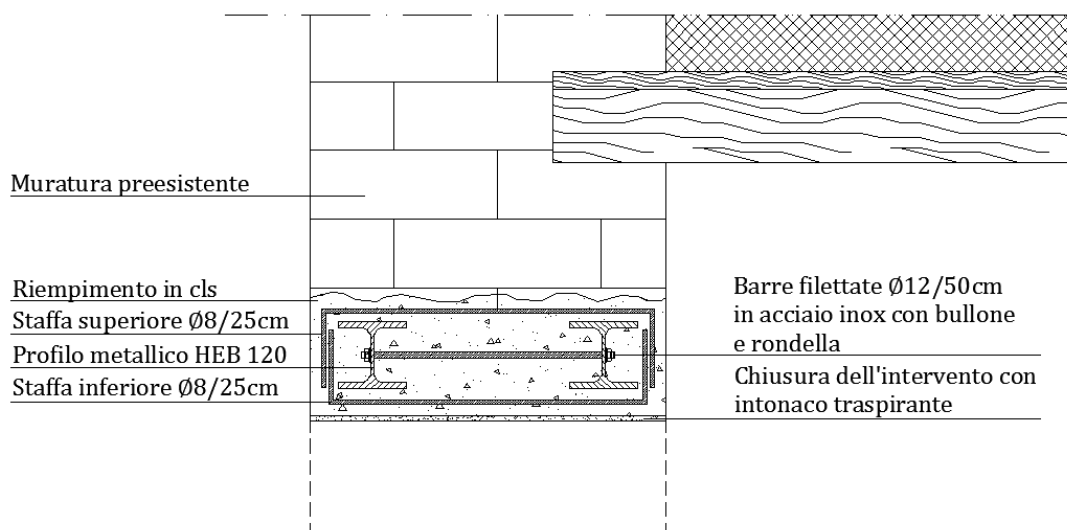
Per irrigidire ulteriormente la struttura si suggerisce di inserire tra i profili apposite staffe metalliche.

La scelta e il dimensionamento dei profili sono stati effettuati in funzione delle sollecitazioni a flessione e taglio agenti sulla struttura e delle frecce di inflessione calcolate, considerando i vincoli di estremità come semplici appoggi e non come incastri, a favore della sicurezza.



Operativamente, dopo aver puntellato il muro al disopra dell'architrave, si esegue l'incasso nel muro, da una parte, per l'alloggiamento di una delle due travi.

Eseguita la traccia, si pone in opera la prima trave, interponendo fra la muratura di mazzetta e la trave stessa, un letto in malta di cemento.



**Figura 96 - Sezione trasversale dell'architrave murario rinforzato con profili metallici imbullonati tra loro**

Per evitare che la trave sotto carico sviluppi la freccia calcolata, con conseguente distacco della muratura superiore, secondo il classico andamento parabolico, occorre far leva fra la trave e la porzione di muro sovrastante, così da imprimere alla trave una freccia preventiva.

A tal fine si possono adoperare delle zeppe di ferro, ponendo, fra queste e la muratura superiore, delle piastrine in lamiera, aventi la funzione di non frantumare la muratura stessa e di facilitare, a lavoro finito, l'estrazione delle zeppe.

In alternativa alle zeppe, è possibile impiegare dei martinetti, per l'alloggiamento dei quali occorre preparare un vano nel muro tra l'estradosso della trave e il solaio superiore.

Messa in opera una delle due travi, si procede con la seconda allo stesso modo.

Si effettua quindi il collegamento dei profili in acciaio tra di loro mediante barre filettate con bulloni in testa.

Per facilitare il posizionamento delle barre filettate si possono predisporre dei profili tubolari cavi, di diametro leggermente maggiore rispetto alle stesse, all'interno dei quali inserire i connettori.

Trascorsi alcuni giorni, in modo da consentire un sufficiente indurimento della malta di cemento agli appoggi delle travi, per chiudere il vuoto esistente fra le due travi, si pongono, dal disotto, delle tavelline, appoggiate alle ali inferiori, e quindi si riempie il vano con calcestruzzo di cemento, confezionato con inerti sottili, introducendolo attraverso fori eseguiti nel muro al disopra dell'estradosso delle travi.

La finitura inferiore viene realizzata con intonaco traspirante.



**Figura 97 - Esempio di consolidamento di un architrave mediante l'inserimento di travi metalliche**



### 6.2.1 *Progettazione e verifiche del consolidamento di un architrave murario mediante l'inserimento di profili metallici*

L'architrave oggetto dell'intervento di consolidamento in esame è ubicato in corrispondenza dell'apertura di collegamento tra i locali P e Q al piano terra.

Per la valutazione dei carichi agenti si seguono le indicazioni della norma DIN 1053 del 1952.

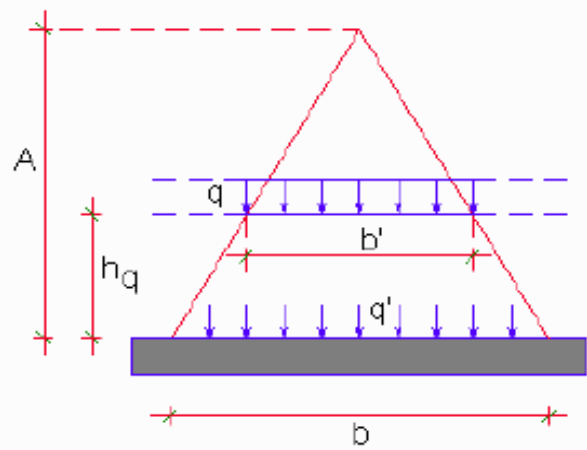


Figura 98 - Schema di calcolo dell'architrave

Il calcolo viene semplificato ipotizzando che sopra l'architrave si generi un effetto di volta, che si scarica ai lati; quindi si considerano gravante su di esso solo il peso della porzione di muratura inclusa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave, avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali solai sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi dei solai che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.

Se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati, essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro punto d'applicazione è al di fuori del triangolo, ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm al di sopra della sommità del triangolo stesso. Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura.

Luce netta dell'architrave:  $L = 1,15 \text{ m}$

Lunghezza di calcolo dell'architrave:  $l = 1,05 \times 1,15 = 1,21 \text{ m}$





Altezza del triangolo di carico:  $A = 1,05 \text{ m}$

Spessore della muratura sopra l'architrave:  $t = 0,63 \text{ m}$

Altezza del solaio sovrastante rispetto all'architrave:  $h_q = 0,45 \text{ m}$

Dimensioni locale P:  $9,33 \times 6,16 \text{ m}$

Interasse muro - trave nel locale P:  $3,18 \text{ m}$

Dimensioni locale Q:  $2,67 \times 6,10 \text{ m}$

### ANALISI DEI CARICHI

Per determinare i carichi al metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso.

Nel caso in esame tale triangolo interseca i solai dei locali P e Q, il cui peso andrà quindi computato.

- *Sovraccarichi permanenti:*

#### **Peso della muratura:**

$$G_M = 1,05 \times 0,63 \times 1.800 = 1.186,16 \text{ daN/m}$$

#### **Locale P:**

$$\text{Peso proprio travetti: } 0,09 \times 0,135 \times 600 = 7,29 \text{ daN/m}$$

n° di travetti che insistono sull'architrave: 2

$$G_{\text{travetti}} = (7,29 \times 9,33 \times 2) / (9,33 \times 6,16) = 2,37 \text{ daN/m}$$

$$\text{Peso cappa in c.a. : } 0,07 \times 2.500 = 175 \text{ daN/m}$$

$$\text{Pavimentazione lignea in larice: } 0,02 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Assito in larice: } 0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Carico permanente non strutturale: } 2,37 + 175 + 18 + 12 = 207,37 \text{ daN/m}^2$$

$$G_P = 207,37 \times 3,18 / 2 = 329,71 \text{ daN/m}$$

#### **Locale Q:**

$$\text{Peso proprio travetti: } 0,09 \times 0,135 \times 600 = 7,29 \text{ daN/m}$$

n° di travetti che insistono sull'architrave: 2

$$G_{\text{travetti}} = (7,29 \times 2,67 \times 2) / (2,67 \times 6,10) = 2,39 \text{ daN/m}$$

$$\text{Peso proprio profilo HEA120: } 19,90 \text{ daN/m}$$

n° di profili HEA120 che insistono sull'architrave: 2

$$G_{\text{HEA120}} = (19,90 \times 2,67 \times 2) / (2,67 \times 6,10) = 6,52 \text{ daN/m}$$





Pavimentazione lignea in larice:  $0,02 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$

Assito in larice:  $0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$

Cannicciato e relativo sistema di appensione:  $35 \text{ daN/m}^2$

Carico permanente non strutturale:  $2,39+6,52+18+12+35 = 73,91 \text{ daN/m}^2$

$G_Q = 73,91 \times 2,67/2 = 98,68 \text{ daN/m}$

Totale carichi trasmessi dai solai:

$G_{\text{solai}} = (G_P + G_Q) \times b'/b = (329,71+98,68) \times 0,69/1,21 = 244,79 \text{ daN/m}$

Totale sovraccarichi permanenti:

$G_2 = G_M + G_{\text{solai}} = 1.186,16+244,79 = 1.430,96 \text{ daN/m}$

- *Sovraccarichi accidentali:*

Carico variabile uniformemente distribuito:  $q_k = 600 \text{ daN/m}^2$

$Q_{\text{solai}} = 600 \times (3,18+2,67)/2 = 1.755 \text{ daN/m}$

$Q = Q_{\text{solai}} \times b'/b = 1002,86 \text{ daN/m}$

#### DIMENSIONAMENTO DEI PROFILI

Carico totale agente sull'architrave:

$P_{\text{tot}} = G_2 + Q = 1.430,96 + 1.002,86 = 2.433,82 \text{ daN/m}$

Carico agente su ciascun profilo:

$P = P_{\text{tot}}/2 = 1.216,91 \text{ daN/m} = 12,17 \text{ daN/cm}$

Per il progetto dell'architrave la freccia totale massima ammissibile è assunta pari a:

$$f_{\text{max}} = \frac{L}{500} = \frac{121}{500} = 0,24 \text{ cm}$$

Poiché risulta anche:

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{EJ}$$

con  $E=2.100.000 \text{ daN/cm}^2$  (modulo elastico dell'acciaio), si ricava il valore del momento d'inerzia  $J$  della singola profilo metallico, necessario e sufficiente perché l'architrave sia in grado di evitare lesioni nel muro sovrastante:

$$J_{\text{min}} = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{Ef_{\text{max}}} = \frac{5}{384} \times \frac{12,17 \times (121)^4}{2.100.000 \times 0,24} = 66,42 \text{ cm}^4$$

Si decide quindi di utilizzare due profili HEA 100, in acciaio S275, caratterizzati da un momento di inerzia  $J_x$  pari a  $349,2 \text{ cm}^4$ , che risulta essere ampiamente maggiore rispetto al momento d'inerzia minimo precedentemente calcolato.



**VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 16,7 \times 2 = 33,4$  daN/m

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 1.430,96$  daN/m

Sovraccarichi accidentali:  $Q = 1002,86$  daN/m

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$

$F_d = 1,3 \times 33,4 + 1,5 \times 1.430,96 + 1,5 \times 1.002,86 = 3.694$  daN/m

**Verifiche a flessione**

Il momento massimo in mezzeria è dato da:

$$M_{max} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{3.694 \times 1,21^2}{8} = 673,28 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente sul singolo profilo HEA100 è pari a:

$$M_{Ed} = M_{max} / 2 = 336,64 \text{ daNm}$$

**Classificazione del profilo:**

Tipo di acciaio: S275

Valore di snervamento dell'acciaio:  $f_y = 275$  MPa

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

- *Classificazione dell'anima:*

Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature:  $c = 56$  mm

Spessore dell'anima:  $t_w = 5$  mm

$c/t_w = 11,20 < 72 \varepsilon = 66,56$  Classe 1

- *Classificazione delle ali:*

Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature:  $c = 35,5$  mm

Spessore delle ali:  $t_f = 8$  mm

$c/t_f = 4,44 < 9\varepsilon = 8,28$  Classe 1

Il profilo appartiene alla classe 1, in grado di sviluppare appieno le risorse plastiche della sezione.

La resistenza di calcolo a flessione retta, per le sezioni di classe 1 e 2, è data da:

$$M_{Rd} = W_{pl} \times f_{yd}$$

Dai profilari si ricava che il modulo di resistenza plastico della sezione è pari a:

$$W_{pl} = 83 \text{ cm}^3$$







La resistenza di calcolo a flessione dell'acciaio è pari a:

$$f_{yd} = 2.619 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = 83 \times 2.619 = 217.381 \text{ daNcm} = 2.173,81 \text{ daNm} > M_{Ed} = 336,64 \text{ daN}$$

### **Verifiche a taglio**

$$V_{max} = q \times \frac{l}{2} = 3.694 \times \frac{1,21}{2} = 2.230 \text{ daN}$$

Il taglio massimo agente sul singolo profilo HEA100 è pari a:

$$V_{Ed} = V_{max} / 2 = 1.115 \text{ daN}$$

Resistenza di calcolo a taglio dell'acciaio:  $\tau_{vd} = 1.512 \text{ daN/cm}^2$

Area resistente di taglio del profilo HEA100 (da profilario):  $A_v = 7,56 \text{ cm}^2$

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{Rd} = \tau_{vd} \times A_v = 1.512 \times 7,56 = 11.432 \text{ daN} > V_{Ed} = 1.115 \text{ daN}$$

### **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 33,4 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 1.430,96 \text{ daN/m}$

Carico accidentale:  $Q = 1.002,86 \text{ daN/m}$

#### **S.L.E. - Combinazione rara**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + Q_{k1} + \sum_j \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{0j} = 1,0.$$

$$F_d = 33,4 + 1.430,96 + 1.002,86 = 2.467,22 \text{ daN/m}$$

Carico agente sul singolo profilo:

$$F_{HEA100} = F_d / 2 = 1.233,61 \text{ daN/m} = 12,34 \text{ daN/cm}$$

Deformazione istantanea elastica:

$$EJ = 2.100.000 \times 349,2 = 7,33 \times 10^8 \text{ daNcm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{12,34 \times 121^4}{7,33 \times 10^8} = 0,047 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,24 \text{ cm}$$

#### **S.L.E. - Combinazione quasi permanente**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8.$$

$$F_d = 33,4 + 1.430,96 + 0,8 \times 1.002,86 = 2.266,64 \text{ daN/m}$$

Carico agente sul singolo profilo:

$$F_{HEA100} = F_d / 2 = 1.133,32 \text{ daN/m} = 11,33 \text{ daN/cm}$$

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{11,33 \times 121^4}{7,33 \times 10^8} = 0,043 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,24 \text{ cm}$$





### 6.2.2 Architravi in calcestruzzo armato

Un'alternativa al consolidamento dell'architrave mediante inserimento di putrelle metalliche, è la realizzazione di un architrave in calcestruzzo armato.

Tale soluzione è particolarmente indicata quando la puntellatura del muro sovrastante a quello da demolire risulta difficoltosa.

Per l'esecuzione di un architrave in calcestruzzo armato, infatti, non è necessario eseguire uno strappo orizzontale esteso a tutta la luce del vano, che comporta un'indispensabile puntellatura, ma è sufficiente aprirlo per tratti, eseguendo di volta in volta, il relativo getto, previa posa in opera dell'armatura.

Operativamente, si suddivide la luce in cantieri di lavoro, in numero proporzionale alla luce stessa e inversamente proporzionale alla consistenza del muro superiore, per non creare dissesti locali.

In linea di massima, la lunghezza di questi strappi, che saranno passanti da parte a parte, se lo spessore del muro lo consente, dovrà essere minore o uguale a 1 m.

Quindi, si pone in opera l'armatura metallica, precedentemente calcolata, che sarà tenuta insieme dalle staffe, legate ai ferri longitudinali e sagomate.

Inserita l'armatura nel vano (cantiere 1) si esegue il getto, ponendo una sponda laterale verso il cantiere successivo, discostata da questo, in modo che il getto lasci scoperta una porzione di ferri per la sovrapposizione con quelli del cantiere vicino.

È preferibile saldare elettricamente i ferri corrispondenti lungo tutta la loro sovrapposizione, piuttosto che affidarsi alla coesione tra ferro e cemento.



### 6.3 Il consolidamento delle volte in muratura mediante fasciature con materiale composito

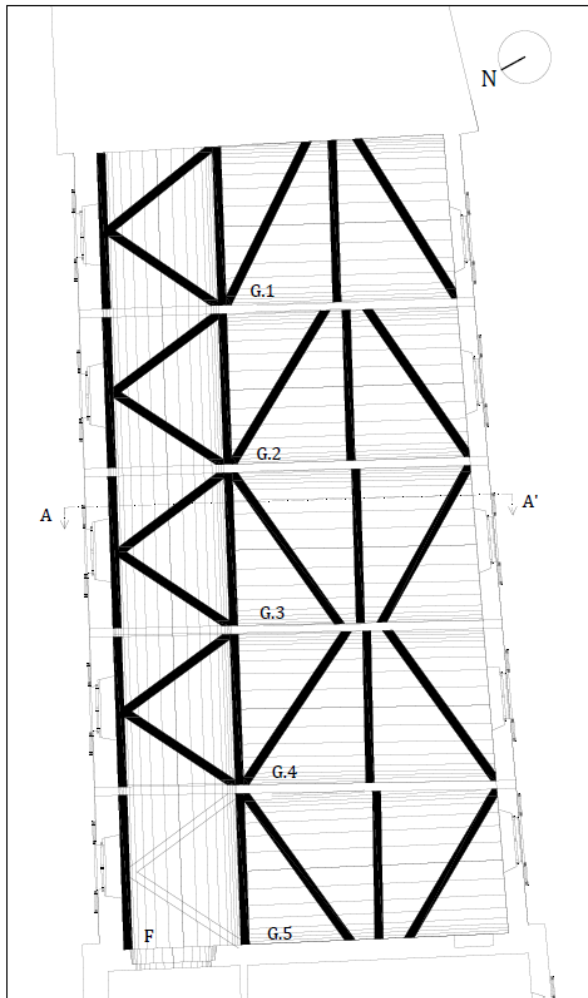


Figura 99 - Rinforzo delle volte a botte al 1° piano con nastri in CFRP

Le volte a botte, realizzate in muratura e ubicate al primo piano dell'ala sud, apparivano fessurate, a causa del loro esiguo spessore e del verificarsi di cedimenti legati agli interventi effettuati sul corpo est.

Vista l'impossibilità di intervenire dall'intradosso, per la presenza degli affreschi ottocenteschi, si è scelto di consolidare le volte operando dall'estradosso.

Il rinforzo strutturale è stato realizzato mediante l'applicazione, direttamente sull'estradosso delle volte, di nastri di fibre di carbonio, pre-impregnati con resine epossidiche, aventi larghezza pari a 20 cm.

Tale soluzione ha permesso di ottenere un incremento della resistenza delle volte nei confronti delle azioni sollecitanti e un aumento della duttilità della struttura.

I nastri in CFRP sono stati disposti sia in direzione longitudinale, che in diagonale, in modo da creare una sorta di trave reticolare con giacitura orizzontale, in grado di assorbire le spinte orizzontali esercitate da vento o sisma.

L'intervento ha previsto le seguenti fasi operative:

- stuccatura di eventuali lesioni o microlesioni all'intradosso della volta da effettuare con idonee malte e successivo puntellamento delle strutture oggetto dell'intervento;

- pulizia dell'estradosso mediante sabbiatura/spazzolatura, con eliminazione totale di parti inconsistenti e di qualsiasi materiale che possa pregiudicare il buon aggrappo delle lavorazioni seguenti;
- rasatura del supporto fino ad ottenere la planarità della superficie di applicazione;
- consolidamento di eventuali fessurazioni mediante intasamento con resina epossidica fluida;
- stesura a spatola di adesivo epossidico a due componenti, avente la funzione di livellare la superficie da rinforzare e di realizzare uno strato adesivo per la successiva applicazione del rinforzo;
- applicazione a fresco dei nastri di carbonio, mediante rullo o spatola, facendo attenzione alla formazione di bolle d'aria;
- stesura di un secondo strato di resina epossidica.



**Figura 100 - Preparazione del supporto**

Effettuando l'applicazione all'estradosso, la tensione di trazione nelle fibre ha generato una benefica tensione di compressione sulla volta.

Per garantire l'efficacia dell'intervento è necessario osservare alcuni accorgimenti:

- bisogna assicurarsi che i rinforzi di FRP lavorino a trazione. Infatti, i rinforzi di FRP soggetti a compressione non sono in grado di incrementare le prestazioni delle murature, in quanto, a parità di contrazione, la risultante degli sforzi di compressione a carico della muratura prevale nettamente su quella a carico del composito fibrorinforzato, a causa della notevole differenza di area tra la muratura compressa ed il rinforzo. Inoltre, i rinforzi compressi sono soggetti a possibile delaminazione per instabilità locale;
- L'applicazione del composito fibrorinforzato deve essere effettuata su elementi strutturali aventi adeguate proprietà meccaniche. Qualora la muratura si presenti danneggiata, disomogenea o viziata da qualsiasi difetto che precluda la corretta trasmissione degli sforzi mutui con il rinforzo, si deve procedere al suo preconsolidamento mediante tecniche tradizionali.



**Figura 101 - Applicazione del rinforzo in CFRP**

A mio parere, la scelta di questa tipologia di rinforzo è risultata molto vantaggiosa, non solo per la facilità e la rapidità di posa in opera, ma anche per l'impatto estetico trascurabile.

Altri due aspetti fondamentali dei materiali compositi sono la compatibilità con tutti i materiali e l'elevata resistenza chimica, che ne garantiscono la durabilità nel tempo.

I compositi, a parità di peso, forniscono prestazioni migliori dell'acciaio, adesione perfetta alle superfici e spessori ridotti che fanno sì che l'impatto visivo sia trascurabile.



**Figura 102 - Rinforzo volte in muratura con nastri in fibra di carbonio**

Quando si applicano tessuti o lamine di FRP su superfici murarie, bisogna però tener conto della completa assenza di traspirabilità dei materiali compositi.

Al fine di garantire un'adeguata traspirabilità del sistema, sono stati adoperati come rinforzo nastri in CFRP di spessore limitato, evitando così di ricorrere all'uso di questi materiali su superfici troppo estese.

La presenza di frenelli, disposti ad interasse regolare, contribuisce a stabilizzare la forma delle volte, impedendo cinematismi e conferendo maggiore rigidità alle strutture.





## Capitolo 7 – IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI E TRAVI IN LEGNO

L'utilizzo del legno nella realizzazione delle strutture portanti di solai e coperture è un aspetto caratterizzante della tradizione costruttiva italiana, grazie alla facile reperibilità del materiale, all'elevata resistenza a flessione e alla scarsa incidenza del peso proprio sul totale del fabbricato.

Dal punto di vista statico, i solai lignei sono strutture elastiche, sollecitate prevalentemente a flessione, aventi lo scopo di:

- trasmettere i carichi verticali (permanenti e accidentali) alle murature
- collegare pareti opposte dell'edificio, offrendo un contributo alla resistenza sismica.

Negli edifici antichi la seconda funzione non è sempre presente, per la scarsità di collegamenti tra murature e travi, ma è fondamentale per garantire la sicurezza in caso di sisma, perché permette di trasferire le forze orizzontali ai setti murari in modo proporzionale alle rispettive rigidezze.

Il legno è un materiale con una forte valenza storico-documentativa, poiché, attraverso opportune indagini, è possibile dedurre l'età, la provenienza, le lavorazioni e le tecnologie impiegate, eventuali crolli o incendi subiti dalla struttura, e i fenomeni di degrado in atto.

Di conseguenza è importantissimo cercare di salvaguardare il più possibile gli elementi lignei, intervenendo in modo discreto e solo quando necessario.

Per poter destinare l'edificio a biblioteca e luogo espositivo pubblico, si rendeva necessaria una radicale ristrutturazione della villa, che conferisse ai solai lignei la capacità di sopportare un sovraccarico pari a 600 kg/m<sup>2</sup>.

In passato l'intervento più comune sulle strutture lignee prevedeva la sostituzione degli elementi degradati, in quanto non si disponeva delle tecnologie moderne, che, attualmente, consentono interventi meno invasivi, sia dal punto di vista della conservazione della materia che da quello estetico.

I progettisti sono ricorsi alla sostituzione solo in casi estremi, laddove la conservazione o l'integrazione non risultavano sufficienti.

Per tutte le altre strutture lignee, che apparivano da diagnostica in buono stato di conservazione, ma non erano sufficienti per sopportare le sollecitazioni agenti e quelle





previste in futuro, è stato progettato un intervento di consolidamento specifico per il caso in esame.

I criteri d'intervento sui solai lignei sono riconducibili a quattro categorie principali:

- la riduzione dei carichi;
  - il ripristino e/o l'aumento della capacità portante;
  - la rimozione delle cause di degrado del materiale;
  - la modifica dello schema statico.
- La *riduzione dei carichi* prevede la rimozione dei sovraccarichi accidentali e/o la sostituzione degli elementi costruttivi pesanti (carichi permanenti) che hanno provocato il dissesto.

Tale criterio viene attuato per garantire la sicurezza statica dell'edificio nel periodo di tempo compreso fra la diagnosi dei dissesti e la realizzazione dell'intervento risolutivo vero e proprio.

- Gli interventi di *ripristino e/o aumento della capacità portante* sono finalizzati ad attribuire all'elemento costruttivo portante del solaio una resistenza meccanica adeguata a sopportare le sollecitazioni agenti su di esso; tale criterio può essere attuato mediante:
  - la rigenerazione dell'elemento strutturale, mantenendo la struttura originaria dell'orditura portante e ripristinando le proprietà meccaniche dei materiali;
  - l'aumento della sezione resistente, ottenuto affiancando agli elementi strutturali originari nuovi elementi resistenti;
  - la sostituzione degli elementi degradati con altri elementi aventi caratteristiche simili.
- La *rimozione delle cause di degrado* nei materiali può essere attuata direttamente sugli elementi costruttivi ammalorati oppure sugli elementi di contorno e sull'ambiente.

Il degrado può essere causato da una scarsa aerazione degli appoggi (con conseguente incremento del contenuto di umidità), dall'attacco da parte di funghi o insetti o da infiltrazioni di acqua piovana all'interno delle murature.

Quando il degrado non ha alterato la stabilità delle strutture al punto tale da renderne necessaria la sostituzione, si può rimediare aerando gli appoggi, mediante l'impiego, ad esempio, di elementi in laterizio forato, o eliminando la presenza di





funghi e/o insetti mediante l'utilizzo di insetticidi, oli pesanti, soluzioni acquose di prodotti chimici specifici e, in particolar modo, di vernici.

- La *modifica dello schema statico* viene attuata quando l'elemento da consolidare non è più in grado di sostenere le sollecitazioni indotte dai carichi permanenti e/o accidentali.

Tale criterio può essere realizzato in due modi differenti:

- alterando completamente l'impostazione statica mediante la realizzazione di una nuova ossatura, quando il solaio è molto degradato e/o quando non sussistono particolari vincoli di carattere storico/architettonico);
- mediante un irrigidimento generalizzato della vecchia struttura, quando le condizioni statiche lo consentono o quando s'intende tutelare la struttura esistente come "testimonianza storica".

L'approccio adottato dai progettisti è stato quello tipico del restauro conservativo, che comporta la totale valorizzazione dell'impianto originario dell'edificio, tramite la conservazione delle sue strutture fisiche.

Le soluzioni elaborate prevedono, nella maggior parte dei casi, di affiancare alla struttura in legno esistente una struttura di sussidio, generalmente metallica, che sia leggera, facile da mettere in opera, rimovibile e che richieda una scarsa manutenzione.

L'adozione di soluzioni leggere, oltre a ridurre al minimo l'impiego di mezzi e a garantire la massima permanenza della materia esistente, consente di apportare, in un secondo tempo, i miglioramenti o le modifiche necessarie, senza compiere alcuno stravolgimento.

In funzione delle tipologie di solaio esistenti e della destinazione d'uso del locale, sono stati progettati tre principali interventi di consolidamento sugli impalcati lignei.

La presenza di controsoffitti in canniccio non rimovibili, solai cassettonati finemente decorati e gradini che imponevano quote obbligate, ha portato i progettisti a ideare alcune varianti, tenendo conto di tutti questi vincoli e dei risultati delle indagini diagnostiche effettuate su solai e murature.



## 7.1 Inserimento di casseri metallici

In presenza di solai ad orditura semplice con travetti a vista non decorati, sono stati inseriti, come elementi di rinforzo, dei casseri metallici, costituiti da piatti in acciaio S275 di dimensioni  $L \times H \times 10$  mm (dove L ed H rappresentano rispettivamente la lunghezza e l'altezza del travetto).

L'intervento è volto a incrementare le capacità portanti dei travetti inflessi, la cui sezione resistente risultava insufficiente per sopportare i nuovi carichi previsti in funzione del cambio di destinazione d'uso.



Figura 103 - Intervento con casseri metallici nel locale O1

Casseri e travetti esistenti sono stati resi collaboranti mediante l'impiego di tasselli  $\phi 12$ .

I tasselli, posti ogni 50 cm, sono stati distanziati dall'elemento ligneo mediante l'interposizione di una rondella, di spessore pari a 2 cm.

Il distanziatore ha la funzione di separare i due elementi e consentire il passaggio dell'aria, in modo da evitare la formazione di polvere e condensa.

L'umidità, in particolare, risulta molto pericolosa per entrambi i materiali, in quanto potrebbe provocare fenomeni di corrosione nell'acciaio o favorire lo sviluppo di funghi e insetti xilofagi nel legno.

I piatti metallici sono stati fissati al paramento murario mediante connettori  $\phi 18$  mm, ancorati nella muratura con malta da inghisaggio, per una profondità pari a circa 30 cm.

L'impiego degli elementi metallici ha consentito di incrementare l'inerzia dei travetti.

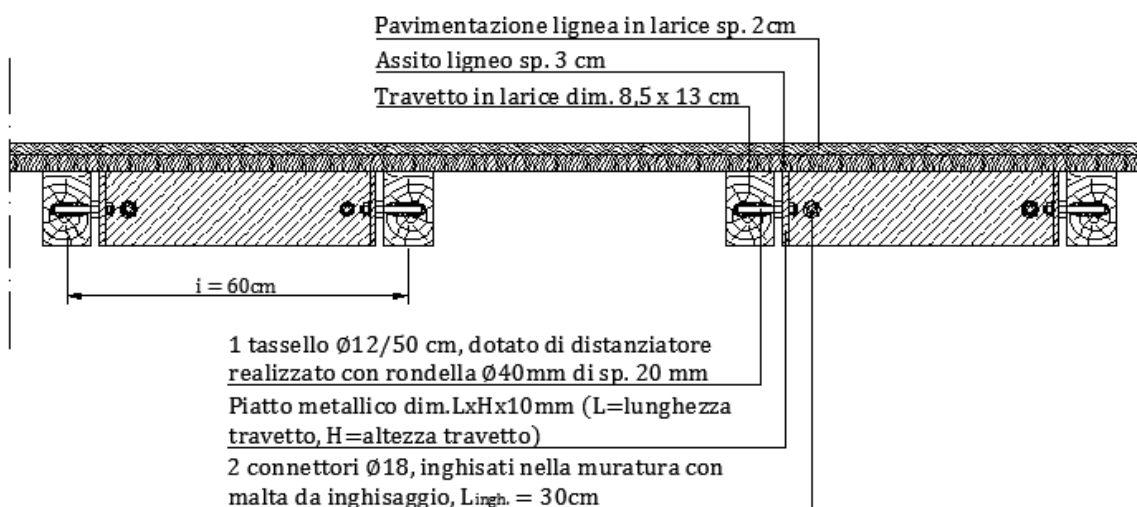


Figura 104 - Sezione trasversale del solaio rinforzato con casseri metallici

La struttura mista in legno - calcestruzzo, grazie agli elevati valori di resistenza e modulo elastico dell'acciaio (pari a circa 20 volte quello del legno), è in grado di sopportare il peso proprio degli elementi costituenti, i sovraccarichi permanenti, ma soprattutto i nuovi sovraccarichi accidentali.

I piatti metallici, caricati a flessione, tenderebbero ad instabilizzarsi. Tale inconveniente è impedito dall'impiego dei connettori metallici orizzontali che, lavorando a taglio, permettono la collaborazione tra i due materiali e impediscono lo scorrimento reciproco, facendo sì che i cedimenti e gli spostamenti subiti dai travetti siano gli stessi subiti dai casseri.



Figura 105 - Ancoraggio dell'elemento metallico ai travetti lignei e alla muratura perimetrale

L'intervento può essere realizzato interamente dall'intradosso del solaio, senza dover rimuovere gli elementi che costituiscono l'impalcato.

L'unica pecca di questo sistema sta nel fatto che, in fase di progetto, non si è tenuto conto delle deformazioni elastiche subite dai travetti.

Di conseguenza, in prossimità degli appoggi, dove il momento flettente è minimo e i travetti risultano più sollevati rispetto alla mezzeria, i casseri metallici, che avrebbero dovuto restare nascosti, sporgono rispetto alla sezione dei travetti.

Per ovviare a tale problema, una soluzione possibile potrebbe essere quella di impiegare piastre metalliche sagomate, di altezza minore e spessore maggiore rispetto a quello dei casseri utilizzati, in modo da assicurarsi che gli elementi metallici non fuoriescano dal profilo dei travetti.

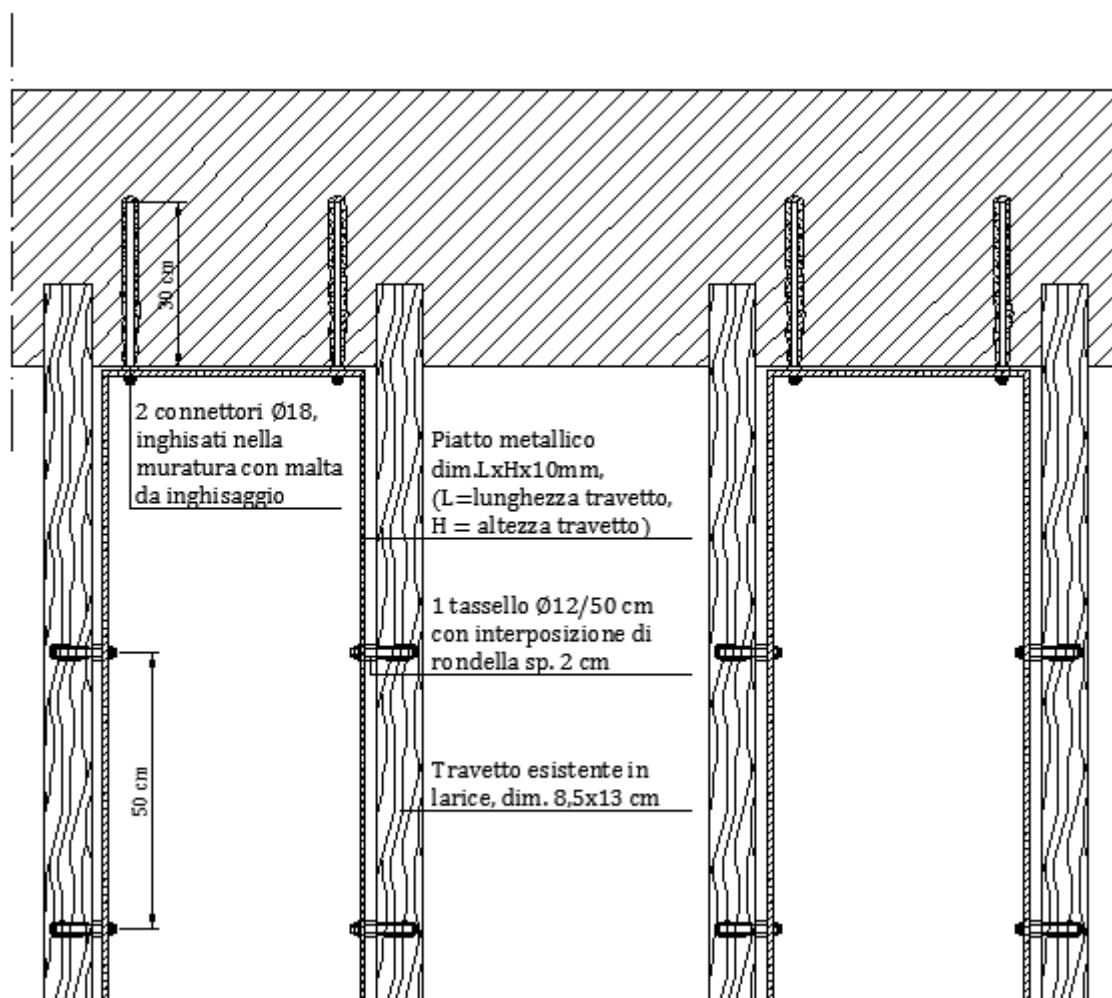


Figura 106 - Sezione orizzontale del solaio rinforzato con casseri metallici



### 7.1.1 Verifiche strutturali dell'intervento con casseri metallici

Gli elementi maggiormente sollecitati, oggetto della presente verifica, sono quelli ubicati nel locale O1 al piano terra.

Luce travetti:  $l = 3,36$  m

Lunghezza di calcolo:  $L = 1,05 \times 3,36 = 3,53$  m

Sezione del travetto ligneo ( $b \times h$ ):  $8,5$  cm  $\times$   $13$  cm

Interasse travetti lignei:  $i = 0,60$  m

Sezione dell'elemento metallico ( $b \times h$ ):  $1$  cm  $\times$   $13$  cm

$$J_{\text{travetto ligneo}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{8,5 \times 13^3}{12} = 1.556 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{cassero metallico}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 13^3}{12} = 183 \text{ cm}^4$$

#### ANALISI DEI CARICHI

- *Peso proprio strutturale:*

$$G_{\text{travetto}} = 0,085 \times 0,13 \times 600 = 6,63 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{cassero}} = 0,010 \times 0,13 \times 7.850 = 10,21 \text{ daN/m}$$

$$G_1 = G_{\text{travetto}} + G_{\text{cassero}} = 6,63 + 10,21 = 16,84 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi permanenti:*

$$\text{Pavimentazione lignea in larice: } 0,02 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Assito in larice: } 0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Carico permanente non strutturale: } 18 + 12 = 30 \text{ daN/m}^2$$

Interasse travetti:  $0,60$  m

$$G_2 = 30 \times 0,60 = 18 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi accidentali:*

Secondo la Tab. 3.1.II l'edificio rientra nella categoria E1 (biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri), di conseguenza il carico variabile uniformemente distribuito  $q_k$  è pari a  $600 \text{ daN/m}^2$ .

$$Q = 600 \times 0,60 = 360,0 \text{ daN/m}$$

#### RIPARTIZIONE DEI CARICHI TRA I DUE ELEMENTI

Ipotizzando l'uguaglianza delle curvature tra l'elemento metallico e quello ligneo, la ripartizione dei carichi agenti è data dal rapporto tra la rigidezza dell'elemento (metallico o ligneo) e la rigidezza complessiva del sistema consolidato.





- *S.L.U.*

$$E_d = 80.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = \frac{(EJ)_{legno}}{(EJ)_{tot}} = \frac{80.000 \times 1.556}{(80.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 183)} = 0,24$$

$$q_{acciaio} = \frac{(EJ)_{acciaio}}{(EJ)_{tot}} = \frac{2.100.000 \times 183}{(80.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 183)} = 0,76$$

- *S.L.E. - Combinazione rara*

$$E_{legno} = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = \frac{(EJ)_{legno}}{(EJ)_{tot}} = \frac{120.000 \times 1.556}{(120.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 183)} = 0,33$$

$$q_{acciaio} = \frac{(EJ)_{acciaio}}{(EJ)_{tot}} = \frac{2.100.000 \times 183}{(120.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 183)} = 0,67$$

- *S.L.E. - Combinazione quasi permanente*

$$E_{legno} = E_{mean,fin} = E_{mean,0} / (1+k_{def}) = 120.000 / (1+0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = \frac{(EJ)_{legno}}{(EJ)_{tot}} = \frac{66.667 \times 1.556}{(66.667 \times 1.556 + 2.100.000 \times 183)} = 0,21$$

$$q_{acciaio} = \frac{(EJ)_{acciaio}}{(EJ)_{tot}} = \frac{2.100.000 \times 183}{(66.667 \times 1.556 + 2.100.000 \times 183)} = 0,79$$

#### VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 16,84 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 18 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi accidentali:  $Q = 360 \text{ daN/m}$

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$

$$F_d = 1,3 \times 16,84 + 1,5 \times 18 + 1,5 \times 360 = 588,89 \text{ daN/m}$$

Il momento massimo in mezzeria è dato da:

$$M = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{588,89 \times 3,53^2}{8} = 916,22 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente sull'elemento ligneo è pari a:

$$M_{legno} = 0,24 \times 916,22 = 224,11 \text{ daNm}$$



Il momento massimo agente sul cassero in acciaio è pari a:

$$M_{\text{acciaio}} = 0,76 \times 916,22 = 692,11 \text{ daNm}$$

### Verifiche a flessione

- *Travetto ligneo*

Modulo resistente del travetto ligneo:

$$W_{\text{legno}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{8,5 \times 13^2}{6} = 239,42 \text{ cm}^3$$

Resistenza di calcolo a flessione del travetto ligneo:

$$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \times f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 320}{1,5} = 170,67 \text{ daN/cm}^2$$

Il momento massimo resistente è pari a:

$$M_{\text{Rd}} = W_{\text{legno}} \times f_d = 239,42 \times 170,67 = 40.860 \text{ daNcm} = 408,60 \text{ daNm} > M_{\text{Ed}} = 224,16 \text{ daNm}$$

- *Cassero metallico*

*Classificazione del profilo in base al D.M. 14/01/2008 (N.T.C.)*

Grazie al collegamento realizzato tra il cassero metallico e il travetto ligneo, si esclude la possibilità che si verifichino fenomeni d'instabilità locale. Il profilo è stato considerato appartenente alla classe 1, in grado di sviluppare appieno le risorse plastiche della sezione. La resistenza di calcolo a flessione retta, per le sezioni di classe 1 e 2, è data da:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con  $\gamma_{M0} = 1,05$

Il modulo di resistenza plastico della sezione è dato da:

$$W_{pl} = \frac{A}{2} \times b_{\text{coppia interna}} = \left( \frac{1 \times 13}{2} \times \frac{13}{2} \right) = 42,25 \text{ cm}^3$$

$$M_{rd} = \frac{42,25 \times 2.750}{1,05} = 110.655 \text{ daNcm} = 1.107 \text{ daNm} > M_{Ed} = 692,11 \text{ daNm}$$

### Verifiche a taglio

- *Travetto ligneo*

$$f_{vd} = \frac{k_{\text{mod}} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 32}{1,5} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = 0,24 \times F_d = 0,24 \times 588,89 = 141,33 \text{ daN/m}$$





$$V_{Ed,legno} = q_{legno} \times \frac{l}{2} = 141,33 \times \frac{3,53}{2} = 249,45 \text{ daN}$$

$$\tau_{legno} = 1,5 \frac{V_d}{b \times h} = 1,5 \times \frac{249,45}{8,5 \times 13} = 3,38 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$

- *Cassero metallico*

$$q_{acciaio} = 0,76 \times F_d = 0,76 \times 588,89 = 444,84 \text{ daN/m}$$

$$V_{Ed} = q_{acciaio} \times \frac{l}{2} = 444,84 \times \frac{3,53}{2} = 784,70 \text{ daN}$$

$$V_{rd,acciaio} = \frac{A_v \times f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{13 \times 2.750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 19.657 \text{ daN} > V_{Ed} = 784,70 \text{ daN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente di taglio, assunta pari all'area totale della sezione A.

### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 16,84 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 18 \text{ daN/m}$

Carico accidentale:  $Q = 360 \text{ daN/m}$

#### S.L.E. - Combinazione rara

$$F_d = \sum_i G_{ki} + Q_{k1} + \sum_j \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{0j} = 1,0.$$

$$F_d = 16,84 + 18 + 360 = 394,84 \text{ daN/m} = 3,95 \text{ daN/cm}$$

Deformazione istantanea elastica:

$$(EJ)_{tot} = (EJ)_{legno} + (EJ)_{acciaio} = (120.000 \times 1.556) + (2.100.000 \times 183) = 5,71 \times 10^8 \text{ daNcm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{3,95 \times 353^4}{5,71 \times 10^8} = 1,39 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,41 \text{ cm}$$

#### S.L.E. - Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_i G_{ki} + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8.$$

$$F_d = 16,84 + 18 + 0,8 \times 360 = 322,84 \text{ daN/m} = 3,23 \text{ daN/cm}$$

$$(EJ)_{tot} = (E_{mean,fin})_{legno} + (EJ)_{acciaio} = (66.667 \times 1.556) + (2.100.000 \times 183) = 4,88 \times 10^8 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{3,23 \times 353^4}{4,88 \times 10^8} = 1,33 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,41 \text{ cm}$$





### 7.1.2 Verifiche strutturali della variante all'intervento con casseri metallici

Si effettuano, di seguito, le verifiche relative all'impiego di casseri metallici caratterizzati da altezza minore e spessore maggiore rispetto a quelli adottati dai progettisti, per evitare che, a causa delle deformazioni subite dai travetti, gli elementi metallici sporgano rispetto all'orditura lignea.

Gli elementi oggetto della presente verifica, sono quelli ubicati nel locale 01 al piano terra.

Luce travetti:  $l = 3,36$  m

Lunghezza di calcolo:  $L = 1,05 \times 3,36 = 3,53$  m

Sezione del travetto ligneo ( $b \times h$ ):  $8,5$  cm  $\times$   $13$  cm

Interasse travetti lignei:  $i = 0,60$  m

Sezione dell'elemento metallico ( $b \times h$ ):  $2$  cm  $\times$   $11$  cm

Momenti d'inerzia delle sezioni:

$$J_{\text{travetto ligneo}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{8,5 \times 13^3}{12} = 1.556 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{cassero metallico}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{2 \times 11^3}{12} = 222 \text{ cm}^4$$

#### ANALISI DEI CARICHI

- *Peso proprio strutturale:*

$$G_{\text{travetto}} = 0,085 \times 0,13 \times 600 = 6,63 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{cassero}} = 0,02 \times 0,11 \times 7.850 = 17,27 \text{ daN/m}$$

$$G_1 = G_{\text{travetto}} + G_{\text{cassero}} = 6,63 + 17,27 = 23,90 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi permanenti:*

$$\text{Pavimentazione lignea in larice: } 0,02 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Assito in larice: } 0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Carico permanente non strutturale: } 18 + 12 = 30 \text{ daN/m}^2$$

Interasse travetti:  $0,60$  m

$$G_2 = 30 \times 0,60 = 18 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi accidentali:*

$$\text{Carico variabile uniformemente distribuito: } q_k = 600 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 600 \times 0,60 = 360,0 \text{ daN/m}$$



**RIPARTIZIONE DEI CARICHI TRA I DUE ELEMENTI**

- *S.L.U.*

$$E_d = 80.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = \frac{(EJ)_{\text{legno}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{80.000 \times 1.556}{(80.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 222)} = 0,21$$

$$q_{\text{acciaio}} = \frac{(EJ)_{\text{acciaio}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{2.100.000 \times 222}{(80.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 222)} = 0,79$$

- *S.L.E. - Combinazione rara*

$$E_{\text{legno}} = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = \frac{(EJ)_{\text{legno}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{120.000 \times 1.556}{(120.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 222)} = 0,29$$

$$q_{\text{acciaio}} = \frac{(EJ)_{\text{acciaio}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{2.100.000 \times 222}{(120.000 \times 1.556 + 2.100.000 \times 222)} = 0,71$$

- *S.L.E. - Combinazione quasi permanente*

$$E_{\text{legno}} = E_{\text{mean,fin}} = E_{\text{mean,0}} / (1+k_{\text{def}}) = 120.000 / (1+0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = \frac{(EJ)_{\text{legno}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{66.667 \times 1.556}{(66.667 \times 1.556 + 2.100.000 \times 222)} = 0,18$$

$$q_{\text{acciaio}} = \frac{(EJ)_{\text{acciaio}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{2.100.000 \times 222}{(66.667 \times 1.556 + 2.100.000 \times 222)} = 0,82$$

**VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 23,90 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 18 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi accidentali:  $Q = 360 \text{ daN/m}$

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$

$$F_d = 1,3 \times 23,90 + 1,5 \times 18 + 1,5 \times 360 = 598,07 \text{ daN/m}$$

Il momento massimo in mezzzeria è dato da:

$$M_{Ed} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{598,07 \times 3,53^2}{8} = 930,51 \text{ daNm}$$







Il momento massimo agente sull'elemento ligneo è pari a:

$$M_{\text{ligno}} = 0,21 \times 930,51 = 196,23 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente sul cassero in acciaio è pari a:

$$M_{\text{acciaio}} = 0,79 \times 930,51 = 734,27 \text{ daNm}$$

### Verifiche a flessione

- *Travetto ligneo*

Modulo resistente del travetto ligneo:

$$W_{\text{ligno}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{8,5 \times 13^2}{6} = 239,42 \text{ cm}^3$$

Resistenza di calcolo a flessione del travetto ligneo:

$$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \times f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 320}{1,5} = 170,67 \text{ daN/cm}^2$$

Il momento massimo resistente è pari a:

$$M_{Rd} = W_{\text{ligno}} \times f_d = 239,42 \times 170,67 = 40.860 \text{ daNcm} = 408,60 \text{ daNm} > M_{Ed} = 196,23 \text{ daNm}$$

- *Cassero metallico*

Il profilo si considera appartenente alla classe 1, in grado di sviluppare le risorse plastiche della sezione. Il modulo di resistenza plastico della sezione è dato da:

$$W_{pl} = \frac{A}{2} \times b_{\text{coppia interna}} = \left( \frac{2 \times 11}{2} \times \frac{11}{2} \right) = 60,50 \text{ cm}^3$$

$$M_{rd} = W_{pl} \times f_{yd} = 60,50 \times 2.619 = 158.452 \text{ daNcm} = 1.585 \text{ daNm} > M_{Ed}$$

$$= 734,27 \text{ daNm}$$

### Verifiche a taglio

- *Travetto ligneo*

$$f_{vd} = \frac{k_{\text{mod}} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 32}{1,5} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{ligno}} = 0,21 \times F_d = 0,21 \times 598,07 = 126,13 \text{ daN/m}$$

$$V_{Ed, \text{ligno}} = q_{\text{ligno}} \times \frac{l}{2} = 126,13 \times \frac{3,53}{2} = 222,49 \text{ daN}$$

$$\tau_{\text{ligno}} = 1,5 \frac{V_d}{b \times h} = 1,5 \times \frac{222,49}{8,5 \times 13} = 3,02 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$





- *Cassero metallico*

$$q_{\text{acciaio}} = 0,79 \times F_d = 0,79 \times 598,07 = 471,94 \text{ daN/m}$$

$$V_{Ed} = q_{\text{acciaio}} \times \frac{l}{2} = 471,94 \times \frac{3,53}{2} = 832,51 \text{ daN}$$

$$V_{rd,acciaio} = \frac{A_v \times f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{22 \times 2.750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 33.266 \text{ daN} > V_{Ed} = 1.512 \text{ daN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente di taglio, assunta pari all'area totale della sezione A.

**VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 23,90 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 18 \text{ daN/m}$

Carico accidentale:  $Q = 360 \text{ daN/m}$

**S.L.E. - Combinazione rara**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + Q_{k1} + \sum_j \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{0j} = 1,0.$$

$$F_d = 23,90 + 18 + 360 = 401,90 \text{ daN/m} = 4,02 \text{ daN/cm}$$

Deformazione istantanea elastica:

$$(EJ)_{\text{tot}} = (EJ)_{\text{legno}} + (EJ)_{\text{acciaio}} = (120.000 \times 1.556) + (2.100.000 \times 222) = 6,53 \times 10^8 \text{ daNcm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{5}{384} \times \frac{4,02 \times 353^4}{6,53 \times 10^8} = 1,24 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,41 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.

**S.L.E. - Combinazione quasi permanente**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8.$$

$$F_d = 23,90 + 18 + 0,8 \times 360 = 329,90 \text{ daN/m} = 3,30 \text{ daN/cm}$$

$$(EJ)_{\text{tot}} = (E_{\text{mean,fin}})_{\text{legno}} + (EJ)_{\text{acciaio}} = (66.667 \times 1.556) + (2.100.000 \times 222) = 5,7 \times 10^8$$

daN/cm<sup>2</sup>

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{5}{384} \times \frac{3,30 \times 353^4}{5,7 \times 10^8} = 1,17 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,41 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A



## 7.2 Infittimento dell'orditura secondaria mediante inserimento di profili in acciaio

In presenza di solai a semplice o a doppia orditura con controsoffitto in canniccio, decorato a tempera e non rimovibile, lo strutturista ha scelto di raddoppiare l'orditura secondaria, inserendo, fra i travetti lignei esistenti, dei profili metallici del tipo HEA 100 o HEA 120.



Figura 107 - Solaio con controsoffitto in canniccio nel locale L al piano terra

Tale intervento ha permesso di ridurre le sollecitazioni agenti sui travetti e, conseguentemente, le deformazioni da essi subite.



Figura 108 - Rinforzo del solaio ligneo mediante l'inserimento di profili metallici

Il sistema consolidato, grazie al contributo delle travi in acciaio, caratterizzate da un modulo elastico di gran lunga superiore a quello del legno, è in grado di sopportare i sovraccarichi di esercizio introdotti con il cambio della destinazione d'uso.

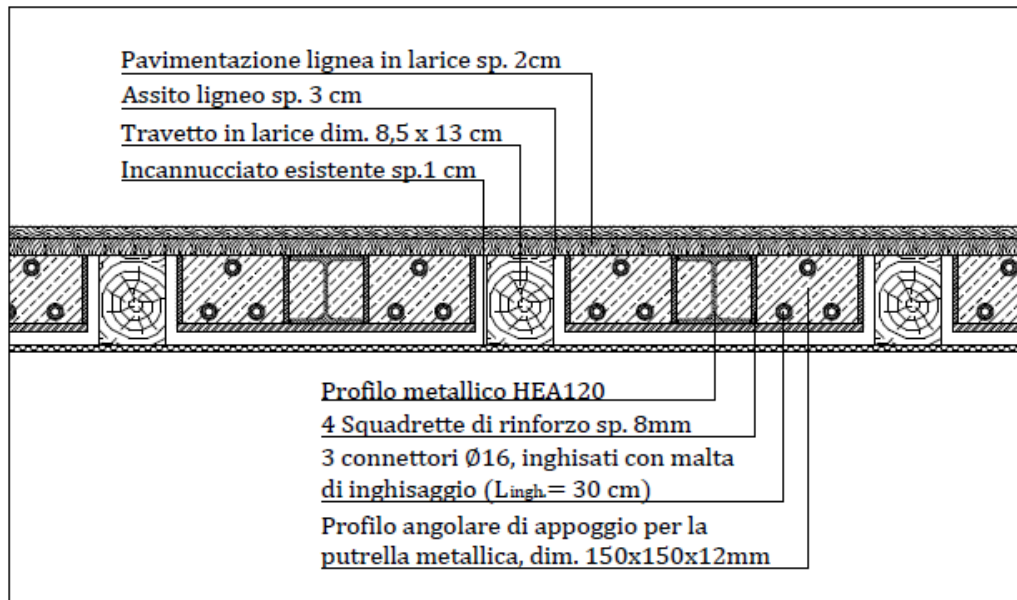


Figura 109 - Sezione trasversale del solaio consolidato mediante inserimento di profili HEA 120

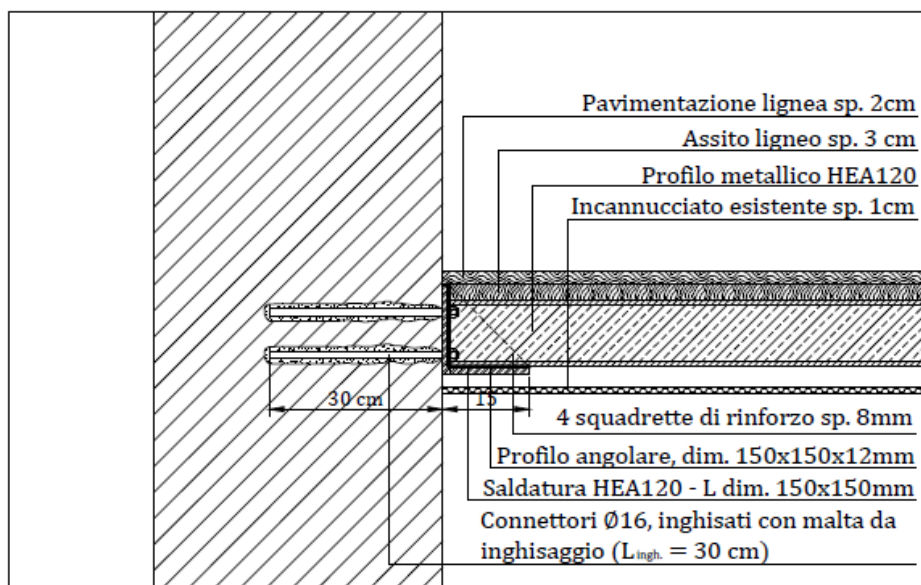
Le travi metalliche poggiano alle estremità su profili angolari in acciaio, aventi dimensioni 150x150x12 mm e irrigiditi con squadrette metalliche di rinforzo di spessore 8 mm.

I profili angolari sono vincolati alla muratura perimetrale mediante connettori metallici  $\varnothing 16$ , ancorati nella stessa con malta da inghisaggio, per una profondità pari a 30 cm.

Tale accorgimento ha permesso di creare un appoggio per le travi metalliche senza dover praticare alcun foro di alloggiamento nelle pareti in muratura, già di per sé fragili.

Operativamente l'intervento ha previsto:

- il puntellamento del solaio ligneo da consolidare;
- la rimozione di pavimento, sottofondo e assito;
- l'esecuzione di fori nella muratura per l'ancoraggio dei profili a L;
- il fissaggio, mediante bulloni, delle mensole metalliche alla muratura perimetrale;
- il posizionamento delle putrelle metalliche e la saldatura in opera delle testate delle stesse ai profili a L;
- la ricomposizione del pacchetto solaio;
- l'esecuzione delle finiture;
- la rimozione dei puntelli.



**Figura 110 - Particolare di ancoraggio dell'appoggio alla muratura perimetrale**

Tale intervento è stato interamente realizzato dall'estradosso del solaio, in modo tale da non danneggiare gli affreschi di pregio del controsoffitto.

Una volta inseriti i profili, sopra di essi sono stati riposizionati l'assito e la pavimentazione lignea originaria. Di conseguenza, l'intervento risulta completamente celato.



**Figura 111 - Particolare del profilo angolare metallico per l'appoggio delle travi in acciaio**

### 7.2.1 Consolidamento delle travi principali mediante la tecnica della “trave reticolare mista”

Per il consolidamento delle travi principali è stata adottata la soluzione “a trave reticolare mista”, in cui il corrente superiore compresso è costituito da due piastre metalliche, il corrente inferiore teso corrisponde alla trave in legno, e le diagonali sono barre in acciaio di diametro pari a 35 mm, che lavorano a sola trazione o a sola compressione.

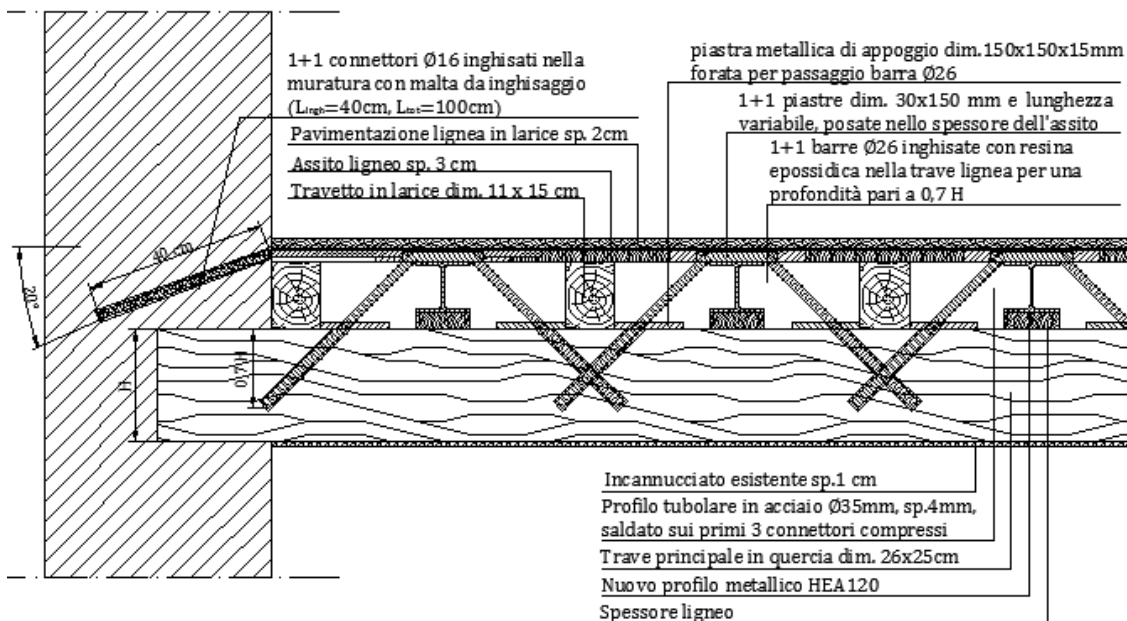


Figura 112 - Consolidamento della trave principale

Le due piastre metalliche, posate nello spessore dell’assito ed aventi dimensioni 150×L×20 mm, dove L è la lunghezza della trave da consolidare, sono state collegate a quest’ultima mediante ferri  $\phi 20$  appositamente sagomati e inghisati nel legno con resina epossidica.



Figura 113 - Particolare delle due piastre metalliche costituenti il corrente superiore compresso



La sezione in acciaio è finalizzata a sopportare tensioni di trazione, il legno resiste agli sforzi di compressione, mentre le sollecitazioni di taglio vengono sopportate dai connettori diagonali in acciaio.

Si è ottenuto così un elemento composto legno-acciaio, la cui efficacia dipende dal buon funzionamento dei collegamenti.

Questi ultimi devono garantire la trasmissione delle trazioni nell'acciaio ed impedire fenomeni di scorrimento reciproco delle singole parti.

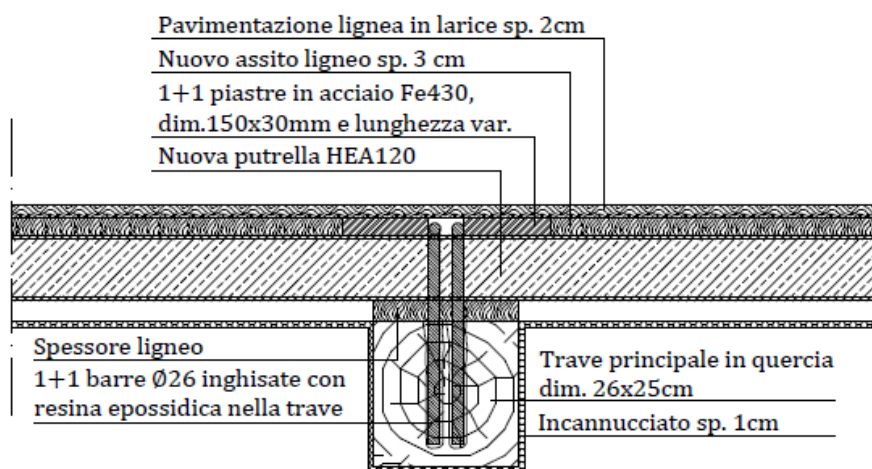


Figura 114 - Particolare dell'appoggio del profilo HEA sulla trave lignea





## 7.2.2 Verifiche strutturali del rinforzo mediante inserimento di profili metallici

Gli elementi maggiormente sollecitati, oggetto della presente verifica, sono i travetti del solaio a semplice orditura nel locale E3 al piano terra.

Luce travetti:  $l = 3,72 \text{ m}$

Lunghezza di calcolo:  $L = 1,05 \times 3,72 = 3,91 \text{ m}$

Sezione del travetto ligneo ( $b \times h$ ):  $11 \times 15 \text{ cm}$

Interasse travetti lignei:  $i = 0,65 \text{ m}$

Momenti d'inerzia delle sezioni:

$$J_{\text{travetto ligneo}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{11 \times 15^3}{12} = 1.556 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{HEA120}} = 606,2 \text{ cm}^4$$

### ANALISI DEI CARICHI

- *Peso proprio strutturale:*

$$G_{\text{travetto}} = 0,11 \times 0,15 \times 600 = 9,90 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{HEA120}} = 19,90 \text{ daN/m}$$

$$G_1 = G_{\text{travetto}} + G_{\text{HEA120}} = 9,90 + 19,90 = 29,80 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi permanenti:*

$$\text{Pavimentazione lignea in larice: } 0,02 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Assito in larice: } 0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Cannicciato e relativo sistema di appensione: } 35 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Carico permanente non strutturale: } 18 + 12 + 35 = 65 \text{ daN/m}^2$$

Interasse travetti:  $0,65 \text{ m}$

$$G_2 = 65 \times 0,65 = 42,25 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi accidentali:*

$$\text{Carico variabile uniformemente distribuito: } q_k = 600 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 600 \times 0,65 = 390 \text{ daN/m}$$

### RIPARTIZIONE DEI CARICHI TRA I DUE ELEMENTI

Ipotizzando l'uguaglianza delle curvature tra l'elemento metallico e quello ligneo, la ripartizione dei carichi agenti è data dal rapporto tra la rigidezza dell'elemento (metallico o ligneo) e la rigidezza complessiva del sistema consolidato.





- *S.L.U.*

$$E_d = 80.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = \frac{(EJ)_{legno}}{(EJ)_{tot}} = \frac{80.000 \times 3.093,75}{(80.000 \times 3.093,75 + 2.100.000 \times 606,2)} = 0,16$$

$$q_{acciaio} = \frac{(EJ)_{acciaio}}{(EJ)_{tot}} = \frac{2.100.000 \times 606,2}{(80.000 \times 3.093,75 + 2.100.000 \times 606,2)} = 0,84$$

- *S.L.E. - Combinazione rara*

$$E_{legno} = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = \frac{(EJ)_{legno}}{(EJ)_{tot}} = \frac{120.000 \times 3.093,75}{(120.000 \times 3.093,75 + 2.100.000 \times 606,2)} = 0,23$$

$$q_{acciaio} = \frac{(EJ)_{acciaio}}{(EJ)_{tot}} = \frac{2.100.000 \times 606,2}{(120.000 \times 3.093,75 + 2.100.000 \times 606,2)} = 0,77$$

- *S.L.E. - Combinazione quasi permanente*

$$E_{legno} = E_{mean,fin} = E_{mean,0} / (1+k_{def}) = 120.000 / (1+0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = \frac{(EJ)_{legno}}{(EJ)_{tot}} = \frac{66.667 \times 3.093,75}{(66.667 \times 3.093,75 + 2.100.000 \times 606,2)} = 0,14$$

$$q_{acciaio} = \frac{(EJ)_{acciaio}}{(EJ)_{tot}} = \frac{2.100.000 \times 606,2}{(66.667 \times 3.093,75 + 2.100.000 \times 606,2)} = 0,86$$

**VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 29,80 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 42,25 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi accidentali:  $Q = 390 \text{ daN/m}$

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$

$$F_d = 1,3 \times 29,80 + 1,5 \times 42,25 + 1,5 \times 390 = 687,12 \text{ daN/m}$$

Il momento massimo in mezzeria è dato da:

$$M = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{687,12 \times 3,91^2}{8} = 1.310 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente sull'elemento ligneo è pari a:



$$M_{\text{legno}} = 0,16 \times 1.310 = 213 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente sul cassero in acciaio è pari a:

$$M_{\text{acciaio}} = 0,84 \times 1.310 = 1.097 \text{ daNm}$$

### Verifiche a flessione

- *Travetto ligneo*

Modulo resistente del travetto ligneo:

$$W_{\text{legno}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{11 \times 15^2}{6} = 412,50 \text{ cm}^3$$

Resistenza di calcolo a flessione del travetto ligneo:

$$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \times f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 320}{1,5} = 170,67 \text{ daN/cm}^2$$

Il momento massimo resistente è pari a:

$$M_{Rd} = W_{\text{legno}} \times f_d = 412,5 \times 170,67 = 70.400 \text{ daNcm} = 704 \text{ daNm} > M_{Ed} = 213 \text{ daNm}$$

- *Profilo HEA 120*

*Classificazione del profilo in base al D.M. 14/01/2008 (N.T.C.)*

$$\text{Anima: } \frac{b}{t_w} = \frac{8}{0,5} = 16 < 72\varepsilon = 66,56 \text{ Classe 1}$$

$$\text{Ali: } \frac{c}{t_f} = \frac{5}{0,8} = 6,25 < 9\varepsilon = 8,28 \text{ Classe 1}$$

con:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Il profilo appartiene alla classe 1, in grado di sviluppare appieno le risorse plastiche della sezione.

La resistenza di calcolo a flessione retta, per le sezioni di classe 1 e 2, è data da:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con  $\gamma_{M0} = 1,05$

Dai profilari si ricava che il modulo di resistenza plastico della sezione è pari a:

$$W_{pl} = 106,3 \text{ cm}^3$$

$$M_{rd} = \frac{106,3 \times 2.750}{1,05} = 278.405 \text{ daNcm} = 2.784 \text{ daNm} > M_{Ed} = 1.097 \text{ daNm}$$

### Verifiche a taglio

- *Travetto ligneo*

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 32}{1,5} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = 0,16 \times F_d = 0,16 \times 687,12 = 111,84 \text{ daN/m}$$

$$V_{Ed,legno} = q_{legno} \times \frac{l}{2} = 111,84 \times \frac{3,91}{2} = 218,43 \text{ daN}$$

$$\tau_{legno} = 1,5 \frac{V_d}{b \times h} = 1,5 \times \frac{218,43}{11 \times 15} = 1,99 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$

- *Profilo HEA 120*

$$q_{acciaio} = 0,84 \times F_d = 0,84 \times 687,12 = 575,27 \text{ daN/m}$$

$$V_{Ed} = q_{acciaio} \times \frac{l}{2} = 575,27 \times \frac{3,91}{2} = 1.123,50 \text{ daN}$$

$$V_{rd,acciaio} = \frac{A_v \times f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{4,9 \times 2.750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 7.409,33 \text{ daN} > V_{Ed} = 1.123,50 \text{ daN}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente di taglio, assunta pari all'area totale della sezione A.

### **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 29,80 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 42,25 \text{ daN/m}$

Carico accidentale:  $Q = 390 \text{ daN/m}$

#### **S.L.E. - Combinazione rara**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + Q_{k1} + \sum_j \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{0j} = 1,0.$$

$$F_d = 29,80 + 42,25 + 390 = 462,05 \text{ daN/m} = 4,62 \text{ daN/cm}$$

Deformazione istantanea elastica:

$$(EJ)_{tot} = (EJ)_{legno} + (EJ)_{acciaio} = (120.000 \times 3.093,75) + (2.100.000 \times 606,2) = 1,64 \times 10^9 \text{ daNcm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{4,62 \times 391^4}{1,64 \times 10^9} = 0,85 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,56 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.

#### **S.L.E. - Combinazione quasi permanente**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8.$$

$$F_d = 29,80 + 42,25 + 0,8 \times 390 = 384,05 \text{ daN/m} = 3,84 \text{ daN/cm}$$



$$(EJ)_{tot} = (E_{mean,fin})_{legno} + (EJ)_{acciaio} = (66.667 \times 3.093,75) + (2.100.000 \times 606,2) = 1,48 \times 10^9 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{3,84 \times 391^4}{1,48 \times 10^9} = 0,79 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,56 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.



### 7.3 Rinforzo dei solai lignei mediante il sistema Turrini - Piazza

In presenza di controsoffitti in canniccio finemente decorati a tempera, che impedivano un consolidamento dall'intradosso, e laddove era possibile un aumento di quota, lo strutturista ha optato per la tecnica del solaio misto legno-calcestruzzo con connettori verticali.

Il sistema Turrini - Piazza è stato ideato nel 1983 e consiste nel far collaborare i travetti in legno con una soletta in conglomerato cementizio di nuova realizzazione mediante dispositivi di connessione in acciaio, inseriti in appositi fori praticati nel legno e incollati mediante resine epossidiche.

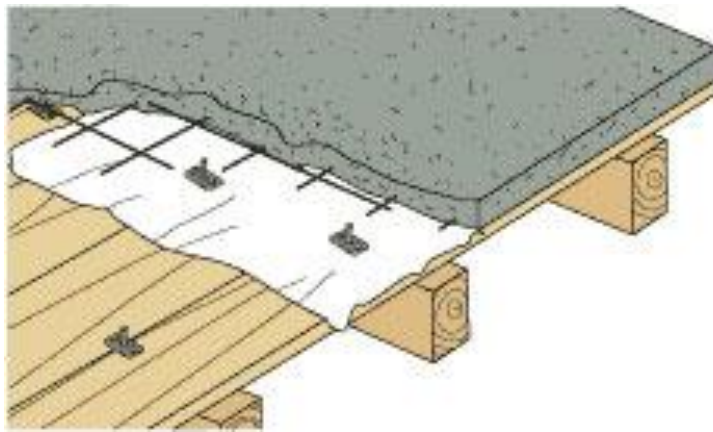


Figura 115 - Tecnica del solaio misto in legno - calcestruzzo

L'intervento ha previsto la realizzazione, all'estradosso dell'impalcato, di una cappa in calcestruzzo, di altezza pari a 7 cm, armata con rete elettrosaldata  $\phi 10$  e passo  $20 \times 20$  cm.

Per conferire una maggiore inerzia al sistema, è stato inserito uno strato isolante in polistirene espanso ad alta resistenza dello spessore di 3 cm.

Tra l'assito esistente e la soletta è stata interposta una membrana impermeabilizzante e traspirante, avente la funzione di evitare il contatto diretto tra i due materiali e garantire la traspirabilità degli elementi lignei.

La soletta in c.a. è resa collaborante ai travetti lignei mediante connettori metallici verticali che, lavorando efficacemente a taglio, impediscono lo scorrimento reciproco fra i due materiali.

I connettori, del tipo a piolo e ramponi, con un diametro pari a 14 mm, sono stati disposti ogni 10 cm ai quarti laterali della trave, dove lo sforzo di taglio è massimo, e ogni 30 cm nella parte centrale, dove il taglio diminuisce progressivamente fino ad annullarsi in mezzzeria.

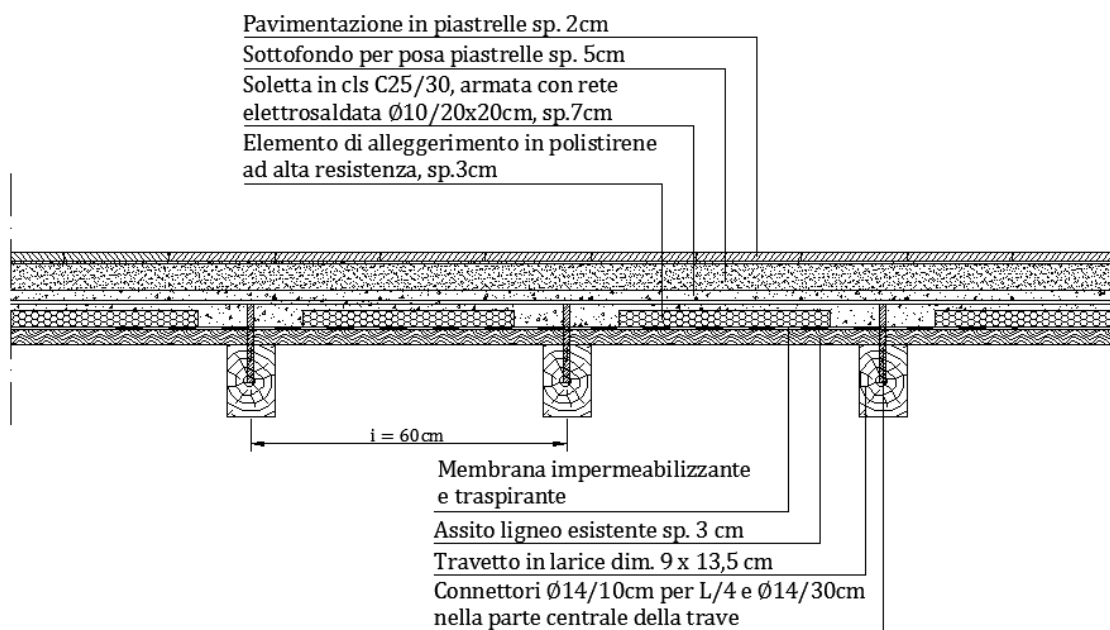


Figura 116 - Sezione corrente del solaio misto in legno - calcestruzzo

Per assicurare il collegamento tra tutti gli elementi strutturali e garantire un efficiente comportamento scatolare della fabbrica, la cappa in calcestruzzo è stata ancorata alle murature portanti, lungo l'intero perimetro, mediante barre metalliche sagomate, aventi diametro  $\phi 16$  mm, disposte ogni 40 cm e inghisate alle pareti con malta da inghisaggio.

La soletta in c.a. è stata vincolata alle travi principali dell'impalcato ligneo mediante barre in acciaio, di diametro  $\phi 18$  mm, inghisate nella trave con resina epossidica, per una lunghezza pari ai  $2/3$  dello spessore delle travi stesse.



Figura 117 - Posa in opera della membrana impermeabilizzante e dei connettori di collegamento alla struttura lignea



Operativamente l'intervento ha previsto le seguenti fasi:

- puntellamento del solaio da consolidare;
- rimozione dei pavimenti e dei riempimenti superiori fino a raggiungere il tavolato, in modo da scaricare la struttura lignea;
- esecuzione di fori nella muratura ed inserimento delle barre di collegamento laterale;
- impermeabilizzazione del solaio;
- posa in opera dei connettori di collegamento alla struttura lignea;
- posizionamento degli elementi di alleggerimento in polistirene espanso;
- predisposizione della rete elettrosaldata;
- esecuzione del getto in calcestruzzo;
- realizzazione dello strato di allettamento e della pavimentazione;
- rimozione dei puntelli.



**Figura 118 - Particolare dei connettori murari**

La soluzione adottata ha permesso di creare una sezione resistente mista, nella quale, per effetto dei carichi verticali, il calcestruzzo risulta prevalentemente compresso ed il legno prevalentemente teso.

La soletta in c.a. consente di collegare fra loro i muri portanti, realizzando un piano rigido in grado di ripartire più efficacemente le azioni sismiche orizzontali.



Figura 119 - Posa in opera degli elementi di alleggerimento e della rete elettrosaldata

L'aggiunta della cappa in calcestruzzo ha quindi comportato numerosi vantaggi, tra cui:

- un incremento dell'inerzia flessionale dell'impalcato;
- la riduzione delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali e delle deformazioni elastiche della struttura;
- una migliore ripartizione dei carichi in senso trasversale all'orientamento dei travetti, con una conseguente redistribuzione delle azioni su più elementi strutturali.
- un aumento della resistenza flessionale;
- un incremento della rigidezza nel piano, utile in zona sismica.

L'inserimento dello strato isolante tra le tavole dell'impalcato e il massetto permette di incrementare l'inerzia statica del sistema e potenziare le prestazioni del solaio.

Tale intervento, poco apprezzato nel mondo del restauro, ultimamente è stato rivalutato grazie all'ottimo rapporto costi - benefici.

Esso, inoltre, è di semplice realizzazione e assicura un'assoluta affidabilità nel tempo.

Tra gli svantaggi ritengo importante segnalare l'irreversibilità dell'intervento e l'incremento dei carichi agenti sul solaio, dovuto al peso della cappa in calcestruzzo.

### 7.3.1 La variante con i pannelli radianti

Inizialmente era prevista una seconda soluzione di consolidamento con cappa collaborante in calcestruzzo, da effettuarsi nelle zone in cui sarebbe stato realizzato un sistema di riscaldamento con pannelli radianti a pavimento. L'impianto sarebbe stato costituito da tubazioni ad alta resistenza termica e meccanica, installate su pannelli isolanti in polistirolo, ad alte prestazioni termiche ed acustiche.

In un secondo tempo, per ragioni economiche, al posto dei pannelli radianti, si è preferito utilizzare, sia per il riscaldamento che per il raffrescamento estivo, dei fan coil a pavimento.

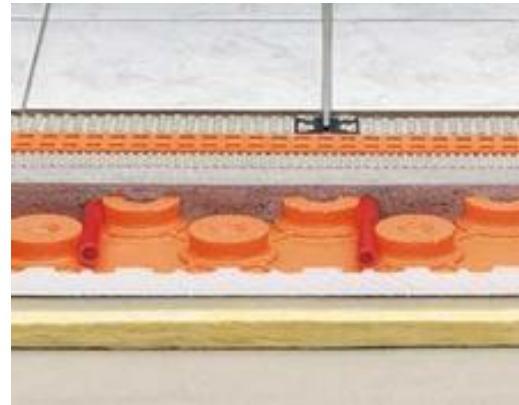


Figura 120 - Pannelli radianti a pavimento

Di conseguenza, tale ipotesi d'intervento è stata scartata.

La soluzione prevedeva l'inserimento, ai lati dei travetti lignei preesistenti, di profili metallici ad L, aventi dimensioni 100×65×7 mm, vincolati ad essi mediante tasselli  $\phi 12$ , posti ogni 40 cm. Le testate dei profili a L avrebbero dovuto essere saldate a piastre alte 10 cm, posizionate nell'interasse tra i travetti e ancorate alla muratura perimetrale mediante 2 connettori  $\phi 16$ , inghisati con malta da inghisaggio. I profili ad L avrebbero costituito l'appoggio per un cassero ligneo, su cui sarebbe stato realizzato il getto di un massetto dello spessore di 2 cm. Al di sopra sarebbe stato predisposto il pacchetto per il riscaldamento. Infine sarebbero stati posati l'assito ligneo, di spessore 3 cm, e la pavimentazione.

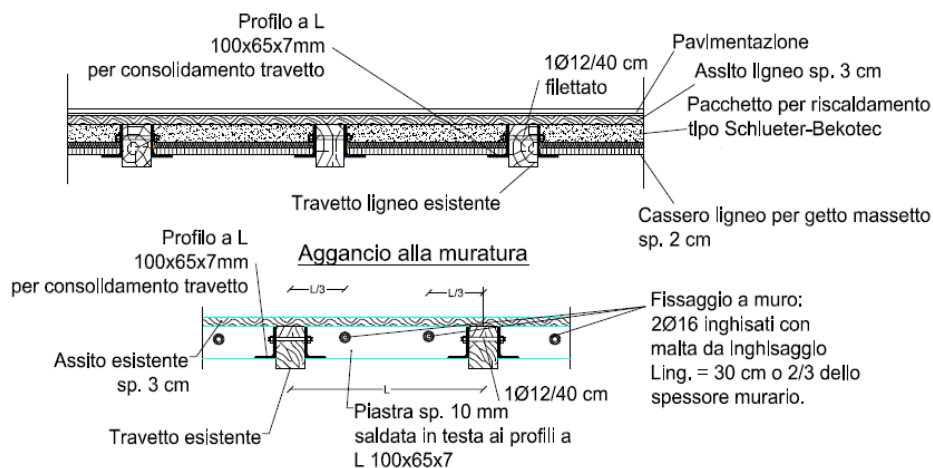


Figura 121 - Solaio con pannelli radianti

### 7.3.2 Prove di carico sui solai misti in legno-calcestruzzo

Per i solai dei locali I, J<sub>1</sub> e J<sub>2</sub> al piano terra, rinforzati mediante cappa armata collaborante in c.a., l'ingegnere collaudatore ha richiesto che fossero effettuate le prove di carico, allo scopo di certificare la sicurezza degli interventi.

La tipologia di prova di carico adottata è quella con serbatoi d'acqua.

La prova consiste nella simulazione delle azioni di esercizio sulle strutture orizzontali, mediante predisposizione di serbatoi che, riempiti gradualmente d'acqua, fino a un'altezza che consenta di arrivare al carico di prova, simulano sulla propria impronta un carico distribuito noto, valutato in base alle condizioni di vincolo ipotizzate per la struttura in esame.

In corrispondenza di ciascun passo di carico, a stabilizzazione avvenuta, è stata effettuata la lettura degli abbassamenti della struttura (frecce),

mediante trasduttori elettronici collegati ad una centralina di acquisizione dati.

Il carico applicato è pari a 600 kg/m<sup>2</sup> per l'accidentale e 130 kg/m<sup>2</sup> per il permanente portato, per un totale di 730 kg/m<sup>2</sup>. Lo stesso è stato incrementato del 10%, così da ottenere un carico finale di prova pari a circa 800 kg/m<sup>2</sup>.

Il carico è stato applicato gradualmente e una volta raggiunto il massimo valore, è rimasto costante per un periodo di tempo pari a circa 8 ore.

Gli strumenti di misura utilizzati sono dei flessimetri centesimali, ovvero comparatori centesimali montati su adeguati supporti, aventi precisione pari a un  $\pm 1/100$  mm.

La rilevazione delle deformazioni è stata effettuata mediante i seguenti strumenti:

- unità computerizzata di registrazione delle deformazioni;



Figura 122 - I trasduttori elettronici



- trasduttori di spostamento;
- cella di carico bidirezionale;
- software di elaborazione dati.

I trasduttori di spostamento sono portati a contatto dell'intradosso attraverso apposite aste telescopiche.

I serbatoi utilizzati sono costruiti in tela di nylon rivestita con P.V.C..

La dimensione dell'impronta di carico è 6.40 x 3.40 oppure di 4.40 x 3.40 metri.

L'altezza dell'acqua determina il carico in kN/m<sup>2</sup> attraverso la relazione:

$$1 \text{ cm/acqua} = 0,1 \text{ kN/m}^2$$



**Figura 123 - Riempimento del primo serbatoio d'acqua**

La prova è stata eseguita mediante due serbatoi sovrapposti, di altezza pari a 40 cm, con impronta di carico di dimensioni 5,30 x 3,00 m, disposti perpendicolarmente alla luce del solaio, riempiti d'acqua fino al raggiungimento di un carico complessivo richiesto, pari a 8kN/m<sup>2</sup>, e successivamente scaricati.

I sacconi sono stati posizionati simmetricamente rispetto alla mezzeria, cercando di coprire il più possibile l'intera luce del solaio.

I serbatoi, gonfiandosi a mano a mano che l'acqua aumenta di altezza, assumono la forma bombata, producendo un restringimento dell'impronta di carico.

Nella valutazione del carico applicato, è stato quindi necessario misurare, attraverso un contatore di litri, l'effettiva quantità di acqua immessa, che, divisa per l'impronta finale, ha fornito il carico distribuito prodotto dall'acqua.

La relazione è data da:

$$q_a = Q/A_f$$

dove:  $q_a$  = carico distribuito dell'acqua [kN/m<sup>2</sup>]

$q$  = quantità di acqua immessa [hl = kN]

$A_f$  = impronta finale del saccone [m<sup>2</sup>]

Le acquisizioni delle deformazioni sono state effettuate per gradienti  $h=20$  cm di altezza d'acqua, corrispondente ad un carico sull'impronta di 2,00 kN/m<sup>2</sup>.

Le prove di carico hanno dati risultati soddisfacenti: le frecce rilevate erano inferiori rispetto a quelle ottenute dai calcoli.



Figura 124 - Misurazione dell'altezza raggiunta dall'acqua nei serbaoi



### 7.3.3 Verifiche strutturali del solaio misto in legno - calcestruzzo

Gli elementi maggiormente sollecitati, oggetto della presente verifica, sono quelli del solaio nel locale P al primo piano.

Luce travetti:  $l = 3,38$  m

Lunghezza di calcolo:  $L = 1,05 \times 3,38 = 3,55$  m

Sezione del travetto ligneo ( $b \times h$ ):  $9 \times 13,5$  cm

Interasse travetti lignei:  $i = 0,60$  m

spessore della cappa armata: 7 cm

Nelle verifiche si considera uno spessore medio della soletta di 4 cm.

#### ANALISI DEI CARICHI

- *Peso proprio strutturale:*

$$G_{\text{travetto}} = 0,09 \times 0,135 \times 600 = 7,29 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{cappa}} = 0,07 \times 2.500 \times 0,60 \times 1 = 105 \text{ daN/m}$$

$$G_1 = G_{\text{travetto}} + G_{\text{cappa}} = 7,29 + 105 = 112,29 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi permanenti:*

$$\text{Assito in larice: } 0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Sottofondo: } 0,05 \times 1.800 = 90 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Piastrille in ceramica: } 0,02 \times 2.000 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Totale carichi permanenti: } 18 + 90 + 40 = 148 \text{ daN/m}^2$$

Interasse travetti: 0,60 m

$$G_2 = 148 \times 0,60 = 88,80 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi accidentali:*

Carico variabile uniformemente distribuito:  $q_k = 600 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 600 \times 0,60 = 360 \text{ daN/m}$$

#### METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo adottato consiste nel determinare i valori equivalenti di area, momento d'inerzia e modulo resistente della sezione omogeneizzata rispetto al legno, con cui effettuare le verifiche della stessa. Noti i valori dei moduli elastici di legno e calcestruzzo, il coefficiente di omogeneizzazione è dato da:

$$n = \frac{E_c}{E_w}$$





**VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

$$G_1 = 112,29 \text{ daN/m}$$

$$G_2 = 88,80 \text{ daN/m}$$

$$Q = 360 \text{ daN/m}$$

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$$

$$F_d = 1,3 \times 112,29 + 1,5 \times 88,80 + 1,5 \times 360 = 819,18 \text{ daN/m}$$

**Verifica a flessione della trave composta**

Il momento massimo agente in mezzeria è pari a:

$$M_{Ed} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{819,18 \times 3,55^2}{8} = 1.290 \text{ daNm}$$

Come larghezza efficace della soletta si considera l'interasse tra i travetti, pari a 60 cm.

Il calcestruzzo appartiene alla classe di resistenza C 25/30.

La resistenza a compressione della soletta in c.a. è da:

$$R_c = b_{eff} \times h_c \times f_{cd} = 60 \times 4 \times 141,67 = 34.000 \text{ daN}$$

La resistenza a trazione del travetto ligneo è data da:

$$R_w = b \times h \times f_{d,legno} = 9 \times 13,5 \times 170,67 = 20.736 \text{ daN}$$

Poiché  $R_w < R_c$  la resistenza è governata dal legno.

La posizione  $x$  dell'asse neutro è fornita dalla seguente proporzione:

$$\frac{x}{h_c} = \frac{R_w}{R_c}$$

Da cui si ricava:

$$x = \frac{R_w \times h_c}{R_c} = \frac{20.736 \times 4}{34.000} = 2,44 \text{ cm}$$

Il momento resistente della sezione composta è pari a:

$$M_{rd} = R_w \times \left( \frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2} \right) = 20.736 \times \left( \frac{13,5}{2} + 4 - \frac{2,44}{2} \right) = 197.619 \text{ daNcm}$$
$$= 1.976 \text{ daNm}$$

$$M_{rd} = 1.976 \text{ daNm} > M_{Ed} = 1.290,46 \text{ daNm}$$

**Verifica a taglio della trave composta**

$$V_{Ed} = \frac{p \times l}{2} = \frac{819,18 \times 3,55}{2} = 1.454 \text{ daN}$$

$$\tau_{legno} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{Ed}}{b \times h} = \frac{3}{2} \times \frac{1.454}{9 \times 13,5} = 17,95 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{vd,legno} = \frac{k_{mod} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 32}{1,5} = 17,07 \text{ daN/cm}^2$$



Lo sforzo di taglio  $\tau_{vd}$  risulta leggermente superiore alla resistenza di calcolo al taglio  $f_{vd}$  dell'elemento ligneo, ma la verifica si considera comunque soddisfatta in quanto parte dell'azione tagliante è assorbita dalla cappa in calcestruzzo armato.

### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### **S.L.E. – Combinazione rara**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q$$

$$F_d = 112,29 + 88,80 + 360 = 561,09 \text{ daN/m} = 5,61 \text{ daN/cm}$$

#### **Fattore di omogeneizzazione calcestruzzo/legno**

Per le verifiche d'inflessione condotte sul lungo periodo come modulo elastico del calcestruzzo si è assunto un valore pari alla metà del modulo del calcestruzzo:

$$E_{cm,cls} = E_c/2 = 314.758/2 = 157.379 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{legno} = E_{mean,0} = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione è dato da:

$$m = \frac{E_{cls}}{E_{legno}} = \frac{157.379}{120.000} = 1,31$$

Per omogeneizzare la sezione di calcestruzzo al legno si calcola la larghezza ideale del calcestruzzo collaborante:

$$L_{id} = m \times L_{coll} = 1,31 \times 60 = 78,69 \text{ cm}$$

Posizione del baricentro della sezione omogeneizzata:

$$Y = \frac{(78,69 \times 4 \times 21,5 + 9 \times 13,5 \times 6,75)}{(78,69 \times 4 + 9 \times 13,5)} = 17,39 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata:

$$J_{id} = \frac{9 \times 13,5^3}{12} + \frac{78,69 \times 4^3}{12} + (9 \times 13,5 \times 12,1^2) + (78,69 \times 4 \times 2,7^2) = 22.348 \text{ cm}^4$$

La freccia massima a lungo termine è data da:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p \times l^4}{EJ_{id}} = \frac{5}{384} \times \frac{5,61 \times 355^4}{120.000 \times 22.348} = 0,43 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,42 \text{ cm}$$

#### **S.L.E. – Combinazione quasi permanente**

Le azioni agenti risultano pari a:

$$F_d = G_1 + G_2 + \Psi_{2j} \times Q$$

$$\text{con } \Psi_{2j} = 0,8$$

$$F_d = 112,29 + 88,80 + 0,8 \times 360 = 489,09 \text{ daN/m} = 4,89 \text{ daN/cm}$$

#### **Fattore di omogeneizzazione calcestruzzo/legno**





Per le verifiche d'inflessione condotte sul lungo periodo per il modulo elastico del calcestruzzo si è assunto un valore pari alla metà del modulo del calcestruzzo.

$$E_{cm,cls} = E_c/2 = 314.758/2 = 157.379 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{legno} = E_{mean,fin} = 120.000 / (1+0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione è dato da:

$$m = \frac{E_{cls}}{E_{legno}} = \frac{157.379}{66.667} = 2,36$$

Per omogeneizzare la sezione di calcestruzzo al legno si calcola la larghezza ideale del cls collaborante:

$$L_{id} = m \times L_{coll} = 2,36 \times 60 = 141,64 \text{ cm}$$

Posizione del baricentro della sezione omogeneizzata:

$$Y = \frac{(141,64 \times 4 \times 21,5 + 9 \times 13,5 \times 6,75)}{(141,64 \times 4 + 9 \times 13,5)} = 18,90 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata:

$$J_{id} = \frac{9 \times 13,5^3}{12} + \frac{141,64 \times 4^3}{12} + (9 \times 13,5 \times 12,1^2) + (141,64 \times 4 \times 2,7^2) = 24.520 \text{ cm}^4$$

La freccia massima a lungo termine è data da:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p \times l^4}{EJ_{id}} = \frac{5}{384} \times \frac{4,89 \times 355^4}{66.667 \times 24.520} = 0,62 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,42 \text{ cm}$$

### VERIFICA DELLA CONNESSIONE

Per le verifiche si assumono i seguenti valori del modulo elastico:

$$E_{cm,cls} = \frac{E_c}{\gamma_c} = \frac{314.758}{1,5} = 209.839 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{legno} = \frac{E_{mean,0}}{\gamma_M} = \frac{120.000}{1,5} = 80.000 \text{ daN/cm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione è dato da:

$$m = E_c/E_{legno} = 209.839/80.000 = 2,62$$

Per omogeneizzare la sezione di calcestruzzo al legno si calcola la larghezza ideale del cls collaborante:

$$L_{id} = m \times L_{coll} = 2,62 \times 60 = 157,38 \text{ cm}$$

Posizione del baricentro della sezione omogeneizzata:

$$Y = \frac{(157,38 \times 4 \times 21,5 + 9 \times 13,5 \times 6,75)}{(157,38 \times 4 + 9 \times 13,5)} = 19,11 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata:





$$J_{ia} = \frac{9 \times 13,5^3}{12} + \frac{157,38 \times 4^3}{12} + (9 \times 13,5 \times 12,1^2) + (157,38 \times 4 \times 2,7^2) = 25.063 \text{ cm}^4$$

Il taglio massimo è pari a:

$$V = \frac{p \times l}{2} = \frac{819,18 \times 3,55}{2} = 1.454 \text{ daN}$$

Il momento statico massimo del sistema consolidato è:

$$S = (9 \times 13,5) \times 12,27 = 1.491 \text{ cm}^3$$

La forza di scorrimento unitaria è pari a:

$$D = \frac{V \times S}{J_{ia}} = \frac{1.454 \times 1.491}{25.063} = 86,47 \text{ daN/cm}$$

Ipotizzando connettori  $\varnothing 14 \text{ mm}$ , disposti con passo 10 cm per il primo quarto di trave, ogni connettore deve portare un taglio pari a:

$$V_c = D \times p = 86,47 \times 10 = 864,67 \text{ daN}$$

Considerando un'infissione del piolo di 8 cm circa (pari cioè a due terzi dello spessore del travetto) si ha:

$$F_{rif} = \frac{V_c}{h_{inf} \times d} = \frac{864,67}{8 \times 1,4} = 77,20 \text{ daN/cm}^2$$

Assumendo come resistenza a rifollamento del legno la massima tensione ammissibile a compressione in direzione parallela alle fibre, si ottiene:

$$f_{rif} = 110 \text{ daN/cm}^2 > F_{rif} = 77,20 \text{ daN/cm}^2$$

La connessione risulta quindi verificata.



## 7.4 Realizzazione di nuovi solai

Laddove gli elementi strutturali si presentavano in condizioni troppo gravose per attuare un intervento di consolidamento efficiente, si è optato per la demolizione dei solai esistenti e la creazione di nuovi solai con una maggiore capacità portante, in previsione dei nuovi sovraccarichi di servizio.

Tale soluzione ha interessato gli impalcati lignei dei locali T e S al piano terra e del locale R al primo piano, gravemente danneggiati nel corso di un incendio.

Inizialmente, in tali ambienti, caratterizzati da dimensioni ridotte, era prevista l'esecuzione di solai misti del tipo legno-calcestruzzo, ad orditura semplice, con cappa collaborante in c.a., di spessore pari a 5 cm, vincolata ai travetti lignei mediante connettori verticali in acciaio. In un secondo momento, i progettisti hanno preferito realizzare un solaio composto in acciaio-calcestruzzo.

Tale soluzione è costituita da una lamiera grecata in acciaio, su cui è stato eseguito un getto di calcestruzzo, armato con rete elettrosaldata. La lamiera ha la funzione di cassero durante la costruzione e costituisce parte dell'armatura longitudinale dopo l'indurimento del calcestruzzo. L'impalcato è sorretto da profili metallici, ancorati alla muratura perimetrale mediante connettori, inghisati nella stessa con malta da inghisaggio.

Tra i vantaggi offerti da tale sistema vi sono:

- la leggerezza e la riduzione degli ingombri;
- la velocità di realizzazione;
- la facilità di taglio e di realizzazione di aperture per il passaggio degli impianti.



Figura 125 - Nuovo solaio in lamiera grecata

## 7.5 Consolidamento dei solai a cassettoni mediante l'impiego di perni metallici

Gli elementi lignei costituenti i solai dei locali C, D1, D2, ed E1 al primo piano risultavano particolarmente inflessi.



Figura 126 - Solaio in legno a cassettoni nel locale C al 1° piano

Trovandoci in presenza di uno splendido soffitto a cassettoni, al di sopra del quale era stata realizzata nel 1999 una cappa in calcestruzzo alleggerito, l'unica soluzione possibile prevedeva d'intervenire dall'estradosso, in modo da non compromettere le decorazioni di pregio.



Figura 127 - Connettori fissati con dadi ai profili metallici posti nel sottotetto

L'intervento di rinforzo adottato ha previsto il collegamento dei travetti dei solai lignei alla cappa esistente in calcestruzzo alleggerito, mediante connettori  $\Phi$  12 mm filettati alle estremità.

I perni, uno per travetto, sono stati fissati con rondella, dado di tesaggio e controdado di serraggio, a una coppia di profili UPN 220, posizionati nel sottotetto, sopra i profili HEB, già posti in opera per costituire la struttura di sostegno delle nuove scale metalliche e del ballatoio.

I connettori metallici, lavorando principalmente a taglio, impediscono lo scorrimento reciproco dei due materiali e favoriscono la collaborazione tra legno e calcestruzzo, incrementando il momento d'inerzia dei travetti.

COLLEGAMENTO TRAVETTI-CAPPA-PROFILI METALLICI

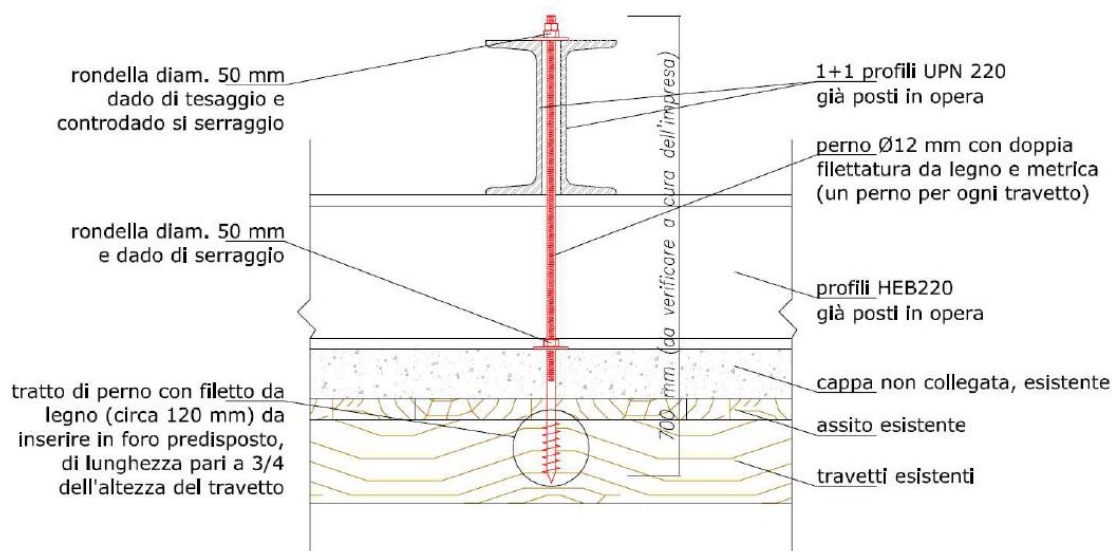


Figura 128 - Rinforzo solaio cassettonato con connettori metallici



## 7.6 Consolidamento delle travi principali mediante l'accostamento di travi metalliche reticolari

Una delle varianti del progetto originario, verificatesi in fase esecutiva, ha interessato il locale P al piano terra, caratterizzato da un solaio in legno a tre campate, con travi principali in quercia, aventi dim. 25×30 cm, e travetti in larice, di dim. 10×13 cm e interasse 60 cm, su cui poggia l'assito, di spessore 3 cm.

L'impalcato ligneo è stato consolidato mediante la realizzazione di una cappa collaborante in calcestruzzo, di altezza pari a 7 cm, armata con rete elettrosaldata  $\phi 10/20 \times 20$  cm.

Le travi principali erano originariamente rivestite con fodere in legno.

Una volta rimosse le fodere, è apparso subito evidente lo stato di degrado delle travi lignee, che apparivano ammalorate e particolarmente imbarcate.



**Figura 129 - Consolidamento delle travi principali nel locale P al piano terra**

Per consolidare le travi principali, lo strutturista ha proposto di affiancare a ciascuna trave due profili metallici, ancorati alla cappa in c.a. mediante appositi perni regolabili.

I profili metallici sono costituiti da tubi quadri in acciaio, aventi dimensioni 100×100 mm e sp. 6 mm.

Essi sono stati inseriti in appositi fori praticati con carotiere nello spessore delle murature perimetrali.

Una volta posizionate le travi metalliche, si è proceduto con la ricostruzione della muratura e con il percolamento di resina epossidica nei vuoti per non creare discontinuità.

All'estradosso dei profili tubolari, sono stati saldati in opera degli spezzoni di tubo in acciaio a sezione quadrata, aventi dim. 50×50 mm e sp. 5 mm.

Ogni coppia di spezzoni ha una lunghezza specifica, misurata in corrispondenza delle perforazioni eseguite sull'orizzontamento.

L'altezza dei triangoli metallici è variabile ed è stata dimensionata in funzione dell'inflessione della trave lignea. Gli spezzoni metallici sono più corti in prossimità degli appoggi della trave e più alti nella parte centrale.

In questo modo, a differenza delle travi lignee inflesse, le nuove travi metalliche conserveranno un andamento regolare e rettilineo.

Gli spezzoni sono stati ancorati alla cappa in c.a. mediante barre filettate in acciaio  $\phi 24$  mm.

Le barre sono state inserite e avvitate all'interno di apposite perforazioni, praticate nell'orizzontamento per tutto il suo spessore. Sulla testa superiore di ciascuna barra, vi è una piastra metallica presaldata di dim. 80×80 mm e sp. 15mm.

Alle piastre metalliche dei connettori sono stati infine saldati in opera, su ciascuna trave metallica, 2 piatti correnti in acciaio di sezione 40×15 mm e lunghezza pari alla dimensione del locale.



**Figura 130 - Innesto della trave metallica nella muratura**

L'intervento ha previsto le seguenti fasi operative:

- Esecuzione, mediante carotiere, di foro  $\phi 180$ mm passante nel muro perimetrale e di foro avente una profondità pari a 25cm nel muro interno;

- Esecuzione di fori  $\phi 70$  nell'assito e  $\phi 26$ mm nella cappa collaborante per l'intero spessore dell'orizzontamento;
- Inserimento della nuova trave metallica, costituita da un tubo quadro in acciaio, avente dim. 100x100 mm, sp. 6 mm;
- Saldatura degli spezzoni di tubo alla nuova trave metallica e rotazione della stessa;
- Sollevamento della nuova trave metallica fino all'inserimento degli spezzoni di tubo nei fori praticati nell'assito;
- Ricostruzione della muratura per il bloccaggio della trave metallica e percolamento della resina epossidica nei vuoti;
- Inserimento delle barre filettate in acciaio  $\phi 24$  all'interno dei fori praticati nella cappa e avvitamento delle stesse;
- Saldatura di due piatti correnti in acciaio, aventi dim. 40x15mm e lunghezza pari alla larghezza del locale, alle piastre dei connettori.

Le nuove travi metalliche avranno la funzione di assorbire gli sforzi di trazione, mentre la cappa in calcestruzzo armato resisterà a compressione.

Le travi lignee non svolgeranno alcuna funzione strutturale, ma resteranno una testimonianza storica.

Tale intervento, inizialmente, non era previsto, ma la scoperta dello stato di degrado delle travi lignee lo ha reso necessario.

Per tale motivo, nella stesura del computo metrico, conviene sempre lasciare delle voci per eventuali imprevisti, onde evitare che questi diventino un possibile oggetto di contenzioso con l'impresa.

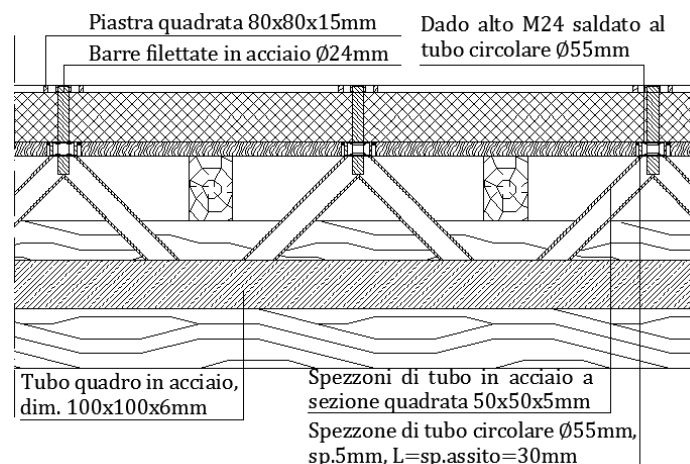


Figura 131 - Particolare dell'ancoraggio della nuova trave metallica alla cappa collaborante in c.a.

## 7.7 Consolidamento degli appoggi ammalorati

### 7.7.1 Piastre metalliche di rinforzo preesistenti

Durante l'intervento di ristrutturazione della copertura attuato nel 1999, alcuni elementi dei solai lignei al piano ammezzato, irrimediabilmente compromessi dalle infiltrazioni di acqua piovana nella muratura, sono stati sostituiti, mentre in corrispondenza degli appoggi delle travi sono state messe in opera delle piastre metalliche di rinforzo, come si può notare nei locali C e D. I piatti metallici sono collegati tra loro mediante appositi tirafondi, ancorati nel legno con resina epossidica e provvisti di dadi regolabili.



Figura 132 - Rinforzo degli appoggi mediante piastre in acciaio

Operativamente l'intervento prevede le seguenti fasi:

- puntellamento della trave lignea da consolidare;
- foratura della parete in muratura per consentire l'inserimento dei piatti metallici;
- esecuzione dei fori nella trave lignea per il collegamento delle piastre;
- predisposizione dei piatti metallici e serraggio dei bulloni;
- ricostruzione della muratura;
- esecuzione delle opere di finitura;
- rimozione dei puntelli.

Le piastre in acciaio, saldamente collegate alla trave, sostituiscono le funzioni strutturali della parte degradata. L'impiego di tali dispositivi ha inoltre comportato una riduzione della luce libera delle travi, migliorando le condizioni di esercizio cui esse erano sottoposte. Tuttavia, tale tipologia d'intervento altera notevolmente l'aspetto della trave.

### 7.7.2 Rinforzo dell'appoggio mediante mensola sagomata in acciaio

Per il consolidamento dell'appoggio della capriata lignea nel locale E al piano ammezzato, è stata impiegata una mensola metallica, costituita da piatti sagomati in acciaio, aventi spessore pari a 15 mm. I piatti metallici sono stati connessi a puntone e catena mediante tre barre passanti filettate  $\varnothing 20/15\text{cm}$ , ancorate nel legno con resina epossidica e contrastate da dadi regolabili.

La mensola è stata inserita all'interno di un foro praticato dall'esterno nella muratura, alla quale è stata ancorata mediante l'impiego di malta cementizia.

Dato l'imbarcamento della trave, provocato dalle deformazioni viscosse del legno, per predisporre un alloggiamento per la mensola, è stato inserito un dispositivo di puntellamento, che esercitava una pressione contraria ai carichi agenti.



Figura 133 - Dispositivo a mensola per l'appoggio delle testate delle travi ammalorate

Operativamente l'intervento ha previsto le seguenti fasi di lavoro:

- puntellamento della trave lignea;
- foratura della parete muraria mediante carotatrice, operando dall'esterno;
- posizionamento della mensola metallica nel foro;
- inserimento della zeppa lignea di contrasto;
- collegamento della mensola metallica alla capriata lignea mediante barre filettate passanti;
- sigillatura e riempimento del foro con malta cementizia;
- rimozione dei puntelli.





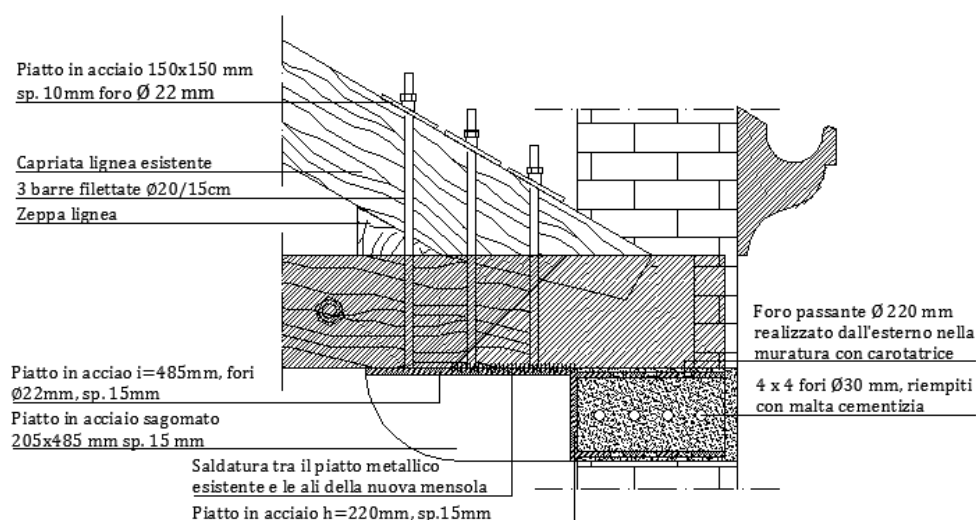
**Figura 134 - Mensola metallica posta in opera nel locale E al piano ammezzato**

Tale soluzione, per quanto efficace, è, a mio avviso, esteticamente troppo invasiva.

Una possibile alternativa potrebbe essere quella di inserire, lungo l'asse longitudinale della trave, in prossimità degli appoggi, delle lamine metalliche verticali, rese solidali alla trave lignea mediante resine epossidiche ed eventuali perni trasversali.

Un'altra soluzione, che verrà descritta nel dettaglio nel capitolo seguente, potrebbe essere quella di rinforzare l'appoggio mediante l'inserimento di un'armatura in fibre di carbonio, annegata in un getto di beton epossidico.

Entrambe le tecnologie suggerite rimangono completamente celate, una volta ultimato l'intervento, e quindi risultano particolarmente indicate per il consolidamento degli elementi lignei ubicati in ambienti di un certo pregio artistico.



**Figura 135 - Particolare dell'ancoraggio della mensola metallica alla muratura perimetrale**



## Capitolo 8 – PROPOSTE ALTERNATIVE PER IL RINFORZO DELLE STRUTTURE LIGNEE INFLESSE

Nel presente capitolo si analizzano nel dettaglio alcune soluzioni che avrebbero potuto costituire un'alternativa agli interventi di consolidamento realizzati sui solai e sulle travi lignee di Villa Crosti - Colombo, descritti in precedenza.

Le varianti proposte sono state formulate sulla base di un'analisi approfondita dello stato di fatto, che tiene conto di eventuali ostacoli alla fattibilità degli interventi.

Le soluzioni illustrate sono, infatti, pensate in funzione degli specifici casi analizzati.

La descrizione degli interventi è seguita dalle verifiche strutturali degli stessi, ai sensi della normativa vigente.

I risultati ottenuti con le verifiche hanno consentito di valutare gli effettivi incrementi di resistenza e rigidità perseguibili con i diversi sistemi di rinforzo, permettendone così un confronto diretto.

Tutte le soluzioni proposte sono state rappresentate graficamente, prestando particolare attenzione ai dettagli strutturali.

Il confronto tra i vari interventi è stato quindi effettuato sulla base di una serie di parametri, che consentono di visualizzare immediatamente per ciascuna soluzione benefici e svantaggi.

La scelta di un determinato sistema di rinforzo rispetto ad un altro dipenderà, quindi, dalle specifiche esigenze di progetto e dai criteri d'intervento che s'intende perseguire.





## 8.1 Infittimento dell'orditura secondaria mediante inserimento di travetti prefabbricati in legno lamellare armato

La prima soluzione proposta consiste nel raddoppiare il numero dei travetti, inserendo, nello spazio compreso tra quelli esistenti, dei nuovi travetti prefabbricati in legno lamellare armato.

Tale intervento è stato pensato per il consolidamento dei solai lignei della villa caratterizzati da orditura semplice a vista, come quelli ubicati nei locali O1 e O2 al piano terra.

Al fine di creare un appoggio per i nuovi elementi lignei, senza praticare fori di alloggiamento, si posiziona, a ridosso della parete perimetrale, un profilo metallico continuo ad L, fissato alla muratura mediante tasselli, ancorati con malta da inghisaggio.

Questa sorta di mensola, con l'ausilio di spessori e cunei in legno, costituisce un appoggio anche per i travetti lignei preesistenti, le cui estremità mostravano evidenti segni di degrado.



**Figura 136 - Esempio di rinforzo mediante inserimento di travetti lignei, effettuato su un solaio di Casa ex Masciadri ad Arcene (BG)**

L'intervento prevede le seguenti fasi operative:

- puntellamento del solaio da consolidare;
- esecuzione di fori nella muratura per il fissaggio della mensola metallica;

- posizionamento del profilo ad L e ancoraggio dello stesso;
- predisposizione dei cunei;
- posa in opera dei nuovi travetti lignei armati;
- rimozione dei puntelli.

La soluzione proposta comporta una notevole riduzione dei carichi agenti sui travetti lignei esistenti e, di conseguenza, delle deformazioni da essi subite.

L'impiego del profilo ad L, inoltre, permette di estendere la superficie di appoggio dei travetti e di ridurre la luce di libera inflessione degli stessi.

Ulteriori vantaggi sono la semplicità e la rapidità di esecuzione.

L'intervento, realizzabile interamente dall'intradosso del solaio, pur alterandone l'aspetto, può essere lasciato a vista.

Di seguito, si illustrano nei dettagli le caratteristiche e i vantaggi offerti dall'utilizzo di travetti in legno lamellare armato, al posto dei tradizionali travetti in legno massiccio o di quelli in legno lamellare non rinforzato.

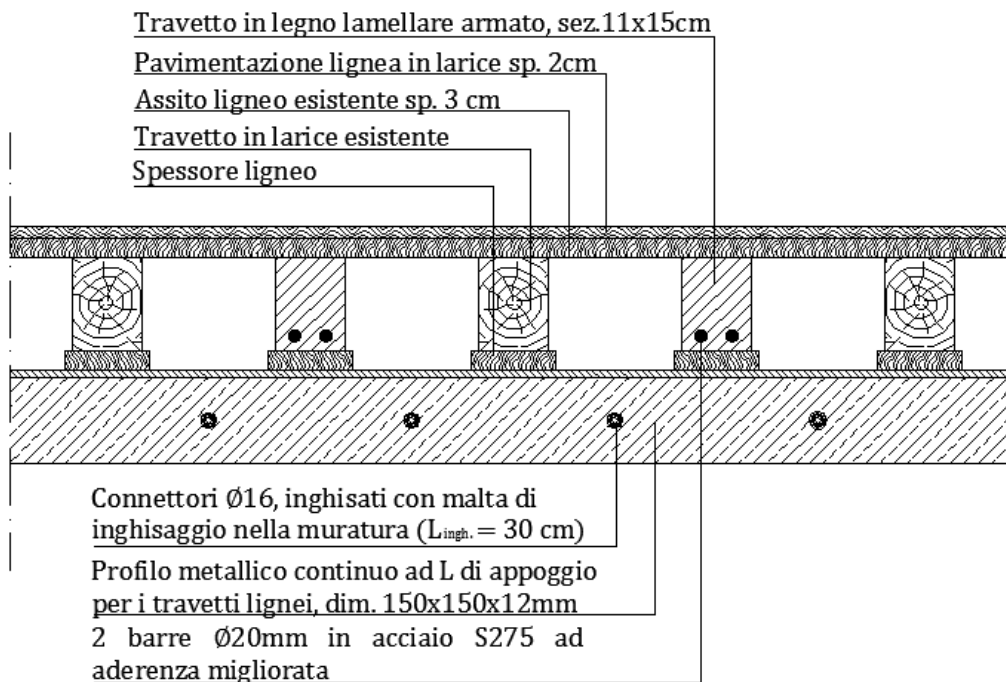


Figura 137 - Inserimento di travetti prefabbricati in legno lamellare armato

## I travetti in legno lamellare armato

Per il raddoppiamento dell'orditura secondaria si propone l'impiego di travetti in legno lamellare rinforzati mediante l'inserimento di una o più barre di acciaio in apposite fresature longitudinali, praticate in alcune lamelle e ad esse solidarizzate con un apposito adesivo epossidico.

Si ottiene in tal modo una trave in legno armata con barre di rinforzo su tutta la sua lunghezza.

Le prime travi in legno armato sono state ideate nel 1998 dal geom. Giovanni Cenci e dall'ing. Giovanni Nosedà Pedraglio.

Nel 2001 gli ingegneri Claudio Cattich, Luca Gottardi, e il prof. Maurizio Piazza, hanno brevettato il sistema di produzione industrializzata di travi lignee armate ARMALAM, che ha ottenuto il prestigioso premio FOCUS nel 2002.

La tecnologia produttiva prevede le seguenti fasi:

- prelievo di una tavola dal ciclo produttivo del lamellare;
- fresatura della tavola;
- colatura dell'adesivo e posa della/le barra/e di armatura, piallatura della tavola;
- inserimento della lamella armata nel pacchetto componente la trave.

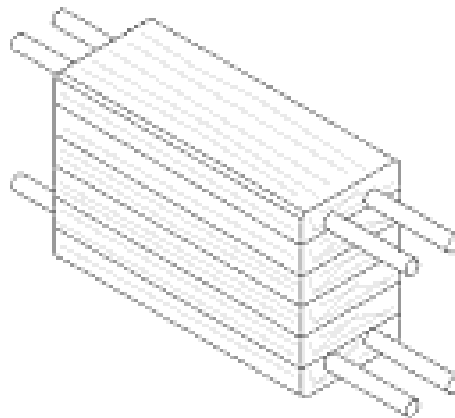


Figura 138 - Travetto in legno lamellare armato

Un travetto in legno lamellare possiede caratteristiche di resistenza e rigidità fino a 2,5 volte superiori rispetto a quelle di un travetto analogo in legno lamellare o massiccio.

Inoltre, l'incidenza dei difetti del legno sulle caratteristiche meccaniche è limitata, così come gli effetti delle variazioni di umidità e della durata del carico sul comportamento reologico complessivo.



A fronte di resistenze e prestazioni molto superiori, dal punto di vista esteriore, la trave non presenta alcuna differenza rispetto ad una tradizionale trave di legno, in quanto la barra e l'adesivo risultano totalmente inglobati nel legno per evitare qualsiasi contatto con l'ambiente esterno.

Una trave armata può avere una tensione ammissibile equivalente fino a 28 MPa e un modulo elastico equivalente fino a 28.000 MPa, caratteristiche meccaniche che permettono un risparmio in altezza rispetto ad una trave equivalente in lamellare con la stessa base fino al 40% e che consentono di paragonare una trave armata a due travi affiancate delle stesse dimensioni in lamellare.

Una trave armata risulta, quindi, competitiva anche dal punto di vista economico.

Inoltre, la rottura delle fibre di legno in zona tesa non porta al collasso immediato dell'elemento grazie alla deformazione in campo non elastico delle barre.

Gli elementi strutturali in legno armato risultano particolarmente efficaci, rispetto ad una tradizionale sezione lignea in lamellare o in massiccio, quando l'altezza dell'elemento portante in legno deve essere il più possibile contenuta per esigenze progettuali, funzionali o architettoniche, e quando lo spessore dell'intero pacchetto strutturale è vincolato a un limite massimo che non può essere superato, come accade per il caso in esame.

Laddove occorre rispettare lo spessore del pacchetto strutturale, inserire travetti in legno armato può essere quindi una valida alternativa al solaio composto legno-clc o all'inserimento di profili metallici.

I materiali costituenti le travi in legno armato devono avere le seguenti caratteristiche:

- lamelle in legno di abete di classe S10 o superiore (secondo le norme DIN);
- barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo S275;
- adesivo strutturale bicomponente a base epossidica.

### **Ipotesi di calcolo**

Le ipotesi fondamentali alla base della progettazione delle sezioni in legno armato sono:

- comportamento elastico lineare del legno e dell'acciaio;
- adesivo infinitamente rigido;
- perfetta aderenza tra legno e acciaio (garantita da un adesivo bicomponente a base epossidica, appositamente studiato);



- trasferimento completo degli sforzi di trazione/compressione nelle barre di acciaio alla matrice lignea attraverso tensioni tangenziali a carico dell'adesivo;
- mantenimento delle sezioni piane;
- comportamento complessivo di una sezione in legno-acciaio-adesivo come una sezione non parzializzata in cemento armato, con la differenza che le barre di armatura sono annegate in una matrice lignea e non di calcestruzzo. Il contributo delle barre di armatura viene tenuto in conto, come nel c.a., attraverso un coefficiente di omogeneizzazione "n" che è dato dal rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del legno.

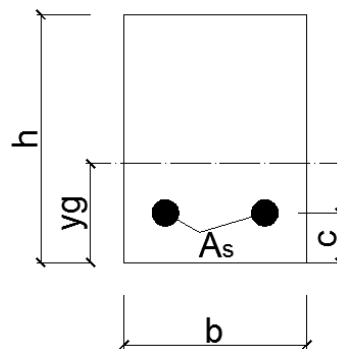
### Metodo di calcolo semplificato

Il metodo di calcolo adottato consiste nel risolvere una sezione rettangolare composta legno-acciaio, trovando i valori equivalenti di area, momento d'inerzia e modulo resistente, con cui poi procedere al progetto e alla verifica della sezione come se si trattasse di una normale trave in legno.

### Sezione rettangolare armata con 2 barre in acciaio ad aderenza migliorata

Noto il valore del modulo elastico dell'acciaio pari a  $E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$  e quello del legno lamellare pari a  $E_{lam} = 147.000 \text{ daN/cm}^2$ , si calcola il valore del coefficiente di omogeneizzazione come il rapporto tra le due rigidità.

$$n = \frac{E_{acciaio}}{E_{lamellare}}$$



Una volta ricavato il valore dell'area resistente delle barre in acciaio di diametro  $\varnothing$ , si calcola l'area equivalente della sezione composta, come somma dell'area della sezione lignea e del prodotto del coefficiente di omogeneizzazione per l'area delle barre  $A_s$ :

$$A_s = 2 \frac{\pi \times \varnothing^2}{4}$$

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_s$$



Si determina quindi il baricentro della sezione mista:

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n \times A_s \times c}{A_{eq}}$$

in cui  $c$  = spessore del copriferro.

Il momento d'inerzia equivalente della sezione omogeneizzata è dato dal teorema di Huygens-Steiner:

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n \times A_s \times (y_G - c)^2$$

Noto il momento d'inerzia equivalente, si calcola il modulo resistente con cui condurre la verifica tensionale a flessione. Esso è dato dal rapporto tra il momento d'inerzia equivalente e la distanza del lembo inferiore della trave dal baricentro:

$$W_{legno} = \frac{J_{eq}}{y_G}$$

### **8.1.1 Progettazione e verifiche strutturali del rinforzo con travetti lignei armati**

Gli elementi maggiormente sollecitati, oggetto della presente verifica, sono quelli ubicati nel locale E3 al primo piano.

Luce travetti:  $l = 3,42$  m

Lunghezza di calcolo:  $L = 1,05 \times 3,42 = 3,59$  m

Sezione del travetto ligneo ( $b \times h$ ):  $11 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$

Interasse travetti lignei:  $i = 0,65$  m

Sezione del travetto armato:  $11 \times 15 \text{ cm}$

Armatura del travetto lamellare: 2 barre  $\phi 20$  in acciaio S275 ad aderenza migliorata

Area delle barre:  $A_s = 2(\pi \times \phi^2 / 4) = 6,28 \text{ cm}^2$

Spessore copriferro:  $c = 2,5 \text{ cm}$

#### **ANALISI DEI CARICHI**

- *Peso proprio strutturale:*

$$G_{\text{travetto}} = 0,11 \times 0,15 \times 600 = 9,90 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{lam}} = 0,11 \times 0,15 \times 450 = 7,43 \text{ daN/m}$$

$$G_1 = G_{\text{travetto}} + G_{\text{lam}} = 9,90 + 7,43 = 17,33 \text{ daN/m}$$





- *Sovraccarichi permanenti:*

Pavimentazione lignea in larice:  $0,02 \times 600 = 12 \text{ daN/m}^2$

Assito in larice:  $0,03 \times 600 = 18 \text{ daN/m}^2$

Carico permanente non strutturale:  $18 + 12 = 30 \text{ daN/m}^2$

Interasse travetti: 0,65 m

$G_2 = 30 \times 0,65 = 19,50 \text{ daN/m}$

- *Sovraccarichi accidentali:*

$q_k = 600 \text{ daN/m}^2$

$Q = 600 \times 0,65 = 390,0 \text{ daN/m}$

### **RIPARTIZIONE DEI CARICHI TRA I DUE ELEMENTI**

Ai fini del calcolo, si ipotizza che i travetti lignei esistenti sopportino solo il peso proprio, mentre ai travetti armati spettano, oltre al peso proprio, anche i sovraccarichi permanenti e gli accidentali.

### **VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

$G_1 = 7,43 \text{ daN/m}$

$G_2 = 19,50 \text{ daN/m}$

$Q = 390 \text{ daN/m}$

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times G_2 + \gamma_Q \times Q = 658 \text{ daN/m}$

### **Verifica a flessione**

Il momento massimo in mezzeria è pari a:

$$M_{Ed} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{625 \times 3,59^2}{8} = 1.007 \text{ daNm}$$

$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$

$$E_{d,lam} = \frac{E_{0,lam}}{\gamma_M} = \frac{147.000}{1,45} = 101.379 \text{ daN/cm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio rispetto al legno è dato da:

$$n = \frac{E_s}{E_{d,lam}} = \frac{2.100.000}{101.379} = 20,71$$

Area equivalente della sezione composta:

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_s = 11 \times 15 + 20,71 \times 6,28 = 295,09 \text{ cm}^2$$

Posizione del baricentro della sezione omogeneizzata:

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n \times A_s \times c}{A_{eq}} = \frac{11 \times \frac{15^2}{2} + 20,71 \times 6,28 \times 2,5}{295,09} = 5,30 \text{ cm}$$







Momento d'inerzia equivalente della sezione omogeneizzata:

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n \times A_s \times (y_G - c)^2 = 4.912 \text{ cm}^4$$

Modulo resistente della sezione omogeneizzata:

$$W_{legno} = \frac{J_{eq}}{y_G} = \frac{4.912}{5,30} = 927,57 \text{ cm}^3$$

Resistenza di calcolo a flessione del travetto in legno lamellare:

$$f_d = \frac{k_{mod} \times f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 360}{1,45} = 198,62 \text{ daN/cm}^2$$

Il momento massimo resistente è pari a:

$$M_{Rd} = W_{eq} \times f_d = 927,57 \times 198,62 = 184.234 \text{ daNcm} = 1.842 \text{ daNm} > M_{Ed} = 1.007 \text{ daNm}$$

### **Verifica a taglio**

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 43}{1,45} = 23,72 \text{ daN/cm}^2$$

$$V_{Ed} = q \times \frac{l}{2} = 658 \times \frac{3,59}{2} = 1.122 \text{ daN}$$

$$\tau_{legno} = \frac{3}{2} \frac{V_d}{b \times h} = \frac{3}{2} \times \frac{1.122}{11 \times 15} = 9,35 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 23,72 \text{ daN/cm}^2$$

## **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

### **S.L.E. - Combinazione rara**

$$F_d = G_1 + G_2 + Q = 418 \text{ daN/m} = 4,18 \text{ daN/cm}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{0,lam} = 147.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_{0,lam}} = \frac{2.100.000}{147.000} = 14,29$$

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_s = 11 \times 15 + 14,29 \times 6,28 = 254,71 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n \times A_s \times c}{A_{eq}} = \frac{11 \times \frac{15^2}{2} + 14,29 \times 6,28 \times 2,5}{254,71} = 5,74 \text{ cm}$$

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n \times A_s \times (y_G - c)^2 = 5.488 \text{ cm}^4$$

$$E_{0,lam} \times J_{eq} = 147.000 \times 5.488 = 8,07 \times 10^8 \text{ daNcm}^2$$

Deformazione istantanea elastica:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{4,18 \times 359^4}{8,07 \times 10^8} = 1,01 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,44 \text{ cm}$$



**S.L.E. – Combinazione quasi permanente**

$$F_d = G_1 + G_2 + \Psi_{2j} \times Q_{kj} = 340 \text{ daN/m} = 3,40 \text{ daN/cm} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8.$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{lam} = E_{0,lam}/(1+k_{def}) = 147.000/(1+0,8) = 81.667 \text{ daN/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_{0,lam}} = \frac{2.100.000}{81.667} = 26$$

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_s = 11 \times 15 + 26 \times 6,28 = 326,49 \text{ cm}^2$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + n \times A_s \times c}{A_{eq}} = \frac{11 \times \frac{15^2}{2} + 26 \times 6,28 \times 2,5}{326,49} = 5,03 \text{ cm}$$

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + n \times A_s \times (y_G - c)^2 = 6.165 \text{ cm}^4$$

$$E_{lam} \times J_{eq} = 81.667 \times 6.165 = 5,03 \times 10^8 \text{ daNcm}^2$$

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{3,40 \times 359^4}{5,03 \times 10^8} = 1,36 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1,44 \text{ cm}$$

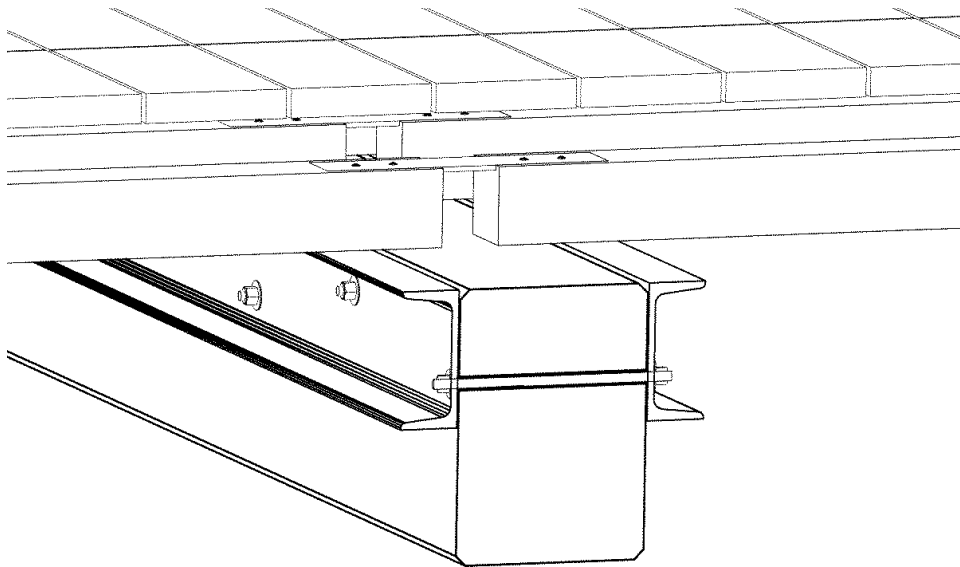


## 8.2 Affiancamento ai lati delle travi principali di profili metallici

La seconda soluzione proposta per il rinforzo dell'orditura primaria prevede la posa in opera, in aderenza alle facce laterali della trave da consolidare, di profili in acciaio di tipo UPN.

I profili metallici sono resi solidali alle travi lignee mediante barre filettate o bulloni, provvisti di dadi e rondelle.

I perni, inseriti all'interno di fori passanti, sono inghisati nel legno per mezzo di resine epossidiche o di altri adesivi.



**Figura 139 - Rinforzo con profilati d'acciaio UPN posti sulle facce laterali della trave (M. Mariani)**

I connettori, aventi la funzione di collegare i profili di rinforzo, sono soggetti prevalentemente a taglio.

Al fine di garantire la buona riuscita dell'intervento, è necessario assicurarsi che i collegamenti siano realizzati con efficienza, così da trasmettere le sollecitazioni di trazione nell'acciaio e impedire eventuali fenomeni di scorrimento delle singole parti.

Le teste dei profili metallici sono inserite all'interno di appositi scassi praticati nella muratura.

Operativamente l'intervento prevede le seguenti fasi:

- puntellamento della trave da consolidare e messa in opera dei ponteggi di servizio;

- esecuzione nella muratura degli alloggiamenti per le testate dei profilati di rinforzo, ai lati delle travi esistenti;
- esecuzione dei fori nelle travi lignee per l'inserimento dei collegamenti;
- disposizione dei profili UPN nei buchi di alloggiamento nella muratura;
- collegamento dei profilati metallici con la trave mediante bulloni e serraggio dei dadi;
- ricostruzione della muratura ed esecuzione delle opere di finitura;
- rimozione di ponteggi e puntelli.

Prima di avviare l'intervento, è preferibile dare una controfreccia alle trave da consolidare, mediante l'impiego di puntelli, in modo da recuperare una parte delle deformazioni.

La tecnica di rinforzo considerata è realizzabile interamente dall'intradosso, senza dover rimuovere gli elementi del solaio sovrastante.

Tale soluzione comporta, grazie alle elevate prestazioni meccaniche dell'acciaio, un notevole incremento della resistenza e della rigidità dell'elemento da consolidare.

L'intervento, inoltre, è di semplice e rapida esecuzione.

Gli svantaggi consistono nel forte impatto estetico e nel problema della corrosione dei profili metallici, che può essere ovviato impiegando travi in acciaio inox, caratterizzate però da costi più elevati.

I calcoli per il dimensionamento e le verifiche dei profili metallici di rinforzo sono stati eseguiti ipotizzando una ripartizione dei carichi fra i due elementi, in funzione delle rispettive rigidità, e considerando quindi il contributo alla resistenza da parte della trave lignea da consolidare.

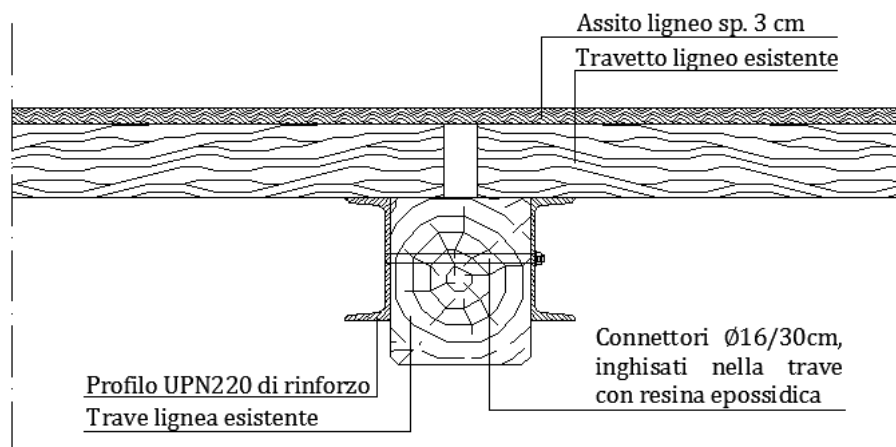


Figura 140 - Particolare dell'ancoraggio dei profilati UPN alla trave lignea esistente



### 8.2.1 *Progettazione e verifiche strutturali del rinforzo con profili UPN in acciaio*

Si analizza la trave più lunga e quindi la più sollecitata, ubicata nel locale N al piano primo.

Luce trave:  $l = 5,53$  m

Lunghezza di calcolo trave principale:  $L = 1,05 \times 5,53 = 5,81$  m

Sezione trave in quercia ( $b \times h$ ):  $25 \times 30$  cm

Dimensioni in pianta del locale:  $5,53 \times 5,23$  m

Sezione travetti:  $9 \times 13,5$  cm

Interasse travetti: 60 cm

$$J_{trave} = \frac{(25 \times 30^3)}{12} = 56.250 \text{ cm}^4$$

$$J_{UPN 220} = 2.691 \text{ cm}^4$$

#### ANALISI DEI CARICHI

- *Pesi propri strutturali:*

Peso proprio trave lignea:  $G_{trave} = 0,25 \times 0,30 \times 825 = 61,88$  daN/m

Peso proprio dei 2 profili UPN220:  $G_{UPN} = 29,4 \times 2 = 58,80$  daN/m

$$G_1 = 61,88 + 58,80 = 120,68 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi permanenti:*

Peso proprio singolo travetto in larice:  $G_{travetto} = 0,09 \times 0,135 \times 600 = 7,29$  daN/m

In presenza di 7 travetti lignei, il peso totale degli stessi è dato da:

$$G_{travetto} = \frac{7,29 \times 5,23 \times 7}{5,23 \times 5,53} = 9,23 \text{ daN/m}^2$$

Pavimentazione lignea in larice:  $0,02 \times 600 = 12$  daN/m<sup>2</sup>

Assito in larice:  $0,03 \times 600 = 18$  daN/m<sup>2</sup>

Cappa in c.a. ( $h = 7$  cm):  $G_{cappa} = 0,07 \times 2.500 = 175$  daN/m<sup>2</sup>

Totale carichi permanenti:  $G_{permanente} = 9,23 + 12 + 18 + 175 = 214,23$  daN/m<sup>2</sup>

$$G_2 = 214,23 \times 2,62 = 560,21 \text{ daN/m}$$

- *Sovraccarichi accidentali:*

$$q = 600 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 600 \times 2,62 = 1.569 \text{ daN/m}$$



**RIPARTIZIONE DEI CARICHI TRA GLI ELEMENTI***S.L.U.*

$$E_d = 80.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = \frac{(EJ)_{\text{legno}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{80.000 \times 56.250}{(80.000 \times 56.250 + 2.100.000 \times 2.691)} = 0,28$$

$$q_{\text{acciaio}} = \frac{(EJ)_{\text{acciaio}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{2.100.000 \times 2.691}{(80.000 \times 56.250 + 2.100.000 \times 2.691)} = 0,72$$

*S.L.E. - rara*

$$E_{\text{legno}} = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = \frac{(EJ)_{\text{legno}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{120.000 \times 56.250}{(120.000 \times 56.250 + 2.100.000 \times 2.691)} = 0,37$$

$$q_{\text{acciaio}} = \frac{(EJ)_{\text{acciaio}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{2.100.000 \times 2.691}{(120.000 \times 56.250 + 2.100.000 \times 2.691)} = 0,63$$

*S.L.E. - quasi permanente*

$$E_{\text{legno}} = E_{\text{mean,fin}} = E_{\text{mean,0}} / (1+k_{\text{def}}) = 120.000 / (1+0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{legno}} = \frac{(EJ)_{\text{legno}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{66.667 \times 56.250}{(66.667 \times 56.250 + 2.100.000 \times 2.691)} = 0,25$$

$$q_{\text{acciaio}} = \frac{(EJ)_{\text{acciaio}}}{(EJ)_{\text{tot}}} = \frac{2.100.000 \times 2.691}{(66.667 \times 56.250 + 2.100.000 \times 2.691)} = 0,75$$

**VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**Peso proprio strutturale:  $G_1 = 120,68 \text{ daN/m}$ Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 560,21 \text{ daN/m}$ Carico accidentale:  $Q = 1.569 \text{ daN/m}$ Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$ 

$$F_d = 1,3 \times 120,68 + 1,5 \times 560,21 + 1,5 \times 1.569 = 3.351 \text{ daN/m}$$

Il momento massimo in mezzzeria è dato da:

$$M_{Ed} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{3.351 \times 5,81^2}{8} = 14.121 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente sulla trave lignea è pari a:

$$M_{\text{legno}} = 0,28 \times 14.121 = 4.021 \text{ daNm}$$

Il momento massimo agente su ciascun profilo UPN è pari a:

$$M_{\text{acciaio}} = (0,72 \times 14.121) / 2 = 5.050 \text{ daNm}$$

### Verifiche a flessione

- *Trave lignea*

Modulo resistente della trave lignea:

$$W_{legno} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{25 \times 30^2}{6} \text{ cm}^3 = 3.750 \text{ cm}^3$$

$$f_d = 224 \text{ daN/cm}^2$$

Il momento massimo resistente è pari a:

$$M_{Rd} = W_{legno} \times f_d = 3.750 \times 224 = 840.000 \text{ daNcm} = 8.400 \text{ daNm} > M_{Ed, trave} = 4.021 \text{ daNm}$$

- *Profilo UPN220*

$$\frac{b}{t_w} = \frac{67,5}{12,5} = 5,40 < 9\varepsilon = 9 \sqrt{\frac{235}{275}} = 8,28 \text{ Classe 1}$$

Il profilo appartiene alla classe 1.

La resistenza di calcolo a flessione retta per le sezioni di classe 1 e 2 è data da:

$$M_{Rd} = W_{pl} \times f_{yd}$$

$$\text{con } f_{yd} = 2.619 \text{ daN/cm}^2$$

Dai profili si ricava il modulo di resistenza plastico della sezione:

$$W_{pl} = 245 \text{ cm}^3$$

$$M_{rd} = 245 \times 2.619 = 641.667 \text{ daNcm} = 6.417 \text{ daNm}$$

$$M_{Rd} = 6.417 \text{ daNm} > M_{Ed, UPN} = 5.050 \text{ daNm}$$

### ***Verifiche a taglio***

- *Trave lignea*

Il valore di calcolo della resistenza al taglio della trave lignea è dato da:

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 40}{1,5} = 21,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{legno} = 0,28 \times F_d = 0,28 \times 3.351 = 954 \text{ daN/m}$$

$$V_{d, legno} = q_{legno} \times \frac{l}{2} = 954 \times \frac{5,81}{2} = 2.770 \text{ daN}$$

$$\tau_{legno} = \frac{3}{2} \times \frac{V_d}{b \times h} = \frac{3}{2} \times \frac{2.770}{25 \times 30} = 5,54 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{vd} = 21,33 \text{ daN/cm}^2 > \tau_{legno} = 5,54 \text{ daN/cm}^2$$





- *Profilo UPN 220*

La resistenza di calcolo al taglio di ciascun profilo UPN220 è pari a:

$$V_{rd} = A_v \times \tau_{vd} = 20,62 \times 1.512 = 31.180 \text{ daN}$$

dove:

$$A_v = \text{area resistente di taglio} = 20,62 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{vd} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{2.750}{\sqrt{3} \times 1,05} = 1.512 \text{ daN/cm}^2$$

Le azioni agenti vengono calcolate sulla base delle ripartizioni dei carichi:

$$q_{acciaio} = 0,72 \times F_d/2 = 0,72 \times 3.551/2 = 1.198 \text{ daN/m}$$

$$V_{Ed} = q_{acciaio} \times \frac{l}{2} = 1.198 \times \frac{5,81}{2} = 3.479 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 31.180 \text{ daN} > V_{Ed} = 3.479 \text{ daN}$$

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### S.L.E. - Combinazione rara

$$F_d = \sum_i G_{ki} + Q_{k1} + \sum_j \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{0j} = 1,0$$

$$F_d = 120,68 + 560,21 + 1.569 = 2.250 \text{ daN/m} = 22,5 \text{ daN/cm}$$

$$E_{legno} = E_0 = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazione istantanea elastica:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{22,5 \times 581^4}{1,81 \times 10^{10}} = 1,84 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,32 \text{ cm}$$

### S.L.E. - Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_i G_{ki} + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8$$

$$F_d = 120,68 + 560,21 + 0,8 \times 1.569 = 1936 \text{ daN/m} = 19,36 \text{ daN/cm}$$

$$E_{legno} = E_0 / (1 + k_{def}) = 120.000 / (1 + 0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{19,36 \times 581^4}{1,51 \times 10^{10}} = 1,90 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,32 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.



### 8.3 Travi lignee rinforzate con funi metalliche presollecitate

La terza soluzione proposta per il rinforzo delle travi principali prevede l'impiego di due tiranti metallici a fune, posti a contatto con la trave lignea esistente e forzati ad agire parallelamente alla stessa.

Tale tecnica ha conosciuto un largo sviluppo negli ultimi 10 anni, ma era già nota nella seconda metà dell'Ottocento, quando una diffusione a basso costo dei materiali metallici nell'edilizia aveva favorito l'elaborazione di sistemi di rinforzo delle strutture lignee mediante cuffie, puntoni e tiranti.

I primi esempi di travi lignee accoppiate a cavi metallici di rinforzo compaiono in diversi manuali pubblicati nei principali paesi europei tra fine Ottocento e inizio Novecento.

In Italia il primo a descrivere tale sistema è Luigi Cattaneo nel suo volume "L'arte muratoria" del 1889.

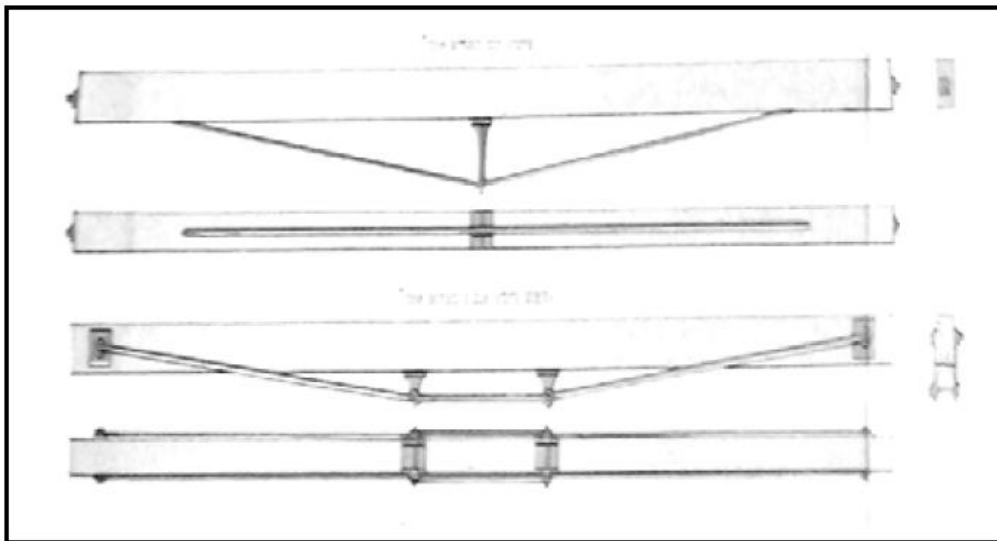


Figura 141 - Le travi armate in "L'arte muratoria" di L. Cattaneo (1889)

In Europa tale tecnica viene studiata e diffusa da numerosi autori, tra cui Barrè, che nel suo volume "Costruzioni metalliche" del 1899 propone diverse varianti delle "vigas armadas", Lobež, che analizza i benefici di un'eventuale pretensione dei cavi metallici, e Barberot, che propone l'ancoraggio dei tiranti non più alla trave lignea, ma alla muratura.

In Francia tale tipologia di rinforzo compare già in un volume del 1857, in cui viene spiegata l'importanza dei sovraccarichi per garantire l'efficacia del sistema. Wanderlay è invece il primo a suggerire un metodo di calcolo per il dimensionamento del sistema di rinforzo.



Figura 142 - Barberot: la trave tirantata (1927)

Tra gli scritti più recenti si cita il volume “Consolidamento delle strutture lignee con l'acciaio” di M. Mariani (2002), preso come riferimento per l'elaborazione dell'intervento proposto, nel quale l'autore illustra diverse varianti del rinforzo con funi metalliche presollecitate e fornisce le indicazioni per il dimensionamento dei tiranti.

### Descrizione del sistema di rinforzo

L'intervento proposto consiste nella posa in opera, ai lati della trave lignea, di due cavi metallici posti in trazione, che, dal lembo superiore, in corrispondenza degli appoggi, scendono inclinati fino al lembo inferiore della trave, ad  $1/3$  della luce, per poi proseguire orizzontalmente nella parte centrale e quindi risalire, seguendo un andamento simmetrico.

I puntoni, posti ai terzi della trave e costituiti da supporti in acciaio, hanno la funzione di produrre un'azione verso l'alto nella fase di tesatura dei tenditori.

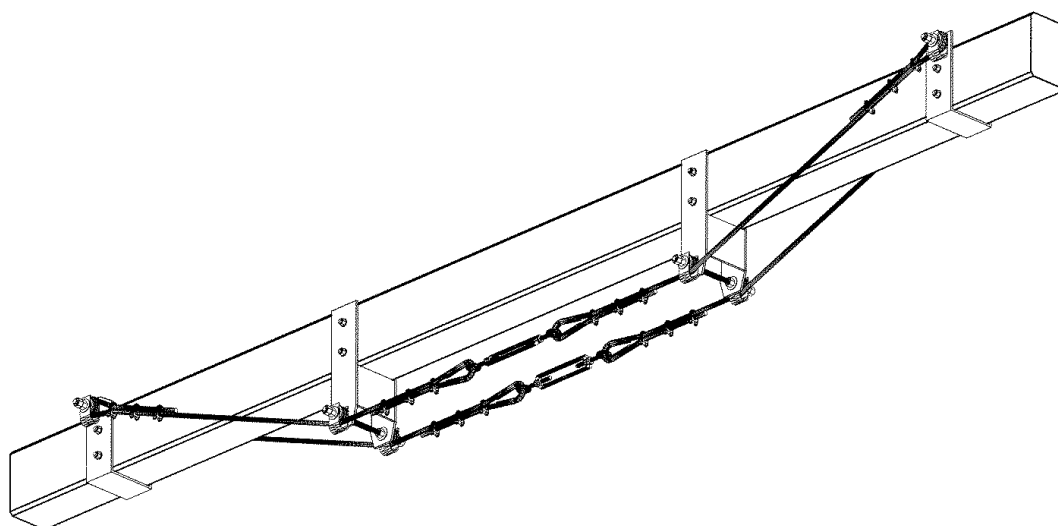
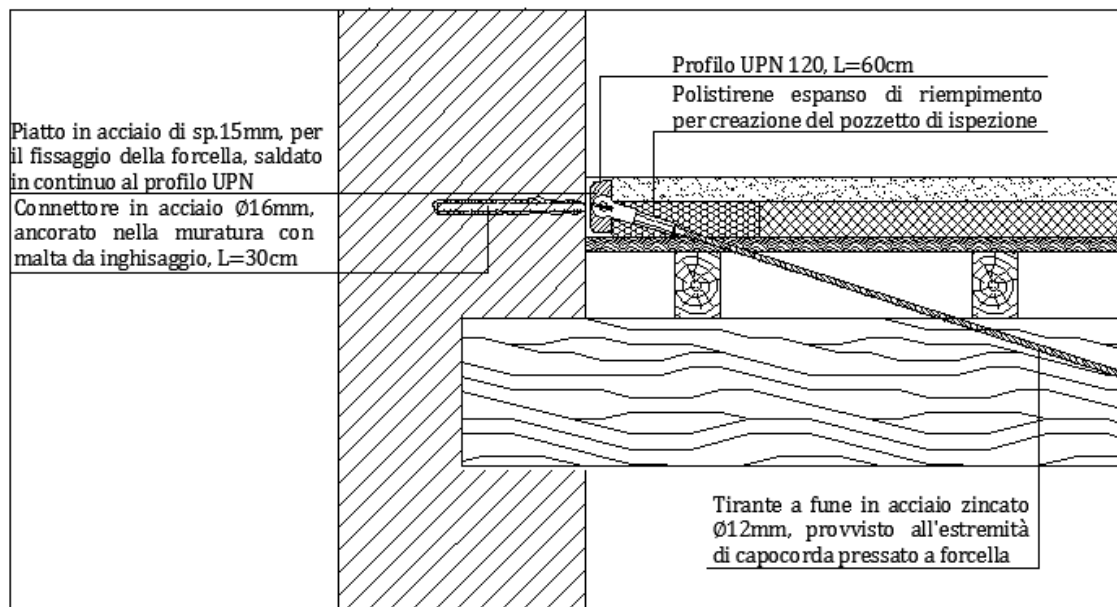


Figura 143 - Rinforzo della trave lignea con funi in acciaio presollecitate (M. Mariani)

I tiranti sono costituiti da funi  $\varnothing 12\text{mm}$  in acciaio zincato, provviste a un'estremità di capocorda pressato a forcilla e all'altra di capocorda filettato.

I puntoni sono composti da un piatto in acciaio di ripartizione dei carichi, avente dimensioni  $22 \times 25 \times 1,5$  cm, imbullonato alla trave lignea, al quale è saldato un cilindro metallico cavo, di diametro pari a 4 cm, provvisto di binari per lo scorrimento delle funi.

Particolare attenzione è stata dedicata allo studio dei dettagli di ancoraggio dei tiranti in prossimità degli appoggi.



**Figura 144 - Particolare del sistema di ancoraggio in corrispondenza dell'appoggio**

Piuttosto che utilizzare fasce metalliche imbullonate alla trave lignea, si è scelto di ancorare la forcilla del copocorda ad un piatto metallico saldato a un profilo in acciaio UPN 120, vincolato alla muratura perimetrale mediante connettori metallici, inghisati nella stessa con malta da inghisaggio.

Tale profilo, venendo posizionato al di sopra dell'assito, nello spessore del pacchetto solaio, rimane completamente celato alla vista.

Le funi metalliche sono poste in trazione mediante un tenditore centrale in acciaio zincato a caldo, collocato in mezzera e provvisto di capicorda filettati.

Se s'impone un determinato valore di tiro nel cavo metallico, si produce una contro-freccia nella trave lignea.

Inducendo una sollecitazione flessionale di verso opposto a quella provocata dai carichi verticali, si ottiene un incremento della resistenza a flessione degli elementi lignei e una riduzione delle frecce generate dai carichi di esercizio.

Si viene così a creare una struttura mista legno-acciaio, che sfrutta al meglio le caratteristiche di entrambi i materiali.

La trave in legno, su cui poggia l'impalcato, conferisce rigidità al sistema, mentre i tiranti assorbono gli sforzi di trazione trasferiti dai puntoni, posti ai terzi della trave.

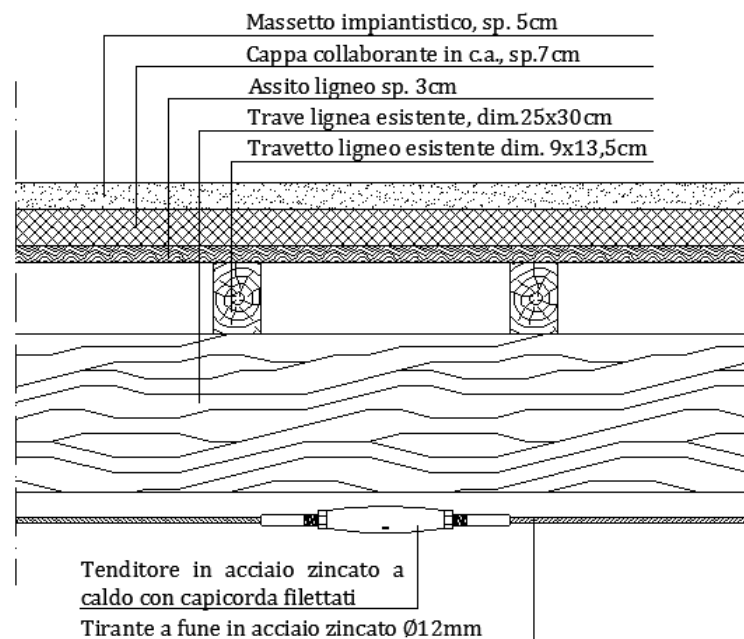


Figura 145 - Particolare del tenditore posto in mezzeria della trave

La soluzione suggerita è totalmente reversibile, poiché può essere rimossa in qualsiasi momento.

Essa, inoltre, è estremamente leggera, grazie all'elevata resistenza a trazione dei cavi in acciaio, che permette di ottenere una struttura dall'ingombro minimo, garantendo un intervento architettonicamente poco invasivo.

Di conseguenza, tale tecnica risulta particolarmente indicata per il rinforzo delle strutture di pregio all'interno della villa.

Un ulteriore vantaggio risiede nella semplicità di esecuzione. Sia la produzione che il montaggio dei vari componenti del sistema sono infatti semplici e rapidi.

La soluzione proposta, esprimendosi con un linguaggio moderno, caratterizzato dall'uso dell'acciaio, è facilmente riconoscibile e rispetta pienamente il significato storico della materia originaria.



Essa, infine, consente la messa in sicurezza immediatamente efficace dell'elemento da consolidare, senza dover smontare l'intera struttura sovrastante: è, infatti, sufficiente rimuovere solo una piccola porzione del pacchetto del solaio, in corrispondenza degli appoggi, per l'ancoraggio dei tiranti.

Tale sistema deve essere accuratamente progettato in funzione del locale di destinazione, in quanto la presenza dell'orditura secondaria potrebbe ostacolare il passaggio dei cavi. Di qui discende la necessità di basarsi su un accurato rilievo dell'esistente.

Prima della presollecitazione, è inoltre opportuno sollevare la trave, mediante puntelli regolabili, in modo da sfruttare da subito la compartecipazione delle funi.

Un altro aspetto di cui tener conto è il fenomeno di "rilassamento" dei cavi in acciaio: la pretensione degli stessi tende infatti a ridursi sensibilmente con il passare del tempo, fino ad annullarsi.

La tesatura dei cavi deve essere quindi effettuata in più fasi successive, in genere ogni 5 anni, con l'ausilio di una chiave dinamometrica per il controllo dei carichi applicati.





### 8.3.1 Dimensionamento del sistema di rinforzo con tiranti metallici

Si riporta di seguito il dimensionamento del sistema di rinforzo applicato sulle travi principali ubicate nel locale P al piano terra.

Luce trave:  $l = 6,16$  m

Lunghezza di calcolo:  $L = 1,05 \times 6,16 = 6,47$  m

Sezione trave in quercia ( $b \times h$ ):  $25 \times 30$  cm

Interasse medio travi:  $i_t = (3,06 + 3,04 + 3,11) / 3 = 3,07$  m

Sezione travetti:  $9 \times 13,5$  cm

Interasse travetti: 60 cm

Dimensioni in pianta del locale:  $9,33 \times 6,16$  m

#### ANALISI DEI CARICHI

- *Pesi propri strutturali:*

Peso proprio trave lignea:  $G_{trave} = 0,25 \times 0,30 \times 825 = 61,88$  daN/m

$G_1 = 61,88$  daN/m

- *Sovraccarichi permanenti:*

Peso proprio singolo travetto in larice:  $G_{travetto} = 0,09 \times 0,135 \times 600 = 7,29$  daN/m

In presenza di 7 travetti lignei, il peso totale degli stessi è dato da:

$$G_{travetto} = \frac{7,29 \times 5,23 \times 7}{5,23 \times 5,53} = 9,23 \text{ daN/m}^2$$

Pavimentazione lignea in larice:  $0,02 \times 600 = 12$  daN/m<sup>2</sup>

Assito in larice:  $0,03 \times 600 = 18$  daN/m<sup>2</sup>

Cappa in c.a. ( $h = 7$  cm):  $G_{cappa} = 0,07 \times 2.500 = 175$  daN/m<sup>2</sup>

Totale carichi permanenti:  $G_{permanente} = 9,23 + 12 + 18 + 175 = 214,23$  daN/m<sup>2</sup>

$G_2 = 214,23 \times 2,62 = 560,21$  daN/m

- *Sovraccarichi accidentali:*

$q = 600$  daN/m<sup>2</sup>

$Q = 600 \times 2,62 = 1.569$  daN/m

#### Dimensionamento del sistema di rinforzo allo S.L.U.

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 61,88$  daN/m

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 669,31$  daN/m







Carico accidentale:  $Q = 1.842 \text{ daN/m}$

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$

$$F_d = 1,3 \times 61,88 + 1,5 \times 669,31 + 1,5 \times 1.842 = 3.847 \text{ daN/m}$$

Si sceglie di utilizzare come rinforzo due funi in acciaio lucido, di classe 6×36, aventi le seguenti caratteristiche:

diametro della fune:  $\varnothing = 12 \text{ mm}$

area della sezione della fune:  $A_{\varnothing} = 1,13 \text{ cm}^2$

resistenza dei cavi:  $f_{yd} = 1.960 \text{ N/mm}^2 = 19.600 \text{ daN/cm}^2$

### Schema statico

L'intervento è volto ad annullare la sollecitazione prodotta dal peso proprio e dai carichi permanenti ed accidentali, grazie all'introduzione di due forze  $F$  dal basso, poste ai terzi della trave, in corrispondenza dei due puntoni, e generate da due funi di acciaio, presollecitate con tenditori.

Lo schema statico adottato è quello di una trave semplicemente appoggiata agli estremi.

L'equivalenza fra il momento flettente generato dal carico uniformemente distribuito  $F_d$  e quelli prodotti dalle forze concentrate  $F$  conduce alla seguente relazione:

$$M_{L/2} = \frac{L^2}{8} F_d - F \times a$$

in cui:  $F_d = 3.847 \text{ daN/m} = \text{carico di progetto}$

$a = \text{distanza delle due forze } F \text{ dagli appoggi} = L/3 = 2,05 \text{ m.}$

Uguagliando il momento generato nella sezione di mezzera dall'introduzione delle due funi con il momento derivante dalle azioni agenti, si ricava il valore della forza  $F$ :

$$F = \frac{F_d \times L^2}{8a} = \frac{3.847 \times 6,47^2}{8 \times 2,05} = 9.798 \text{ daN}$$

Occorre quindi applicare sulla singola fune una sollecitazione di trazione pari a:

$$N_i = \frac{N}{2} = F = \frac{F_d \times L^2}{16a \times \text{sen}\alpha} = \frac{3.847 \times 6,47^2}{16 \times 2,05 \times 0,2756} = 17.777 \text{ daN}$$

dove  $\alpha$  è l'angolo tra la fune e la trave, di ampiezza pari a  $16^\circ$ .

La sollecitazione  $N_i$  genera nella fune una tensione di trazione pari a:

$$\tau = \frac{N_i}{A_{\varnothing}} = \frac{F_d \times L^2}{16 a \times \pi \times d^2 \times \text{sen}\alpha} = \frac{17.777}{1,13} = 15.718 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 19.600 \text{ daN/cm}^2$$

in cui:  $A_{\varnothing} = \text{area della sezione di fune} = 1,13 \text{ cm}^2$

$d = \text{diametro della fune} = 12 \text{ mm}$

$f_{yd} = \text{resistenza di progetto} = 19.600 \text{ daN/cm}^2$





## 8.4 Rinforzo delle strutture lignee mediante l'impiego di materiali compositi fibrorinforzati

Il legno strutturale è considerato dalla normativa vigente fra i materiali da costruzione in grado di svolgere funzioni portanti per un tempo indefinito.

Negli ultimi anni, la necessità di conferire una maggiore resistenza e rigidità agli elementi strutturali in legno massiccio o lamellare incollato, rispetto alle prestazioni che il materiale ligneo da solo può offrire, ha favorito lo studio e la diffusione di soluzioni di rinforzo mediante strutture composte legno- FRP.

Benché la sperimentazione nel campo delle strutture composte legno-FRP sia attiva da oltre quindici anni, le applicazioni sono ancora limitate a causa delle difficoltà di realizzazione, degli elevati costi e della necessità di ricorrere a personale specializzato.

Influisce negativamente anche la scarsa diffusione delle conoscenze richieste per una corretta progettazione, dovuta in Italia alla mancanza, per lungo tempo, di una normativa nazionale di riferimento.

Nonostante ciò, i materiali compositi fibrorinforzati presentano alcuni evidenti vantaggi, prestandosi ad applicazioni di semplice realizzazione e di estrema versatilità, sia per il recupero dell'esistente sia per la progettazione di nuovi elementi. Tali caratteristiche, per la loro grande attrattività, hanno già favorito una rapida diffusione delle tecniche di rinforzo delle strutture di conglomerato cementizio armato e di quelle murarie mediante placcaggio con lamine fibrorinforzate.

Tali tecniche sono state recepite pienamente da numerosi progettisti e hanno permesso di risolvere facilmente numerose problematiche.

Lo stesso non si è verificato per le strutture lignee a causa di due fattori. Il primo consiste nella mancanza di una specifica normativa per il settore del legno, totalmente sprovvisto, fino a poco tempo fa, di una qualsiasi normativa nazionale per il calcolo e la verifica di elementi strutturali e che tuttora presenta grosse lacune per quanto attiene al rinforzo con materiali compositi.

Il secondo risiede nella scarsa fiducia riconosciuta al legno come materiale strutturale, che ha limitato l'impiego di tale materiale in ambiti ristretti, quali le coperture e le costruzioni situate in specifiche aree geografiche (prevalentemente montane). Ne consegue che un mercato di minori dimensioni assorba con maggior lentezza le innovazioni, a causa delle limitate possibilità di sperimentazione e della scarsa disponibilità di investimenti.





Ulteriori difficoltà, legate alla natura dei materiali impiegati, sono:

- le differenze di comportamento dei due materiali nei confronti delle variazioni di temperatura e di umidità;
- il diverso comportamento al fuoco;
- le problematiche relative alle tecniche di solidarizzazione fra i due materiali (incollaggi, unioni meccaniche).

Tuttavia, la combinazione del legno con l'FRP risulta molto vantaggiosa per quanto riguarda la compatibilità e la complementarietà delle caratteristiche.

La leggerezza del legno, ad esempio, non viene assolutamente compromessa da un intervento di rinforzo con FRP.

Inoltre, gli svantaggi principali del legno, tra cui l'elevata disomogeneità meccanica dovuta alla presenza di difetti, hanno una minore influenza grazie alla collaborazione con un altro materiale strutturalmente efficiente.

In Italia le sperimentazioni sono sempre più frequenti e la normativa è in via di sviluppo.

Gli interventi più diffusi sono quelli del rinforzo di elementi lignei prevalentemente inflessi, quali travi, capriate o telai.

Il rinforzo può essere ottenuto mediante lamine o fogli di varia costituzione, applicati in modo tale da ottenere benefici in termini di resistenza, di deformabilità oppure di duttilità.

I materiali compositi possono essere utilizzati anche per il rinforzo di strutture per azioni nel piano, come solai di legno o solai misti. Tali strutture, pur presentando ottime caratteristiche in termini di leggerezza, resistenza, isolamento acustico e compartimentazione, possiedono una limitata rigidità e una scarsa efficienza nei confronti della trasmissione delle forze orizzontali nel piano. Tale requisito, necessario per una corretta progettazione in zona sismica, può essere facilmente conferito, senza alterare sensibilmente il peso o spessore del solaio, solidarizzando il tavolato o la soletta esistente con un reticolo di rapida esecuzione, costituito da due o più orditi di nastri di FRP disposti ortogonalmente fra loro.

Un ulteriore campo di applicazione riguarda il rinforzo delle unioni fra gli elementi lignei, che permette di ridurre le possibilità di rottura per trazione perpendicolare alle fibre, diminuire le distanze fra i connettori e tra questi e il bordo, migliorare il comportamento ultimo della connessione e incrementare le capacità di dissipazione isteretica delle connessioni sotto carichi ciclici.





Il rinforzo di elementi lignei compressi con polimeri fibrorinforzati è invece sconsigliato. Mentre nel caso di pilastri di conglomerato cementizio armato l'impiego di FRP per fasciature cerchianti consente di realizzare un efficace confinamento, lo stesso risultato non è conseguibile con garanzia di efficacia nel tempo per elementi lignei, a causa dei movimenti da ritiro e da rigonfiamento indotti da variazioni termoigrometriche ambientali, i quali possono compromettere l'effetto cerchiante.

Inoltre, tali interventi comportano spesso problemi di forte impatto visivo e di limitata reversibilità, del tutto inaccettabili in caso di riabilitazione di strutture esistenti, classificate come Beni Culturali.

Nel caso delle capriate lignee tradizionali è meglio evitare interventi di ricucitura e rinforzo dei nodi strutturali mediante l'incollaggio di lamine di FRP, poiché ostacolerebbero il movimento reciproco delle membrature, condizione essenziale per il corretto funzionamento della capriata stessa.

#### **8.4.1 Problematiche connesse ai rinforzi con FRP**

Si illustrano di seguito le principali problematiche legate al connubio tra questi due materiali e i relativi accorgimenti da osservare per garantire la buona riuscita degli interventi.

- **Tipologie di connessione**

Per solidarizzare il materiale FRP al legno si possono adottare diversi tipi di connessione: chiodi, perni, bulloni, viti o colla. Ognuna di queste soluzioni ha effetti diversi sul comportamento della connessione e, in particolare, sulla trasmissione degli sforzi, da cui dipendono la rigidità dell'elemento composto e la modalità di sfruttamento dei singoli materiali.

La modalità di connessione più frequente tra i rinforzi di FRP e le membrature lignee è l'incollaggio, grazie alla notevole versatilità di quest'ultimo e alla compatibilità fra i collanti comunemente impiegati e la matrice plastica del composito.

Per ottenere un incollaggio efficace occorre osservare i seguenti requisiti fondamentali:

- il collante deve "bagnare" sufficientemente la superficie lignea e deve presentare un comportamento reologico simile a quello degli aderenti;
- la superficie lignea deve essere opportunamente preparata in modo da presentarsi il più possibile uniforme e regolare;





- lo spessore della linea di colla deve essere quello ottimale con riferimento alle indicazioni del Produttore.
- **Il componente "legno"**

La disomogeneità e l'anisotropia del legno condizionano sia la natura che la disposizione della connessione, in relazione agli sforzi che essa deve sopportare e trasmettere.

Innanzitutto, poiché le fibre del legno si presentano orientate (solitamente in direzione poco discosta da quella assiale dell'elemento, ma non sempre e non in tutte le zone di uno stesso elemento), le membrature lignee presentano una limitata resistenza nei confronti delle sollecitazioni di trazione e di compressione ortogonali alla direzione delle fibre. Pertanto, in fase di progetto, tali sollecitazioni vanno accortamente minimizzate.

- **Il componente "composito FRP"**

Dal punto di vista tecnologico, i compositi fibrorinforzati sono particolarmente adatti alla realizzazione di elementi sottili piani, detti comunemente lamine.

Elementi realizzati con fibre orientate in un'unica direzione sono soprattutto idonei all'assorbimento di sforzi di trazione o di compressione nella medesima direzione, mentre risultano inadeguati ad assorbire sforzi ortogonali alla suddetta direzione.

Al contrario, composizioni con fibre disposte in più direzioni, solitamente realizzate sovrapponendo più strati unidirezionali, risultano idonee per assorbire ogni tipo di azione contenuta nel loro piano.

- **Durabilità**

Può verificarsi che l'adesivo, pur essendo dotato di elevate caratteristiche prestazionali al momento dell'applicazione, non mantenga le stesse caratteristiche con il trascorrere del tempo, soprattutto in presenza di condizioni ambientali sfavorevoli.

Poiché il legno è soggetto a notevoli deformazioni legate alle variazioni di umidità, un collante può essere considerato compatibile se si adatta alle suddette deformazioni, evitando in tal modo, o limitando al minimo, il rischio di delaminazione.

La durabilità può essere garantita agendo sulla protezione del rinforzo.

Ad esempio si può decidere di intervenire sulle condizioni ambientali, a cui l'intervento è sottoposto, oppure di adottare particolari geometrie della connessione che consentano un'adeguata protezione del rinforzo. In alternativa, si possono adoperare materiali che garantiscano una maggiore resistenza agli attacchi ambientali di tipo fisico o chimico.





- **Comportamento al fuoco**

Indipendentemente dalla resistenza termica delle fibre, legata alla loro composizione chimica, quella dei materiali compositi è sempre governata dalla corrispondente resistenza della matrice. Le resine infatti tendono a perdere gran parte delle loro caratteristiche meccaniche già intorno a 100 °C e quindi sono molto sensibili al rischio di eventuali incendi. In aggiunta, a prescindere dal tipo di rinforzo, il collante utilizzato per il collegamento composito-legno presenta temperature di transizione vetrosa quasi sempre ben al di sotto di 100 °C.

Ai suddetti inconvenienti si può porre rimedio sfruttando le elevate capacità di isolamento termico del legno e studiando soluzioni efficaci di protezione.

Tra esse si segnala ad esempio il ricorso a geometrie particolari che prevedano un'adeguata copertura del rinforzo con un ulteriore strato di legno a protezione del composito e a completamento dell'elemento ligneo, anche con funzione strutturale o estetica.

- **Comportamento a rottura dell'elemento rinforzato**

L'innesco della rottura in una membratura lignea avviene generalmente in corrispondenza dei difetti naturali (nodi, zone a fibratura inclinata), con modalità di tipo fragile. In molti casi il collasso è dovuto non solo agli stati tensionali da flessione, compressione e trazione assiale, ma anche a quelli da taglio (travi tozze, unioni a incastro), nonché a specifici fenomeni.

I materiali compositi presentano un comportamento pressoché elastico lineare fino alla rottura, che si manifesta conseguentemente con modalità di tipo fragile.

Negli elementi inflessi, disponendo il rinforzo in zona tesa, si possono generare sufficienti deformazioni al lembo compresso, in modo da indurre un comportamento locale pseudo-plastico del legno, prima che si inneschi la rottura al lembo teso.



### 8.4.2 Rinforzo a flessione degli elementi lignei con FRP

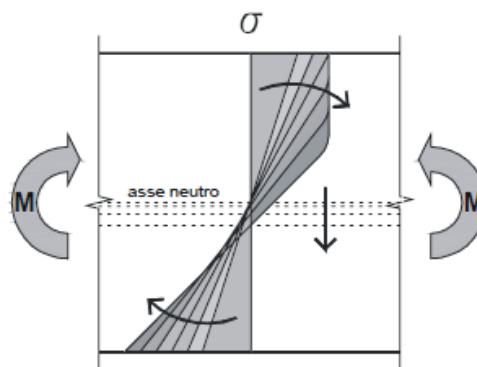
Un intervento di rinforzo delle travi lignee esistenti può essere necessario in caso di:

- incremento dei carichi variabili, ricorrente in edifici storici a seguito di variazioni di destinazione d'uso o di adeguamento a nuove normative di sicurezza;
- riduzione delle sezioni resistenti a causa di ammaloramento (attacchi di agenti biotici quali funghi, insetti, ecc.) o di eventi traumatici (es. incendi);
- eccesso d'inflessione delle membrature.

Il rinforzo delle strutture lignee mediante materiali compositi permette di non rimuovere la struttura sovrastante, riducendo di conseguenza i costi e i tempi di esecuzione dell'intervento.

Nonostante il legno sia un materiale anisotropo, il suo comportamento può essere rappresentato come ortotropo nelle tre direzioni: assiale, tangenziale e radiale. Il legame costitutivo è del tipo elasto-plastico ideale.

In una sezione sollecitata a flessione, il diverso comportamento del materiale a trazione e a compressione, una volta iniziato il processo di plasticizzazione della zona compressa, determina il progressivo spostamento dell'asse neutro verso la zona tesa.



**Figura 6-1** – Spostamento dell'asse neutro in fase di plasticizzazione.

Ne consegue una riduzione dell'area tesa ed un incremento delle tensioni di trazione.

Il rinforzo in zona tesa con materiali fibrorinforzati, caratterizzati da notevoli proprietà di resistenza e rigidità a trazione, consente d'incrementare la capacità portante di elementi lignei inflessi, aumentandone la duttilità.

Il rinforzo risulta efficace quando viene garantita la trasmissione degli sforzi dal legno al materiale composito di rinforzo. Nei confronti dello SLU, il rinforzo in zona tesa con materiali compositi si presenta particolarmente efficiente se:

- il legno presenta un comportamento elasto-plastico a compressione;
- la deformazione ultima a trazione è inferiore a quella a compressione.



## TIPOLOGIE DI RINFORZI FLESSIONALI

L'applicazione del materiale composito può essere prevista in zona tesa o in zona compressa, o in entrambe.

Il rinforzo in zona tesa può essere effettuato mediante barre o lamine di FRP, incollate sulla superficie esterna della trave (con l'eventuale aggiunta di connettori meccanici) o all'interno di appositi alloggiamenti ricavati nel corpo della trave.

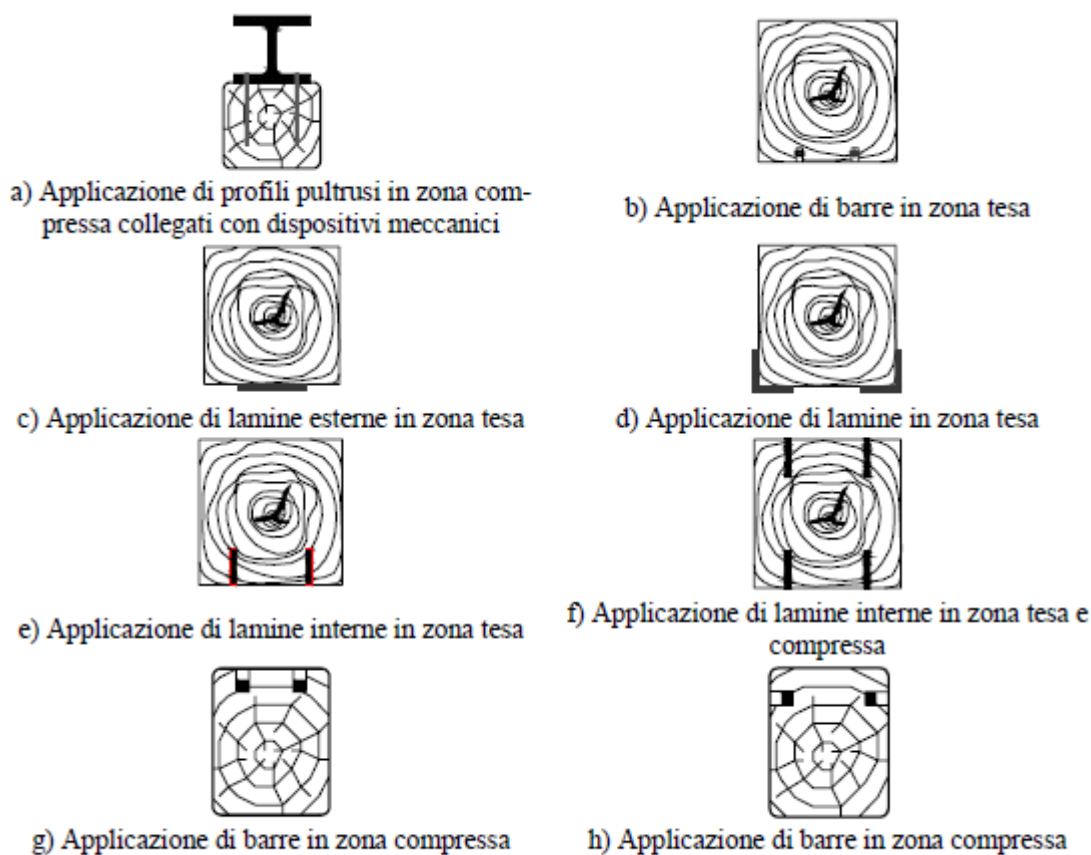


Figura 6-2 – Possibili applicazioni di rinforzi di FRP.

Ovviamente, nei casi di intagli laterali, occorre considerare la riduzione delle corde ai fini del calcolo delle tensioni tangenziali.

Il rinforzo in zona compressa può essere realizzato con barre, lamine e profilati pultrusi.

Nel caso di utilizzo di elementi non adeguatamente confinati all'interno della sezione, il collegamento del rinforzo con il supporto ligneo deve essere garantito anche attraverso dispositivi meccanici (chiodature o viti). In assenza di tali dispositivi non è consigliato l'utilizzo di lamine di FRP applicate esternamente in zona compressa. L'inserimento del rinforzo all'interno della sezione, mediante la predisposizione di un intaglio, consente di raddoppiare la superficie d'incollaggio.

Fenomeni di delaminazione alle estremità della trave sono di fatto impediti quando il rinforzo è interamente inserito nella sezione trasversale, che confina così il rinforzo stesso. L'applicazione esterna di un rinforzo con tessuto o con lamine di FRP potrebbe ostacolare la propagazione di eventuali preesistenti fessurazioni a partire da difetti (es. nodi, eccessive inclinazioni della fibratura), dalla quale potrebbero conseguire significativi decrementi della capacità portante di travi lignee.

### ANALISI DEL COMPORTAMENTO AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER FLESSIONE RETTA

Nel caso di interventi su elementi lignei inflessi con tessuti o lamine di composito, in considerazione del loro limitato contributo in termini di rigidezza, il rinforzo esplica la sua azione principalmente nelle condizioni ultime, mentre in condizioni di esercizio la sua efficacia è da considerarsi irrilevante.

In condizioni di esercizio, con riferimento al rinforzo di FRP, sono previste unicamente verifiche tensionali.

Per lo SLU, il procedimento di progetto e verifica si basa sulle seguenti ipotesi:

- conservazione della planeità delle sezioni rette;
- perfetta aderenza tra legno e FRP;
- legame costitutivo del legno teso, in direzione delle fibre, elastico lineare sino a rottura;
- legame costitutivo del legno compresso, in direzione delle fibre, elasto-plastico;
- legame costitutivo dell'FRP elastico lineare fino a rottura;
- crisi dell'elemento inflesso causata dal raggiungimento delle deformazioni ultime del materiale legno, in zona compressa o in zona tesa.

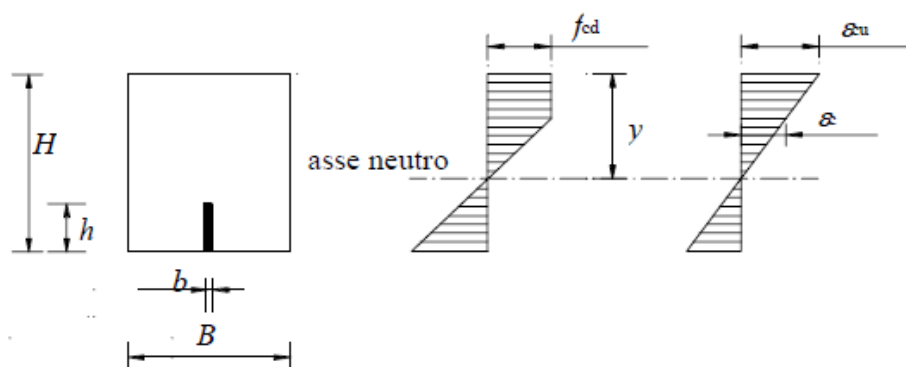


Figura 146 - diagramma delle tensioni e deformazioni per una sezione rettangolare rinforzata con una sola lamina



Le equazioni risolutive del problema sono quella di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse dell'elemento e quella di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro della lamina di FRP e parallelo all'asse neutro.

La verifica consiste nel soddisfare la disequazione seguente:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

nella quale  $M_{Sd}$  è il momento sollecitante di progetto e  $M_{Rd}$  è il momento resistente di progetto.

La posizione dell'asse neutro,  $\xi$ , può essere determinata attraverso l'equazione di equilibrio alla traslazione in direzione dell'asse dell'elemento.

Successivamente, il momento resistente può essere calcolato attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro della lamina di FRP e parallelo all'asse neutro.

#### MODALITÀ DI ROTTURA PER DELAMINAZIONE DI ELEMENTI RINFORZATI INFLESSI

Le modalità di collasso per delaminazione delle strutture lignee inflesse rinforzate con materiali compositi in zona tesa possono essere le seguenti:

- *Delaminazione causata da crisi locali nel legno.* L'eventuale presenza di nodi o di altri difetti, quali grandi fessurazioni da ritiro, soprattutto in zona tesa, può determinare la crisi per delaminazione. Nel caso di rinforzo con lamine, il collasso può avvenire secondo le seguenti modalità:
  - crisi per delaminazione alle estremità, causata dalla concentrazione di sforzi tangenziali nelle zone terminali del rinforzo che fungono da ancoraggio
  - crisi per delaminazione in zona intermedia della trave lignea, provocata da fessure o da forti inclinazioni della fibratura lignea rispetto alla direzione assiale.
- *Delaminazione causata da irregolarità nella superficie lignea.* La non planarità della superficie di incollaggio induce su detta superficie uno stato tensionale di trazione dovuto alla curvatura, che può causare il distacco del rinforzo. Tale modalità di crisi può essere impedita con leggere piallature del supporto, eseguite per eliminare le irregolarità, fermo restando la necessità di rimuovere materiali incoerenti prodotti nel corso della piallatura.

Nel caso di rinforzo con lamine, il collasso può avvenire secondo le seguenti modalità:





- crisi a trazione del materiale ligneo a partire da difetti, quali possono essere i nodi o un'eccessiva inclinazione della fibratura tesa in corrispondenza delle zone di momento flettente massimo;
- distacco di porzioni di materiale ligneo a seguito della realizzazione di intagli per l'alloggiamento delle lamine all'interno del legno.

Le modalità di collasso delle strutture lignee inflesse rinforzate con materiali compositi in zona compressa possono essere le seguenti:

- tutte quelle di crisi flessionale del legno non rinforzato, quando il collasso consegue alla rottura in zona tesa;
- instabilità del rinforzo e crisi della connessione.



## 8.5 Consolidamento di travi e travetti lignei con lamine pultruse in CFRP

La presente soluzione viene proposta per il consolidamento dei solai lignei cassettonati, spesso finemente decorati, che troviamo negli ambienti di maggior pregio della villa, come ad esempio, i locali A, B, C al primo piano nell'ala ovest.

La tecnica prevede il rinforzo delle travi principali ed, eventualmente, dei travetti lignei, mediante l'inserimento in apposite fessure verticali, praticate all'intradosso, di lamine pultruse in fibra di carbonio, a sezione rettangolare, con matrice in resina epossidica.

I pultrusi sono manufatti in polimero fibrorinforzato, prodotti industrialmente mediante un processo automatizzato denominato pultrusione (dall'inglese "pull" + "extrusion", ovvero "estrusione per trazione"), in cui le fibre vengono sottoposte a trazione e lavorate a caldo in bagni di resine termoindurenti, per garantire un perfetto allineamento prima della polimerizzazione della matrice.

Grazie a tali lavorazioni, le lamine in CFRP sono caratterizzate da una notevole resistenza meccanica (quasi 5 volte superiore a quella di una comune lamina in acciaio), mentre il modulo elastico può assumere valori compresi tra i 150 e i 300 GPa.

Per il consolidamento delle travi principali si propone di utilizzare due lamine pultruse in fibra di carbonio, aventi dimensioni 80x1,4 mm, mentre per i travetti sarà sufficiente un'unica lamina, di dimensioni 50x1,4 mm.

Le lamine, posizionate in corrispondenza del lembo inferiore della trave o del travetto, sono rese solidali al legno mediante incollaggio con adesivo epossidico, appositamente studiato.

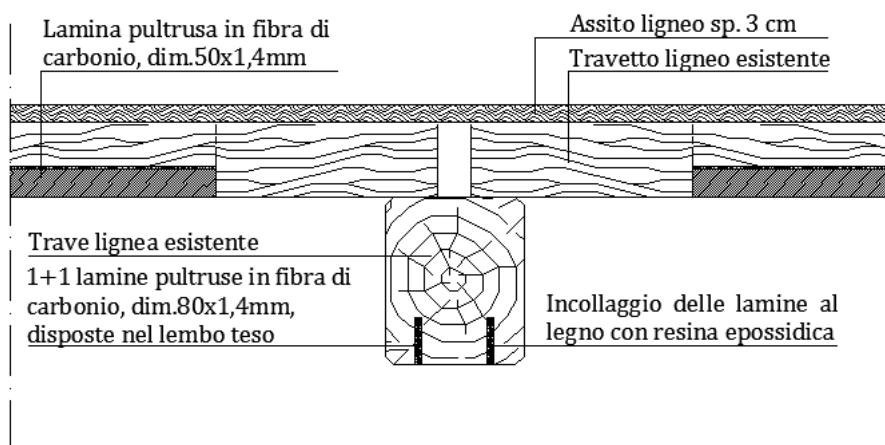


Figura 147 - Rinforzo dell'orditura portante con lamine in CFRP

La buona riuscita dell'intervento è, infatti, strettamente legata all'efficacia dell'incollaggio tra i due elementi, che deve garantire la trasmissione degli sforzi.

Operativamente l'intervento prevede le seguenti fasi di lavoro:

- puntellamento del solaio da consolidare;
- preparazione del supporto;
- esecuzione dei tagli verticali all'intradosso per l'alloggiamento delle lamine in CFRP;
- posa in opera dell'adesivo epossidico epossidica;
- inserimento delle lamine all'interno della struttura;
- rimozione dei puntelli.

L'impiego di lamine pultruse in CFRP è particolarmente indicato per i rinforzi flessionali, in quanto comporta un incremento della capacità portante e della resistenza a fatica degli elementi inflessi. Tra gli altri vantaggi offerti dal sistema si segnalano:

- l'estrema leggerezza, grazie alla quale non è richiesto l'impiego di attrezzature particolari per la messa in opera;
- l'eccellente durabilità nei confronti di tutti gli agenti aggressivi chimici, tra cui gli idrossidi alcalini, i cloruri e i solfati;
- l'eccezionale rapporto rigidità/leggerezza;
- la resistenza alla corrosione chimica;
- la resistenza all'attrito e all'usura;
- l'assorbimento delle vibrazioni



**Figura 148 - Esempio di rinforzo della trave principale mediante inserimento di lamine in CFRP**

## 8.6 Aggiunta all'estradosso delle travi di profili pultrusi in GFRP

L'ultima soluzione proposta per il consolidamento delle travi lignee prevede la posa in opera di profili pultrusi in fibra di vetro, a doppio T, incollati all'estradosso della trave lignea con resina epossidica.

Si crea, in tal modo, una sezione mista, in cui il profilo in GFRP, posizionato al di sopra dell'asse neutro della sezione, resiste principalmente a compressione, mentre la sezione originaria in legno sopporta gli sforzi di trazione.

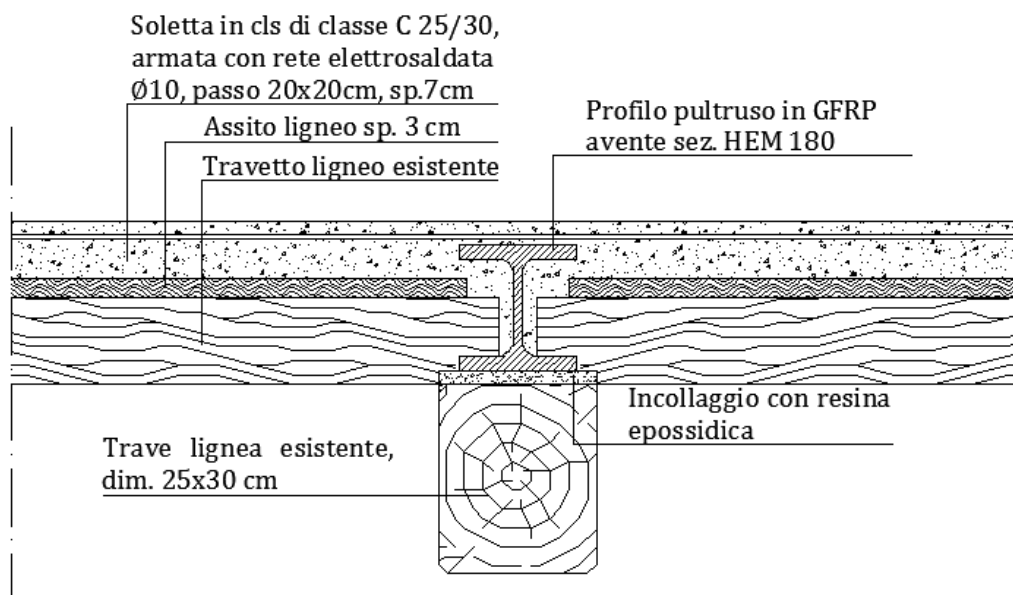


Figura 149 - Rinforzo della trave lignea con profilo pultruso in GFRP incollato all'estradosso

L'intervento prevede le seguenti fasi operative:

- puntellamento delle travi da consolidare;
- rimozione di pavimento e sottofondo;
- taglio del tavolato in corrispondenza delle nuove travi;
- preparazione e livellazione della superficie d'estradosso delle travi lignee, mediante applicazione di resina epossidica;
- intagliatura in situ dell'ala inferiore del profilo pultruso in corrispondenza dei travetti;
- posa in opera dello strato di collante epossidico e installazione dei profili pultrusi nella loro sede;
- esecuzione delle opere di finitura;
- rimozione dei puntelli.





**Figura 150 - Profilo pultruso in GFRP incollato all'estradosso della trave lignea mediante resina epossidica**

Attualmente, i rinforzi in materiale composito hanno conosciuto un grande sviluppo sia in Italia che all'estero, mentre i profili strutturali in FRP sono ancora poco conosciuti, nonostante i numerosi benefici legati al loro impiego.

I profili strutturali in FRP si distinguono, infatti, per la loro leggerezza, durabilità e resistenza meccanica, che li rendono particolarmente adatti per interventi di rinforzo strutturale.

La soluzione è stata pensata per consolidare le travi principali in corrispondenza di quegli impalcati già rinforzati con la tecnica del solaio misto legno-calcestruzzo.

L'incremento di quota, comportato con la realizzazione della cappa collaborante, permette, infatti, l'inserimento, nello spessore del pacchetto del solaio, del profilo pultruso, che, in tal modo, risulta completamente celato alla vista.

Di conseguenza, l'impatto estetico dell'intervento è nullo e la soluzione si presta particolarmente per il consolidamento di solai di grande pregio artistico.

L'intervento, realizzabile interamente dall'estradosso, non comporta alcuna alterazione dell'aspetto della superficie intradossale del solaio.

Tale soluzione inoltre permette di apportare un discreto incremento dell'inerzia della sezione resistente, senza aggravare il peso proprio della struttura e senza modificare sensibilmente lo spessore del solaio finito.

Il ridottissimo peso dei profili (pari a circa l'80% in meno rispetto al peso dell'acciaio) li rende facilmente trasportabili anche a mano e agevola notevolmente la fase di messa in opera degli stessi in termini di tempo e risorse impiegate.

A tutti questi vantaggi, si sommano i benefici ricavati in termini di costi di manutenzione, drasticamente abbattuti grazie alla notevole resistenza alla corrosione del materiale, che ne garantisce un'elevata durabilità.

Si segnalano, per contro, i bassi valori di modulo elastico e di modulo a taglio, caratteristici dei profili strutturali con rinforzo strutturale a base di vetro.

Inoltre, l'intervento comporta alcune difficoltà di esecuzione legate alla presenza dei travetti.

Per evitare di rimuovere l'intera orditura secondaria, si può intagliare in situ l'ala inferiore della trave in corrispondenza dei travetti. Tale procedimento risulta però scomodo e comporta un indebolimento del sistema.

La normativa di riferimento impiegata per la progettazione del presente intervento è costituita dal CNR-DT 205/2007.



**Figura 151 - Consolidamento delle travi con profili pultrusi incollati all'estradosso, Palazzo Collicola, Spoleto (PG)**

### 8.6.1 Progettazione e verifiche strutturali del rinforzo con profili pultrusi

Si riportano di seguito i calcoli relativi all'intervento di consolidamento mediante profili pultrusi in GFRP, posti all'estradosso delle travi principali in legno, ubicate nel locale P al piano terra.

Luce trave:  $l = 6,16$  m

Lunghezza di calcolo trave principale:  $L = 1,05 \times 6,16 = 6,47$  m

Sezione trave in quercia ( $b \times h$ ):  $25 \times 30$  cm

Interasse medio delle travi:  $i_t = (3,04+3,06+3,11)/3 = 3,07$  m

Dimensioni in pianta del locale:  $9,33 \times 6,16$  m

Sezione travetti:  $9 \times 13,5$  cm

Interasse travetti: 60 cm

Si sceglie di consolidare ciascuna trave principale in legno mediante un profilo pultruso con sezione di tipo HEM 180, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$b_f =$	18,6 cm	$s =$	1,45 cm
$h_f =$	20 cm	$t =$	2,4 cm
$A_f =$	113,3 cm <sup>2</sup>	$A_{v,f} = b_w \times t_w =$	25,52 cm <sup>2</sup>
$\rho =$	1.600 daN/m <sup>3</sup>	$p =$	18,13 daN/m
$J_f =$	765,97 cm <sup>4</sup>	$W_f =$	102,13 cm <sup>3</sup>

#### ANALISI DEI CARICHI

- *Pesi propri strutturali:*

Peso proprio trave lignea:  $G_{trave} = 0,25 \times 0,30 \times 825 = 61,88$  daN/m

Peso proprio del profilo pultruso:  $G_f = 18,13$  daN/m

$G_1 = 61,88 + 18,13 = 80$  daN/m

- *Sovraccarichi permanenti:*

Peso proprio singolo travetto in larice:  $G_{travetto} = 0,09 \times 0,135 \times 600 = 7,29$  daN/m

In presenza di 11 travetti lignei, il peso totale degli stessi è dato da:

$$G_{travetto} = \frac{7,29 \times 9,33 \times 11}{9,33 \times 6,16} = 13,02 \text{ daN/m}^2$$

Pavimentazione lignea in larice:  $0,02 \times 600 = 12$  daN/m<sup>2</sup>

Assito in larice:  $0,03 \times 600 = 18$  daN/m<sup>2</sup>

Cappa in c.a. ( $h = 7 \text{ cm}$ ):  $G_{\text{cappa}} = 0,07 \times 2.500 = 175 \text{ daN/m}^2$

Totale carichi permanenti:  $G_{\text{permanente}} = 13,02 + 12 + 18 + 175 = 218,02 \text{ daN/m}^2$

$G_2 = 218,02 \times 3,07 = 669,31 \text{ daN/m}$

- *Sovraccarichi accidentali:*

$q = 600 \text{ daN/m}^2$

$Q = 600 \times 3,07 = 1.842 \text{ daN/m}$

### Metodo di calcolo: Sezione mista legno - GFRP

Il calcolo delle tensioni flessionali nella struttura a sezione composta in legno e GFRP è stato svolto ipotizzando la conservazione delle sezioni piane e riducendo la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di GFRP, nella quale la parte di sezione in legno viene omogeneizzata a quella in GFRP tramite un coefficiente  $n$  di omogeneizzazione, dato dal rapporto tra i moduli elastici dei due materiali:

$$n = E_p / E_w$$

### VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Peso proprio strutturale:  $G_1 = 80 \text{ daN/m}$

Sovraccarichi permanenti:  $G_2 = 669,31 \text{ daN/m}$

Carico accidentale:  $Q = 1.842 \text{ daN/m}$

Azione di calcolo:  $F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times Q$

$F_d = 1,3 \times 80 + 1,5 \times 669,31 + 1,5 \times 1.842 = 3.871 \text{ daN/m}$

### Verifiche a flessione

Il momento massimo in mezzeria è dato da:

$$M_{Ed} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{3.871 \times 6,47^2}{8} = 20.243 \text{ daNm}$$

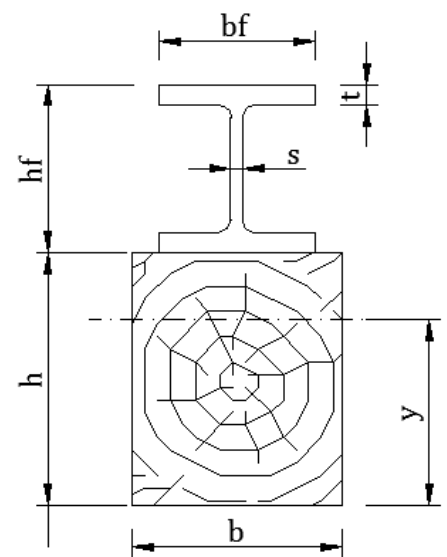
$E_{d,w} = E_{0,w} / \gamma_m = 120.000 / 1,5 = 80.000 \text{ daN/cm}^2$

$$E_{d,f} = \frac{\eta \times E_0}{\gamma_f} = \frac{1 \times 300.000}{1,30} = 230.369 \text{ daN/cm}^2$$

dove:  $\eta = \eta_a \times \eta_L = 1 \times 1 = 1$

$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} = 1,30$  (fornito dal produttore)

Il coefficiente di omogeneizzazione del GFRP rispetto al legno è dato da:





$$n = \frac{E_{d,f}}{E_{d,w}} = 2,88$$

Area equivalente della sezione mista:

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_f = 25 \times 30 + 2,88 \times 113,3 = 1.071 \text{ cm}^2$$

Momento statico ideale della sezione mista:

$$S_i = \frac{b \times h^2}{2} + n \times A_f \times \left(h - \frac{h_f}{2}\right) = \frac{25 \times 30^2}{2} + 2,88 \times \left(30 - \frac{20}{2}\right) = 24.095 \text{ cm}^3$$

Determinazione dell'asse neutro:

$$y = \frac{S_i}{A_{eq}} = \frac{24.095}{1.071} = 22,49 \text{ cm}$$

Il momento d'inerzia ideale della sezione omogeneizzata è dato da:

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 + n \times [J_{f,0} + A_f \times (h + h_f - y)^2] = 218.365 \text{ cm}^4$$

Determinazione delle sollecitazioni massime nella sezione:

$$\sigma_f = \frac{n \times M_{Ed} \times (h + h_f - y)}{J_{eq}} = 736 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < f_{c,d} = \frac{\eta \times f_{c,k}}{\gamma_f} = \frac{1,0 \times 2.800}{1,30} = 2.154 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed} \times y}{J_{eq}} = 209 \text{ daN/cm}^2 < f_d = 224 \text{ daN/cm}^2$$

Le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

### Verifica a taglio

$$V_{Sd} = F_d \times \frac{l}{2} = 3.871 \times \frac{6,47}{2} = 12.519 \text{ daN}$$

La resistenza al taglio viene affidata alla sezione lignea:

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \times f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 40}{1,5} = 21,33 \text{ daN/cm}^2$$

Area resistente di taglio:

$$A_v = b \times h = 750 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{v,d} = 750 \times 21,33 = 16.000 \text{ daN/cm}^2 > V_{Sd} = 12.519 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica al taglio risulta soddisfatta.

## **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

### **S.L.E. - Combinazione rara**

$$F_d = \sum_i G_{ki} + Q_{k1} + \sum_j \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{0j} = 1,0$$

$$F_d = 80 + 669,31 + 1.842 = 2.591 \text{ daN/m} = 25,91 \text{ daN/cm}$$

$$E_{0,w} = 120.000 \text{ daN/cm}^2$$





$$\eta = \eta_a \times \eta_L = 1 \times 1 = 1$$

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} = 1$$

$$E_{0,p} = \eta \times E_{L,0} / \gamma_f = 300.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$n_0 = E_{0,f} / E_{0,w} = 2,50$$

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_f = 25 \times 30 + 2,50 \times 113,3 = 1.028 \text{ cm}^2$$

$$S_i = \frac{b \times h^2}{2} + n \times A_f \times \left(h - \frac{h_f}{2}\right) = \frac{25 \times 30^2}{2} + 2,50 \times \left(30 - \frac{20}{2}\right) = 22.580 \text{ cm}^3$$

$$y = \frac{S_i}{A_{eq}} = \frac{22.580}{1.028} = 21,96 \text{ cm}$$

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 + n \times [J_{f,0} + A_f \times (h + h_f - y)^2] = 201.859 \text{ cm}^4$$

$$E_{0,w} \times J_n = 2,42 \times 10^{10} \text{ daNcm}^2$$

Deformazione istantanea elastica:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{25,91 \times 647^4}{2,42 \times 10^{10}} = 2,44 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,59 \text{ cm}$$

### S.L.E. - Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_i G_{ki} + \sum_j \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad \text{con } \Psi_{2j} = 0,8$$

$$F_d = 80 + 669,31 + 0,8 \times 1.842 = 2.223 \text{ daN/m} = 22,23 \text{ daN/cm}$$

$$E_w = E_{0,w} / (1 + k_{def}) = 120.000 / (1 + 0,8) = 66.667 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_f(t) = \frac{E_{L,0}}{1 + \phi_E(t)} = \frac{300.000}{1 + 0,66} = 180.723 \text{ daN/cm}^2$$

con  $\phi_E(t) = 0,66$  per  $t = 50$  anni.

$$n_0 = E_f / E_w = 2,71$$

$$A_{eq} = b \times h + n \times A_f = 25 \times 30 + 2,71 \times 113,3 = 1.057 \text{ cm}^2$$

$$S_i = \frac{b \times h^2}{2} + n \times A_f \times \left(h - \frac{h_f}{2}\right) = \frac{25 \times 30^2}{2} + 2,71 \times \left(30 - \frac{20}{2}\right) = 23.536 \text{ cm}^3$$

$$y = \frac{S_i}{A_{eq}} = \frac{23.536}{1.057} = 22,26 \text{ cm}$$

$$J_{eq} = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 + n \times [J_{f,0} + A_f \times (h + h_f - y)^2] = 352.390 \text{ cm}^4$$

$$E_{0,w} \times J_n = 2,35 \times 10^{10} \text{ daNcm}^2$$

Deformazione massima a lungo termine:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{(EJ)_{tot}} = \frac{5}{384} \times \frac{22,23 \times 647^4}{2,35 \times 10^{10}} = 2,16 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 2,59 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.



## 8.7 Ricostruzione degli appoggi ammalorati con getto in beton epossidico

L'intervento, che intendo proporre come alternativa all'impiego della mensola metallica nel locale E, consiste nella sostituzione della porzione di trave lignea degradata con un elemento costituito da conglomerato epossidico, gettato in una cassaforma e collegato alla trave mediante barre in vetroresina.

Tale soluzione è particolarmente indicata quando l'estremità di una trave in legno risulta gravemente ammalorata e non è più in grado di garantire un appoggio efficace.



Figura 152 - Ricostruzione delle testate ammalorate di una capriata lignea

Le barre in vetroresina impiegate, del tipo a sezione piena circolare, sono composte da fibre di vetro unidirezionali, impregnate con resine sintetiche, che presentano un'altissima resistenza alla corrosione.

Per garantire la collaborazione tra barre e travi lignee s'inietta, all'interno dei fori di alloggiamento, mediante apposita pistola, della resina epossidica fluida bicomponente antiritiro, priva di solventi e in grado di garantire un'ottima adesione strutturale al legno.

L'intervento prevede le seguenti fasi operative:

- puntellamento della trave e della zona di solaio interessata;
- rimozione parziale di pavimento, sottofondo, assito e travetti;
- asportazione della parte di trave degradata;
- perforazione della testata in legno e accurata soffiatura nei fori per eliminare eventuali residui;



- inserimento delle barre in vetroresina all'interno dei fori e inghisaggio delle stesse mediante iniezioni di resina epossidica;
- realizzazione di un cassero a perdere in legno, avente la stessa dimensione della trave da risanare, ed esecuzione del getto di beton epossidico;
- rimozione della cassaforma;
- ricostruzione della muratura e del pacchetto solaio;
- rimozione dei puntelli;
- esecuzione delle opere di finitura.



**Figura 153 - Barre in vetroresina**

L'intervento conferisce all'appoggio della trave elevata resistenza meccanica, assenza di ritiro e una maggior durabilità. La soluzione proposta, inoltre, permette di lasciare la struttura a vista, senza notare l'intervento di ricostruzione.

Una volta consolidata l'orditura lignea, è bene sottoporla, dopo un'accurata rimozione della polvere, ad un trattamento antitarlo ed antimuffa. Spesso, infatti, ci si accorge della presenza degli insetti solo quando il loro attacco è in uno stadio avanzato, poiché essi scavano il legno lasciando inalterato un piccolo strato superficiale. Inoltre, la presenza di umidità nella muratura su cui poggia la trave favorisce il proliferare di muffe e funghi. È quindi necessario intervenire con insetticidi, oli pesanti, o vernici, al fine di eliminare la presenza di funghi ed insetti e di prevenire successivi attacchi.



## 8.8 Soluzioni a confronto per il rinforzo di solai e travi in legno

Nel presente paragrafo si analizzano nel dettaglio i vantaggi, gli svantaggi e le peculiarità relativi ai principali interventi di consolidamento su solai e travi in legno precedentemente descritti.

L'obiettivo è quello di effettuare un confronto fra le varie soluzioni, che permetta di arrivare a stabilire quale sia la più efficace per lo specifico caso in esame.

La preferenza di un sistema rispetto all'altro viene effettuata valutando una serie di parametri che possono condizionare la scelta dei progettisti, quali, ad esempio, l'incremento delle proprietà meccaniche del sistema consolidato o l'impatto estetico dell'intervento.

### 8.8.1 *Analisi di pregi e difetti delle differenti tecniche di consolidamento analizzate*

- **Casseri metallici**

Il rinforzo mediante casseri metallici consente di incrementare efficacemente la capacità portante e la rigidità dei travetti lignei esistenti.

Grazie all'utilizzo di distanziatori, interposti tra il travetto ligneo e il piatto metallico, viene consentito il passaggio dell'aria tra i due elementi, evitando così la formazione di polvere o condensa.

Un importante vantaggio consiste nel fatto che l'intervento possa essere realizzato interamente dall'intradosso, senza dover rimuovere gli elementi portanti.

Tale soluzione è stata ideata per solai ad orditura semplice e a vista, e appare quindi particolarmente indicata per ambienti di piccole dimensioni e di scarso interesse artistico.

L'intervento, infatti, è funzionale, ma esteticamente invasivo, soprattutto a causa delle irregolarità nelle sezioni dei travetti.

Per evitare che il rinforzo sporga dalla struttura portante, si consiglia di adoperare piatti metallici di altezza minore e spessore maggiore, capaci di garantire le stesse prestazioni in termini di incremento di resistenza e rigidità del sistema consolidato.





- **Inserimento di profili metallici tra i travetti esistenti**

Tale soluzione è stata pensata per solai ad orditura semplice o doppia, provvisti di controsoffitto, in modo che il sistema di rinforzo rimanga completamente celato.

L'intervento consente di ridurre le sollecitazioni agenti sui travetti e, di conseguenza, le deformazioni subite dagli stessi.

All'interno della struttura consolidata, sono le travi in acciaio, caratterizzate da un modulo elastico di gran lunga superiore a quello del legno, a dover sopportare i nuovi sovraccarichi di esercizio, dovuti al cambio della destinazione d'uso.

L'impiego di profili ad L in acciaio, ancorati alla parete perimetrale mediante connettori metallici, permette di ottenere un appoggio per le nuove travi senza dover indebolire le murature esistenti con fori di alloggiamento per le testate dei profili metallici.

Tale intervento è realizzabile interamente dall'estradosso. Di conseguenza, appare particolarmente indicato per il consolidamento di solai controsoffittati finemente decorati, in quanto gli affreschi di pregio, operando dall'alto, non verrebbero intaccati.

- **Solaio misto in legno - calcestruzzo**

Il sistema Turrini - Piazza consiste nel far collaborare i travetti lignei esistenti con una soletta in conglomerato cementizio di nuova realizzazione, mediante connettori metallici verticali, inghisati nel legno con resina epossidica.

Tale soluzione permette di sfruttare al meglio le proprietà meccaniche dei due materiali, creando una sezione resistente mista, in cui, per effetto dei carichi verticali, il calcestruzzo risulta prevalentemente compresso ed il legno prevalentemente teso.

L'aggiunta della cappa in c.a. comporta sia un incremento della resistenza flessionale e della rigidità dell'impalcato, sia una riduzione delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali e, conseguentemente, delle deformazioni elastiche della struttura.

Tale sistema di rinforzo garantisce un'efficace ripartizione dei carichi e consente, al tempo stesso, di collegare fra loro gli elementi verticali portanti, realizzando un incremento della rigidità nel piano orizzontale, utile in zona sismica.

L'inserimento dello strato isolante tra le tavole dell'impalcato e il massetto permette di incrementare l'inerzia statica del sistema e di potenziare le prestazioni del solaio.

Inoltre, un solaio composto in legno-calcestruzzo presenta un ottimo compromesso tra esigenze funzionali per quanto riguarda l'isolamento acustico, il controllo delle vibrazioni, la prestazione statica ed la resistenza al fuoco.





Tra gli svantaggi si segnalano l'irreversibilità dell'intervento e l'incremento dei carichi agenti sul solaio, dovuto al peso proprio della cappa in calcestruzzo.

Tale soluzione può essere realizzata in tutti quegli ambienti, con solai ad orditura semplice o doppia, controsoffittati o a vista, ove è consentito un incremento della quota finale dell'impalcato.

Attualmente la tecnica costruttiva ideata dai professori Turrini e Piazza resta una delle più applicate per il consolidamento dei solai lignei, grazie all'ottimo rapporto qualità - prezzo, alla semplicità di esecuzione e alla durabilità dell'intervento.

- **Travetti in legno lamellare armato**

Tale soluzione è stata pensata per il consolidamento dei solai lignei della villa caratterizzati da orditura semplice a vista.

L'intervento consente di ridurre i carichi agenti sui travetti lignei esistenti e le relative deformazioni.

Grazie all'impiego di un profilo metallico ad L, ancorato alla parete perimetrale, come appoggio per i nuovi travetti e per quelli esistenti, è possibile evitare di praticare fori di alloggiamento nella muratura.

Inoltre, tale dispositivo a mensola consente di estendere la superficie di appoggio dei travetti e di ridurre leggermente la luce di libera inflessione degli stessi.

L'utilizzo dei travetti in legno lamellare armati con barre in acciaio rispetto a travetti in legno lamellare o massiccio comporta numerosi vantaggi, tra cui:

- resistenze e prestazioni meccaniche molto superiori;
- una minore incidenza dei difetti del legno sulle caratteristiche meccaniche e degli effetti delle variazioni di umidità e della durata del carico sul comportamento reologico complessivo;
- un risparmio in altezza rispetto ad un travetto equivalente in lamellare;
- una rottura a flessione con formazione di cerniera plastica.

Da un punto di vista estetico, l'aspetto del travetto armato è identico a quello di un tradizionale travetto in legno, in quanto le barre e l'adesivo sono completamente inglobati nel legno per evitare qualsiasi contatto con l'ambiente esterno.

L'intervento quindi, pur alterando l'aspetto del solaio, può essere lasciato a vista.





La soluzione in esame, realizzabile interamente dall'intradosso, si presenta particolarmente indicata per quei casi in cui l'altezza dell'elemento portante in legno deve essere il più possibile contenuta, poiché lo spessore dell'intero pacchetto strutturale è vincolato da un limite massimo che non può essere superato.

- **Accostamento di travi metalliche**

Tale intervento permette di conseguire, grazie alle elevate prestazioni meccaniche dell'acciaio, un notevole incremento della resistenza e della rigidità dell'elemento da consolidare.

Tra i vantaggi si segnalano, inoltre, la facilità e la rapidità di esecuzione.

L'intervento è realizzabile interamente dall'intradosso, senza dover smontare gli elementi del solaio sovrastante.

Tale soluzione, per quanto funzionale, è caratterizzata da un forte impatto estetico e, di conseguenza, viene riservata a locali privi di interesse artistico, in cui si mira alla praticità.

Un ulteriore svantaggio consiste nel problema della corrosione dei profili metallici, che può essere attenuato mediante l'utilizzo di travi in acciaio inossidabile. In tal caso, però, i costi aumenterebbero sensibilmente.

- **Consolidamento della trave principale mediante tiranti metallici**

Tale intervento permette di incrementare notevolmente la resistenza a flessione della trave lignea, riducendo le frecce generate dai carichi di esercizio.

Imponendo un determinato valore di tiro nel cavo metallico, si induce, infatti, una sollecitazione flessionale di senso opposto a quella provocata dai carichi verticali, che genera una contro-freccia nella trave lignea.

La nuova struttura mista legno-acciaio consente di sfruttare al meglio le proprietà meccaniche di entrambi i materiali: la trave in legno conferisce rigidità al sistema, mentre i tiranti assorbono gli sforzi di trazione trasferiti dai puntoni.

L'elevata resistenza a trazione dei cavi in acciaio permette di ottenere una soluzione leggera, caratterizzata dal minimo impatto estetico.

Tale intervento quindi, rispettando l'esistente, si presta particolarmente per il consolidamento di travi lignee ubicate in ambienti con decorazioni di pregio.

La soluzione suggerita è, inoltre, completamente reversibile e facilmente riconoscibile, grazie all'uso dell'acciaio, che si distingue dalla materia originaria.



La realizzazione del sistema è di semplice e rapida esecuzione ed è sufficiente rimuovere solo una piccola porzione del pacchetto del solaio, in corrispondenza degli appoggi, per l'ancoraggio dei tiranti, senza dover toccare l'orditura portante.

Tuttavia, tale soluzione deve essere accuratamente progettata in funzione del locale di destinazione, in quanto la posizione dei travetti potrebbe ostacolare il passaggio dei tiranti.

Bisogna inoltre tenere in considerazione il fenomeno del rilassamento, per cui ogni cinque anni è consigliabile effettuare la tesatura dei cavi.

- **Impiego di lamine pultruse in CFRP**

L'impiego di lamine pultruse in CFRP è particolarmente indicato per i rinforzi flessionali, in quanto comporta un incremento della capacità portante e della resistenza a fatica degli elementi inflessi.

L'intervento, realizzabile interamente dall'intradosso, non altera minimamente l'aspetto finale dell'impalcato e, di conseguenza, risulta particolarmente indicato per il consolidamento di solai con orditura portante a vista finemente decorati.

Tra i principali vantaggi si segnalano l'eccezionale rapporto tra rigidità e leggerezza e la notevole durabilità nei confronti di tutti gli agenti chimici aggressivi, tra cui gli idrossidi alcalini, i cloruri e i solfati. La resistenza alla corrosione chimica e la resistenza all'attrito e all'usura garantiscono inoltre un sensibile abbattimento dei costi di manutenzione.

Per contro, tra gli svantaggi legati alle caratteristiche fisico-meccaniche del legno e dei materiali compositi, si segnalano:

- il differente comportamento dei due materiali nei confronti delle variazioni di temperatura e di umidità;
- la diversa resistenza al fuoco;
- le problematiche relative alle tecniche di solidarizzazione fra i due materiali (incollaggi, unioni meccaniche).

- **Profili pultrusi in GFRP**

L'intervento mediante profili pultrusi in GFRP, incollati all'estradosso delle travi lignee, è stato pensato per il consolidamento dell'orditura principale di quegli impalcato già rinforzati con il sistema Turrini - Piazza. L'incremento di quota consente, infatti, il



posizionamento, nello spessore del pacchetto del solaio, del profilo pultruso, che rimane, in tal modo, completamente celato alla vista.

L'intervento, realizzabile interamente dall'estradosso, non comporta alcuna alterazione dell'aspetto della superficie intradossale del solaio e risulta, quindi, indicato anche per il rinforzo di solai di elevato pregio artistico.

Tra i vantaggi legati all'impiego di profili strutturali pultrusi in GFRP si ricordano:

- la leggerezza, che facilita tutte le operazioni di trasporto e posa in opera degli elementi di rinforzo e che consente di non incrementare sensibilmente il carico agente sulla struttura;
- l'elevata resistenza a trazione, che comporta un incremento non trascurabile della capacità portante della trave lignea;
- la notevole resistenza alla corrosione del materiale, che permette un abbattimento dei costi di manutenzione e ne garantisce la durabilità.

Tra gli svantaggi si segnalano, invece, i bassi valori del modulo elastico e del modulo di taglio, tipici dei profili pultrusi con rinforzo strutturale a base di vetro.

L'intervento, inoltre, presenta alcune difficoltà esecutive, dovute alla presenza dei travetti, i quali rappresentano un ostacolo per il posizionamento e l'incollaggio dei profili di rinforzo.

Una possibile soluzione, in alternativa alla rimozione dell'intera orditura secondaria, consiste nell'intagliare in situ l'ala inferiore della trave in corrispondenza dei travetti.

Tale procedimento risulta però scomodo e comporta un indebolimento del sistema.

### **8.8.2 Parametri di confronto**

Sulla base delle considerazioni precedenti, si arriva ad elaborare una tabella in cui le varie soluzioni proposte vengono valutate, in base a quattro parametri di riferimento, con un voto che va da un minimo di 1 a un massimo di 4.

Tale tabella permette di avere un confronto visivo immediato fra le diverse opzioni e di scegliere quale sistema di rinforzo adoperare in funzione dei parametri che maggiormente condizionano uno specifico caso di intervento.

Di seguito si illustrano i criteri utilizzati per attribuire i punteggi alle soluzioni esaminate.







- *Incremento di resistenza e/o rigidezza*

Tale parametro è stato valutato sulla base dei risultati ottenuti nelle verifiche strutturali dei sistemi di rinforzo.

Dai calcoli è emerso che, per quanto riguarda l'incremento della capacità portante e della rigidezza delle strutture lignee inflesse, le soluzioni più efficienti siano quelle caratterizzate dall'uso di elementi in acciaio, grazie agli elevati valori di resistenza e modulo elastico del materiale.

Di conseguenza è stato assegnato un voto pari a 4 ai seguenti interventi: casseri metallici, inserimento di profili di tipo HEA fra i travetti esistenti e affiancamento alle travi lignee di profili in acciaio.

Altrettanto vantaggiosa si è rivelata la soluzione con cavi metallici post-tesi, grazie all'elevata resistenza a trazione delle funi, alla quale è stato attribuito voto 3.

Gli elementi in FRP, caratterizzati da un'elevata resistenza a trazione, ma da modesti valori del modulo elastico, permettono di ottenere un discreto incremento della resistenza flessionale, specie se applicati in corrispondenza del lembo inferiore teso della trave lignea, mentre il contributo in termini di rigidezza può considerarsi trascurabile.

All'intervento mediante inserimento di lamine pultruse in CFRP è stato quindi assegnato voto 1, in quanto permette di incrementare solo la resistenza flessionale, mentre alla soluzione con profili pultrusi in GFRP, comportando un discreto incremento sia di resistenza che di rigidezza, è stato attribuito voto 2.

All'intervento mediante inserimento di travetti lignei armati, grazie al contributo delle barre in acciaio che incrementano l'efficacia del rinforzo, si dà voto 3. Tale sistema permette, infatti, di sgravare i travetti lignei esistenti dai sovraccarichi permanenti e accidentali.

Il punteggio massimo è stato assegnato anche alla soluzione del solaio misto in legno - calcestruzzo, la cui realizzazione comporta un incremento sia della resistenza flessionale che della rigidezza della struttura. Tale sistema, inoltre, permette di sfruttare al meglio le proprietà intrinseche dei due materiali, creando una sezione mista in cui il legno resiste a trazione, mentre il calcestruzzo a compressione.

- *Durabilità*





Un qualsiasi elemento costruttivo, per effetto delle azioni dell'ambiente circostante, è soggetto, con il trascorrere del tempo, ad un graduale decadimento delle sue prestazioni, a causa delle alterazioni subite dai materiali che lo costituiscono.

Una struttura può considerarsi durevole se rispetta la vita di servizio richiesta in fase di progetto e, quindi, se è in grado di sostenere, con un adeguato livello di affidabilità e in modo economico, tutte le azioni che sono previste durante il suo impiego e in fase di realizzazione.

Prevedere l'evoluzione del degrado nella struttura permette di stabilire se essa sarà in grado di garantire, per tutta la vita residua richiesta, i requisiti necessari per il suo funzionamento.

Gli elementi metallici, a contatto con ambienti aggressivi, potrebbero essere soggetti a fenomeni di corrosione.

La corrosione, che può manifestarsi in varie forme, oltre ad alterare l'aspetto delle strutture, può influire sulla loro sicurezza, riducendo progressivamente la sezione resistente degli elementi portanti o di quelli di giunzione.

La corrosione uniforme avviene con una velocità simile su tutta la superficie del materiale metallico e provoca, con il passare del tempo, l'assottigliamento complessivo dello stesso.

Alle soluzioni mediante casseri metallici, cavi in acciaio post-tesi e profili HEA, soggette al rischio di corrosione uniforme, è stato attribuito voto 2.

Quando l'elemento metallico è a contatto con un ambiente non omogeneo, alcune parti delle superfici del metallo possono corrodersi più velocemente rispetto ad altre.

Tale fenomeno, che prende il nome di corrosione localizzata, è favorito dalla presenza di zone sulla superficie metallica più difficilmente raggiungibili dall'ossigeno. È questo il caso dell'intervento mediante affiancamento alle travi lignee esistenti di travi metalliche, le cui testate sono inserite nella muratura, spesso umida. Essendo la corrosione localizzata più pericolosa rispetto a quella uniforme, si assegna a tale intervento voto 1.

Alla tecnica Turrini - Piazza è stato dato voto 2, in quanto la cappa collaborante in calcestruzzo armato potrebbe essere soggetta a un degrado del calcestruzzo, prodotto dalle azioni dell'ambiente, o alla corrosione delle armature, provocata dalla carbonatazione del calcestruzzo o dalla penetrazione di cloruri. Entrambe le forme di degrado sono indotte dalla presenza di umidità e possono essere prevenute garantendo un adeguato spessore del copriferro e mantenendo il calcestruzzo asciutto.





Alla soluzione con travetti in legno lamellare armato è stato attribuito voto 3. L'incidenza delle variazioni di umidità e della durata del carico su elementi in legno lamellare risulta ridotta rispetto a quelli in legno massiccio.

Inoltre, pur essendo realizzate con un materiale combustibile, le strutture in legno lamellare possono avere una resistenza al fuoco pari o superiore a quella di strutture in acciaio o in calcestruzzo armato. Infatti, nel legno lamellare la combustione avviene lentamente grazie al buon isolamento termico realizzato dallo strato superficiale carbonizzato.

I rinforzi mediante materiali compositi fibrorinforzati sono i più efficienti per quanto riguarda la durabilità e ad essi è stato attribuito voto 4.

Gli elementi in FRP sono, infatti, caratterizzati da un'estrema resistenza nei confronti di tutti gli agenti chimici, tra cui gli idrossidi alcalini, i cloruri e i solfati.

Bisogna però garantire la protezione dell'adesivo, controllando le condizioni ambientali o studiando particolari geometrie della connessione, che consentano un'adeguata protezione del rinforzo.

- *Impatto visivo*

L'impatto visivo è stato valutato assegnando a ciascun intervento un determinato punteggio come segue:

- 1- intervento completamente celato alla vista;
- 2- soluzione leggera, caratterizzata dal minimo ingombro;
- 3- soluzione a vista, ma che non altera sensibilmente l'aspetto del solaio;
- 4- interventi caratterizzati da un ingombro non trascurabile e da un forte impatto estetico, legato all'impiego di materiali di rinforzo che si discostano da quelli costituenti la struttura originaria.

- *Difficoltà di esecuzione*

Gli interventi di più rapida e semplice esecuzione, realizzabili interamente dall'intradosso del solaio, senza dover rimuovere le strutture sovrastanti, sono il rinforzo con casseri metallici, l'inserimento di travetti in legno lamellare armato e l'impiego di lamine pultruse in GFRP.

Ad essi è stato attribuito voto 1.



Leggermente più complesso, in quanto richiede l'esecuzione di scassi nella muratura per l'alloggiamento delle testate, è il rinforzo delle travi lignee esistenti mediante affiancamento di profili metallici. A tale soluzione si assegna voto 2.

Lo stesso punteggio viene attribuito all'inserimento di profili HEA tra i travetti esistenti e al rinforzo delle travi lignee mediante cavi metallici post-tesi, perché in entrambi i casi è prevista la rimozione, parziale o totale, di pavimentazione e assito.

All'intervento mediante cappa collaborante in c.a., realizzabile solo laddove è consentito un aumento di quota e dopo aver rimosso pavimentazione e assito, si assegna voto 3.

L'intervento più complicato sotto l'aspetto esecutivo, cui è stato attribuito voto 4, è l'incollaggio di un profilo pultruso in GFRP all'estradosso della trave lignea da consolidare. La presenza dei travetti ostacola il posizionamento del profilo a doppio T e, per evitare di rimuovere l'intera orditura secondaria, occorre intagliare in situ l'ala inferiore del profilo, in corrispondenza dei travetti esistenti.

<b>TIPOLOGIA DI INTERVENTO</b>	<b>Incremento di resistenza e/o rigidità</b>	<b>Durabilità</b>	<b>Impatto visivo</b>	<b>Difficoltà di esecuzione</b>
<b>Casseri metallici</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>1</b>
<b>Inserimento di profili HEA</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>Solaio misto in legno - cls</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>3</b>
<b>Travetti lignei armati</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>1</b>
<b>Accostamento di profili metallici</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>1</b>
<b>Tiranti metallici</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>Lamine pultruse in CFRP</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>Profili pultrusi in GFRP</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>4</b>



### 8.8.3 Osservazioni conclusive

Come evidenziato dalla precedente tabella, gli interventi mediante elementi in acciaio restano i più efficienti in termini d'incremento della capacità portante e della rigidità degli elementi consolidati.

Il sistema Turrini - Piazza, realizzabile in tutti quegli ambienti ove è consentito un aumento di quota, grazie all'ottimo rapporto tra qualità e prezzo, resta una delle tecniche di consolidamento più diffuse.

I rinforzi con FRP, invece, risultano vantaggiosi laddove si punti ad ottenere un impatto estetico minimo e un'elevata durabilità, garantita dalla notevole resistenza alla corrosione e agli agenti chimici aggressivi di questi materiali.

Tuttavia, i pochi riferimenti normativi per la progettazione dei rinforzi degli elementi lignei con FRP, aggiunti ai costi elevati e alla scarsa reperibilità di tali materiali, rappresentano ancora oggi un ostacolo alla diffusione e all'impiego di queste tecnologie, che spingono i progettisti a continuare a preferire l'acciaio nel consolidamento delle strutture lignee.

Tornando al caso specifico di Villa Crosti - Colombo, si illustra, di seguito, quali, tra le soluzioni analizzate, sia conveniente adottare, in funzione delle differenti caratteristiche dei solai da consolidare e in previsione degli elevati carichi di esercizio legati alla nuova destinazione d'uso.

- Per solai ad orditura semplice a vista e di scarso interesse artistico, si può optare tra l'intervento con i casseri metallici (nella variante con piatti di altezza minore rispetto a quella dei travetti lignei) e l'inserimento, fra l'orditura portante esistente, di travetti in legno lamellare armato.  
Entrambe le soluzioni, di semplice e rapida realizzazione, alterano l'aspetto intradossale dell'impalcato, elemento poco rilevante negli ambienti considerati, ma comportano un efficace incremento della capacità portante del solaio.
- Nel caso di solai con controsoffitto finemente decorato, la soluzione più indicata, a mio avviso, è quella che prevede l'inserimento di profili metallici fra i travetti lignei esistenti, poiché, essendo realizzabile interamente dall'estradosso, non altera gli affreschi di pregio.
- Per il consolidamento delle travi principali ubicate in ambienti di servizio, come depositi o magazzini, privi di qualsiasi interesse storico o artistico, ritengo che la





soluzione più pratica ed efficiente consista nell'accostare alle travi lignee dei profili metallici di rinforzo, vincolati alle stesse mediante connettori in acciaio inox, inghisati nel legno con resina epossidica.

Tale intervento, pur essendo esteticamente molto invasivo, permette di migliorare efficacemente l'inerzia flessionale e la rigidità delle travi.

- Per il consolidamento di solai con orditura portante a vista finemente decorati si può ricorrere al sistema Turrini - Piazza, all'intervento con tiranti metallici, all'impiego di lamine pultruse o all'aggiunta di profili pultrusi in GFRP all'estradosso.

La scelta di una soluzione rispetto ad un'altra dipende dalla disponibilità economica, dall'impatto estetico che si vuole avere e dalla possibilità o meno di realizzare degli incrementi di quota.

In quest'ultimo caso, personalmente, avrei scelto di rinforzare il solaio ligneo ricorrendo alla tecnica Turrini - Piazza, abbinata all'impiego di funi metalliche, poste in trazione con tenditori.

Il solaio in misto in legno - calcestruzzo, comporta, infatti, importanti vantaggi, tra cui un incremento della resistenza flessionale e della rigidità dell'impalcato, un'efficace ripartizione dei carichi, il collegamento reciproco tra le murature portanti e un generale miglioramento dell'isolamento acustico, del comportamento al fuoco e del controllo delle vibrazioni.

Le funi in acciaio, invece, interagendo con le travi lignee esistenti, sopperiscono all'inefficienza strutturale delle stesse rispetto ai nuovi carichi agenti previsti.

Anche l'adozione di tiranti metallici è, a mio parere, una soluzione estremamente vantaggiosa: essa infatti garantisce un ingombro trascurabile, osservando il criterio del minimo intervento, la specificità della soluzione adottata rispetto all'unicità dell'oggetto da consolidare, e la manutenibilità,

Ulteriori vantaggi risiedono nella completa riconoscibilità dell'intervento, che rispetta il significato storico della materia originaria, e nella sua totale reversibilità, in quanto i componenti del sistema sono facilmente rimovibili.

L'impiego di elementi leggeri in acciaio nel consolidamento strutturale consente una grande flessibilità, come testimoniato dalle soluzioni illustrate nei capitoli successivi, tutte accomunate dall'uso di tiranti metallici.



## Capitolo 9 – I CONNETTIVI VERTICALI

Per completezza espositiva, nel presente capitolo e nel successivo, si espongono gli interventi, attuati all'interno della villa, relativi, rispettivamente, alla realizzazione e al rinforzo dei corpi scala e alla creazione di un sistema di controventatura orizzontale nel sottotetto.

L'obiettivo è quello d'illustrare le soluzioni adottate dai progettisti per rispondere a determinate esigenze progettuali e per risolvere particolari situazioni rivelatesi problematiche, a causa di errori riscontrati nei rilievi o per carenza di informazioni, laddove non erano state effettuate specifiche indagini diagnostiche.

### 9.1 Le nuove scale metalliche “appese”

Esigenze di fruibilità e di adeguamento alle normative vigenti hanno reso necessaria la ricostruzione della scala L e della scala M, site nell'ala ovest del fabbricato, e la creazione di un nuovo corpo scala, la scala K, ubicata nell'ala sud, che mettesse in comunicazione il piano terra con il primo piano.

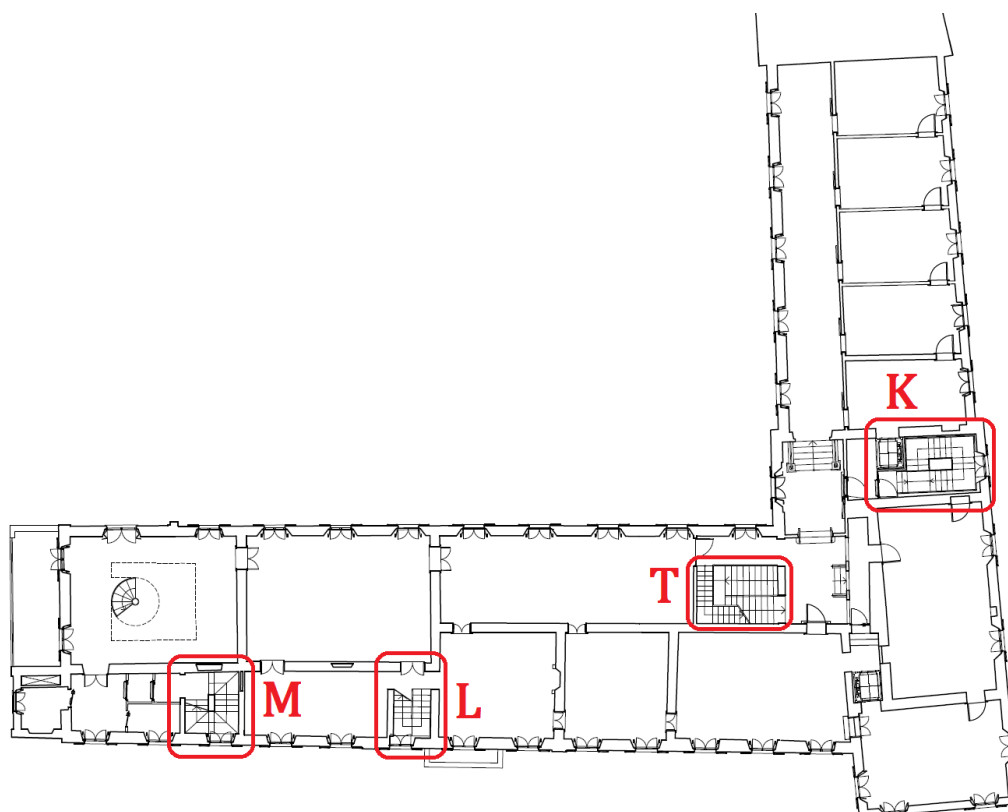


Figura 154 - Ubicazione dei nuovi vani scala, pianta 1° piano



In principio, era prevista la realizzazione di un'ulteriore scala di sicurezza esterna, dotata di struttura metallica e ubicata sul fronte nord dell'ala ovest, che avrebbe consentito l'accesso alla centrale termica interrata. In seguito allo spostamento di tale centrale, a causa del ritrovamento di reperti archeologici durante gli scavi, la scala esterna non è più stata realizzata.

La tipologia d'intervento adottata per le nuove scale è stata quella della "scala metallica appesa".

Per la realizzazione dei tre nuovi corpi scala è stata creata una struttura di sostegno nel sottotetto dell'edificio, costituita da un graticcio di travi in acciaio.

Le nuove scale sono state quindi appese a questa struttura mediante barre in acciaio di diametro pari a 24 mm, ancorate ai cosciali con manicotti filettati.



**Figura 155 - Sottostruttura di sostegno della scala K, ubicata nel sottotetto**

Per quanto riguarda i gradini, inizialmente era previsto il riempimento degli stessi in calcestruzzo alleggerito con lastra di contenimento del getto, ma in seguito si è preferito utilizzare una soluzione con sottostruttura realizzata interamente in acciaio.

Il gradino tipo è composto da:

- cosciale interno, costituito da una piastra in acciaio di dim. 100×15 mm, saldata ad un profilo tubolare metallico di dim. 50×70 mm, sp. variabile;

- cosciale esterno, costituito da una piastra in acciaio di dim. 150×15 mm, saldata ad un profilo tubolare metallico di dim. 50×70 mm, sp. variabile;
- traverso per l'appoggio della pedata, costituito da un tubolare di dim. 50×70 mm e sp. 3 mm, saldato sui tubolari dei cosciali;
- pedata in pietra di sp. 3 cm;
- pannello listellare impiallacciato per chiusura inferiore.



**Figura 156 - Struttura portante dei gradini**

Il vero elemento portante della scala è costituito proprio dal cosciale metallico.

Le nuove scale sono fissate a pavimento mediante piastre metalliche di ancoraggio a terra, alle quali sono saldati i manicotti filettati per l'inserimento dei tiranti.

In corrispondenza dei nuovi vani scala e degli ascensori il vespaio armato presenta iglù alti 25 cm e una cappa in c.a. di spessore maggiore, pari a 20 cm.

Tale soluzione è risultata molto vantaggiosa, in quanto l'impiego dei tiranti di appensione ha permesso di sgravare le strutture di fondazione dal peso proprio delle nuove scale metalliche.

Grazie all'impiego di tecnologie e materiali moderni, gli interventi effettuati hanno costituito una sorta di aggiunta e di completamento dell'esistente, rispettando in pieno l'essenza compositiva e il significato storico del manufatto.

Le nuove scale, infatti, non tendono a confondersi o mimetizzarsi con la struttura storica, ma, al contrario, risultano chiaramente distinguibili e mantengono la propria

indipendenza strutturale, diventando esse stesse una testimonianza dell'architettura moderna.

L'impiego dell'acciaio ha permesso di ottenere una nuova struttura leggera, funzionale, riconoscibile e totalmente reversibile.

La creazione dei nuovi collegamenti ha garantito l'accessibilità e la manutenibilità nel tempo anche a quelle parti dell'edificio precedentemente abbandonate a se stesse, in quanto non raggiungibili.

Tutto questo è finalizzato ad assicurare la sopravvivenza del bene architettonico stesso.



**Figura 157 - Sistema di ancoraggio della scala a pavimento**



### 9.1.1 La scala M

La scala M, ubicata nel corpo B del fabbricato, conduce dal piano terra al piano ammezzato. La struttura della scala, realizzata in acciaio, è appesa mediante 4 barre metalliche  $\phi 24$  mm filettate alle estremità, alla struttura di sostegno, posta nel sottotetto e costituita da 2 profili UPN 220 e due profili HEB 220.

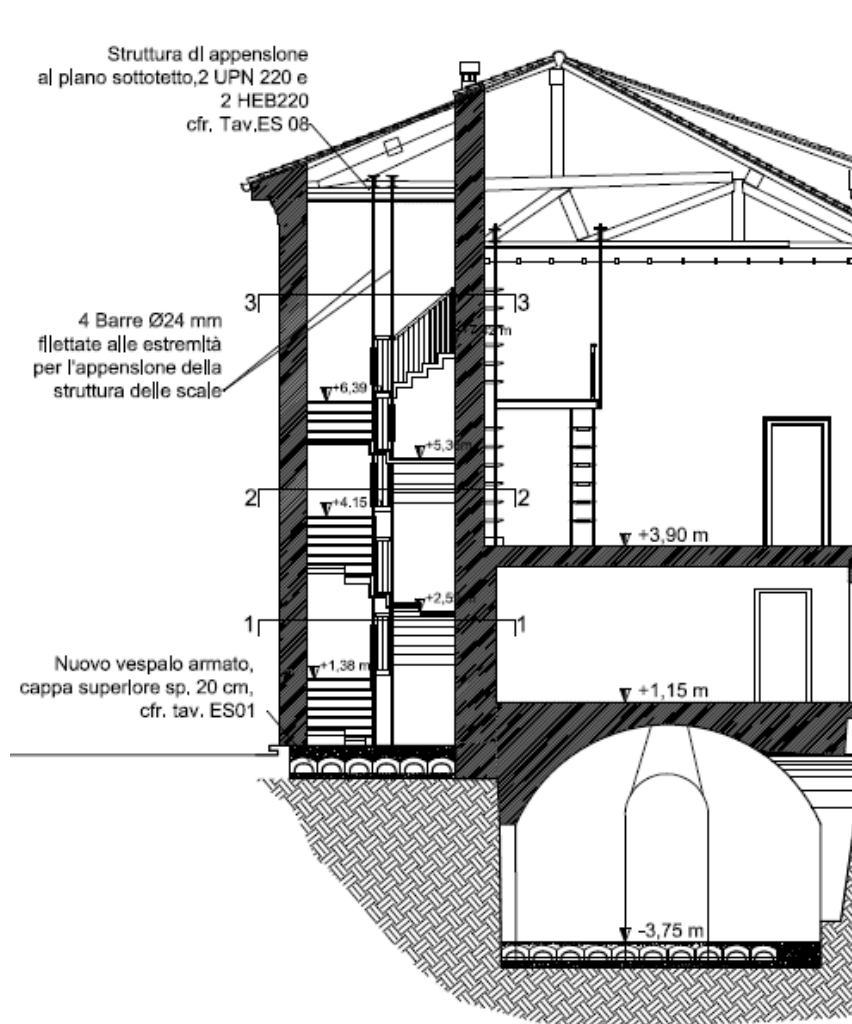


Figura 158 - Sistema di appensione della scala M

La scala metallica è ancorata alle pareti perimetrali mediante una piastra in acciaio di dim. 270×200mm e sp. 15 mm, posta sotto squadro, alla quale sono imbullonati 2 + 2 tasselli  $\phi 14$  mm, fissati nella muratura con malta da inghisaggio, per una lunghezza di 30 cm. Completa il collegamento tra scala e parete un piatto di dim. 100×var.×15 mm, che è saldato sia al cosciale esterno che alla piastra.



Figura 159 – Struttura portante della scala M

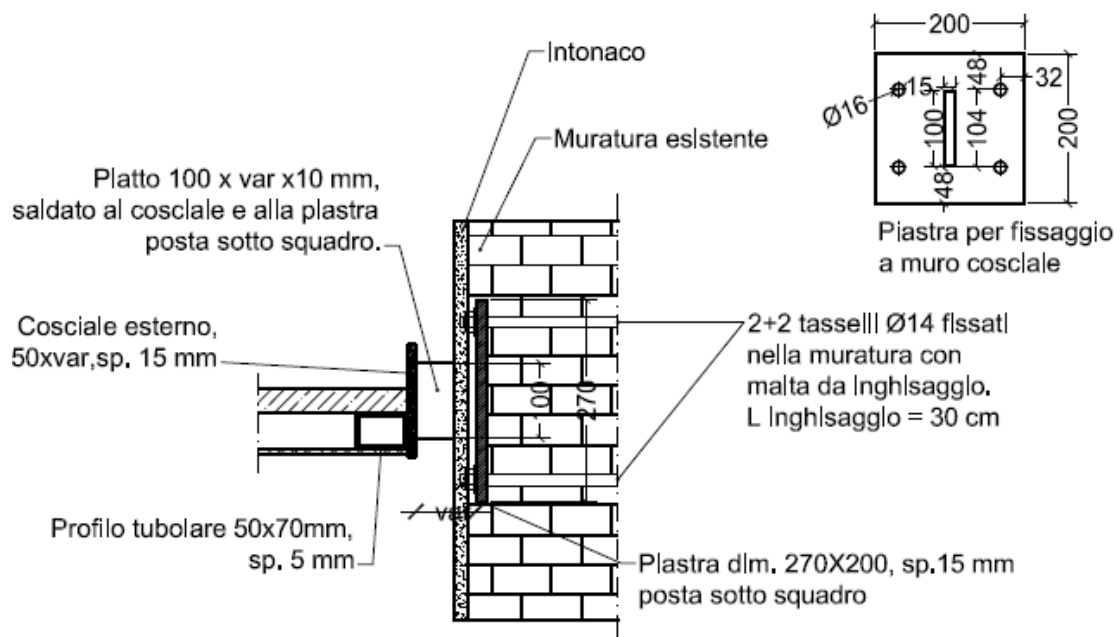


Figura 160 - Particolare di ancoraggio del cosciale alla muratura



### 9.1.2 La scala L

La nuova scala L collega il piano primo al piano ammezzato.

La scala è appesa mediante tiranti  $\phi 24$  mm in acciaio S275, filettati alle estremità, alla struttura di sostegno, posta nel sottotetto, costituita da profili HEB 280 e UPN280 disposti a formare un graticcio metallico.

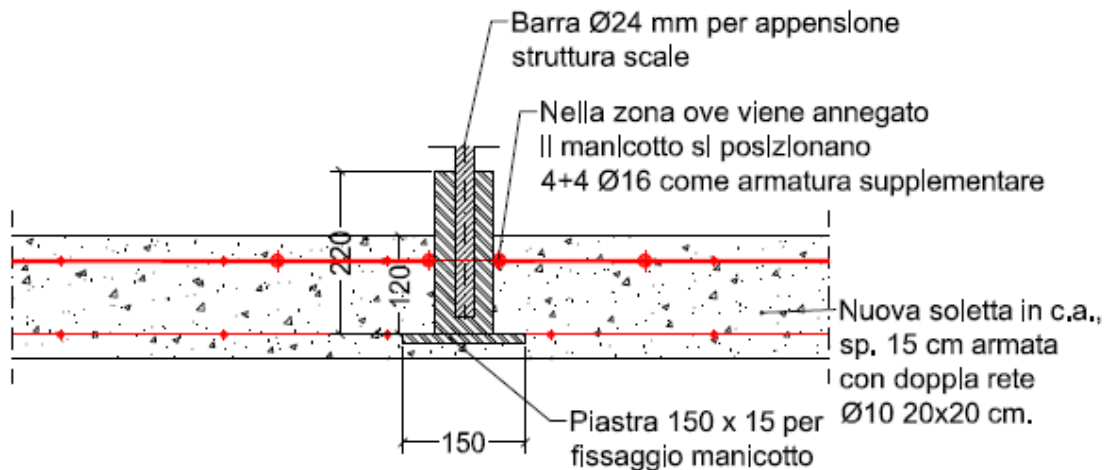


Figura 161 - Particolare di ancoraggio del manicotto alla soletta

Il parapetto è stato realizzato in vetro strutturale.

La scala poggia su una nuova soletta in c.a., di spessore 15 cm, armata con doppia rete elettrosaldada  $\phi 10/20 \times 20$  cm, connessa alle pareti perimetrale mediante connettori  $\phi 16/40$  cm disposti a quiconce ed ancorati con malta di inghisaggio.

Nelle zone in cui vengono annegati i manicotti, l'armatura superiore è stata incrementata con un'armatura supplementare, costituita da 4+4  $\phi 16$ .

Così come la scala M, anche la scala L è ancorata alle pareti perimetrali mediante un sistema di piastre in acciaio, poste sotto squadro, e tasselli inghisati nella muratura con malta da inghisaggio.

Per consentire l'accesso al nuovo vano scale è stata prevista la realizzazione di 2 aperture lungo il muro di spina, poste una sopra l'altra.

Per impedire che tale operazione compromettesse la stabilità dell'intera struttura, dapprima si è proceduto con il consolidamento delle pareti perimetrali mediante iniezioni nella muratura ammalorata di legante a base di calce idraulica; quindi, dopo aver eseguito gli scassi nelle pareti, sono stati inseriti 2 profili HEA 200 affiancati con la funzione di

architrave, mentre altri 2 profili UPN 200 sono stati disposti su ciascuno dei 2 lati verticali dell'apertura e tassellati per contenere le spinte.



**Figura 162 - La scala L**



### 9.1.3 La scala K

La nuova scala K, avente struttura in acciaio e gradini in pietra, ha la funzione di collegare il piano terra al piano primo.

Trattasi di una scala metallica appesa, mediante barre  $\phi 24$  mm in acciaio, alla struttura di sostegno posta nel sottotetto, costituita da profili UPN220.

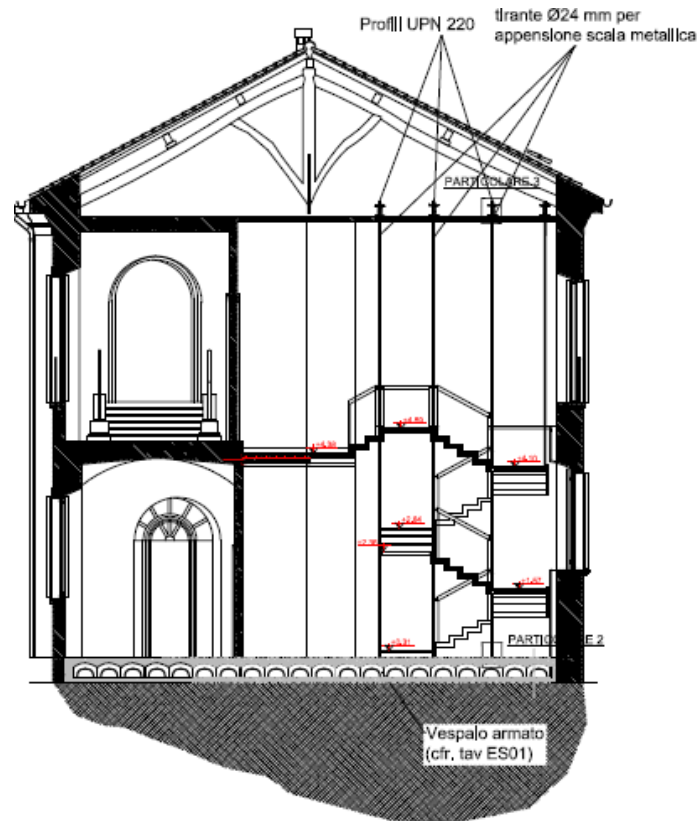


Figura 163 - Sistema di appensione della scala K

I cosciali interni sono dotati di rotelle per il fissaggio dei parapetti, realizzati in vetro strutturale.

Inizialmente la scala avrebbe dovuto essere ancorata alle pareti perimetrali mediante un sistema costituito da piastre, poste sotto squadro, e connettori metallici, fissati nella muratura con malta di inghisaggio.

Ma, in seguito al ritrovamento di un antico intonaco di grande pregio, risalente al 1500, tali ipotesi è stata scartata.

Si è quindi deciso di ancorare la nuova struttura alle pareti portanti della stanza mediante un sistema di bloccaggio costituito da doppi tubi in acciaio, di cui uno ancorato nella parete e l'altro saldato al cosciale.



**Figura 164 - Esecuzione dei fori nelle pareti per l'ancoraggio della scala**

Operativamente:

- è stato effettuato il carotaggio nella muratura per una profondità di 40 cm;
- si è inserito nel foro il primo spezzone di tubo, di lunghezza pari a 40 cm, e lo si è ancorato alla muratura con malta di inghisaggio;
- si è inserito il secondo spezzone di tubo, di lunghezza pari a 30 cm, nel primo, ad incastro, e si è posizionata una staffa di appoggio provvisoria per facilitare la saldatura ai cosciali;
- si sono saldati i cosciali ai profili tubolari con saldatura continua ed è stata rimossa la staffa.



**Figura 165 - Tubi in acciaio per l'ancoraggio della scala alla muratura portante**

La scala è stata fissata a pavimento tramite manicotti filettati, dotati di piastra di ancoraggio a terra, all'interno di ciascuno dei quali è stato inserito un tirante.

Sotto la scala è stato realizzato un vespaio armato, con elementi iglù alti 25 cm e cappa in cls di altezza 20 cm.

La scala termina su un nuovo solaio di sbarco al primo piano, realizzato in lamiera grecata tipo HIBOND di spessore 1 mm e altezza di 13 cm, armata con rete elettrosaldata  $\phi 10/20 \times 20$  cm.

Inizialmente il ballatoio di sbarco avrebbe dovuto essere sorretto da 2 profili UPN200. In seguito, per ridurre l'ingombro in altezza, a causa del recupero della volta sottostante, tali profili sono stati sostituiti da 2 UPN 160 e da un HEA 160 intermedio aggiuntivo, con un traverso centrale UPN160. Lo stesso ballatoio evita l'ingombro dell'ascensore con una risega adeguata del profilo UPN160 esterno.

In adiacenza alla scala è stato posizionato il nuovo ascensore.



Figura 166 - La scala K

## 9.2 Il consolidamento del pianerottolo della scala T

Lo scalone principale, realizzato in pietra, mette in comunicazione il piano terra con il piano primo. Da qui si diparte una seconda scaletta, anch'essa in pietra, che conduce al piano ammezzato.

In origine il corpo scala era ubicato altrove, ma nell'Ottocento è stato demolito e quindi ricostruito nell'attuale posizione.



Figura 167 - Affresco a soffitto sopra la scala T

Dal momento che la scala T appariva in buon stato di conservazione e non era stato evidenziato alcun segno di cedimento, non vi è stata la necessità di intervenire con opere di consolidamento.

Come rivestimento dei gradini, sono state mantenute le lastre in pietra originarie, eventualmente restaurate ove danneggiate.

Più instabile appariva, invece, la scaletta in pietra che conduce dal piano primo all'ammazzato, i cui gradini, incastrati nella muratura e poggianti l'uno sull'altro, se caricati contemporaneamente, non sarebbero stati in grado di consentire il passaggio di più persone in condizioni di sicurezza.

La presenza di uno splendido soffitto intonacato, ha fatto scartare sin da subito l'ipotesi di realizzare una scala "appesa", mediante tiranti metallici, ad apposita struttura di sostegno, posta nel sottotetto.





**Figura 168 - La scala T**

I progettisti hanno quindi previsto che essa non fosse consolidata, ma riservata all'uso del solo personale di servizio, mediante la realizzazione di appositi impedimenti.

Optando per la preclusione dell'utilizzo della scala, l'intervento di consolidamento non risultava più necessario e quindi la scelta è ricaduta sul non-intervento.



**Figura 169 - Scaletta in pietra che conduce dal piano primo all'ammezzato**

### 9.2.1 Consolidamento del solaio dell'ambiente E2 al primo piano

L'impalcato dell'ambiente E2, che costituisce il piano di sbarco dello scalone principale, era costituito da un solaio ligneo a sbalzo poggianti sul solo muro che separa l'ambiente E3 dal locale I al piano terra.

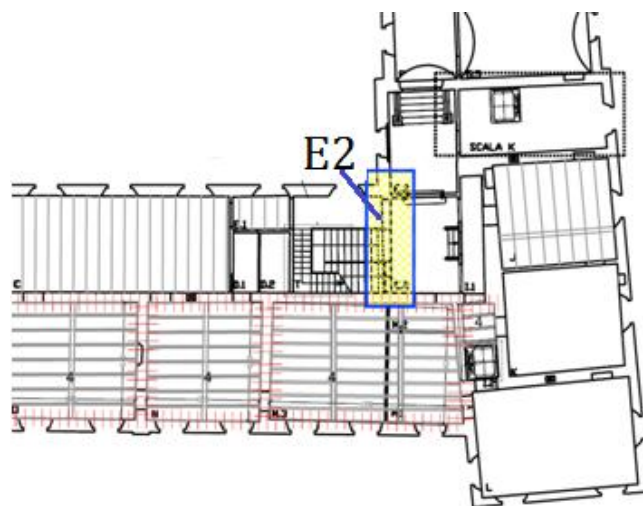


Figura 170 - Localizzazione dell'intervento

In previsione di un incremento dei carichi di servizio, risultava assolutamente necessario consolidare la struttura in esame.

È apparsa subito evidente l'impossibilità di collegare, mediante travetti metallici, l'impalcato al muro centrale del vano scala, in quanto la sezione resistente della muratura in questione, indebolita dalle aperture ad arco al piano terra e soggetta a carichi già considerevoli, appariva inadeguata a sorreggere anche il peso dell'impalcato.



Figura 171 - Solaio a sbalzo dell'ambiente E2 al 1° piano

Di conseguenza, lo strutturista ha deciso di rinforzare il solaio ligneo mediante l'inserimento di putrelle in acciaio tra i travetti esistenti e di appendere la struttura consolidata all'impalcato superiore mediante tiranti metallici.

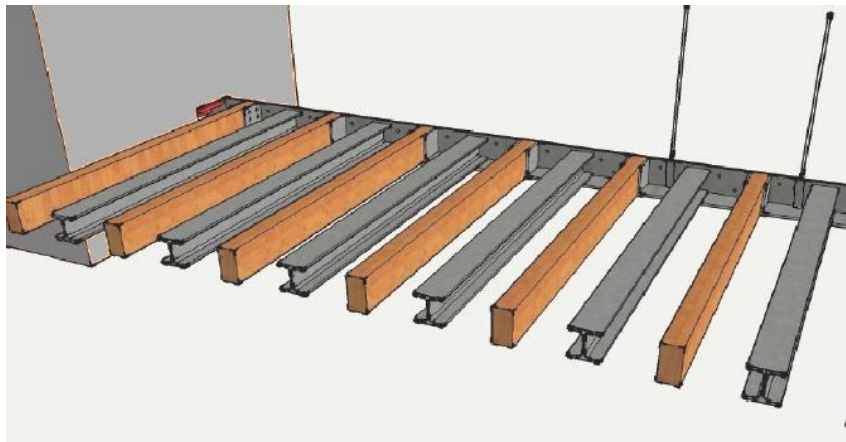
Nello spazio compreso tra i travetti lignei esistenti, aventi dimensioni 8×15 cm e interasse pari a 60 cm, sono stati, quindi, posizionati profili metallici di rinforzo di tipo HEA 120.

Al fine di connettere i travetti lignei e di creare un appoggio per le putrelle metalliche, è stato impiegato, con la funzione di mensola, un profilo ad L continuo in acciaio, avente dimensioni 150×150×12 mm, e provvisto di costole metalliche di irrigidimento preforate, saldate ad esso e fissate ai travetti lignei mediante viti da legno.

Il profilo ad L è stato ancorato alla muratura centrale esistente e ai gradini mediante barre in acciaio inox  $\phi 16$  mm,  $l = 30$  cm, inghisate con cls di classe C25/30.

Gli appoggi laterali sono stati ottenuti inserendo la lama metallica, per una lunghezza pari a 15 cm, all'interno di appositi scassi praticati nei muri perimetrali del vano scale, e ancorandola alla muratura mediante 4 barre  $\phi 16$ ,  $l=40$  cm e staffe in acciaio  $\phi 10$  mm.

L'inghisaggio è stato realizzato mediante un getto in cls C25/30.



**Figura 172 - Inserimento di putrelle metalliche fra i travetti esistenti**

L'intervento di consolidamento del solaio è stato preceduto dal puntellamento della struttura.

Il solaio consolidato è stato quindi appeso, mediante due barre in acciaio  $\phi 26$  mm filettate alle estremità, ad una struttura di sostegno collocata nel sottotetto.

Tra le due barre di appensione è stato disposto, in posizione baricentrica, un terzo cavo metallico, vuoto all'interno per consentire l'inserimento dei cavi elettrici.

In un secondo momento, i tre cavi metallici verranno utilizzati come supporto per l'appensione di una bacheca e quindi avranno anche una funzione architettonica.



Ciascun tirante metallico è stato fissato alla base, mediante un dado di chiusura, ad un tubo filettato in acciaio, saldato al profilo ad L.

La struttura di sostegno nel sottotetto è costituita da una coppia di profili a C inclinati, tenuti insieme da 2 piastre, con un foro al centro per fissarvi il tirante.

L'intervento si è articolato nelle seguenti fasi operative:

- puntellamento del solaio ligneo esistente;
- esecuzione di scassi in corrispondenza dei muri perimetrali del vano scala per la realizzazione degli appoggi laterali;
- esecuzione del taglio dei travetti del solaio, in prossimità della parete interessata, per uno spessore pari a circa 15 mm;
- inserimento, dall'alto, della lama metallica ad L;
- collegamento della lama ai travetti lignei mediante 6+6 viti da legno  $\phi 10$  mm;
- posa in opera dei nuovi profili HEA 120;
- realizzazione degli ancoraggi laterali mediante inserimento dei connettori ed esecuzione di un getto in calcestruzzo;
- posizionamento delle barre in acciaio  $\phi 26$  mm per l'appensione del solaio e successiva messa in tensione;
- posa del nuovo assito;
- posa delle finiture.



**Figura 173 - Appensione del solaio consolidato alla struttura di sostegno nel sottotetto**

### 9.2.2 **Consolidamento dei gradini posti tra gli ambienti E2-E3 al primo piano**

Su richiesta dello strutturista, sono stati eseguiti alcuni saggi esplorativi in corrispondenza dei gradini che conducono dall'ambiente E2 all'ambiente E3, al fine di conoscere la tecnologia costruttiva impiegata per questa parte di solaio.

Dalle indagini è risultato che, a sostegno dei gradini in pietra e del solaio ligneo dell'ambiente E3, posto ad un livello superiore rispetto all'ambiente E2, vi erano solo due travetti in larice, aventi dimensioni 9×12cm, ed era quindi necessario un intervento di rinforzo della struttura.



**Figura 174 - Gradini di collegamento tra gli ambienti E2 ed E3 al 1° piano**

La prima ipotesi di consolidamento comportava la realizzazione, nello spazio compreso tra i due travetti lignei, di una trave in resina epossidica, armata con barre metalliche longitudinali  $\phi 14$  mm e staffe di contenimento trasversale  $\phi 8/15$  cm.

La nuova trave sarebbe stata resa collaborante con i travetti esistenti mediante l'impiego di barre metalliche trasversali  $\phi 14/20$  cm, inghisate nei travetti con resina epossidica.

La prima fase dell'intervento prevedeva il posizionamento di una lamiera metallica sotto i travetti, a contenimento del getto. Successivamente, sarebbero state eseguite le perforazioni nel legno per l'inserimento dei connettori trasversali. Infine, una volta predisposte le armature della nuova trave, sarebbe stato eseguito il getto in resina epossidica, caricata con legno.



**Figura 175 – Struttura portante dei gradini**

In un secondo momento, lo strutturista, su consiglio dell'impresa, ha optato per una soluzione più semplice ed economica, che prevedeva l'inserimento, tra i due travetti originari, di un nuovo travetto in rovere, ad essi parallelo, fissato agli altri due mediante perni ed inghisato con un getto di resina epossidica mista a truciolo.

Il progetto iniziale prevedeva, ulteriormente, il rinforzo dell'arco posto in corrispondenza dell'apertura tra gli ambienti E2-E3, mediante l'inserimento, all'interno di appositi fori praticati nella muratura, di 6 barre in acciaio  $\phi 18$  inclinate, aventi lunghezza pari a 150 cm e inghisate nella muratura con resina epossidica.

Tale intervento non è mai stato realizzato, a causa dello spessore esiguo della muratura da consolidare.

### 9.3 Il nuovo ballatoio

Inizialmente la realizzazione del ballatoio per lo stoccaggio dei libri era prevista in tutte le stanze a doppia altezza, ubicate al primo piano dell'ala ovest.

In seguito al ritrovamento di affreschi di pregio sulle pareti, tale soluzione è stata abolita e il ballatoio, in acciaio e legno, è stato realizzato solo nella stanza A, a quota leggermente inferiore rispetto a quella del piano ammezzato.

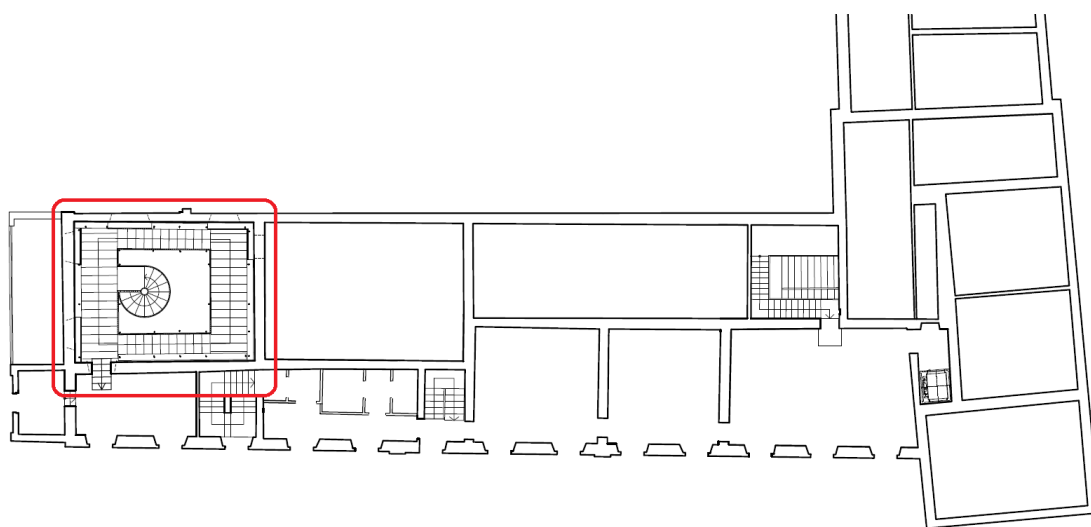


Figura 176 - Ubicazione del nuovo ballatoio, pianta piano ammezzato

Il ballatoio si sviluppa lungo l'intero perimetro del locale, a pianta rettangolare, e la larghezza del camminamento varia da un minimo di 1,15 m a un massimo di 1,90 m.

La struttura del ballatoio si articola in tre sottostrutture:

- l'impalcato del ballatoio;
- i tiranti di appensione;
- la struttura di vincolo posta in copertura.

L'impalcato del ballatoio è costituito da un solaio in lamiera grecata, poggiante su coppie di travi in acciaio UPN140 (correnti longitudinalmente rispetto allo sviluppo in pianta del ballatoio), connesse trasversalmente tramite piatti in acciaio, di sezione 130×15mm, disposti con passo variabile.

La pavimentazione è in assito di legno, con uno spessore di 4 cm; anche il controsoffitto è in legno con spessore pari a 3 cm.

Il corrimano in legno, poggiante su un piatto in acciaio, è sostenuto da tondi in acciaio di diametro pari a 10 mm.

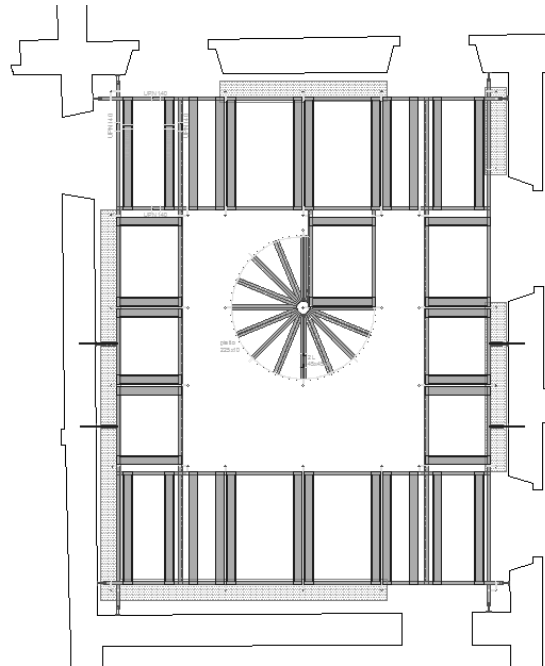


Figura 177 - Vista in pianta del ballatoio

Il ballatoio è collegato alle pareti perimetrali del locale mediante bracci telescopici regolabili in lunghezza, costituiti da barre filettate in acciaio  $\phi 15$ , fissate con piatto in acciaio e dado regolabile e annegate nella muratura con malta di inghisaggio.

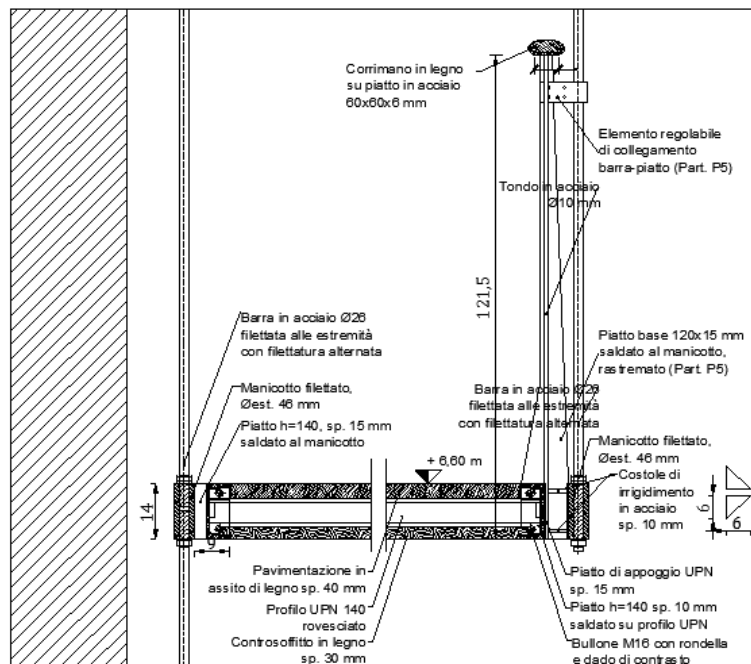


Figura 178 - Struttura portante dell'impalcato del ballatoio

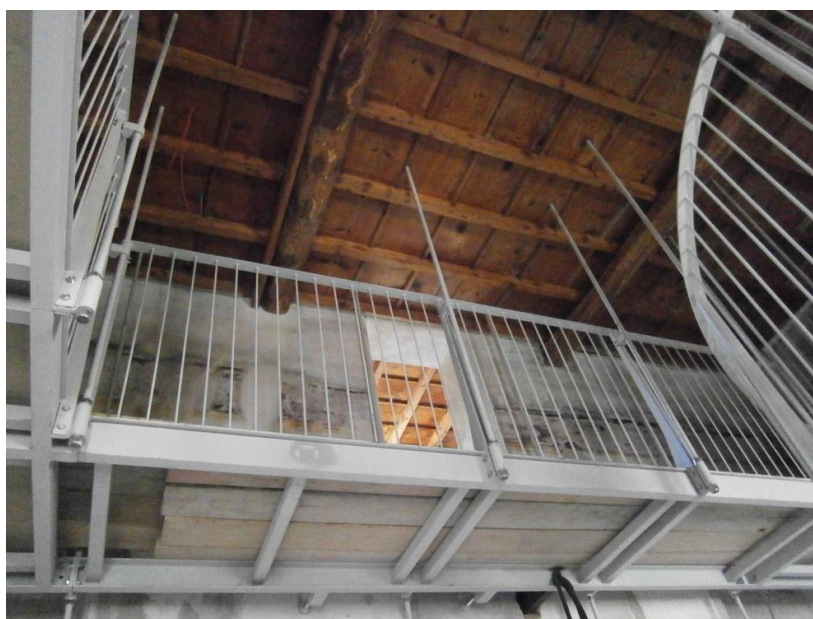


Le travi del ballatoio sono collegate ai tiranti verticali di appensione mediante apposite piastre saldate ai manicotti, dotate di tubi di alloggiamento e contrasto dei tiranti stessi.

Il sistema di appensione consiste in barre in acciaio  $\phi 26$ , filettate alle estremità e connesse alla struttura di vincolo, posta in copertura, mediante delle piastre di contrasto alle quali sono imbullonate.

La struttura di sostegno è costituita da un graticcio di travi metalliche, ubicate nel sottotetto. Trattasi di profili UNP 220 accoppiati e di profili HEB280, continui oppure suddivisi in più elementi giuntati in opera.

I tiranti di appensione sono ancorati all'impalcato ligneo del piano primo mediante manicotti filettati, saldati a piastre circolari, bloccate con 6 viti autofilettanti ( $\phi 8$ ,  $l=70$ mm). La scelta di far arrivare i tiranti fino alla quota del pavimento è dettata dalla volontà di realizzare, a tale livello, delle mensole metalliche fissate ai tiranti, per lo stoccaggio dei volumi.



**Figura 179 - L'impalcato del ballatoio sorretto da tiranti metallici**

La porta di accesso dal ballatoio al piano ammezzato è stata realizzata a metà parete, il più possibile centrata rispetto alle 2 travi del soffitto della stanza A, in modo da ripartire uniformemente i carichi.

Al centro del locale è stata realizzata una scala elicoidale in acciaio, avente la funzione di collegare il primo piano al ballatoio.

La prima ipotesi di progettazione della scala a chiocciola, che avrebbe dovuto essere costituita da un unico blocco già assemblato, è stata scartata, in quanto l'ingombro eccessivo della struttura impediva il trasporto e la collocazione della stessa nel locale di destinazione.

Di conseguenza, è stata adottata una soluzione alternativa, che prevedeva l'assemblaggio dei vari componenti della scala direttamente in opera.

La nuova scala elicoidale si compone di una colonna centrale in acciaio, intorno alla quale sono stati inseriti dall'alto, bloccati nella corretta posizione e saldati in opera, degli anelli metallici, ciascuno dei quali porta un gradino.

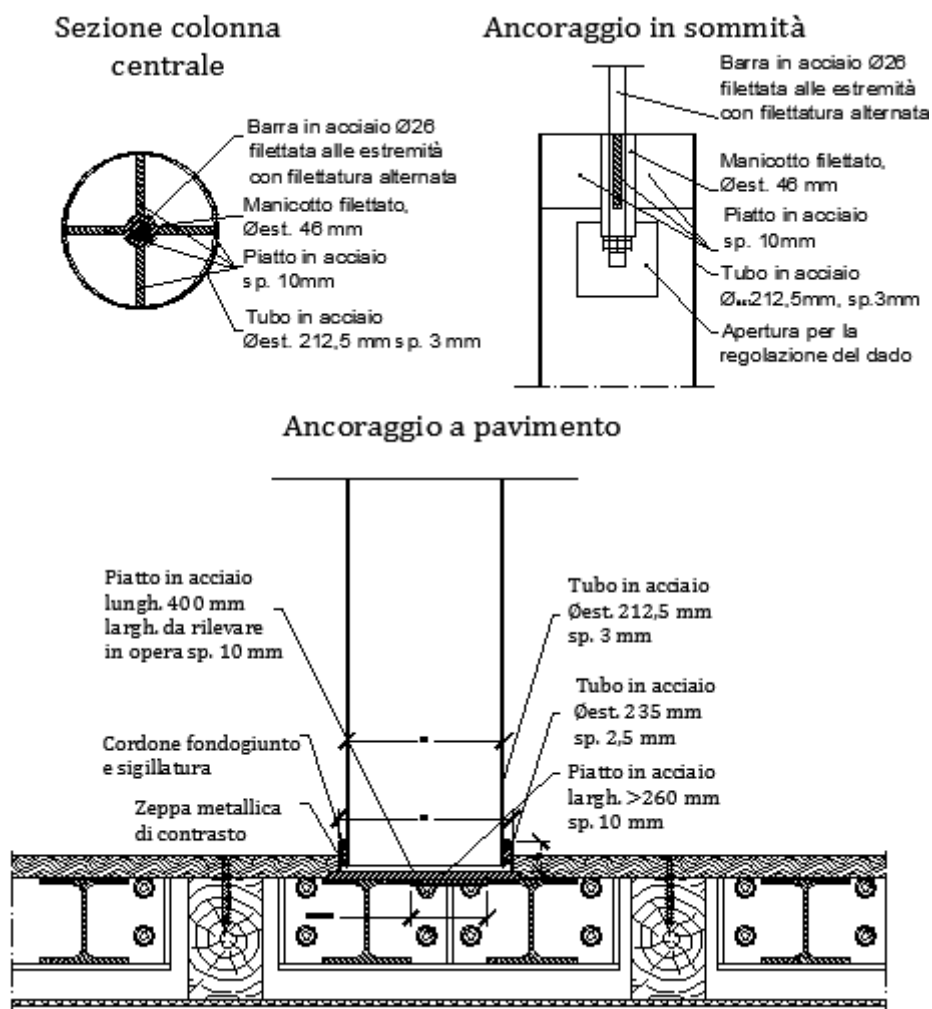


Figura 180 - Particolare della colonna centrale della scala

La colonna centrale è costituita da un cilindro cavo in acciaio, di diametro esterno pari a 212,5 mm e spessore 3 mm.



I gradini presentano struttura portante metallica e pedata in legno, dello spessore di 40 mm.

Al cosciale esterno dei gradini sono stati saldati dei piatti in acciaio, aventi la funzione di sostenere i parapetti.



**Figura 181 - La scala elicoidale**

Al fine di evitare che la nuova struttura metallica, caratterizzata da un peso non trascurabile, gravasse sul ballatoio o, in alternativa, sugli elementi lignei del solaio sottostante, è stata adottata come soluzione, anche in questo caso, una “scala appesa”.

L’intera struttura è quindi sostenuta mediante cinque tiranti, di cui uno inserito all’interno del cilindro centrale, vincolati alle travi metalliche poste nel sottotetto.

I tiranti sono costituiti da barre in acciaio  $\phi 26$ , filettate alle estremità e inserite all’interno di manicotti, dotati di dado e controdado per il tesaggio.

I manicotti sono fissati ai cosciali esterni dei gradini della scala, mediante apposite costole di irrigidimento, saldate ad essi.



**Figura 182 - Visione d'insieme del ballatoio nel locale A al 1° piano**

L'intervento, caratterizzato dall'uso dominante dell'acciaio, si esprime con un linguaggio moderno, chiaramente riconoscibile, e diventa testimonianza dell'architettura contemporanea.

La soluzione adottata è, inoltre, leggera, grazie al sistema di appensione mediante tiranti, e funzionale, perché permette di sfruttare al meglio la doppia altezza del locale.

La realizzazione dell'intervento ha comportato, però, alcune difficoltà operative, legate principalmente al posizionamento nel sottotetto delle travi metalliche, ostacolato, in alcuni punti, dalla presenza di rientranze dello sporto di gronda, non evidenziate nei rilievi.

Un aspetto negativo da segnalare è, infine, il sovradimensionamento della struttura di sostegno nel sottotetto, dovuto al fatto che, in principio, il ballatoio era previsto anche nei locali B e C al primo piano. Per ovviare a tale spreco di fondi, i progettisti hanno pensato di sfruttare i profili metallici in questione per la realizzazione di un sistema di controventatura orizzontale, posto a livello del piano di copertura.

## Capitolo 10 – INTERVENTI NEL SOTTOTETTO

Si illustrano, infine, nel presente capitolo, gli interventi effettuati nel sottotetto, dedicando particolare attenzione al nuovo sistema di controventamento orizzontale dell'edificio.

### 10.1 Interventi di recupero del sottotetto attuati nel 1999

Le strutture di copertura hanno subito un intervento di consolidamento nel 1999, che ha previsto:

- il rinforzo dei solai sottotetto dell'ala ovest, tramite getto di un massetto collaborante in calcestruzzo;
- il consolidamento delle strutture portanti mediante l'impiego di regge e cavallotti;
- la sostituzione di quasi tutta l'orditura principale e secondaria della copertura;
- la realizzazione di puntellamenti occasionali a sostegno dei puntoni e delle terzere.

Quasi tutte le capriate sono state rinforzate e irrigidite mediante la creazione di collegamenti fra gli elementi esistenti e fra questi e la muratura, al fine di evitare possibili deformazioni.

Incrementando il numero di vincoli, la struttura di copertura è divenuta meno labile e la sua resistenza è aumentata.



Figura 183 - Interventi di sostituzione o rinforzo degli elementi di copertura attuati nel 1999



In particolare, è stato realizzato con molta attenzione il collegamento tra puntone e catena, in quanto una piccola differenza di umidità avrebbe potuto provocare, una volta raggiunto l'equilibrio con l'umidità ambientale, un ritiro differenziato con successiva sconnessione di questi due elementi.

In presenza di strutture ammorzate, quando economicamente e tecnicamente possibile, è stata effettuata la sostituzione delle stesse. In tutti gli altri casi si è provveduto, dopo un'accurata bonifica degli elementi, al loro rinforzo mediante un incremento della sezione lignea resistente, in modo da renderla idonea a sopportare i carichi di progetto e quelli del vento, che non erano stati adeguatamente presi in considerazione all'epoca della costruzione.

La soluzione adottata consiste nell'accoppiamento al travetto esistente o alla terza di un elemento in legno massello, che presenti lo stesso grado di umidità, in modo da evitare tensioni tra i due elementi. Il collegamento dei listelli al vecchio travetto è stato realizzato sulla superficie dell'intradosso mediante incollaggio e fasce di ancoraggio in ferro zincato e verniciato, che garantiscono rigidità e resistenza.

Una possibile alternativa al rinforzo con elementi lignei è l'impiego di elementi metallici.

Si potrebbe per esempio affiancare al travetto ligneo preesistente due ferri piatti preferibilmente di altezza pari a quella del travetto. I ferri devono essere affiancati a partire dallo spigolo inferiore del travetto, ove le fibre inflesse sono tese. Per garantire la protezione degli elementi metallici dalla ruggine si possono utilizzare prodotti antiruggine e verniciatura oleosintetica.

Tutte le travi in legno sono state opportunamente trattate con idonee vernici trasparenti impregnanti, per evitare l'attacco delle tarme e l'usura del tempo.





## 10.2 I nuovi interventi di consolidamento della copertura

Dalle ispezioni effettuate in copertura e da un'analisi delle deformate delle strutture portanti, ricavate mediante un programma di calcolo ad elementi finiti, è emerso che:

- il manto di copertura in coppi canale e l'intera lattoneria di gronda e in falda avevano perso ogni capacità di convogliare ed allontanare l'acqua, provocando infiltrazioni diffuse nell'orditura principale e secondaria e percolamenti d'acqua su corpi sporgenti, linea di colmo, muratura perimetrale di appoggio e muratura di spina (almeno i primi 5 corsi del tessuto murario risultavano totalmente rimossi o danneggiati dall'acqua);
- i puntoni e le terzere erano sottodimensionati rispetto ai carichi agenti e risultavano quindi necessari il puntellamento della struttura portante e l'incremento di spessore generale per il recupero della randa;
- i vincoli, di tipo chiodato, erano tutti cedevoli;
- il sottotetto dell'ala sud non era percorribile in quanto il piano di calpestio era caratterizzato da volte in muratura non consolidate e prive di opere provvisorie atte a formare un adeguato camminamento.

Per eliminare il problema dello stillicidio dei coppi canale, dovuto alla perdita quasi totale della capacità di tenuta all'acqua, i progettisti hanno optato per il rifacimento del manto di copertura. L'intera orditura principale e quella secondaria sono state sostituite.

Per impermeabilizzare il tetto è stata adoperata una guaina bituminosa.

Il nuovo rivestimento è stato realizzato con pannelli prefabbricati in cotto, ai quali sono stati sovrapposti i vecchi coppi canale, al fine di conservare l'aspetto originario della copertura.

Le volte in muratura dell'ala sud sono state consolidate mediante l'applicazione di nastri in fibre di carbonio, pre-impregnate con resine epossidiche, da incollarsi direttamente sull'estradosso della struttura da rinforzare, previa pulizia del supporto mediante sabbiatura o spazzolatura.

Nel sottotetto è stata inoltre predisposta la struttura di sostegno per le nuove scale appese e il ballatoio, costituita da un graticcio di travi metalliche (profili HEB220/280 e coppie di UPN220/280). Le nuove scale sono state poi appese a questa struttura mediante barre in acciaio di diametro pari a 24 mm, ancorate ai cosciali con manicotti filettati.





I profili metallici, ubicati nel sottotetto, sono stati adoperati anche per realizzare parte degli ancoraggi dei tiranti di controventamento.



**Figura 184 - Struttura di sostegno delle scale metalliche appese**





### 10.3 Il sistema di controventamento

Lo sviluppo prevalentemente longitudinale dell'edificio nelle due direzioni ovest e sud ha reso necessaria la progettazione di un valido sistema di controventamento a livello del piano d'imposta della copertura.

L'intervento consiste nell'aggiunta agli elementi strutturali principali di dispositivi metallici di tirantatura regolabili in tensione, con la creazione di opportune sedi di ancoraggio.

Per contrastare le spinte orizzontali esercitate da vento o da sisma è stato quindi realizzato un diaframma rigido a livello del tetto, costituito da tiranti a fune di piccolo diametro ( $\varnothing 14\text{mm}$ ) in acciaio zincato, disposti a croce di S. Andrea.

I tiranti sono in grado di resistere a notevoli sollecitazioni di trazione e a deformazioni trasversali modeste, ma non garantiscono alcuna resistenza a compressione.

La realizzazione di controventi nel sottotetto ha permesso di ottenere un elemento globale di copertura maggiormente "rigido", attraverso la solidarizzazione di quegli elementi, che, singolarmente, costituiscono l'intero sistema.

Il beneficio, in termini statici, consiste nell'incrementare la resistenza alle azioni orizzontali e nel contrastare l'instabilità locale e globale della struttura, eliminando la possibilità di rotazione ed accatastamento degli elementi strutturali.

I vantaggi di questa tipologia d'intervento sono la leggerezza, la riconoscibilità rispetto alla struttura preesistente, la totale reversibilità, la minima invasività e la facilità di realizzazione.

Il sistema di controventamento realizzato in copertura appare, chiaramente, sovradimensionato rispetto alle effettive esigenze strutturali.

Tale scelta però è funzione dell'opportunità di sfruttare il graticcio di travi metalliche posizionate nel sottotetto a sostegno di scale e ballatoi.

Questo intervento, quindi, testimonia ancora una volta l'abilità dei progettisti nel proporre soluzioni specifiche per il caso in esame, elaborate tenendo conto di tutte le variabili emerse in fase esecutiva.





### 10.3.1 Controventatura dell'ala sud

Nell'ala sud lo strutturista ha creato un sistema reticolare a travatura mista acciaio-legno, con giacitura orizzontale, costituito da:

- barre Dywidag, provviste di dado per il tesaggio e collocate lungo il perimetro del corpo D, aventi la funzione di corrente teso e compresso;
- coppie di tiranti metallici, disposti a croce di S. Andrea tra le capriate lignee esistenti, aventi la funzione di diagonali e, quindi, adibiti ad assorbire le sollecitazioni taglianti.

Tale sistema, vincolato alle murature perimetrali, costituisce una sorta di diaframma rigido nei confronti delle azioni orizzontali da vento o sisma.



Figura 185 - Controventatura dell'ala sud

I tiranti sono costituiti da funi  $\varnothing 14$ mm in acciaio zincato, provviste di capocorda con redancia e morsetti.

Particolare attenzione è stata dedicata alla progettazione del sistema di ancoraggio dei controventi alle pareti perimetrali.

I tiranti sono fissati alla muratura perimetrale mediante apposite piastre di ancoraggio in acciaio, di sp. 15 mm, provviste di fazzoletti metallici.

Le piastre sono collegate al coronamento murario tramite barre filettate  $\varnothing 16$ , ancorate nella muratura con malta da inghisaggio e fissate con dadi alla piastra.

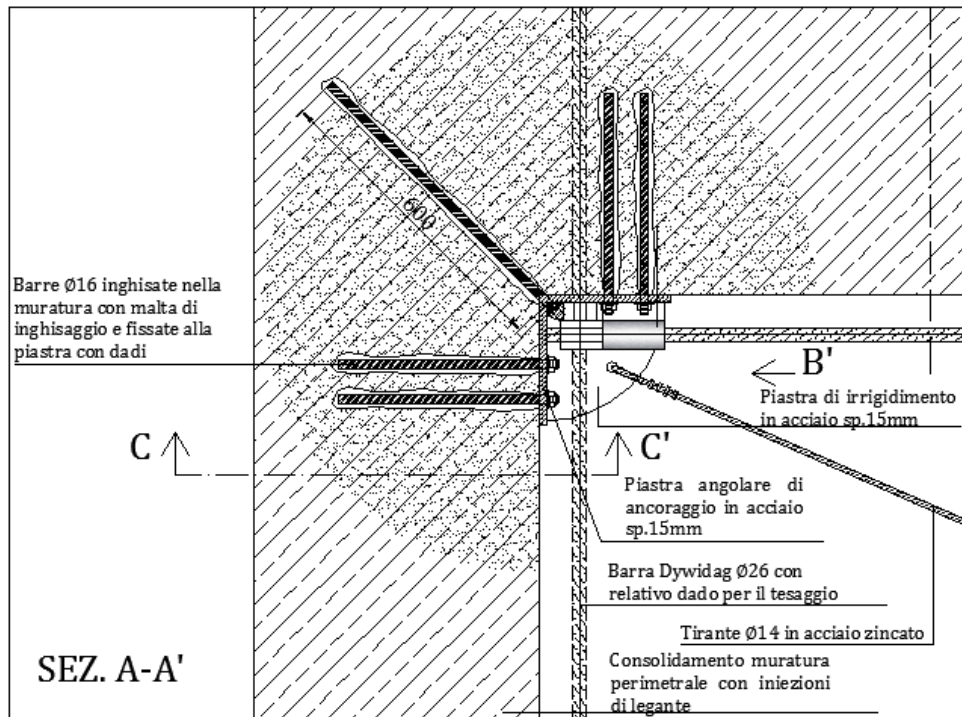


Figura 186 - Particolare dell'ancoraggio del tirante alla muratura in corrispondenza degli angoli

Il collegamento tra controventatura e capriate lignee è stato realizzato mediante barre  $\varnothing 14$ , inghisate nella catena della capriata con resina epossidica.

La muratura perimetrale è stata precedentemente consolidata mediante iniezioni localizzate di legante colloidale a lento indurimento e a ritiro compensato.



Figura 187 - Particolare del sistema di ancoraggio angolare dei tiranti a parete

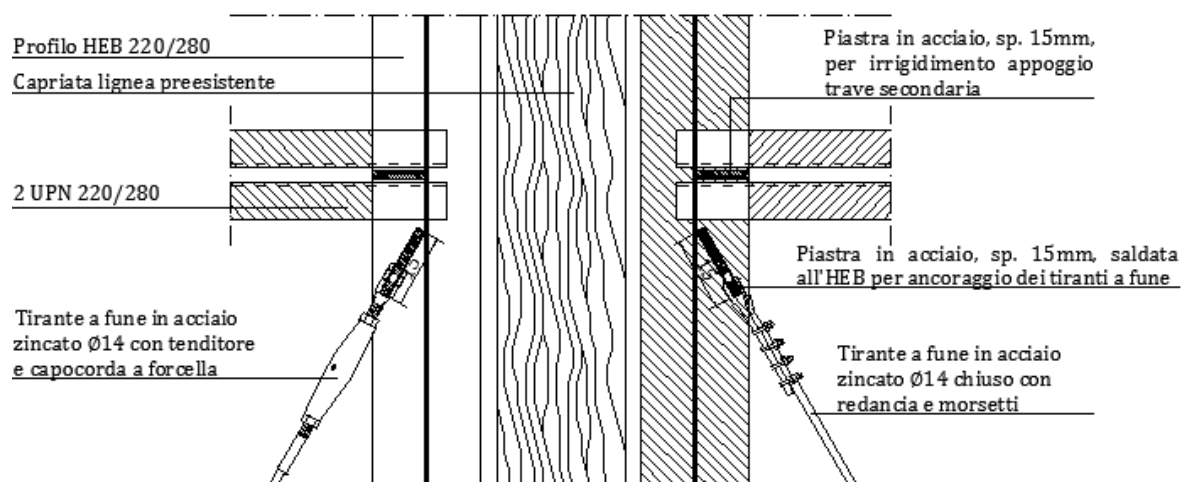
### 10.3.2 Controventatura dell'ala ovest



**Figura 188 - Profili metallici posti nel sottotetto dell'ala ovest a cui verranno ancorati i tiranti**

I tiranti impiegati sono del tipo a fune,  $\varnothing 14$ mm, in acciaio zincato, provvisti di tenditore e capocorda a forcilla. Essi sono stati ancorati a piastre in acciaio di sp. 15mm, saldate ai profili HEB 220/280, costituenti, insieme alle travi UPN 220/280, la struttura di sostegno delle nuove scale appese e del ballatoio.

I profili UPN sono stati adoperati anche che il fissaggio dei perni di consolidamento del soffitto a cassettoni del locale C al 1° piano.



**Figura 189 - Particolare dell'ancoraggio dei tiranti ai profili metallici**



## CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di tesi, è evidente come i progettisti, per ottimizzare le risorse economiche messe a disposizione dall'Amministrazione Comunale, abbiano adottato soluzioni specifiche per i casi in esame.

Gli interventi di consolidamento, infatti, sono stati concepiti a partire da una conoscenza approfondita dello stato di conservazione del fabbricato e dei fenomeni di degrado o di dissesto in atto.

Da qui deriva l'importanza dell'accuratezza dei rilievi in un progetto di recupero.

La presenza di piante e sezioni non corrispondenti al reale stato di fatto dell'edificio, unitamente all'impossibilità di ispezionare alcune zone del fabbricato, ha comportato diverse difficoltà in fase di progettazione e realizzazione degli interventi, rendendo necessaria l'esecuzione di nuovi rilievi e l'elaborazione di varianti progettuali.

Altrettanto importanti sono risultate le indagini diagnostiche, che permettono di valutare le effettive prestazioni residue e lo stato di degrado degli elementi strutturali costituenti l'edificio, al fine di stabilire la risposta delle strutture alle sollecitazioni agenti e il margine di sicurezza che queste possiedono.

Per quanto riguarda, invece, il consolidamento di solai e travi in legno, dal confronto tra le varie tecniche analizzate, è emerso il ruolo dominante rivestito dall'acciaio come materiale di rinforzo:

le elevate prestazioni meccaniche dell'acciaio hanno, infatti, permesso di realizzare interventi caratterizzati dal minimo ingombro e chiaramente distinguibili dalle strutture originarie, nel rispetto della valenza storica del manufatto.

Si può quindi affermare che i progettisti, nel formulare le soluzioni per il ripristino delle strutture preesistenti, abbiano seguito con scrupolosità i criteri del restauro conservativo, optando, nella maggior parte dei casi, per l'esecuzione di interventi leggeri, esteticamente poco invasivi e, quando possibile, reversibili.

Colgo, infine, l'occasione per porgere i miei ringraziamenti ai professionisti incontrati in Villa Crosti - Colombo, che, con grande disponibilità, mi hanno aiutato a comprendere le dinamiche del cantiere e a raccogliere tutta quella serie di informazioni necessarie per inquadrare il caso di studio in esame.

Ringrazio, altresì, il mio relatore, il Prof. Lorenzo Jurina, e il correlatore, l'Ing. Andrea Bassoli, i quali, oltre ad avermi assistito durante il mio percorso di tesi, hanno messo a





disposizione la loro esperienza per supportarmi nel formulare nuove proposte d'intervento e nel confrontarle, con spirito critico, con quelle già attuate.

Concludo, quindi, affermando che tale esperienza, oltre ad essersi rivelata di gran lunga interessante in tutti i suoi aspetti, mi ha permesso di avvicinarmi ad un mondo estremamente affascinante, quello del restauro conservativo di edifici monumentali, e di venire a contatto e confrontarmi con veri professionisti del settore.

Un'occasione, quindi, da non perdere.

R  
E  
L  
A  
Z  
I  
O  
N  
E  
  
T  
E  
C  
N  
I  
C  
A





## BIBLIOGRAFIA

- M. Mariani, *“Consolidamento delle strutture lignee con l'acciaio”*, DEI, Roma 2004
- Antonino Gallo Curcio, *“Sul consolidamento degli edifici storici: le logiche costruttive tradizionali, rivisitate nell'attualità tecnica, per un corretto intervento di consolidamento”*, EPC libri, Roma 2007
- P. Cirone, *“Restauro strutturale delle murature – Manuale di riparazione e consolidamento”*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2011
- A. Pasta, *“Restauro conservativo e antisismico”*, 2° edizione aggiornata e ampliata, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2006
- G. Cigni, *“Il consolidamento murario – Tecniche d'intervento”*, 2° edizione, Edizioni Kappa, 1978
- P. Rocchi, C. Piccirilli; apporti di S. Blasi, *“Manuale del consolidamento: contributo alla nascente trattatistica”*, DEI, Roma 1991
- P. Munafo, *“Recupero dei solai in legno”*, Flaccovio, Palermo 1990
- S. Russo, *“I profili strutturali in GFRP: teoria e applicazioni”* Seminario Internazionale CIAS, Madrid 2010
- E. Giangreco, *“Ingegneria delle strutture – Volume terzo: progettazione strutturale”*, UTET, Torino 2002

## PUBBLICAZIONI

- L. Jurina, *“Consolidamento strutturale e reversibilità”*, Atti del Convegno su “Reversibilità, Concezione e interpretazione nel restauro”, Torino 2002
- L. Jurina, *“L'uso dell'acciaio nel consolidamento delle capriate e dei solai in legno”* in “Percorsi/Legno”, 2011
- S. Barbò, C. Chesi, L. Jurina, *“Una possibile modalità di consolidamento per travi in legno”*, Atti del XXV convegno internazionale “Conservare e restaurare il legno: conoscenze, esperienze, prospettive”, Bressanone 2009
- *“L'acciaio nel rinforzo delle strutture in legno”*, L. Jurina, Atti di Legno Architettura E Tecnologia, Giornate di studio, Torino, Novembre e Dicembre 2009
- *“Legno-compatibile”*, L. Jurina, Modulo, n. 327, 2007





- L. Jurina, *“Prove di carico e loro ricaduta progettuale nel consolidamento degli edifici storici”*, Giornata di aggiornamento CIAS: *“Le indagini sperimentali come supporto al risanamento degli edifici”*, Verona 8 giugno 2007
- L. Jurina, *“I controventi nelle coperture lignee antiche: evoluzione storica e sviluppi recenti”*, Atti del Convegno Architettura e Tecnica delle Coperture, Ancona 10-11 marzo 2006
- L. Jurina, *“Il consolidamento degli edifici rurali”*, in Atti convegno *“Edilizia rurale. Materiali e tecniche di intervento”* V Settimana della Cultura, Milano 26 maggio 2004
- L. Jurina, *“L’uso dell’acciaio nel consolidamento delle capriate e dei solai in legno”*, in *“Il manuale del legno strutturale”*, vol IV Interventi sulle strutture L. Uzielli (a cura di), Ed. Mancosu, 2004
- L. Jurina, *“Tecniche innovative nel consolidamento di capriate e solai in legno”*, in Atti del seminario internazionale C.I.A.S. *“Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni”*, Crociera sul Mediterraneo, 26 Settembre-3 ottobre 2004
- L. Jurina, *“Soluzioni miste legno-acciaio nel consolidamento dei solai storici”*, in *L’edilizia*, n°134, ottobre 2004
- L. Jurina, *“Strutture in legno: soluzioni leggere per il consolidamento”*, *L’edilizia*, n°4, 2003
- L. Jurina, *“Considerazioni sul restauro strutturale degli edifici monumentali”*, *Recuperare*, n°2, 1982







## INDICE DELLE TAVOLE

### ELABORATI ARCHITETTONICI

#### Capitolo 1: Stato di fatto dell'edificio

- A 01 – Pianta piano interrato stato di fatto
- A 02 – Pianta piano terra stato di fatto
- A 03 – Pianta piano primo stato di fatto
- A 04 – Pianta piano ammezzato stato di fatto
- A 05 – Prospetti Nord e Sud stato di fatto
- A 06 – Prospetti Ovest ed Est stato di fatto
- A 07 – Sezioni B-B', C-C', F-F' e G-G' stato di fatto
- A 08 – Sezioni D-D' ed E-E' stato di fatto
- A 09 – Rilievo materico e del degrado prospetti Nord
- A 10 – Rilievo materico e del degrado prospetti Ovest ed Est

#### Capitolo 2: Stato di progetto dell'edificio

- A 11 – Pianta piano interrato stato di progetto
- A 12 – Pianta piano terra stato di progetto
- A 13 – Pianta piano primo stato di progetto
- A 14 – Pianta piano ammezzato stato di progetto

### ELABORATI STRUTTURALI

#### Capitolo 3: Consolidamento delle strutture di fondazione

- S 01 – Schema degli interventi in fondazione
- S 02 – Vespaio armato e cunicolo impiantistico
- S 03 – Vespaio armato attivo e consolidamento delle fondazioni dell'atrio colonnato
- S 04 – Soluzione alternativa 1: Sottofondazioni in c.a.
- S 05 – Soluzione alternativa 2: Allargamento della base di fondazione con doppio cordolo in c.a.

#### Capitolo 4: Consolidamento delle strutture in muratura

- S 06 – Iniezioni di miscele cementizie e tecnica del "cuci - scuci"
- S 07 – Cuciture armate
- S 08 – Proposta alternativa: Intonaco armato con rete in GFRP
- S 09 – Consolidamento architrave in muratura mediante inserimento di profili metallici
- S 10 – Consolidamento volte in muratura mediante nastri in CFRP

#### Capitolo 5: Consolidamento di solai e travi in legno





S 11 – Schema degli interventi sui solai lignei dei locali al piano terra

S 12 – Schema degli interventi sui solai lignei dei locali al piano primo

S 13 – Inserimento di casseri metallici

S 14 – Infittimento dell’orditura secondaria mediante profili metallici

S 15 – Solaio misto in legno – calcestruzzo

S 16 – Rinforzo della trave principale mediante travi tubolari metalliche affiancate

**Capitolo 6: Proposte alternative per il rinforzo delle strutture lignee inflesse**

S 17 – Inserimento di travetti lignei armati + accostamento di profili UPN

S 18 – Rinforzo delle travi lignee mediante tiranti metallici

S 19 – Profili pultrusi in GFRP + inserimento di lamine in CFRP

S 20 - Consolidamento degli appoggi ammalorati

**Capitolo 7: Il sistema di controventamento con tiranti metallici**

S 21 – Controventatura dell’ala sud

S 22 – Controventatura dell’ala ovest





## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Posizione del comune di Nova Milanese rispetto alla provincia di Monza e della Brianza.....	10
Figura 2 - Canale Villoresi.....	12
Figura 3 - Piazza Marconi con veduta della Chiesa di S. Antonino Martire .....	13
Figura 4 - Veduta aerea del Comune di Nova Milanese.....	14
Figura 5 - Stemma del Comune di Nova Milanese .....	16
Figura 6 - Veduta aerea del lotto.....	18
Figura 7 - Veduta del parco dal lato Ovest.....	19
Figura 8 - Villa Vertua - Masolo .....	20
Figura 9 - Veduta aerea di Villa Crosti - Colombo .....	21
Figura 10 - La corte interna.....	22
Figura 11 - Prospetto sud su via S. Sebastiano.....	23
Figura 12 - L'atrio colonnato dell'ala sud .....	24
Figura 13 - La cucina al piano terra .....	25
Figura 14 - Prospetto interno dell'ala sud.....	25
Figura 15 - La galleria interna al corpo ovest.....	26
Figura 16 - La sala da biliardo al piano terra.....	27
Figura 17 - Il prospetto ovest che da' sulla corte interna .....	28
Figura 18 - Prospetto Nord.....	28
Figura 19 - Prospetto ovest verso il parco .....	29
Figura 20 - Gli ambienti al piano interrato.....	30
Figura 21 - Prospetto est, case popolari.....	30
Figura 22 - Schema di partizione della villa.....	31
Figura 23 - Pianta piano interrato, stato di fatto.....	32
Figura 24 - Pianta piano terra, stato di fatto .....	33
Figura 25 - Pianta piano primo, stato di fatto.....	34
Figura 26 - Pianta piano ammezzato, stato di fatto .....	35
Figura 27 - Mappa catastale del 1721.....	37
Figura 28 - Mappa catastale del 1855.....	39
Figura 29 - Disgregazione dell'intonaco nel locale G al piano terra.....	47
Figura 30 - Distacco dell'intonaco, locale O2 al piano terra .....	48
Figura 31 - Presenza di efflorescenze sulle pareti degli ambienti al 1° piano .....	48
Figura 32 - Stato di conservazione degli intonaci esterni, fronte Nord.....	49
Figura 33 - Pavimentazione in lastre di pietra dell'atrio porticato.....	49
Figura 34 - Stato di conservazione delle colonne in granito bianco del portico.....	50
Figura 35 - Erosione e polverizzazione delle cornici delle aperture in facciata .....	50
Figura 36 - Distacco della pietra arenaria costituente i davanzali delle finestre .....	51
Figura 37 - Presenza di macchie da umidità.....	51
Figura 38 - Presenza di fessurazioni nel soffitto decorato.....	52
Figura 39 - Compresenza sulle pareti dell'atrio E3 al 1° piano di finiture appartenenti ad epoche diverse .....	52





Figura 40 – Pavimentazione di pregio in seminato alla veneziana .....	53
Figura 41 - Pavimentazione in parquet .....	54
Figura 42- Soffitto a cassettoni decorato del locale B al 1° piano .....	54
Figura 43 - Travi inflesse nel locale C al 1° piano .....	55
Figura 44 - Solaio del locale T al piano terra danneggiato da un incendio.....	55
Figura 45 - Stato di conservazione dei serramenti interni.....	56
Figura 46 - Stato di conservazione dei serramenti esterni .....	56
Figura 47 - Presenza di fessure nella muratura con andamento inclinato.....	58
Figura 48 - Capriata Palladiana saettata .....	67
Figura 49 - Manto di copertura in coppi canale.....	67
Figura 50 - Sottotetto corpo A.....	68
Figura 51 - Sottotetto corpo B.....	68
Figura 52 - Sottotetto corpo C .....	69
Figura 53 - Sottotetto corpo D.....	69
Figura 54 - Particolare del manto di copertura e della cornice di gronda.....	70
Figura 55 - Prove penetrometriche dinamiche SCPT.....	72
Figura 56 - Muro medievale rinvenuto nella parte terminale dell'ala ovest della villa.....	78
Figura 57 – Grande vasca circolare rinvenuta nel cortile nord della villa .....	79
Figura 58 - Pianta piano interrato stato di progetto .....	83
Figura 59 - Pianta piano terra stato di progetto.....	83
Figura 60 - Pianta piano primo stato di progetto .....	85
Figura 61 - Piano ammezzato stato di progetto.....	86
Figura 62 - Sistemazioni esterne.....	87
Figura 63 - Fondazioni esistenti in muratura .....	114
Figura 64 - Vespaio armato.....	116
Figura 65 - Particolare del cordolo di collegamento alla muratura perimetrale.....	117
Figura 66- Particolare del vespaio armato in corrispondenza dei muri interni.....	117
Figura 67 - Posa in opera della rete elettrosaldata .....	118
Figura 68 - Getto della seconda soletta in calcestruzzo armata con rete elettrosaldata .....	119
Figura 69 - Particolare del collegamento del vespaio armato alla muratura perimetrale.....	119
Figura 70 - Particolare dell'armatura del cordolo.....	120
Figura 71 - Nodo vespaio - colonna .....	120
Figura 72 - Realizzazione del cordolo alla base della colonna.....	121
Figura 73 - Consolidamento delle fondazioni dell'atrio colonnato .....	121
Figura 74 - Impermeabilizzazione delle strutture di fondazione .....	122
Figura 75 - Particolare dei tubicini di immissione della bentonite .....	123
Figura 76 - Realizzazione del giunto con la muratura in malta impermeabile a presa rapida .....	124
Figura 77 - Posa in opera dell'armatura.....	126
Figura 78 - Fasi di realizzazione dell'armatura del cunicolo impiantistico .....	127
Figura 79 - Realizzazione del cunicolo impiantistico in c.a.....	127
Figura 80 - Posa in opera dei canali impiantistici.....	128





Figura 81 - Posa in opera della lamiera grecata e della rete elettrosaldata .....	128
Figura 82 - Particolare dell'armatura delle sottofondazioni in c.a. ....	130
Figura 83 - Sezione trasversale delle sottofondazioni in c.a. ....	131
Figura 84 - Esecuzione di cordoli in c.a. ....	133
Figura 85 - Sezione del trasverso passante.....	135
Figura 86 - L'elettrosmosi attiva.....	136
Figura 87 - Presenza di vuoti e discontinuità nelle murature .....	138
Figura 88 - Fasi operative per l'iniezione dei miscele leganti.....	139
Figura 89 - Particolare dei bocchaghi per l'immissione della miscela.....	141
Figura 90 - Tecnica del cucì - scuci.....	142
Figura 91 - Cuciture armate .....	145
Figura 92 - Consolidamento mediante cuciture armate del muro che separa il locale P dal locale Q al P.T.....	146
Figura 93 - Intonaco armato con rete in GFRP .....	148
Figura 94 - Particolare della connessione tra rete e muratura .....	149
Figura 95 - Architrave da consolidare.....	151
Figura 96 - Sezione trasversale dell'architrave murario rinforzato con profili metallici imbullonati tra loro..	152
Figura 97 - Esempio di consolidamento di un architrave mediante l'inserimento di travi metalliche .....	153
Figura 98 - Schema di calcolo dell'architrave.....	154
Figura 99 - Rinforzo delle volte a botte al 1° piano con nastri in CFRP .....	160
Figura 100 - Preparazione del supporto .....	161
Figura 101 - Applicazione del rinforzo in CFRP.....	162
Figura 102 - Rinforzo volte in muratura con nastri in fibra di carbonio .....	163
Figura 103 - Intervento con casseri metallici nel locale O1 .....	167
Figura 104 - Sezione trasversale del solaio rinforzato con casseri metallici.....	168
Figura 105 - Ancoraggio dell'elemento metallico ai travetti lignei e alla muratura perimetrale.....	168
Figura 106 - Sezione orizzontale del solaio rinforzato con casseri metallici .....	169
Figura 107 - Solaio con controsoffitto in canniccio nel locale L al piano terra.....	178
Figura 108 - Rinforzo del solaio ligneo mediante l'inserimento di profili metallici .....	178
Figura 109 - Sezione trasversale del solaio consolidato mediante inserimento di profili HEA 120.....	179
Figura 110 - Particolare di ancoraggio dell'appoggio alla muratura perimetrale .....	180
Figura 111 - Particolare del profilo angolare metallico per l'appoggio delle travi in acciaio .....	180
Figura 112 - Consolidamento della trave principale .....	181
Figura 113 - Particolare delle due piastre metalliche costituenti il corrente superiore compresso .....	181
Figura 114 - Particolare dell'appoggio del profilo HEA sulla trave lignea.....	182
Figura 115 - Tecnica del solaio misto in legno - calcestruzzo.....	188
Figura 116 - Sezione corrente del solaio misto in legno - calcestruzzo .....	189
Figura 117 - Posa in opera della membrana impermeabilizzante e dei connettori di collegamento alla struttura lignea .....	189
Figura 118 - Particolare dei connettori murari .....	190
Figura 119 - Posa in opera degli elementi di alleggerimento e della rete elettrosaldata .....	191
Figura 121 - Solaio con pannelli radianti.....	192





Figura 120 - Pannelli radianti a pavimento .....	192
Figura 122 - I traduttori elettronici .....	193
Figura 123 - Riempimento del primo serbatoio d'acqua .....	194
Figura 124 - Misurazione dell'altezza raggiunta dall'acqua nei serbatoi .....	195
Figura 125 - Nuovo solaio in lamiera grecata .....	201
Figura 126 - Solaio in legno a cassettoni nel locale C al 1° piano .....	202
Figura 127 - Connettori fissati con dadi ai profili metallici posti nel sottotetto .....	202
Figura 128 - Rinforzo solaio cassettonato con connettori metallici .....	203
Figura 129 - Consolidamento delle travi principali nel locale P al piano terra .....	204
Figura 130 - Innesto della trave metallica nella muratura .....	205
Figura 131 - Particolare dell'ancoraggio della nuova trave metallica alla cappa collaborante in c.a. ....	206
Figura 132 - Rinforzo degli appoggi mediante piastre in acciaio .....	207
Figura 133 - Dispositivo a mensola per l'appoggio delle testate delle travi ammalorate .....	208
Figura 134 - Mensola metallica posta in opera nel locale E al piano ammezzato .....	209
Figura 135 - Particolare dell'ancoraggio della mensola metallica alla muratura perimetrale .....	209
Figura 136 - Esempio di rinforzo mediante inserimento di travetti lignei, effettuato su un solaio di Casa ex Masciadri ad Arcene (BG) .....	211
Figura 137 - Inserimento di travetti prefabbricati in legno lamellare armato .....	212
Figura 138 - Travetto in legno lamellare armato .....	213
Figura 139 - Rinforzo con profilati d'acciaio UPN posti sulle facce laterali della trave (M. Mariani) .....	220
Figura 140 - Particolare dell'ancoraggio dei profili UPN alla trave lignea esistente .....	221
Figura 141 - Le travi armate in "L'arte muratoria" di L. Cattaneo (1889) .....	226
Figura 142 - Barberot: la trave tirantata (1927) .....	227
Figura 143 - Rinforzo della trave lignea con funi in acciaio presollecitate (M. Mariani) .....	227
Figura 144 - Particolare del sistema di ancoraggio in corrispondenza dell'appoggio .....	228
Figura 145 - Particolare del tenditore posto in mezzera della trave .....	229
Figura 146 - diagramma delle tensioni e deformazioni per una sezione rettangolare rinforzata con una sola lamina .....	240
Figura 147 - Rinforzo dell'orditura portante con lamine in CFRP .....	243
Figura 148 - Esempio di rinforzo della trave principale mediante inserimento di lamine in CFRP .....	244
Figura 149 - Rinforzo della trave lignea con profilo pultruso in GFRP incollato all'estradosso .....	245
Figura 150 - Profilo pultruso in GFRP incollato all'estradosso della trave lignea mediante resina epossidica .....	246
Figura 151 - Consolidamento delle travi con profili pultrusi incollati all'estradosso, Palazzo Collicola, Spoleto (PG) .....	247
Figura 152 - Ricostruzione delle testate ammalorate di una capriata lignea .....	252
Figura 153 - Barre in vetroresina .....	253
Figura 154 - Ubicazione dei nuovi vani scala, pianta 1° piano .....	266
Figura 155 - Sottostruttura di sostegno della scala K, ubicata nel sottotetto .....	267
Figura 156 - Struttura portante dei gradini .....	268
Figura 157 - Sistema di ancoraggio della scala a pavimento .....	269
Figura 158 - Sistema di appensione della scala M .....	270





Figura 159 - Struttura portante della scala M.....	271
Figura 160 - Particolare di ancoraggio del cosciale alla muratura.....	271
Figura 161 - Particolare di ancoraggio del manicotto alla soletta.....	272
Figura 162 - La scala L.....	273
Figura 163 - Sistema di appensione della scala K.....	274
Figura 164 - Esecuzione dei fori nelle pareti per l'ancoraggio della scala.....	275
Figura 165 - Tubi in acciaio per l'ancoraggio della scala alla muratura portante.....	275
Figura 166 - La scala K.....	276
Figura 167 - Affresco a soffitto sopra la scala T.....	277
Figura 168 - La scala T.....	278
Figura 169 - Scaletta in pietra che conduce dal piano primo all'ammezzato.....	278
Figura 170 - Localizzazione dell'intervento.....	279
Figura 171 - Solaio a sbalzo dell'ambiente E2 al 1° piano.....	279
Figura 172 - Inserimento di putrelle metalliche fra i travetti esistenti.....	280
Figura 173 - Appensione del solaio consolidato alla struttura di sostegno nel sottotetto.....	281
Figura 174 - Gradini di collegamento tra gli ambienti E2 ed E3 al 1° piano.....	282
Figura 175 - Struttura portante dei gradini.....	283
Figura 176 - Ubicazione del nuovo ballatoio, pianta piano ammezzato.....	284
Figura 177 - Vista in pianta del ballatoio.....	285
Figura 178 - Struttura portante dell'impalcato del ballatoio.....	285
Figura 179 - L'impalcato del ballatoio sorretto da tiranti metallici.....	286
Figura 180 - Particolare della colonna centrale della scala.....	287
Figura 181 - La scala elicoidale.....	288
Figura 182 - Visione d'insieme del ballatoio nel locale A al 1° piano.....	289
Figura 183 - Interventi di sostituzione o rinforzo degli elementi di copertura attuati nel 1999.....	290
Figura 184 - Struttura di sostegno delle scale metalliche appese.....	293
Figura 185 - Controventatura dell'ala sud.....	295
Figura 186 - Particolare dell'ancoraggio del tirante alla muratura in corrispondenza degli angoli.....	296
Figura 187 - Particolare del sistema di ancoraggio angolare dei tiranti a parete.....	296
Figura 188 - Profili metallici posti nel sottotetto dell'ala ovest a cui verranno ancorati i tiranti.....	297
Figura 189 - Particolare dell'ancoraggio dei tiranti ai profili metallici.....	297

