

CAPITOLO 7_PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO

7.1. Introduzione.....	288
7.1.1. Direzione strategica adottata	288
7.1.2. Scelta degli edifici campione	290
7.2. Analisi dello stato di fatto	291
7.2.1. Il quadro fessurativo e le tipologie di dissesto	291
7.2.2. Proposte di intervento ai dissesti	304
7.2.3. Individuazione della tipologia strutturale	306
7.2.4. Prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche	309
7.3. Interventi sulle murature	322
7.3.1. Cuciture armate	322
7.3.2. Cuci e scuci	322
7.3.3. Risarcitura	322
7.3.4. Intonaco armato	323
7.3.5. Colatura di boiaccia	323
7.3.6. Irrigidimento scatolare con cordoli in acciaio	323
7.3.7. Realizzazione di nuove aperture	330
7.3.8. Incremento delle caratteristiche meccaniche della muratura	331
7.4. Studio degli interventi di consolidamento sull'edificio n° 1	332
7.4.1. Individuazione dei maschi murari e verifica delle rigidzze	332
7.4.2. Studio del cinematismo di ribaltamento	342
7.5. Interventi sulle fondazioni	355
7.5.1. Sottomurazioni	355
7.5.2. Vespaio aerato	356
7.6. Interventi sulle strutture in legno	357
7.6.1. Nuovi solai interpiano in legno	357
7.6.2. Nuova copertura in legno	373
7.7. Schede di intervento di consolidamento	395
7.8. Schede di intervento sui degradi	401

7.1 INTRODUZIONE

Uno degli aspetti più tecnici legati ad un progetto di recupero di un manufatto antico in pietra è l'analisi dell'ambito strutturale degli interventi. Si tratta di un approccio che, a differenza del calcolo di nuove strutture, non può prescindere da un'accurata analisi e da una approfondita conoscenza delle condizioni dello stato di fatto. Si interviene infatti su elementi architettonici già esistenti e realizzati secondo la regola dell'arte, pertanto estranei a qualunque tipo di approccio tecnologico come lo possiamo intendere noi oggi. Le difficoltà non si limitano a proporre interventi o a dimensionare elementi strutturali, come potrebbe avvenire in un progetto di nuova costruzione, ma comprendono le problematiche dovute al rapportarsi con uno stato di fatto apparentemente "solido". È necessario sviluppare un approccio che consenta di interpretare, al di là della semplice apparenza visiva, il reale comportamento strutturale degli elementi, per poter intervenire in maniera adeguata su di essi. Le soluzioni da apportare dovranno obbligatoriamente essere pensate ad hoc in quanto le uniche in grado di conformarsi al particolare contesto d'intervento.

7.1.1 DIREZIONE DELLA STRATEGIA ADOTTATA

A seguito delle decisioni architettoniche scaturite in ambito progettuale, è risultato necessario intervenire in ambito strutturale, come naturale sviluppo del processo di lavoro e per garantire, a livello di fattibilità, l'affidabilità necessaria per soddisfare le elementari esigenze di sicurezza strutturale su edifici storici.

Come si diceva, il presupposto da cui partire, è la conoscenza della natura e delle problematiche dell'esistente. È stata eseguita pertanto un'analisi dello stato di fatto che andasse oltre gli aspetti individuati nel capitolo 3, ma che approfondisse tutto ciò che fosse inerente l'interpretazione dei comportamenti attuali delle murature esistenti. Attraverso l'individuazione prima e l'interpretazione poi dei quadri fessurativi, è stato possibile arrivare all'individuazione delle tipologie di dissesto che interessano attualmente le strutture in questione.

Parallelamente è stato condotto uno studio per poter identificare le caratteristiche meccaniche e tipologiche degli elementi architettonici con cui si lavora, mediante un'analisi di tipo qualitativo.

Queste fasi preliminari hanno consentito lo sviluppo di proposte di intervento per correggere e migliorare le prestazioni strutturali.

Tutto ciò è stato portato avanti non solo alla luce della necessità di consolidamento, ma anche in funzione delle trasformazioni architettoniche che si intendono apportare alle architetture e che vanno ad incidere in modo spesso rilevante sui comportamenti statici.

Sono stati condotti calcoli per identificare i comportamenti strutturali, sia prima che dopo gli interventi proposti, in modo che si potessero ottenere dei risultati comparati relativi agli effetti benefici o meno delle nuove operazioni.

Si è cercato quindi di verificare la fattibilità di quelle trasformazioni che prevedevano un'alterazione del comportamento scatolare della struttura muraria, quali la sostituzione e lo spostamento dei livelli dei solai, la realizzazione di nuove aperture e la demolizione dei setti murari interni.

L'oggetto di principale interesse di questa fase di studio è stata dunque la scatola muraria, che rappresenta il principale e più interessante ambito di intervento sotto il profilo del consolidamento strutturale.

Infine si è prestata attenzione anche agli altri elementi strutturali, connessi alla scatola, quali le fondazioni e le coperture. Le prime sono state studiate da un punto di vista qualitativo dal momento che anch'esse, così come le murature perimetrali, sono state oggetto di interventi rilevanti, frutto delle scelte architettoniche eseguite precedentemente. In questo ambito ci si è infatti focalizzati sulla realizzazione di cordoli di fondazione per l'adeguamento dell'abitabilità interna e di vespai aerati.

Le seconde sono state interessate da uno studio di analisi dei carichi e dimensionamento delle nuovi elementi strutturali.

In ultimo sono state proposte le fasi operative da mettere in pratica per consolidare e risanare i degradi rilevati in una delle primissime fase di analisi dello stato di fatto.

7.1.2 SCELTA DEGLI EDIFICI CAMPIONE

Trattandosi, come si è detto più volte, di un contesto composto da elementi modulari spesso simili tra loro, per una questione di semplificazione, si è deciso di proporre le soluzioni da un punto di vista qualitativo per la totalità degli interventi preventivati, e soluzioni quantitative solo per un edificio scelto come campione. Si è scelto di eseguire studi dettagliati e calcoli per l'edificio n° 1, in quanto rappresenta in maniera esemplare le caratteristiche essenziali dell'oggetto strutturale che si vuole studiare in questo capitolo, cioè la scatola muraria. L'edificio in questione infatti si presenta isolato e separato da altri edifici, pertanto presenta, anche sotto l'aspetto statico, un comportamento indipendente. Inoltre si configura come un involucro murario con una pianta quadrangolare dalle dimensioni che rientrano nella media degli altri edifici. Altra caratteristica è quella di costituire, non solo una scatola muraria esemplare, ma anche di essere uno dei casi più estremi e problematici in quanto i maschi murari sono tra i più alti dell'intero borgo. Pertanto, scegliendo l'edificio 1, si va automaticamente a scegliere il caso più sfavorevole e più meritevole di attenzione.

7.2 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

7.2.1 IL QUADRO FESSURATIVO E LE TIPOLOGIE DI DISSESTO

Il primo passo, che costituisce la base su cui si fonda l'intero approccio del consolidamento strutturale, è rappresentato dalla diagnosi. Per trovare la giusta soluzione ad un problema, è innanzitutto necessario conoscere a fondo il problema. L'approccio, nel campo del consolidamento, avviene seguendo queste 4 fasi:

- Studio delle lesioni
- Determinazione dei dissesti statici
- Individuazione delle cause
- Applicazione dei consolidamenti

Questo schema fornisce le linee guida su cui si sviluppa l'intero capitolo. Fondamentalmente è un processo logico che parte dalla constatazione degli effetti (le lesioni visibili sulle murature) per risalire all'individuazione delle relative cause (i dissesti statici). Solo da queste ultime è possibile arrivare alla proposta dei rimedi (i consolidamenti).

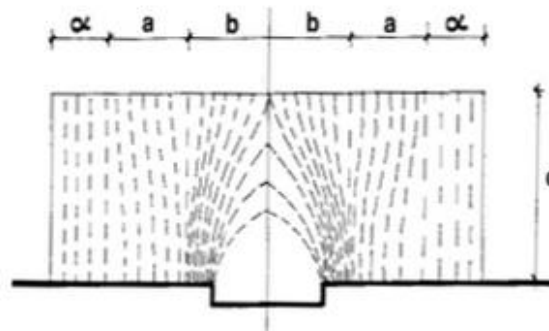
I dissesti nelle murature sono solitamente da imputare all'interazione tra la struttura e il suolo e rientrano per lo più nelle due seguenti categorie:

- Spostamenti e rotazioni rigide, che non producono lesioni visibili, ma possono compromettere le corrette funzionalità e rendere la struttura vulnerabile ad altri tipi di dissesto
- Movimenti verticali differenziali

Questi ultimi sono quelli che producono le lesioni visibili e sono causate dal fatto che i cedimenti del suolo non sono mai uniformi così come non lo è la distribuzione delle pressioni esercitate dalle fondazioni sul suolo. Seguendo questi cedimenti, le strutture seguono il suolo nel suo spostamento, accumulando deformazioni che scaturiscono in lesioni, per adeguare le murature alle nuove situazioni di equilibrio. Le tensioni che si vengono ad accumulare sono generate dal comportamento della muratura a flessione e a taglio. Le fessure che di conseguenza si aprono nelle regioni tese sono dovute alla scarsa resistenza a trazione dei paramenti in pietra.

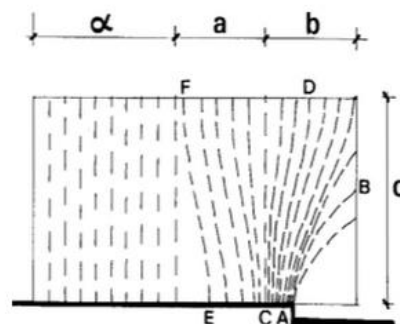
I cedimenti fondazionali possono riguardare la parte centrale o la parte terminale della parete che viene trattata come una mensola.

Nel primo caso la famiglia delle isostatiche assumerà un andamento del tipo rappresentato in figura:



7.1_Famiglia delle isostatiche a seguito di un cedimento fondazionale centrale (#)

Nel secondo caso invece assumeranno il seguente andamento:



7.2_Famiglia delle isostatiche a seguito di un cedimento fondazionale terminale (#)

Le isostatiche di entrambi i disegni rappresentano le curve lungo le quali si possono sviluppare le fessure e si classificano nelle seguenti categorie:

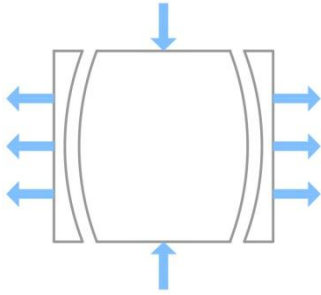
- Le curve delle regioni α restano inalterate a seguito del cedimento, dal momento che sono collocate lontano da esso
- Nelle regioni a abbiamo curve a gola rovescia, cioè inclinate dalla parte opposta rispetto a quella in cui si ha il cedimento; sono tipiche dei cedimenti

- lunghi, dove il rapporto tra la lunghezza della zona del dissesto e l'altezza **C** è maggiore di $\frac{1}{2}$
- Nelle regioni **b** abbiamo curve a gola rovescia inclinate dalla parte dove si ha il cedimento, tipiche dei cedimenti medi, nei quali il rapporto tra la lunghezza della zona del dissesto e l'altezza **C** è uguale ad $\frac{1}{2}$
 - Le curve semiparaboliche sono invece tipiche dei cedimenti corti, dove lo stesso rapporto è minore di $\frac{1}{2}$.

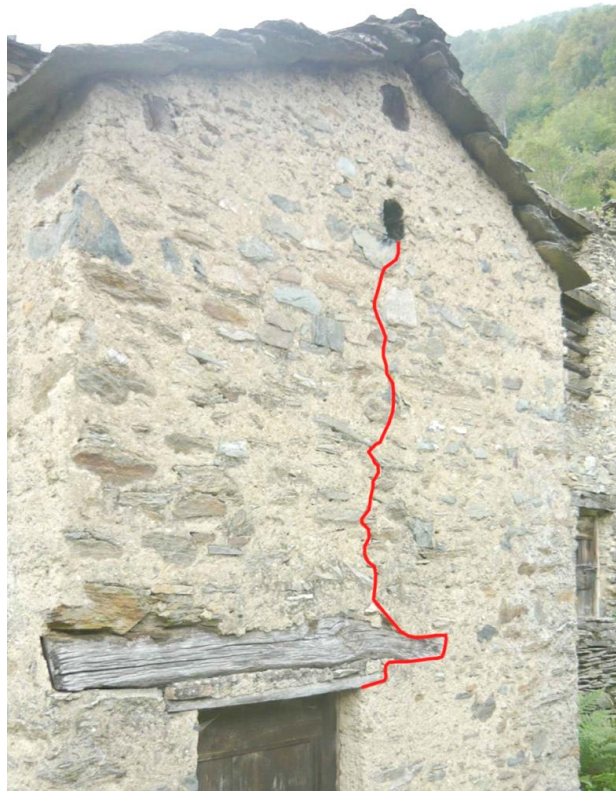
L'individuazione delle lesioni permette di mettere in luce quelle difformità o quelle incongruenze che si possono manifestare sul paramento murario.

Nel nucleo di Luere alcune delle lesioni principali individuate sono state le seguenti:

Schiacciamento per carico concentrato

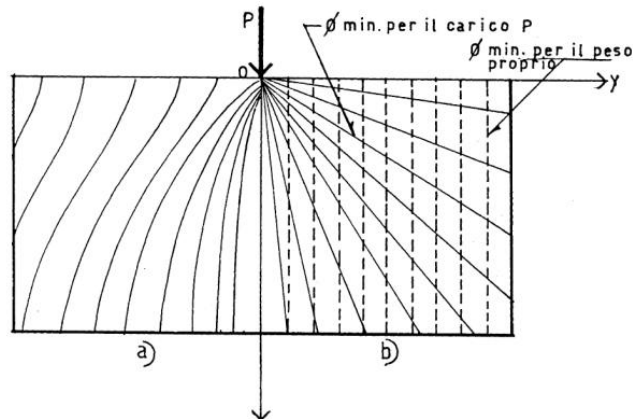


Viene rilevata la presenza di una lesione con andamento verticale che parte dalla zona di appoggio della trave di colmo e si conclude nell'apertura della porta, proseguendo quindi fino a terra. Lo schiacciamento è aggravato dalla presenza del vano porta che incrementa la fase di fessurazione. Il carico concentrato è dovuto alla trave di colmo del tetto che spinge in direzione verticale portando alla formazione di una crepa nella stessa direzione di azione della forza.



7.3_Lesione di schiacciamento per carico concentrato

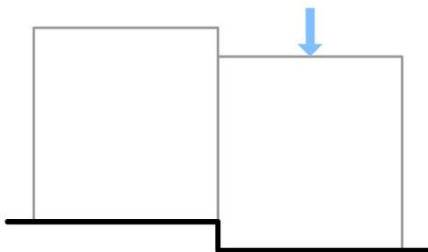
L'andamento delle curve isostatiche nel caso di un carico concentrato gravante sulla sommità della parete è schematizzabile nella figura seguente:



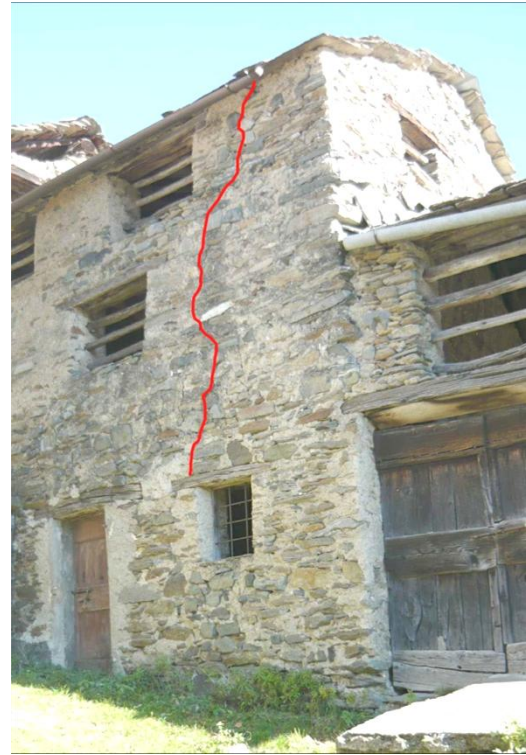
7.4_Famiglia delle isostatiche a seguito di un carico concentrato in sommità (#)

Nella parte destra sono rappresentate con la linea tratteggiata le isostatiche dovute al peso proprio, e con la linea continua le isostatiche dovute alla sola presenza del carico concentrato **P**. Nella parte sinistra vengono riportate invece le isostatiche frutto della combinazione delle prime due tipologie. Questo sarà l'andamento potenziale su cui si svilupperanno le fessurazioni. Nel nostro caso il carico concentrato **P** è rappresentato dalla trave di colmo che esercita una forza di compressione dall'alto della muratura, portando alla formazione di una lesione centrale con andamento verticale.

Traslazione verticale di edifici contigui



In questo caso si rileva la presenza di fessure in corrispondenza della zona di separazione tra i due corpi che, come è possibile notare dalla tipologia di fattura della muratura, risultano essere semplicemente addossati l'uno all'altro. Le fessure si possono manifestare inclinate di circa 45° oppure con andamento verticale.



7.5_Lesioni per traslazione verticale di edifici contigui

A causa di un cedimento di un tratto terminale del terreno, quello posto sotto le fondamenta del corpo posto più a valle, si assiste ad una traslazione verticale di questo corpo, che esercita uno sforzo di trazione nei confronti del corpo posto più a monte. Dal momento che la muratura in pietra non resiste a trazione, viene innescata la rottura nella parte superiore del paramento murario dove si hanno fibre tese. Con la formazione della lesione, la sezione diminuisce e aumentano le tensioni tangenziali e le tensioni di compressione verticali, imputabili al peso proprio. Il meccanismo è assimilabile a quello di una mensola tozza, il tratto terminale della quale è sostenuto a mensola dal corpo retrostante.

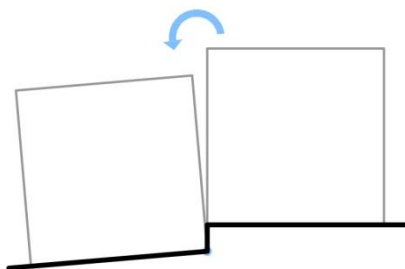
In parecchi casi si riscontra la presenza di un edificio di dimensioni minori, il casinèl, affiancato al corpo principale dell'edificio maggiore. Trattandosi di due strutture differenti (presumibilmente i casinèl sono stati realizzati separatamente e addossati ad una parete portante della casa) l'interazione che ognuna delle due ha con il terreno sottostante è differente. Pertanto in questi fabbricati di pertinenza si rilevano spesso dei quadri fessurativi che indicano la presenza di cedimenti differenziali. Inoltre le

fessure risultano più evidenti dal momento che i casinel sono dotati di numerose e piccole aperture che facilitano la fase di fessurazione.



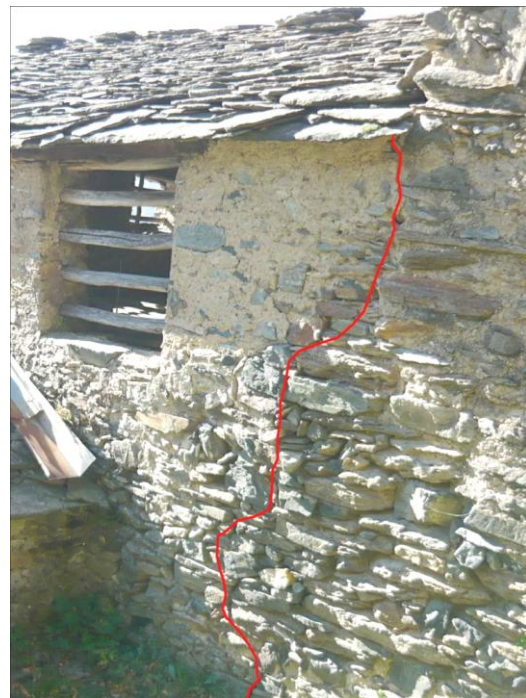
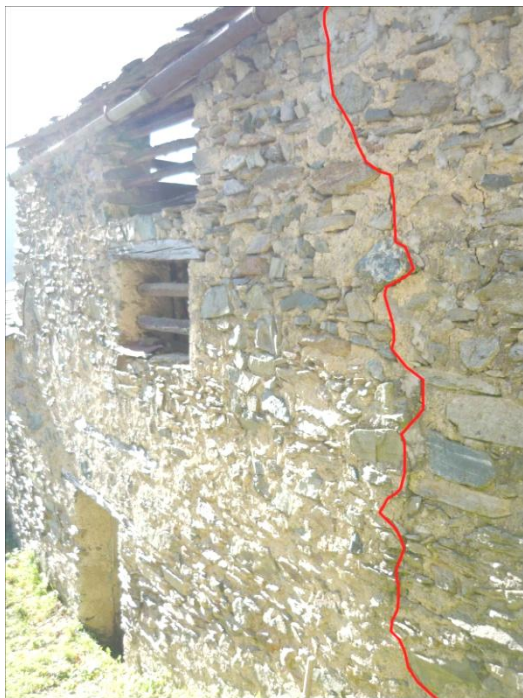
7.6_Lesioni per traslazione verticale di edifici contigui

Rotazione intorno ad un asse orizzontale



Si rileva la presenza di fessurazioni verticali ubicate nella zona di separazione tra due corpi. Le lesioni sono più ampie e ramificate nella parte alta del paramento murario. La causa è una rotazione della fondazione attorno ad un asse perpendicolare alla parete in questione. Ciò è dovuto ad una sollecitazione di pressoflessione sul terreno. La tipologia del quadro fessurativo che si viene a creare dipende dal livello di ammortatura fra i muri; se questo livello è basso, allora si possono manifestare fessure

diffuse in corrispondenza della zona di ammorsatura, mentre si presenta una lesione unica e più marcata qualora il grado di ammorsatura sia efficiente. Nel caso mostrato in fotografia, si ricade nel secondo esempio, pertanto si deduce che il grado di ammorsatura dei muri sia di un buon livello.

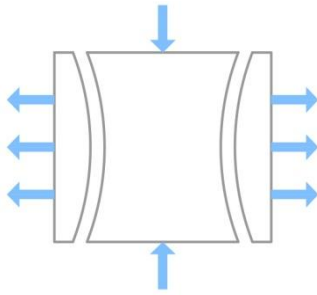


7.7_Lesioni per rotazione intorno ad un asse orizzontale

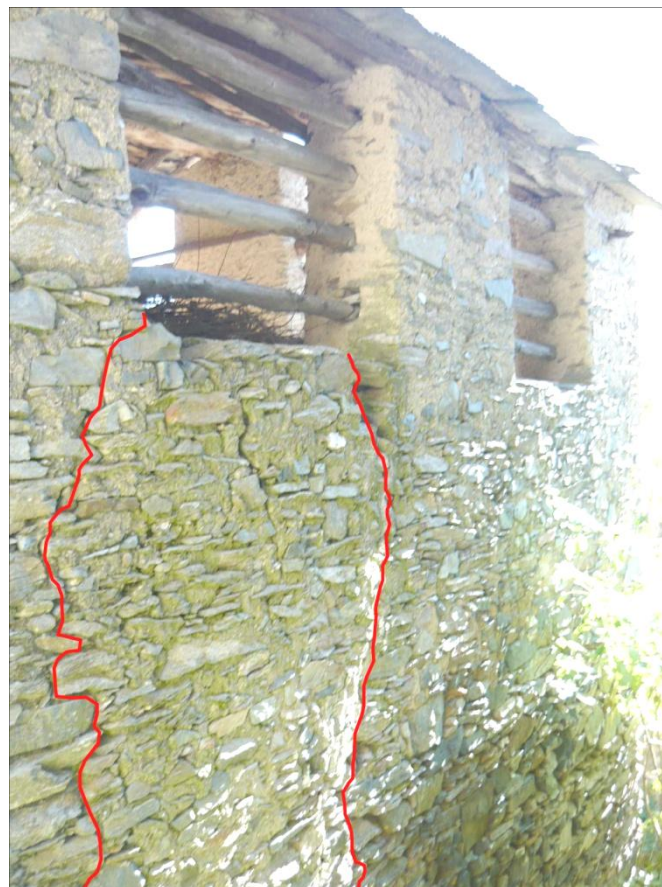
Il motivo di tale dissesto può essere dovuto a stati di compressibilità diversi del terreno sotto le fondazioni oppure da una differenza dei carichi tra una regione e l'altra. In questo modo una parte della struttura si inclina verso la parte più cedevole di terreno o su cui agisce più carico, ruotando attorno ad un asse orizzontale.

A differenza dal cedimento verticale, dove la diminuzione della reazione di appoggio è uniforme e fa in modo che le lesioni si localizzino solo nelle parti alte, nel caso della rotazione l'accumulo della reazione del terreno si diffonde anche nella regione di muratura vicina all'asse di rotazione e pertanto si manifestano fessurazioni anche nelle parti più basse, soprattutto in un secondo momento e in maniera graduale.

Schiacciamento per peso proprio



Questa tipologia di lesione si verifica spesso in quelle porzioni di muratura sopra le quali si trovano aperture intervallate da porzioni portanti. Il carico proveniente dalla copertura non è distribuito su tutta la muratura perimetrale in maniera uniforme, ma risulta essere concentrato solo in alcune zone; pertanto la fascia continua sottostante presenterà fasce verticali caricate in maniera differente. L'aspetto delle fessure può essere irregolare, ma è sempre riconducibile a lesioni caratterizzate da una fase di rottura iperbolica.



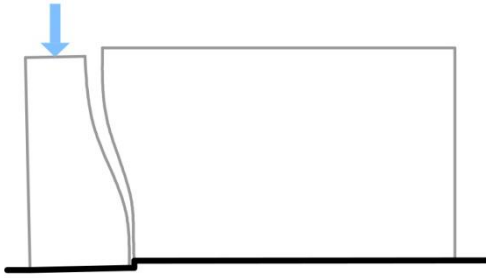


7.8_Lesioni per schiacciamento per peso proprio

L'effetto dello schiacciamento si manifesta soprattutto nelle regioni inferiori dove lo sforzo di compressione è maggiore. Le isostatiche che ne scaturiscono sono multiple e hanno andamento verticale, nella stessa direzione del carico. In questo dissesto è la malta dei giunti a disgregarsi per prima in quanto è sottoposta ad una contrazione nella direzione degli sforzi che vengono a svilupparsi. Col progredire del dissesto è possibile che si arrivi alla rottura del materiale lapideo fino ad arrivare al crollo causato dall'unificazione dei rami fessurativi.

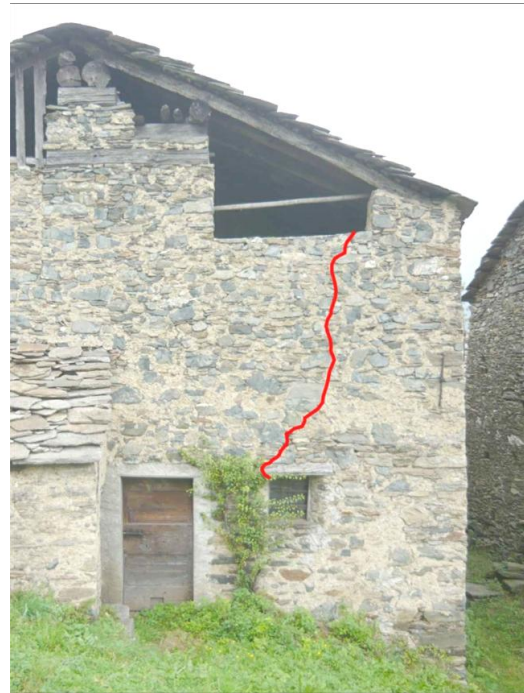
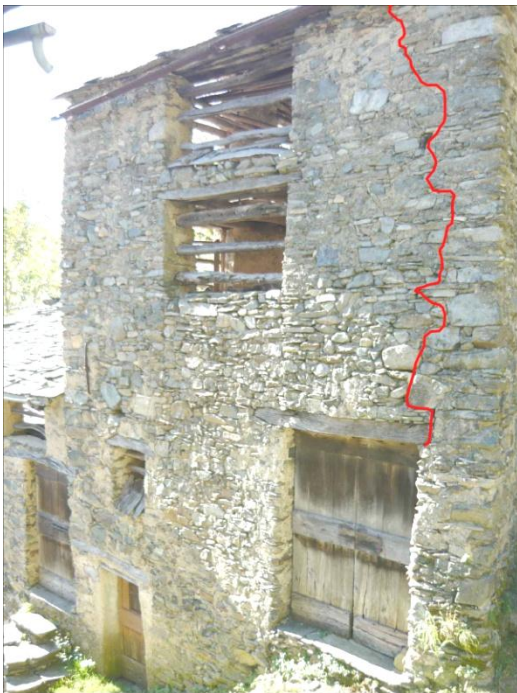
Le cause possono essere imputabili al fatto che la sezione trasversale sia insufficiente a reggere il carico agente, oppure a difetti relativi alla qualità del materiale impiegato. Nel nostro caso è presumibile che la vetustà dell'opera abbia contribuito ad abbassare il carico di rottura del materiale.

Cedimento verticale nella zona terminale



A seguito del cedimento di una parte terminale dal terreno sottostante, il muro subisce l'azione del tronco terminale che ora risulta essere a sbalzo. Subisce quindi una deformazione dovuta a flessione e a taglio. Il quadro fessurativo presenta lesioni che si manifestano lungo le linee di minore resistenza e pertanto si localizzano negli spigoli o in corrispondenza della regione di ammorsamento tra le murature. Il corpo è assimilabile ad una mensola tozza in cui compaiono tensioni di trazione dovute al peso proprio, ora non più equilibrato dalla reazione del terreno.

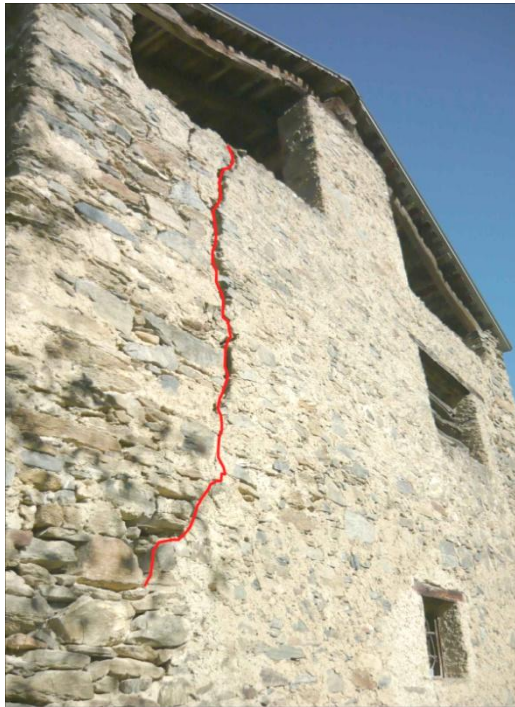
Le cause sono da imputare ai cedimenti spontanei del terreno, alla contrazione del terreno sotto l'azione del carico, ma anche a dissesti interni delle strutture.



7.9_Lesioni per cedimento verticale nella zona terminale

I cedimenti spontanei del terreno possono essere dovuti, soprattutto in un contesto di montagna, al continuo dilavamento del sottosuolo che causa il trasporto di particelle e sedimenti. I cedimenti dovuti alla contrazione esercitata dal carico sono causate dal fatto che le fondazioni hanno un'ampiezza ridotta che non consente di ripartire i carichi su una superficie sufficientemente ampia da rispettare il limite di tollerabilità alla deformazione. La questione è resa più complessa dall'eterogeneità del terreno, dal momento che su un versante montano è possibile trovare zone di roccia frammiste a zone terrose, che manifestano un comportamento differente non solo in termini di compressibilità, ma anche in termini di infiltrazioni.

Traslazione verticale nelle angolate

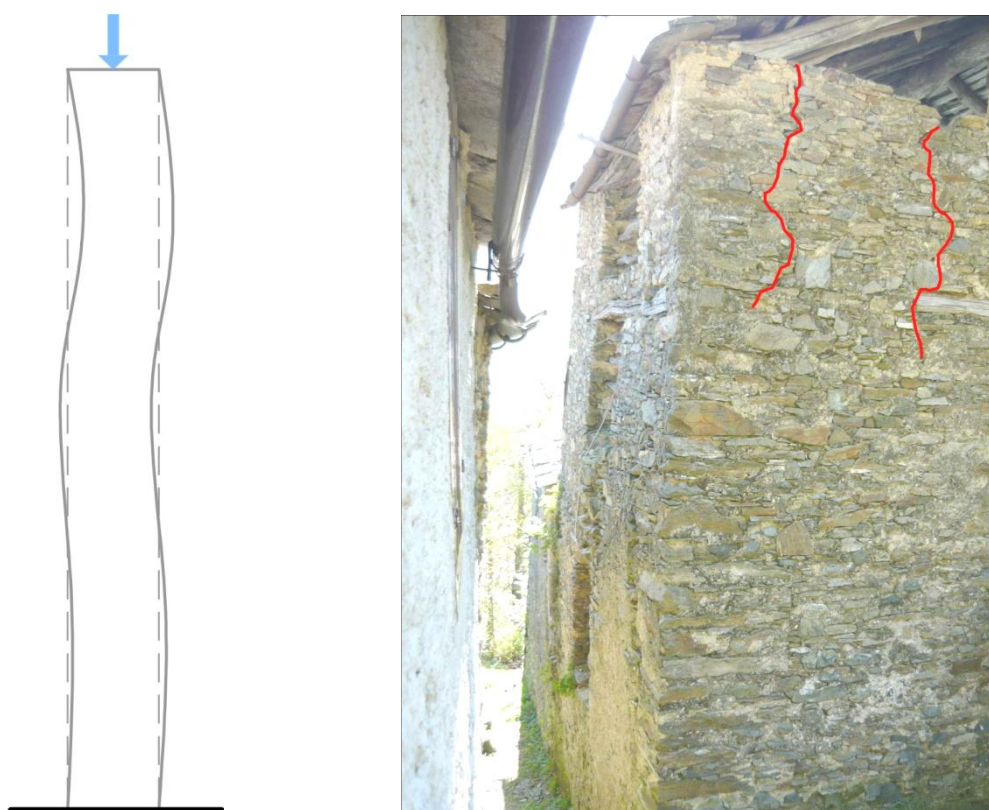


7.10_Lesioni per traslazione verticale nelle angolate

Questo tipo di cedimento è analogo a quello descritto prima, ma va ad interessare entrambi i lati di un angolo murario. Il cinematismo è dunque da studiare non più a livello bidimensionale ma a livello tridimensionale. Infatti, proprio a causa degli ammorsamenti tra le murature, si sviluppano moti di torsione, flessione e taglio. I muri di un'angolata infatti sono da intendersi inizialmente come due travi solidali tra loro e

incastrate nei limiti della regione di cedimento verticale. Affinché l'angolo possa subire la traslazione verticale, deve prima sciogliersi da questa situazione e innescare una rotazione attorno all'asse che congiunge i due punti dove cominciano i cedimenti di ciascuno paramento murario. Ogni muro subisce dunque una rotazione di flessione ed una di torsione; pertanto le lesioni che ne risulteranno, saranno ruotate per effetto della torsione e aumenteranno in ampiezza man mano che si sale verso l'alto.

Inflessione dei paramenti e schiacciamento per peso proprio



7.11_Lesione per inflessione dei paramenti e schiacciamento per peso proprio

In questa immagine viene mostrato l'effetto combinato di due tipi di dissesto: sulla parete fotografata frontalmente si evidenziano lesioni tipiche dello schiacciamento per peso proprio e di cui si è già parlato sopra; sulla parete di sinistra invece è possibile notare in profilo l'andamento non rettilineo della parete.

Questo tipo di dissesto è dovuto all'inflessione della muratura che, sottoposta a carichi verticali, subisce una deformazione, questa volta non imputabile ai cedimenti del terreno.

Per questo caso si rientra nei cedimenti delle strutture murarie, in particolare nello schiacciamento. Si tratta di analizzare il comportamento di un solido sottoposto ad un'azione assiale di compressione che porta allo sviluppo di dilatazioni orizzontali. Il primo effetto a cui si arriva è il superamento della resistenza alla coesione dei giunti in malta; sono i primi a venire interessati dal momento che presentano una resistenza a compressione più bassa rispetto al materiale lapideo. I giunti subiscono una riduzione di spessore ed una conseguente dilatazione in senso orizzontale, sottoponendo così il materiale lapideo a sforzi di trazione. Questo porta alla formazione di lesioni delle pietre e quindi della muratura con andamento verticale.

Nel caso mostrato in fotografia si ha un muro sul cui ciglio sommitale grava il carico dovuto alla falda di copertura. Nella parte più alta della muratura lesionata si osserva uno sbandamento verso l'interno, mentre scendendo si assiste ad un'inflessione verso l'esterno che è prossima all'espulsione di materiale lapideo. Il ventre di inflessione si trova immediatamente al di sotto del ciglio superiore, per la resistenza alla dilatazione trasversale opposta dall'attrito lungo la superficie di contatto tra falda e muro. Inoltre i due punti di massimo sbandamento verso l'interno e verso l'esterno coincidono rispettivamente con il punto di appoggio dei due solai interni, che dunque influiscono sul comportamento di inflessione della parete.

7.2.2 PROPOSTE DI INTERVENTO AI DISSESTI

Gli schiacciamenti

Gli schiacciamenti sono dissesti imputabili a problematiche non associate agli aspetti fondazionali, ma ai carichi provenienti dall'alto, in particolare al peso proprio, o a carichi concentrati.

Dal momento che una delle principali manifestazioni di questi tipi di dissesto è la dilatazione in direzione normale al carico applicato, si interviene con l'obiettivo di

ostacolare la dilatazione trasversale mediante l'irrigidimento delle murature tramite iniezioni, cuciture, cerchiature ecc.

A livello fondale è possibile intervenire ampliando la sezione di appoggio, mentre per quanto riguarda gli elementi murari interposti tra i vani di porte o finestre è possibile realizzare un'armatura in corrispondenza del perimetro del vano.

L'introduzione di cordoli contribuisce a ripartire uniformemente il carico proveniente dalle coperture o dalle partizioni orizzontali. Anche le cerchiature, l'introduzione di tiranti e le cuciture contribuiscono a contrastare la dilatazione laterale dovuta ai carichi assiali.

Cedimenti verticali

La maggior parte dei dissesti è imputabile a cedimenti che avvengono a livello fondazionale; i rimedi da adottare sono riassumibili nei seguenti punti:

- In via preliminare è opportuno procedere con rilevamenti al di sotto del piano fondale per individuare la natura geologica del suolo, le condizioni di resistenza, compattezza, umidità e stabilità; l'obiettivo è inoltre quello di ricercare banchi resistenti e solidi per appoggiare le nuove fondazioni, in modo che queste interferiscano il meno possibile con le fondazioni degli edifici contigui;
- Le nuove sottomurazioni che si andranno a realizzare dovranno essere protratte fino ad una profondità tale da evitare complicazioni dovute alle influenze meteoriche;
- Nei casi di terreni in declivio è opportuno circoscrivere il fabbricato con opportune opere di drenaggio per allontanare le acque
- Sulle murature superiori fessurate si interviene mettendo in pratica gli accorgimenti descritti nel paragrafo 3.

Inflessione dei paramenti

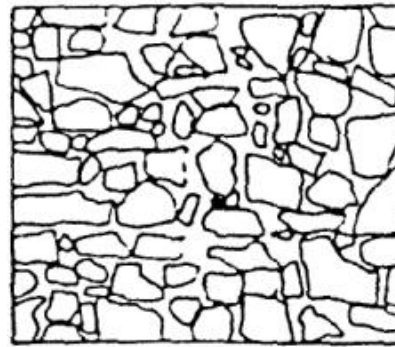
È possibile intervenire spezzando l'onda d'inflessione in più onde parziali per ciascun piano applicando opportuni tiranti all'altezza dei solai. La lunghezza del tronco inflesso viene così suddivisa in tronchi più piccoli, rendendo più stabile la muratura alla pressoinflessione. Le alternative sono la graduale demolizione e ricostruzione a regola d'arte, nei casi più gravi, oppure l'applicazione di tirantini antiespulsivi reagenti contro i due paramenti mediante rondelle o piastrine, mediante cuciture metalliche o iniezioni di latte di cemento per ristabilire la continuità della muratura.

7.2.3 INDIVIDUAZIONE DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE

È necessario a questo punto cercare di comprendere le caratteristiche tecniche della muratura in esame e degli elementi che la costituiscono. Seguendo un tipo di approccio che, partendo dall'analisi qualitativa e visiva dei dissesti ha l'obiettivo di giungere alla definizione delle caratteristiche meccaniche delle strutture, è utile in questa fase definire la tipologia o il metodo con cui sono stati realizzati i paramenti murari di Luere.

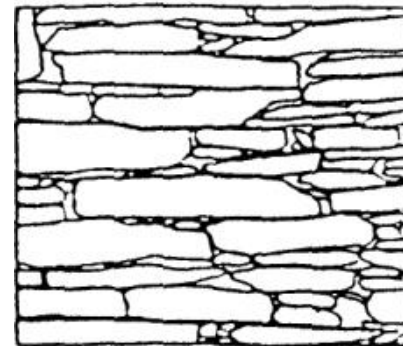
Si tratta di muratura antiche anche di 400 anni realizzate secondo la regola dell'arte, da maestranze locali poco qualificate, se non addirittura dagli stessi contadini che le abitavano. I materiali utilizzati erano quelli reperiti in loco e la modalità costruttiva era molto semplice, dal momento che l'obiettivo era quello di realizzare un involucro con pareti perimetrali portanti in pietra da coronare poi con una copertura a doppia falda. Il semplice approccio visivo permette di cogliere le modalità e la tipologia di fattura della muratura in questione, soprattutto sulle superfici lasciate libere dell'intonaco. Le tipologie murarie individuate per Luere sono tre:

- Muratura irregolare senza corsi, a blocchi spaccati, con o senza zeppe;



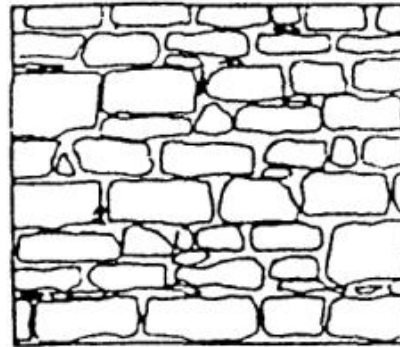
È la tipologia che si riscontra con più frequenza all'interno del nucleo ed è presente soprattutto negli edifici di altezza modesta; si tratta di una confezione molto semplice da realizzare e non prevede particolari lavorazioni preliminari dal momento che i conci vengono messi in opera con la malta così come vengono reperiti sul terreno.

- Irregolare, a blocchi sfaldati, con o senza zeppe;



Si riscontra raramente questa muratura tra i vari fabbricati del borgo; viene solitamente impiegata nella realizzazione di piccoli edifici, come i casinel, o per i muri di contenimento; si tratta di una muratura realizzata a secco mediante l'impegno di lastre di pietra con determinate caratteristiche formali. L'unico intervento preliminare consiste nella scelta degli elementi da impiegare, ma non richiede nessun tipo di lavorazione.

- A corsi sub-orizzontali e paralleli, con bozze sdoppiate, con o senza zeppe;



Questa tipologia si riscontra con una certa frequenza soprattutto in quegli edifici dotati di notevole altezza; si tratta infatti della tipologia di muratura più resistente e che richiede maggior perizia in fase di confezionamento. I conci sono scelti e disposti in maniera più regolare rispetto alla prima muratura menzionata, ma nemmeno essi richiedono particolari fasi di lavorazione preliminare, se non per quanto riguarda i blocchi angolari, che spesso risultano essere sbozzati.

Per interpretare meglio il comportamento della muratura in termini di cinematismi e risposta ai carichi applicati, è necessario capire in che modi gli elementi lapidei che la compongono sono disposti tra loro. Grazie al fatto che uno degli edifici risultava crollato è stato possibile analizzare la muratura nella sua sezione e concludere che non si tratta di una muratura a sacco, ma di una semplice confezione di pietre unite con malta per uno spessore di compreso tra i 55 e i 65 cm.



7.12_Sezione interna della muratura

Per una questione di comodità e per una necessità di esemplificazione, per studiare il comportamento della muratura, la si assimila alla muratura isodoma. La facilità è quella di poter trattare l'elemento murario come un corpo monolitico pesante costituito da materiale elastico, isotropo, dotato di coesione e quindi di resistenza a trazione e compressione, appoggiato su un piano con attrito. Questo corpo viene assimilato all'elemento parete che, pur facendo parte della scatola muraria, viene studiato in maniera indipendente ed è sottoposto a carichi concentrati o distribuiti, al peso proprio e alle azioni dirette perpendicolarmente al suo piano. L'effetto di queste ultime azioni è quello di provocare lo scivolamento o il ribaltamento; in quest'ottica verrà studiato l'elemento murario anche da un punto di vista quantitativo.

7.2.4 PROVE PER LA DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Per poter sviluppare gli studi quantitativi legati ai cinematismi che possono interessare un paramento murario, è essenziale conoscere le caratteristiche meccaniche del materiale di cui l'elemento è costituito. Non siamo però di fronte a un materiale di cui si conoscono con esattezza le dette caratteristiche, dal momento che si ha a che fare con strutture già esistenti, eterogenee e diverse le une dalle altre, dal momento che negli anni hanno subito un trattamento ed una storia differenti, come si evince oggi dai diversi gradi di conservazione.

L'obiettivo è quello di raggiungere una conoscenza dell'organismo edilizio che sia il più possibile oggettiva; per seguire questa linea è opportuno attenersi alle normative vigenti del DC 14 Gennaio 2008, le NTC e relative appendici, e la Direttiva 9 Febbraio 2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale.

È possibile dunque, sulla base del livello di conoscenza raggiunto, identificare un fattore di confidenza che permette di graduare il livello di incertezza nella modellazione e nei calcoli. Più si conoscono le caratteristiche della struttura, più si riducono le incertezze e di conseguenza il fattore di confidenza F_c , compreso tra 1 e 1,35, tenderà all'unità. Nella valutazione della sicurezza sismica F_c viene applicato direttamente sulle proprietà meccaniche dei materiali, riducendone la resistenza,

qualora il modello consideri la deformabilità e la resistenza dei materiali e delle strutture; qualora invece il modello consideri l'equilibrio limite degli elementi strutturali, il fattore viene applicato direttamente sulle capacità della struttura.

La norma prevede tre livelli della sicurezza sismica: gli ultimi due livelli richiedono la comprensione del comportamento sismico dell'edificio mediante la conduzione di analisi lineari o non lineari, statiche o dinamiche. Queste permettono di definire l'indice di sicurezza sismica, che rappresenta il rapporto tra l'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite e l'accelerazione stessa.

Dopo la valutazione della geometria, dei materiali, del degrado e dei dissesti strutturali, è opportuno arricchire la fase di diagnosi mediante tecniche diagnostiche che possono essere non invasive o semi-invasive, indirette o dirette. Le tecniche non invasive sono preferibili in quanto le più attente alla salvaguardia del bene architettonico. Ma l'invasività non è il solo parametro da considerare nella scelta della tecnica diagnostica. Sono da tenere in considerazione anche i criteri di utilità, tempo e costo. Le finalità di queste indagini sono due:

- Validare le ipotesi di dissesto formulate durante le interpretazioni dei cinematismi
- Ottenere parametri numerici da sfruttare per i calcoli.

Uno dei parametri più interessanti da individuare è la resistenza alla compressione e alla penetrazione del materiale; questi parametri si riferiscono ai singoli elementi di cui è composta la muratura, come il singolo concio, il singolo mattone o il singolo strato di malta.

Le prove penetrometriche eseguibili su una muratura si dividono in due categorie, gli strumenti a percussione e gli strumenti a rotazione.

Tra gli strumenti a percussione si possono elencare:

- Lo sclerometro a pendolo: si lascia cadere una massa contro una superficie muraria di cui si vuole determinare resistenza a compressione e penetrazione, e si analizza la traccia lasciata dalla massa sulla superficie o si osserva il rimbalzo della massa stessa dopo l'urto; la misura del diametro e della

profondità della traccia, permettono di individuare, mediante valori tabellati, le due resistenze ricercate del materiale.

- Sonda Windsor: si valuta la resistenza a penetrazione mediante la misurazione della profondità raggiunta da una sonda che viene fatta penetrare nel materiale; è utilizzata soprattutto per i mattoni.
- Penetrometro di Liberatore e Spera: viene fatta penetrare nel materiale una punta mediante penetrometro a molla con intensità del colpo costante e con energia cinetica regolata; il parametro che fornisce la resistenza del materiale è il grado di difficoltà che incontra la punta alla penetrazione. Viene utilizzato perlopiù per individuare le caratteristiche meccaniche delle malte e prevede delle micro-distruzioni del materiale da esaminare.
- Penetrometro di Felicetti e Gattesco: una sonda in acciaio viene fatta penetrare mediante colpi esercitati da uno sclerometro calibrato e si misura la profondità di penetrazione raggiunta.
- Nuovo penetrometro di Felicetti: consiste nell'infissione di una punta standardizzata conica nella muratura; la resistenza alla penetrazione viene misurata attraverso la somma del numero dei colpi necessari all'avanzamento nei vari tratti. Deriva dalle tecniche utilizzate per valutare la resistenza alla penetrazione dei terreni e su di essa si basa la tecnica di Giuliani e Gubana per la valutazione della resistenza del legno. Uno dei problemi a cui bisogna prestare però attenzione è l'attrito laterale che deve essere reso praticamente nullo per non ottenere risultati errati. Come erogatore di colpi viene scelto per semplicità uno sclerometro a energia costante e nota in tutte le direzioni, che risulta essere maneggevole e poco ingombrante, pertanto adatto ad essere impiegato per analisi sul campo. Solitamente vengono annotati i colpi necessari per ottenere una penetrazione di 1 cm. I difetti che si possono presentare in una prova di questo tipo possono essere la lettura non sempre agevole dei risultati, la necessità di due operatori, la scala dei risultati troppo sensibile e la difficoltà di restituzione grafica dei risultati.

Tra gli strumenti a rotazione si possono elencare invece:

- Il resistograph: lo strumento è stato ideato per individuare la resistenza alla perforazione nel legno, mediante la misurazione dell'energia per consentire l'avanzamento di una sottile punta di acciaio ad una velocità costante. Si ottengono in questo modo dei grafici che restituiscono le differenti qualità del legno attraversato; sulle ascisse si avrà il valore delle profondità, mentre sulle ordinate l'indice di resistenza, che è adimensionale in quanto i risultati sono di tipo comparativo e non assoluto. È possibile raggiungere anche i 40 cm di profondità senza che ciò risulti visibile esternamente; si tratta infatti di una tecnica non particolarmente invasiva. Questa tipologia strumentale è poi stata adattata per la caratterizzazione delle malte.
- I trapani a rotopercolazione: restituiscono la resistenza a compressione andando a misurare la resistenza alla perforazione. Il trapano è collegato ad un acquirente di dati che misura in tempo reale i parametri di funzionamento quali la potenza consumata, la velocità di rotazione, la profondità del foro, il numero di giri del mandrino necessari per una penetrazione unitaria della punta, l'energia netta spesa dal motore, la coppia esercitata dal mandrino al crescere della profondità che identifica quanta resistenza il materiale esercita alla rotazione della punta.

Le prove a penetrazione e a rotazione rappresentano strumenti diagnostici economici e comodi per essere utilizzati in situ, oltre ad essere prove non distruttive.

Un altro tipo di prova, per niente invasiva, è quella sonica; è una prova indiretta, rapida, poco costosa e, a differenza delle precedenti appena descritte che andavano ad analizzare un singolo elemento della muratura, permette di caratterizzare un volume più consistente del paramento murario. Permette di ricavare informazioni sulla densità del materiale e sulla presenza di eventuali zone di bassa densità. A causa di troppi fattori di disturbo, consente di ottenere però solo dati di confronto piuttosto che valori numerici precisi e dimensionali.

La prova che invece permette di ricavare dati relativi a deformabilità, stato di sforzo e resistenza, è quella coi martinetti piatti. È una prova diretta, quasi non distruttiva ed ha carattere locale, in quanto va ad indagare solo una porzione delimitata della muratura; pertanto i risultati saranno significativi solo se la zona scelta è rappresentativa dello stato tensionale medio della parete.

Il procedimento con il martinetto piatto singolo prevede di eseguire un taglio orizzontale in un elemento strutturale per applicare sulle superfici interne del taglio una pressione nota che porti al ripristino delle condizioni iniziali; la pressione è esercitata dal martinetto piatto, che consiste in una tasca metallica molto sottile nella quale viene iniettato olio a pressione nota e che viene inserito nel taglio stesso. Dal valore della pressione rilevata è possibile individuare lo stato tensionale precedentemente presente nella muratura. Il concetto su cui si basa tale applicazione è il metodo di liberazione delle tensioni.

Dopo l'esecuzione del taglio si deve provvedere alla misura della convergenza della fessura e, una volta infilato il martinetto, questo viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza misurata in precedenza. La pressione dell'olio presente all'interno del martinetto sarà dunque pari alla sollecitazione preesistente nella muratura. La formula che descrive la prova è la seguente:

$$\sigma = P \cdot k_t \cdot k_m$$

Dove

σ è il valore di sforzo calcolato

P è la pressione del martinetto per la quale si recupera lo stato di sollecitazione prima del taglio

k_t è la costante adimensionale che dipende dalla geometria e dalla rigidità del martinetto ed è minore di 1

k_m è la costante adimensionale data dal rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio ed è minore di 1

È poi possibile eseguire una prova con martinetto doppio. La prova consiste nell'eseguire questa volta due tagli orizzontali paralleli nella muratura, posti ad una distanza compresa tra 40 e gli 80 cm. In entrambi i tagli vengono inseriti martinetti piatti messi in pressione contemporaneamente; si provoca così uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa tra i due martinetti. Si vanno infine a misurare gli spostamenti con comparatori collocati nella zona compresa tra i due martinetti. È possibile aumentare la pressione nei martinetti fino a raggiungere tensioni molto superiori a quelle iniziali, ottenendo così indicazioni anche sulle caratteristiche di resistenza a collasso della muratura. Il rapporto tra la tensione limite determinata e la tensione di esercizio, individuata con la prova del martinetto piatto singolo, fornisce un coefficiente di sicurezza relativo al maschio murario.

Gli obiettivi di questa prova sono i seguenti:

- Distinguere la fase essenzialmente elastica da quella caratterizzata da deformazioni irreversibili
- Individuare il modulo elastico della muratura
- Individuare la tensione di prima fessurazione
- Individuare la tensione di collasso del blocco murario

La formula che descrive la prova è la seguente:

$$\sigma = P \cdot k_m \cdot \left(\frac{A_m}{A_t} \right)$$

Dove

σ è il valore di sforzo calcolato

P è la pressione erogata ai martinetti

k_m è il valore medio dei due coefficienti di taratura dei martinetti

A_m è l'area del martinetto

A_t è il valore medio delle due aree di taglio

Dal rapporto tra la tensione applicata e la deformazione misurata si ricava il valore del modulo elastico. Per valutare la resistenza limite a compressione il carico viene aumentato fino all'apparire delle prime micro fessure; la prova viene eseguita applicando cicli di carico e scarico, con intensità man mano crescente. In prossimità del carico di collasso appariranno delle fessure con andamento verticale.

È possibile inoltre applicare, oltre ai due tagli orizzontali, anche due tagli verticali, in modo da delimitare un porzione quasi totalmente isolata dal resto della muratura, per risolvere i problemi legati all'anisotropia del materiale e al confinamento laterale. Questo procedimento è però più invasivo nei confronti del paramento murario.

È possibile poi sfruttare il martinetto per un'installazione fissa, se si decide di cementarlo nella fessura; in questo modo servirà per il rilevamento a medio e lungo termine dello stato tensionale, per una fase di monitoraggio della struttura.

Una prova particolarmente indicata per le murature in pietra è quella coi martinetti oleodinamici, che permette di individuare il carico ultimo a rottura e il modulo di elasticità, andando a lavorare su prismi di dimensioni maggiori. Si eseguono otto carotaggi per permettere l'inghisaggio alla muratura di barre in acciaio filettate, alle quali vengono agganciati quattro pistoni oleodinamici, due da una parte della parete e due dall'altra, collegati mediante perni passanti attraverso la muratura. Su uno dei due paramenti viene posizionato un martinetto piatto, inserito mediante il consueto taglio orizzontale. Vengono applicate base estensimetriche al centro del prisma che consentono la definizione di diagrammi sforzi-deformazioni, visto che si dispone delle tensioni verticali presenti nella muratura indagata, misurate dal martinetto piatto.

Per un'esecuzione corretta delle prove con i martinetti piatti è necessario rispettare i seguenti accorgimenti:

- I tagli orizzontali nella muratura devono essere effettuati in modo tale da non danneggiare le parti circostanti della muratura stessa, mediante seghe a lama diamantata, con le quali si realizza un'incisione dallo spessore leggermente

superiore a quello del martinetto. Per garantire orizzontalità e precisione si utilizzano colonne di sostegno che permettono un avanzamento a velocità regolabile.

- La forma dei martinetti deve essere tale da consentire di riempire quanto più esattamente possibile l'area di taglio, in modo da avere un valore di k_m il più possibile vicino a 1. I martinetti possono essere rettangolari, semicircolari o a semicerchio allungato; quest'ultima è la tipologia più diffusa, dal momento che consente una superficie di contatto molto più ampia di quelli semicircolari.
- I valori di spostamento misurati sulle basi di misura a cavallo del taglio tendono ad essere maggiori al centro, pertanto ci sarà una concentrazione di tensioni maggiore ai bordi.
- Non esiste un riferimento normativo in Italia e ci si deve quindi avvalere delle norme americane o delle norme Rilem per una corretta esecuzione della prova.
- È possibile ottenere dati in tempo reale mediante l'utilizzo di trasduttori di spostamento che rilevano la pressione dell'olio, collegati in continuo ad un'apparecchiatura di registrazione automatica. Si restituiscono così i grafici di tensione-deformazione-tempo.
- Nella prima fase della prova, in cui si utilizza un martinetto singolo, vengono adottate almeno tre basi estensimetriche a cavallo del taglio, ottenendo così una misura diretta della convergenza tra i due bordi del taglio e la misura del suo annullamento. In alternativa è possibile operare con tre comparatori al di sopra e tre al di sotto del taglio; in questo modo si esegue il taglio nella muratura interpretando separatamente i risultati della zona superiore, che risulta soggetta ad una debole trazione, e quelli della zona inferiore, che è compressa. Nella seconda fase, dove vengono utilizzati due martinetti piatti, si rende necessaria la sistemazione di almeno tre basi estensimetriche verticali ed una orizzontale. È possibile applicare altre basi nelle regioni esterne alla zona compresa tra i martinetti, se si vuole tener conto dell'influenza di eventuali anomalie.

È possibile infine eseguire prove che sottopongano contemporaneamente la muratura ad una tensione tangenziale e ad una compressione verticale. Si procede estraendo un elemento murario, solitamente un mattone, in una zona laterale del prisma soggetto a compressione e si colloca, nel vano lasciato libero, un martinetto a pistone di piccole dimensioni; si esercita così una sollecitazione tangenziale nella malta di allettamento che viene definita dalla seguente formula:

$$T = \frac{F}{2A}$$

Dove

F è la forza applicata

A è l'area del mattone

È quindi possibile determinare l'angolo di attrito interno e il valore di coesione della malta riferiti alla resistenza a taglio ottenendo la seguente formula:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi)$$

Dove

τ è la resistenza a taglio

c è il valore di coesione della malta

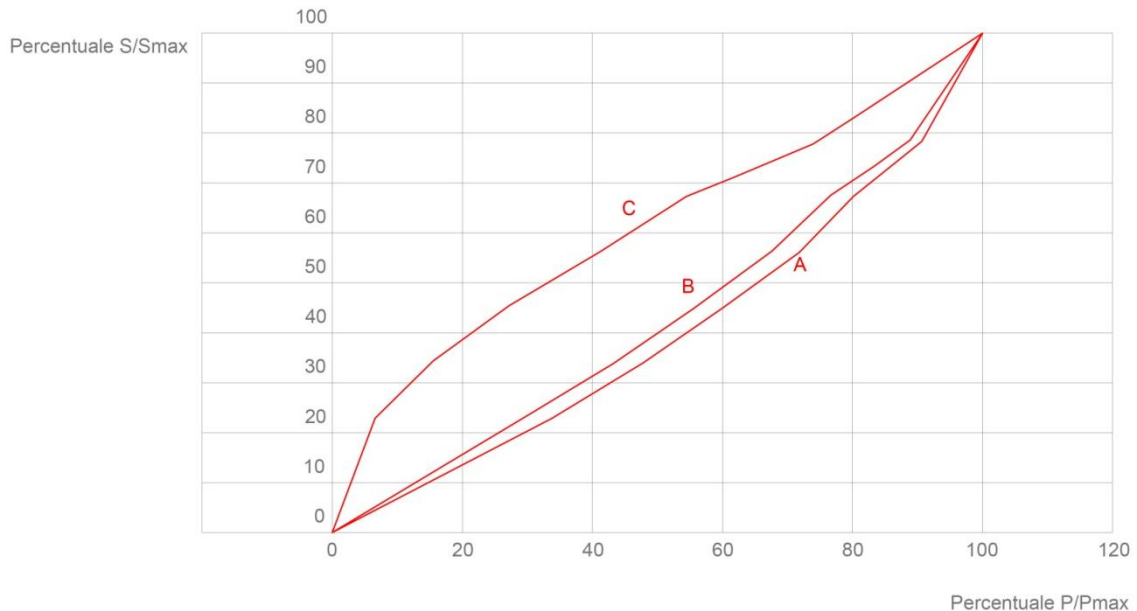
σ è lo sforzo assiale

φ è l'angolo di attrito

Tornando alle prove con martinetti piatti, nel caso si sviluppasse una pressoflessione all'interno della parete, si potrebbe correre il rischio di sovrastimare o sottostimare la tensione locale; per ovviare a questo problema si può procedere eseguendo la prova prima su un lato poi sull'altro della muratura, individuando infine la tensione media.

Esistono simulazioni numeriche che, sfruttando un modello 3D ad elementi finiti, evidenziano l'incremento di convergenza della fessura all'approfondirsi del taglio.

All'interno di un grafico cartesiano vengono riportate sull'asse delle ascisse la percentuale della profondità di taglio, e sulle ordinate la percentuale della convergenza dei lembi del taglio sull'asse di simmetria.



7.13_Curve ottenute da una prova a pressoflessione con varie eccentricità

Le curve che si vengono a formare si riferiscono a tre diverse eccentricità di carico sulla parete:

- La curva A si riferisce ad un'eccentricità verso il lato del taglio pari a $1/6$ dello spessore della parete
- La curva B si riferisce ad un carico centrato
- La curva C si riferisce ad un'eccentricità verso il lato opposto del taglio pari a $1/6$ dello spessore.

Risulta che le curve A e B presentano una concavità opposta rispetto alla curva C, poiché nei primi due casi la tensione misurata dal martinetto è il valore massimo della tensione riscontrabile lungo lo spessore della parete, mentre nell'ultimo caso il valore della tensione è solo una stima per difetto della tensione massima; in questo caso sarà necessario eseguire una prova anche sul lato opposto della parete.

Dal momento che gran parte degli interventi di consolidamento prevede l'inserimento di elementi metallici all'interno delle murature, è sempre più necessario indagare la

capacità di resistenza di sfilamento. La prova di pull-out utilizza una barra di acciaio avvolta da una speciale calza in tessuto che serve a contenere il materiale consolidante iniettato. La calza evita in questo modo che la boiaccia venga dispersa nella muratura e, essendo elastica, permette di adattarsi alle cavità del foro, incrementando la resistenza di ancoraggio. Questa resistenza viene individuata misurando lo spostamento dell'estremità della barra in funzione del carico di sfilamento.

Quelle finora elencate e descritte sono le prove che permettono di ottenere un livello di conoscenza maggiore. Inoltre si tratta di prove che possono essere eseguite in situ e non in laboratorio, e dunque fattibili in un'indagine conoscitiva nel contesto di Luere. Tuttavia, nell'ambito di questa tesi, non è stato possibile eseguire studi simili. Pertanto ci si attiene al livello di conoscenza più basso. Dalla tabella presente nelle NTC del 2008, possiamo individuare il fattore di confidenza inerente al nostro caso.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

7.14_Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura (##)

Allo stesso modo, osservando la tabella 7.14, è possibile identificare la tipologia di muratura con cui si ha a che fare ed individuare le relative caratteristiche meccaniche.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

7.15_Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G =valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura. (##)

Caratteristiche meccaniche della muratura

Riassumendo, le caratteristiche meccaniche allo stato di fatto della muratura oggetto degli interventi di consolidamento sono le seguenti:

- Materiale: muratura piena realizzata con conci di pietra locale irregolare e malta
- Spessore medio: $s = 55 - 65 \text{ cm}$
- Resistenza media a compressione: $f_m = 100 \text{ N/cm}^2$
- Resistenza media a taglio: $\tau_0 = 2 \text{ N/cm}^2$
- Modulo di elasticità normale: $E = 690 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = 230 \text{ N/mm}^2$
- Peso specifico della muratura: $w = 19 \text{ kN/m}^3$

7.3 INTERVENTI SULLE MURATURE

7.3.1 CUCITURE ARMATE

Si impiega questa tecnica nei confronti di fessurazioni per le quali si necessita di un intervento che vada a ripristinare le capacità di resistenza della muratura. L'operazione prevede la formazione di una perforazione, solitamente del diametro di 30 mm, all'interno della quale viene iniettata una resina o una malta espansiva; successivamente si inseriscono la barra in acciaio, solitamente del diametro di 12 mm, facendola ruotare nel foro in modo da favorire la distribuzione della malta attorno alla barra. I fori passanti sono inclinati e vengono utilizzate barre ad aderenza migliorata e malte cementizie moderatamente espansive.

Le estremità delle barre vengono connesse con reti elettrosaldate affogate poi con conglomerato cementizio.

7.3.2 CUCI E SCUCI

Questa tecnica permette di intervenire su quelle porzioni di muratura più ammalorate e prevede di sostituire la muratura per una larghezza di circa 40-50 cm a cavallo della lesione. Si opera lavorando dal basso verso l'alto, raschiando e bagnando i bordi del vano che si viene a creare. Successivamente si riposizionano gli elementi lapidei fissandoli con malta di calce, in modo da risultare ben ammorsati alla muratura laterale originaria.

7.3.3 RISARCITURA

Questa tecnica prevede la riparazione della fessura mediante la sua perforazione per tutto lo spessore del muro e mediante una successiva iniezione di malta per risarcire il vuoto venutosi a creare.

7.3.4 INTONACO ARMATO

Questo accorgimento è indicato per quei paramenti murari caratterizzati da lesioni diffuse. Si procede infatti asportando le parti di muratura incoerente, scarnendo i giunti ed eliminando le polveri. Si eseguono poi perforazioni oblique passanti, solitamente 6 per metro quadro, all'interno delle quali si infilano barre in acciaio, alle quali viene poi fissata la rete elettrosaldata. Essa fungerà da supporto per il nuovo strato di betoncino di malta che verrà posato sulla superficie della parete.

7.3.5 COLATURA DI BOIACCA

Questo intervento permette di migliorare la resistenza della muratura. Prevede la scarnitura dei giunti e la realizzazione di perforazioni, dalle 2 alle 4 per metro quadro, mediante trapano a rotazione, per i due terzi dello spessore del muro. In questi fori si inseriscono e si sigillano gli ugelli, tramite i quali si inietta la boiaccia; si tratta di una miscela di malta con legante idraulico addizionata con acqua per ottenere una consistenza molto fluida. Si procede dal basso verso l'alto iniettando ad una pressione molto bassa, inferiore a 2 atm, e costante. Si prosegue fino a che la miscela non fuoriesce dai fori adiacenti.

7.3.6 IRRIGIDIMENTO SCATOLARE CON CORDOLI IN ACCIAIO

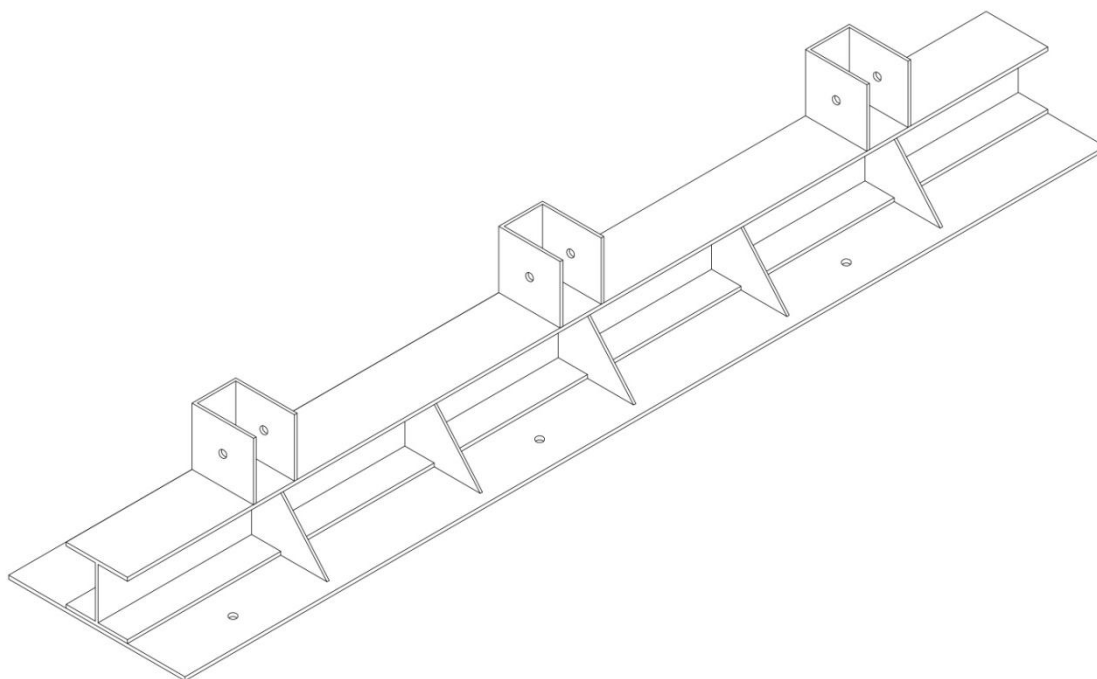
Uno dei principali problemi che interessano la scatola muraria in pietra è, in termini di dissesto, la tendenza ad aprirsi, o meglio la tendenza che hanno i maschi murari di subire un cinematismo di ribaltamento verso l'esterno. Per far fronte a questa problematica è possibile intervenire mediante l'inserimento di cordoli in cemento armato, in muratura armata o in acciaio. In questo caso si decide di intervenire mediante cordoli in acciaio per ridurre il peso che andrà a gravare sulle murature.

Si opta per l'introduzione di un cordolo sommitale ed un cordolo in corrispondenza del solaio intermedio.

Il cordolo che si andrà a posizionare in sommità della muratura sarà costituito da un profilo HE160A dalle dimensioni 160x152, appoggiato e saldato su una piastra sempre in acciaio dalla larghezza di 45 cm, la cui funzione è quella di distribuire il peso del

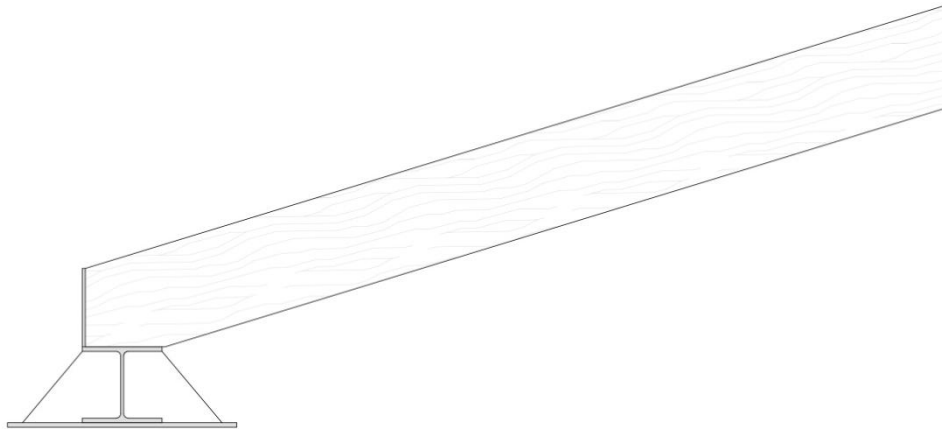
cordolo su una superficie più ampia e che vada ad occupare il più possibile la larghezza del muro. Per irrigidire il cordolo la trave viene saldata alla piastra anche mediante fazzoletti triangolari per evitare possibili deformazioni di rotazione e torsione dovute alla spinta dei puntoni. Sulla base superiore del profilo HEA sono infatti saldati dei dispositivi in acciaio che costituiscono le sedi in cui posizionare ed agganciare le teste dei puntoni.

Gli obiettivi di questo intervento sono quello di distribuire in maniera uniforme il carico dei puntoni sull'intero perimetro della muratura e quello di irrigidire il comportamento scatolare, dal momento che tali dispositivi svolgono anche la funzione di tiranti.



7.16_Modello tridimensionale della struttura in acciaio che funge da cordolo sommitale

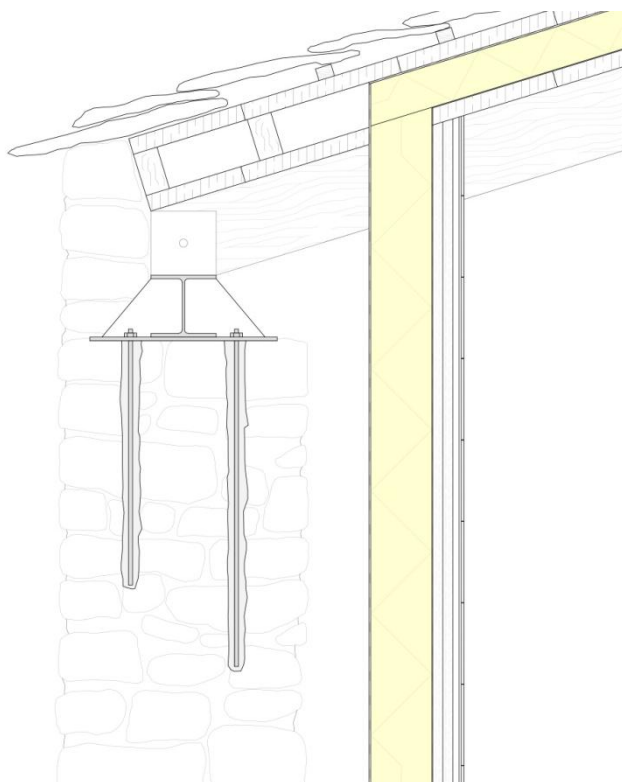
Nella figura viene rappresentato tridimensionalmente il cordolo sommitale composto da piastra inferiore, profilo HEA con fazzoletti triangolari e sedi in acciaio in cui vengono alloggiati i puntoni. Questi ultimi devono essere sagomati nella parte terminale in modo che la superficie in legno appoggi in maniera orizzontale sulla piastra superiore del cordolo; in questo modo i carichi provenienti dalla copertura inclinata sono trasferiti in maniera verticale verso il basso, evitando spinte orizzontali e diagonali.



7.17_Particolare che evidenzia la modalità di connessione tra i puntoni e il cordolo in acciaio

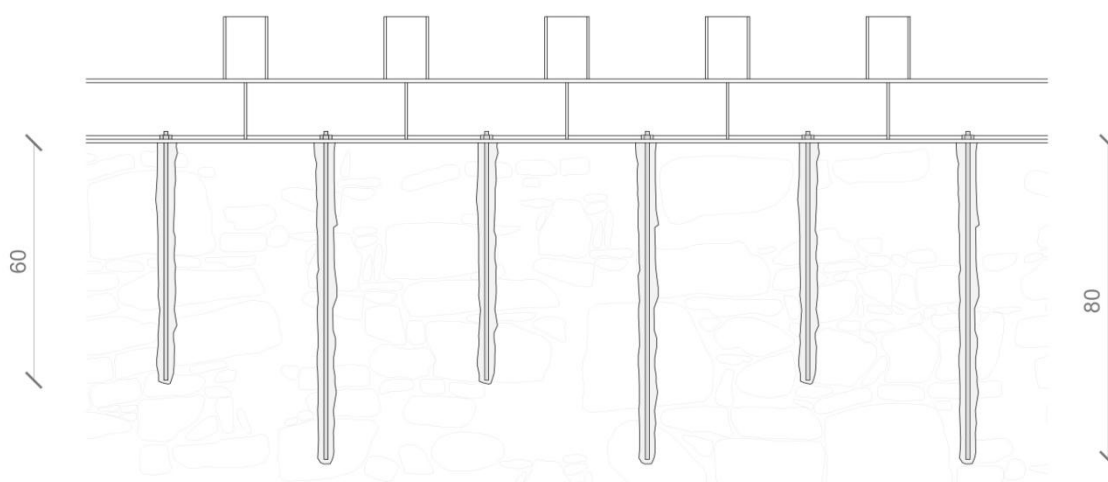
La figura mostra come devono essere sagomate le teste dei puntoni per essere collocate nelle apposite sedi in acciaio. I puntoni vengono poi fissati al supporto tramite tasselli passanti, in modo da realizzare un vincolo ad appoggio.

La piastra inferiore viene connessa alla muratura sottostante mediante barre ed inghisate tramite resine iniettate. Si tratta di barre filettate in acciaio con diametro di 20 mm, ancorate nella muratura mediante una perforazione in cui vengono inserite resine epossidiche.



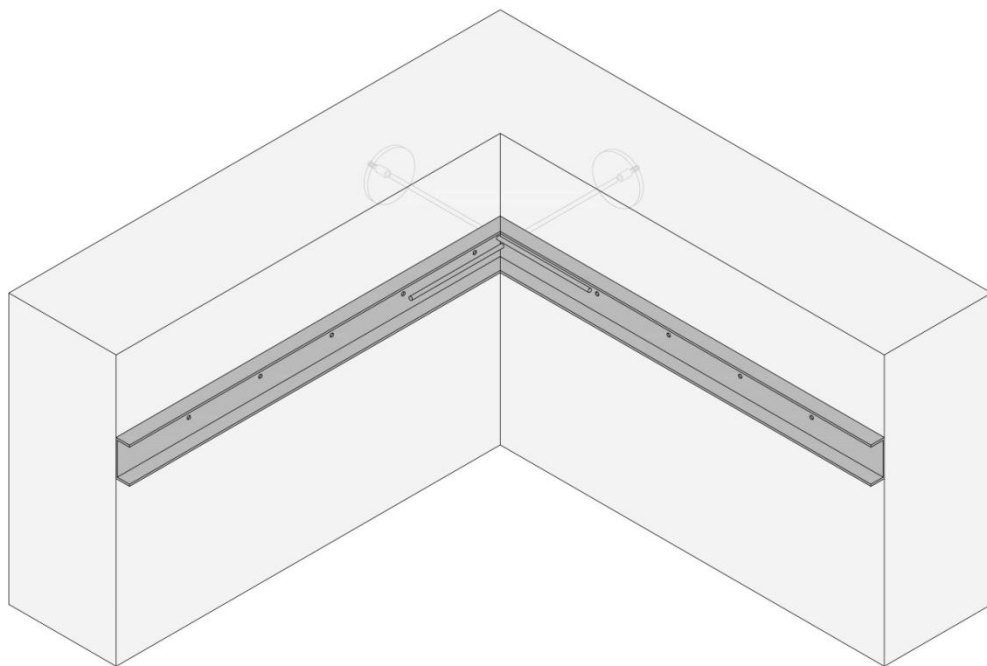
7.18_Sezione trasversale che mostra la modalità di ancoraggio del cordolo alla muratura

Le barre vengono ancorate fino ad una profondità di 60 e 80 cm e disposte in modo alternato in modo da non creare una linea retta di rottura in caso di taglio. La figura seguente mostra la corretta distribuzione delle barre ancorate alle varie profondità.



7.19_Sezione longitudinale che mostra la modalità di ancoraggio del cordolo alla muratura

In corrispondenza del solaio intermedio viene posizionato un secondo cordolo perimetrale. Si tratta di un profilo UPN 200 che viene collegato puntualmente mediante barre filettate e bullonate. Queste vengono ancorate nella muratura non in posizione orizzontale, ma inclinate leggermente verso il basso per contrastare l'effetto di sfilamento, per una profondità di circa i 3/4 dello spessore della muratura. Anch'esso costituisce un perimetro metallico rigido che contribuisce ad incrementare l'effetto di cerchiatura della scatola dall'interno. Assume molta importanza la necessità di saldare questi elementi metallici nelle zone angolari e in particolare risulta possibile far funzionare tali dispositivi come normali tiranti, dal momento che vengono connessi mediante barre passanti attraverso la muratura, rendendo così possibile un ancoraggio in facciata e una messa in tensione dall'esterno mediante dadi.



7.20_Modello tridimensionale che mostra il sistema di cerchiatura della scatola muraria tramite cordolo in acciaio con funzione di tirante

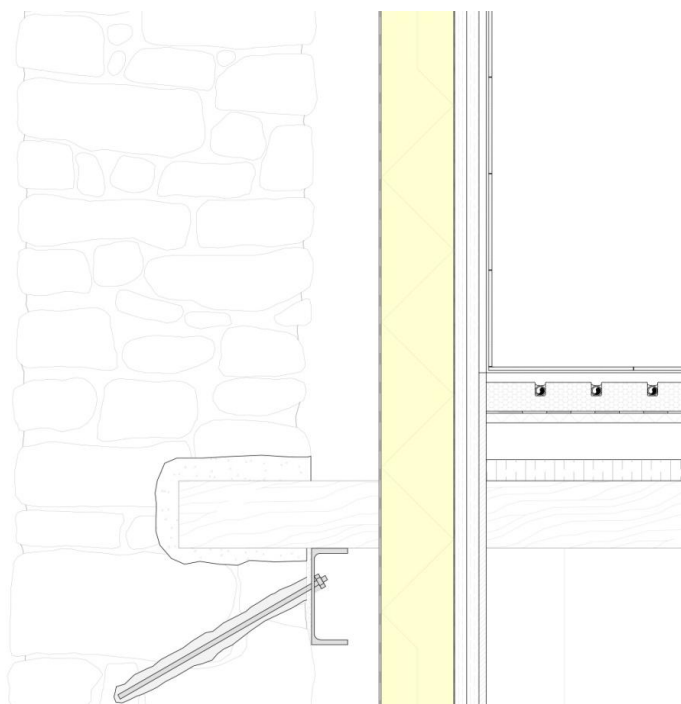
La figura mostra la disposizione delle travi UPN in corrispondenza del solaio intermedio e il metodo di connessione alle murature rispettivamente perpendicolari mediante barre filettate passanti e capo chiavi in facciata.

Su questo profilo perimetrale viene fatta appoggiare la struttura lignea del solaio in travetti, i quali devono però essere incassati e fissati alla muratura mediante la realizzazione di scassi puntuali in cui alloggiare le teste.

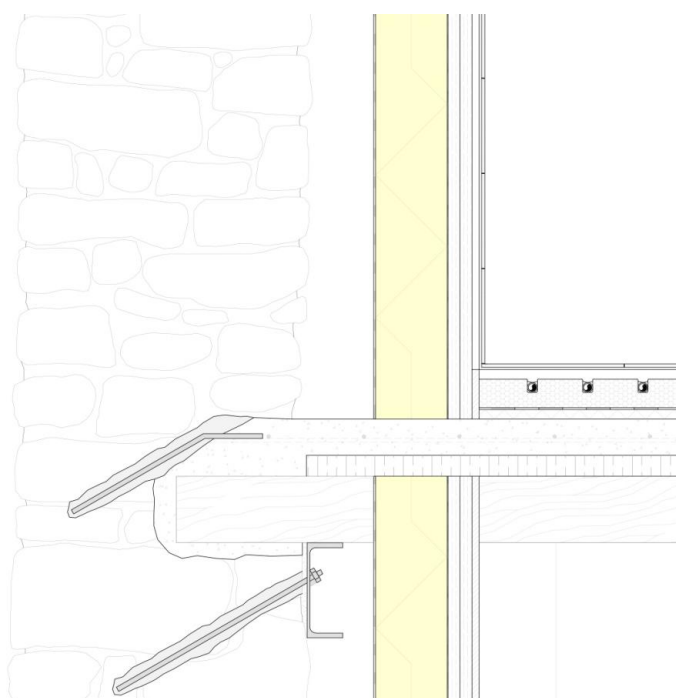
Data la presenza di coibentazione interna, la necessità di ancoraggio dei travetti nel muro comporta la perforazione puntuale dello strato di isolamento con conseguente formazione di un ponte termico, problematica per certi aspetti trascurabile, se si considera che gli elementi passanti sono in legno.

Una problematica di maggior importanza sorge nel momento in cui si va a considerare il comportamento della struttura consolidata in caso di sisma. È infatti opportuno fare in modo che la partizione orizzontale si comporti come diaframma rigido, perimetralmente connesso alla muratura circostante. Per soddisfare un'esigenza di questo tipo non è sufficiente connettere puntualmente i travetti alla muratura, ma è necessario realizzare una cappa armata gettata sopra l'assito del solaio, che sia connessa ai travetti sottostanti e ancorata lateralmente alla muratura mediante un cordolo continuo in calcestruzzo e barre inghisate nella muratura. In questo caso si andrebbe a creare un ponte termico di notevole entità.

Per gestire questo aspetto si presentano dunque due alternative: da una parte si privilegiano le prestazioni energetiche dell'involucro andando a minimizzare le dispersioni termiche, a discapito del comportamento rigido scatolare in caso di sisma; dall'altra si dà più importanza alle esigenze statiche mediante la realizzazione di una cappa armata che funge da diaframma, a discapito delle prestazioni energetiche.



7.21_Alternativa A: i travetti ancorati alla muratura senza la presenza di una cappa armata



7.22_Alternativa B: travetti e cappa armata ancorati alla muratura

Le figure mostrano le due alternative che è possibile realizzare per gestire il nodo tra nuovo solaio interno e muratura perimetrale; considerando che il sito di intervento non è in zona sismica ed è collocato a 1000 m di quota, appare più plausibile privilegiare l'aspetto termico piuttosto che il comportamento sismico.

7.3.7 REALIZZAZIONE DI NUOVE APERTURE

Da progetto architettonico risulta necessario la realizzazione di nuove aperture all'interno dei paramenti murari perimetrali portanti. Questo intervento è realizzabile con le dovute accortezze e a seguito di opportuni calcoli che permettano di verificare la variazione delle capacità portanti della muratura in termini di rigidità, resistenza e duttilità, prima e dopo l'intervento.

Se non risultasse necessario un ripristino di tali capacità, allora sarà possibile intervenire direttamente con la creazione del vano, altrimenti si dovranno eseguire interventi di consolidamento per incrementare le capacità della muratura e solo successivamente si potrà procedere a ricavare la nuova apertura.

Nel paragrafo 4.1 si eseguono studi per valutare la variazione della rigidità di una parete (nella fattispecie la parete Sud dell'edificio 1) prima e dopo la realizzazione di nuove aperture. L'incremento di rigidità che si riscontra è dovuto ad un aumento delle capacità della muratura avvenuto in seguito ad interventi ipotizzati di colatura di boiacche e cuciture armate, che producono una variazione in positivo del modulo di elasticità normale e tangenziale.

Inoltre si cerca di rispettare gli allineamenti verticali delle aperture già esistenti, in modo da lasciare invariate, per quanto sia possibile, le larghezze dei maschi murari individuati.

A questo punto, dopo aver puntellato la parete, sarà possibile procedere sulla muratura mediante l'inserimento, da una parte e dall'altra del paramento, di putrelle in acciaio all'interno di scanalature orizzontali ottenute mediante l'asportazione dello strato di pietrame più esterno. Le putrelle vengono poi connesse l'una all'altra mediante tiranti passanti nello spessore della parete; dopo aver annegato le putrelle in uno strato di malta si procede con l'asportazione del materiale posto al di sotto delle

putrelle per ricavare la nuova apertura, che andrà opportunamente cerchiata realizzando un telaio in acciaio o cemento armato.

7.3.8 INCREMENTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA

Gli interventi di consolidamento proposti consentono di incrementare le capacità della muratura in termini di resistenza e rigidità. Nelle Norme Tecniche di Costruzione la tabella C8A.2.2 riporta i coefficienti correttivi con i quali correggere i valori dei parametri meccanici della muratura consolidata; nel nostro caso si considera il coefficiente correttivo inerente l'intervento di consolidamento mediante iniezioni di miscele leganti.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversali	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con spessore di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

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

7.23_Coefficienti correttivi dei parametri meccanici di figura 7.15 da applicarsi in presenza di malta di caratteristiche buone o ottime, giunti sottili, ricorsi o listature, sistematiche connessioni trasversali, nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio, consolidamento con iniezioni di malta, consolidamento con intonaco armato. (##)

A seguito di questi interventi e ipotizzando di aver eseguito delle prove in sito tali da raggiungere un livello di conoscenza LC2, si suppone di assumere i seguenti nuovi valori dei moduli di elasticità:

Modulo di elasticità normale: $E = 1\,380 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale: $G = 460 \text{ N/mm}^2$

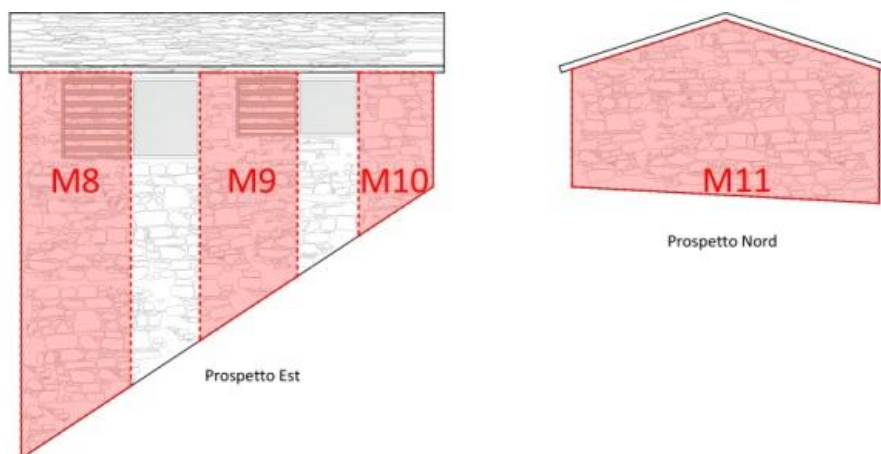
7.4 STUDIO DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SULL'EDIFICIO N° 1

Come si diceva, l'edificio n° 1 viene scelto come edificio esemplare su cui si sviluppa un'analisi dettagliata delle proprietà statiche allo stato di fatto e sul quale si andranno a valutare, anche in termini quantitativi, gli interventi di consolidamento.

7.4.1 INDIVIDUAZIONE DEI MASCHI MURARI E VERIFICA DELLE RIGIDEZZE PRIMA E DOPO GLI INTERVENTI

Considerando la scatola muraria come l'oggetto strutturale da indagare, si comincia con l'individuazione dei maschi murari presenti in ogni prospetto dell'edificio. I maschi murari sono individuabili come fasce di muratura verticali piene, assimilabili a elementi vincolati alla base e collegati in testa da una trave alta detta fascia di piano. All'interno di una parete con aperture, dunque, saranno da considerare maschi murari quelle porzioni di muratura che mantengono la stessa larghezza per tutto il loro sviluppo verticale, dalle fondamenta alla sommità. Per i quattro prospetti dell'edificio n° 1 si ottengono i seguenti 11 maschi murari:





7.24_ Individuazione dei maschi murari nell'edificio 1

Si tratta dei maschi murari che risultano dagli interventi architettonici di progetto, i quali hanno previsto un prolungamento verso il basso delle aperture nel prospetto Sud e la chiusura di una piccola finestra sempre in questo prospetto.

Si riportano ora, nella seguente tabella, le caratteristiche geometriche di ogni maschio murario individuato:

MASCHI MURARI	Base	Altezza	Spessore
M1	0,67 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M2	1,26 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M3	0,58 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M4	0,80 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M5	0,98 m	7,18 m	0,55 - 0,65 m
M6	1,44 m	7,18 m	0,55 - 0,65 m
M7	1,08 m	7,18 m	0,55 - 0,65 m
M8	1,96 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M9	1,74 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M10	1,33 m	6,38 m	0,55 - 0,65 m
M11	5,48 m	6,38 m/7,25 m	0,55 - 0,65 m

7.25_ Caratteristiche geometriche dei maschi murari individuati

A questo punto si sceglie di procedere attraverso il calcolo delle rigidezze dei maschi murari di un solo prospetto, nella fattispecie il prospetto Sud, poiché appunto l'unico che subisce trasformazioni architettoniche. In questo modo sarà possibile andare a fare uno studio comparativo tra le capacità statiche della muratura Sud allo stato di fatto e dopo l'intervento.

Ai fini della determinazione delle capacità statiche è necessario individuare preventivamente le altezze efficaci dei maschi murari e conseguentemente le relative rigidezze. Per altezza efficace si intende l'altezza deformabile del maschio murario; si considera infatti che il maschio murario si comporti in maniera elasto-plastica, finché non si verifica un criterio di rottura. Nelle pareti con aperture inoltre la definizione dell'altezza deformabile risulta più complessa a causa delle zone di nodo e delle relative interazioni tra l'elemento verticale e le parti orizzontali della parete, che pertanto va a comportarsi come un telaio.

Nelle NTC del 2008 si legge infatti che *"... in presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide ..."*.

Il metodo per individuare le altezze efficaci in pareti di questo tipo è quello proposto dal Dolce nel 1989, il quale ipotizza che i maschi possano aumentare solo parzialmente la loro rigidezza a causa dell'interazione con le fasce di piano orizzontali. La formula che permette di individuare l'altezza efficace è la seguente:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} D \frac{(H - h')}{h'}$$

Dove

h' è l'altezza del maschio murario calcolata secondo le regole di Dolce, che risente della presenza delle vicine aperture

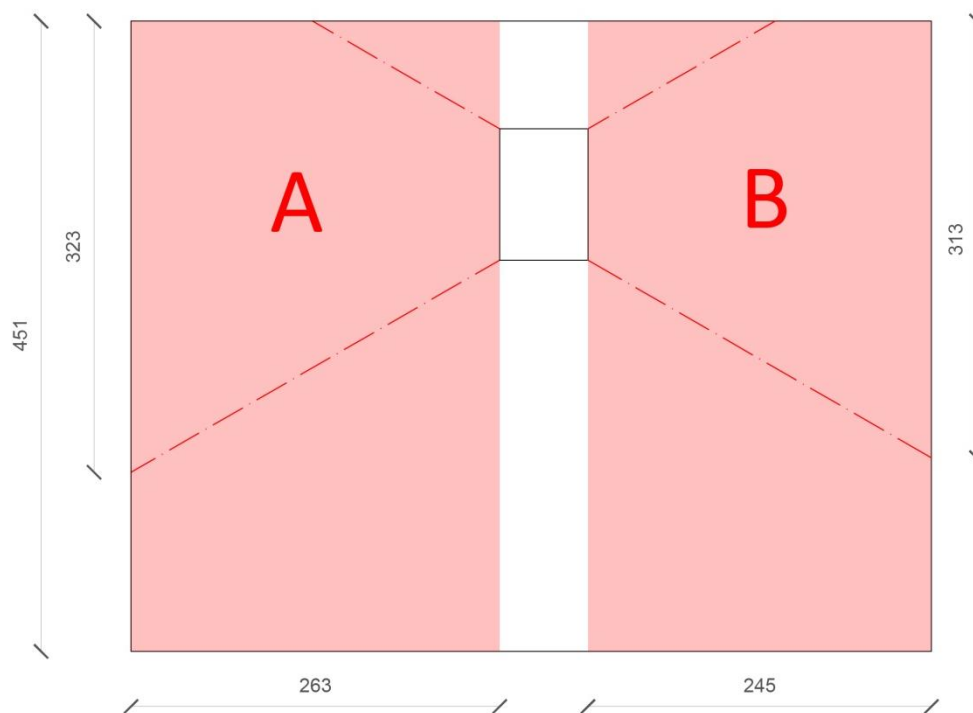
D è la larghezza del maschio murario

H è l'altezza dell'interpiano

La parete Sud viene infatti divisa in due parti, piano terra e primo piano, in modo da poter eseguire i calcoli su queste due porzioni di parete assimilabili appunto ad un pannello deformabile con resistenza finita, fissato alle estremità a due parti infinitamente rigide, cioè il terreno e il solaio.

Si riporta ora il procedimento per l'individuazione delle altezze efficaci dei maschi murari della parete Sud allo stato di fatto.

PIANO TERRA-STATO DI FATTO



7.26_Maschi murari piano terra stato di fatto

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} D \frac{(H - h')}{h'}$$

MASCHIO A

$h' = 323 \text{ cm}$

$H = 451 \text{ cm}$

$D = 263 \text{ cm}$

$H_{eff} = 358 \text{ cm}$

MASCHIO B

$$h' = 313 \text{ cm}$$

$$H = 451 \text{ cm}$$

$$D = 245 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 349 \text{ cm}$$

Una volta individuate le altezze efficaci è possibile impiegare tali valori per la definizione delle rigidezze k , mediante le seguente formula:

$$k = \frac{G D s}{1,2 H_{eff}} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{1,2} \frac{G}{E} \left(\frac{H_{eff}}{D} \right)^2} \right]$$

Dove

G è il modulo di elasticità tangenziale della muratura

D è la larghezza del maschio murario

s è lo spessore della parete

H_{eff} è l'altezza efficace

E è il modulo di elasticità normale della muratura

Si riportano di seguito le rigidezze calcolate per i maschi murari appena individuati:

MASCHIO A

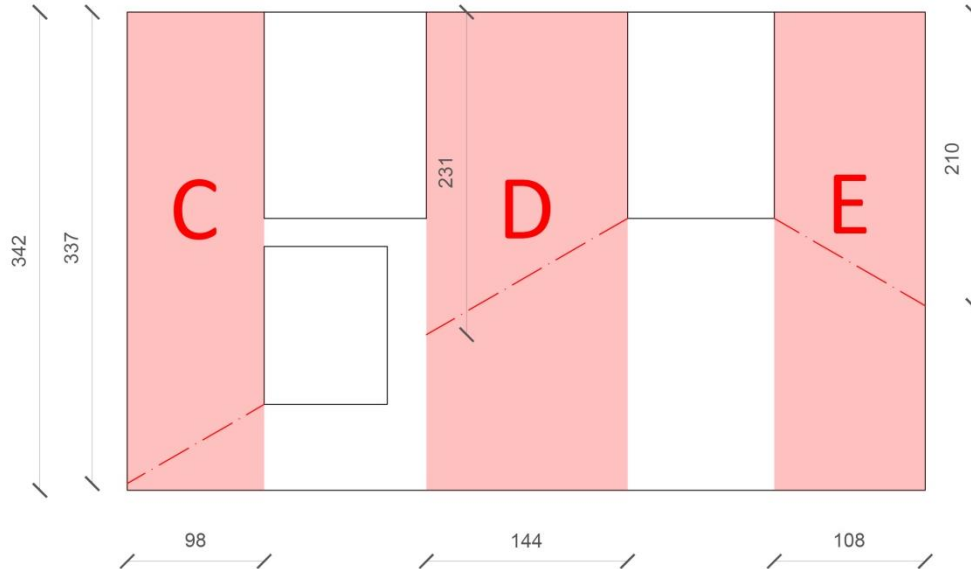
$$k = 557\,757 \text{ N/cm}$$

MASCHIO B

$$k = 516\,293 \text{ N/cm}$$

PRIMO PIANO-STATO DI FATTO

Si individuano i maschi murari.



7.27_Maschi murari primo piano stato di fatto

Si calcolano le altezze efficaci.

MASCHIO C

$$h' = 336 \text{ cm}$$

$$H = 342 \text{ cm}$$

$$D = 98 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 337 \text{ cm}$$

MASCHIO D

$$h' = 231 \text{ cm}$$

$$H = 342 \text{ cm}$$

$$D = 144 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 254 \text{ cm}$$

MASCHIO E

$$h' = 210 \text{ cm}$$

$$H = 342 \text{ cm}$$

$$D = 108 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 233 \text{ cm}$$

Si calcolano le rigidezze.

MASCHIO C

$$k = 78\,049 \text{ N/cm}$$

MASCHIO D

$$k = 349\,721 \text{ N/cm}$$

MASCHIO E

$$k = 232\,478 \text{ N/cm}$$

Un volta calcolate tutte le rigidezze di ogni maschio di ogni interpiano, è possibile individuare il valore della rigidezza globale di ogni piano come semplice sommatoria delle rigidezze dei maschi di quel piano. Si ottengono così i seguenti valori:

$$k_{\text{piano terra}} = 1\,074\,050 \text{ N/cm}$$

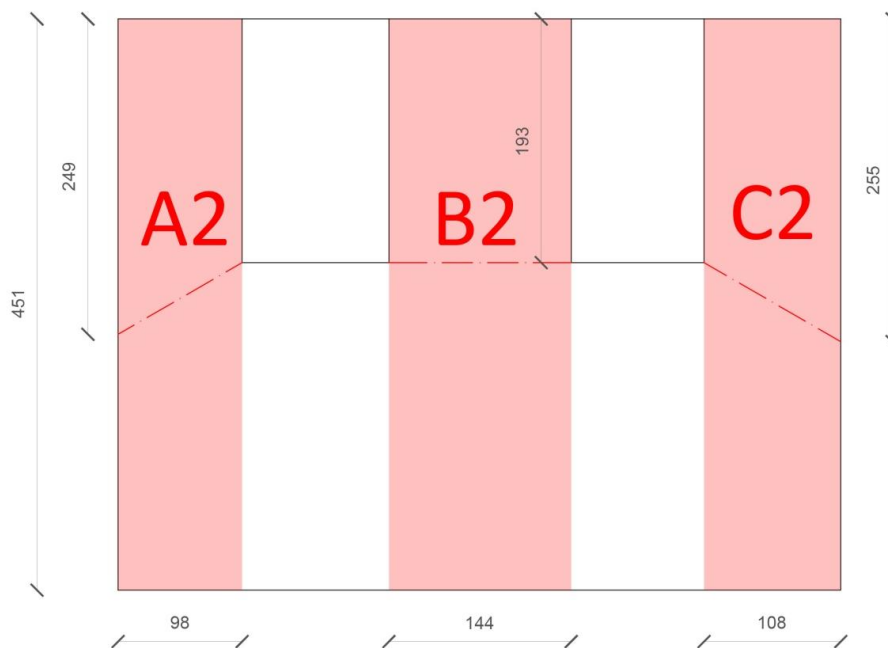
$$k_{\text{primo piano}} = 660\,248 \text{ N/cm}$$

che rappresentano le caratteristiche statiche della muratura Sud allo stato di fatto, prima degli interventi.

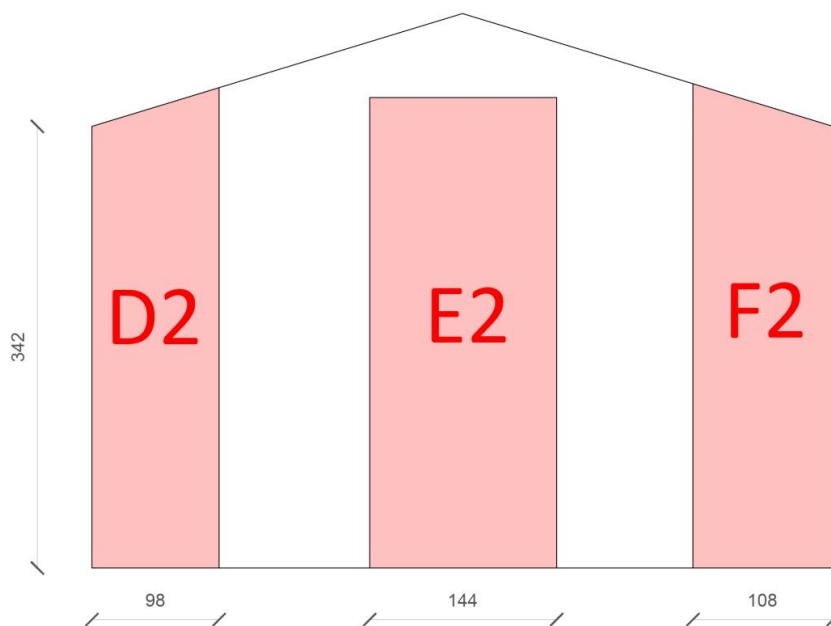
Ora un ragionamento identico viene fatto per la stessa parete, ma a seguito delle trasformazioni architettoniche che sono andate a modificarne la geometria.

PIANO TERRA E PRIMO PIANO-PROGETTO

Si individuano i nuovi maschi murari.



7.28_Maschi murari piano terra progetto



7.29_Maschi murari primo piano progetto

Si calcolano le altezze efficaci.

MASCHIO A2

$$h' = 249 \text{ cm}$$

$$H = 451 \text{ cm}$$

$$D = 98 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 276 \text{ cm}$$

MASCHIO B2

$$h' = 193 \text{ cm}$$

$$H = 451 \text{ cm}$$

$$D = 144 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 257 \text{ cm}$$

MASCHIO C2

$$h' = 256 \text{ cm}$$

$$H = 451 \text{ cm}$$

$$D = 108 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 283 \text{ cm}$$

MASCHIO D2

$$D = 98 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 342 \text{ cm}$$

MASCHIO E2

$$D = 144 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 342 \text{ cm}$$

MASCHIO F2

$$D = 108 \text{ cm}$$

$$H_{eff} = 342 \text{ cm}$$

Si calcolano le rigidezze. Questa volta nella formula si adottano i valori di elasticità normale e tangenziale migliorati a seguito degli interventi di consolidamento eseguiti sulla muratura in esame.

$$E = 1319,62 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 439 \text{ N/mm}^2$$

MASCHIO A2

$$k = 243\,643 \text{ N/cm}$$

MASCHIO B2

$$k = 653\,140 \text{ N/cm}$$

MASCHIO C2

$$k = 288\,500 \text{ N/cm}$$

MASCHIO D2

$$k = 143\,725 \text{ N/cm}$$

MASCHIO E2

$$k = 360\,495 \text{ N/cm}$$

MASCHIO F2

$$k = 183\,377 \text{ N/cm}$$

Si calcolano infine le rigidezze di ogni piano e si verifica che i nuovi valori siano maggiori di quelli allo stato di fatto.

$$k_{piano\ terra} = 1\,185\,283 \text{ N/cm} > 1\,074\,050 \text{ N/cm} \quad \text{VERIFICATO!}$$

$$k_{primo\ piano} = 687\,597 \text{ N/cm} > 660\,248 \text{ N/cm} \quad \text{VERIFICATO!}$$

7.4.2 STUDIO DEL CINEMATISMO DI RIBALTAMENTO

CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO

La pressione esercitata dal vento viene valutata secondo la seguente espressione

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento

C_e è il coefficiente di esposizione

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Pressione cinetica di riferimento

È data dall'espressione

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

Dove

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. È data dall'espressione

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,j} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500m$$

Dove

$v_{b,j}, k_a, a_0$ sono parametri forniti dalla seguente tabella, estratte dal Decreto Ministeriale 14/01/2008, e che risultano legati alla regione in cui sorge la costruzione oggetto di tale studio;

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione; nel caso in esame Luere si trova a 1198 m s.l.m.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta. Piemonte. Lombardia. Trentino Alto Adige. Veneto. Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana. Marche. Umbria. Lazio. Abruzzo. Molise. Puglia. Campania. Basilicata. Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

7.30_Tabella dei parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione per il calcolo della velocità del vento (##)

In questo modo la velocità di riferimento risulta essere

$$v_b = 26,98 \text{ m/s}$$

Pertanto la pressione cinetica di riferimento sarà

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(26,98 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 454,95 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di 200 m, esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

Dove

k_r, z_0, z_{min} sono valori assegnati dalla tabella di categoria di esposizione del sito

c_t è il coefficiente di topografia, che è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti, sia per quelle ondulate, collinose o montane.

È necessario individuare prima la classe di rugosità del terreno dalla seguente tabella:

Classi di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m.
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, etc.); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli o con al più ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mari, laghi, etc.)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe di rugosità A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi rigorose, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

7.31_Tabella delle classi di rugosità del terreno (##)

Sapendo poi che si tratta di una zona 1 posta a quota 1198 m, con classe di rugosità D, si individua con la successiva tabella la categoria di esposizione del sito:

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

7.32_Tabella per l'individuazione della categoria di esposizione del sito (##)

La categoria di esposizione del sito risulta essere la IV; è ora possibile definire i valori di

k_r, z_0, z_{min} con la tabella:

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

7.33_Tabella dei parametri in funzione della categoria di esposizione del sito (##)

Si ottiene il valore del coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{8,19}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{8,19}{0,30}\right)\right] = 1,65$$

Coefficiente di forma

È in funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Tale coefficiente va considerato pari a

- 0,8 in caso di pressione sopravento
- -0,4 in caso di pressione sottovento

Per ottenere il valore di pressione totale dell'azione del vento si devono sommare tali termini in modulo. Pertanto può essere assunto un coefficiente totale pari a 1,2.

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza e capannoni industriali.

È ora possibile calcolare la pressione del vento p

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d =$$

$$= 454,95 \text{ N/m}^2 \cdot 1,65 \cdot 1,2 \cdot 1 = 900,801 \text{ N/m}^2$$

CINEMATISMO DI RIBALTAMENTO

Viene eseguito ora lo studio del cinematismo di ribaltamento a cui è sottoposto il maschio murario.

Il maschio murario preso in esame presenta le seguenti caratteristiche

- Altezza $h = 8,19 \text{ m}$
- Spessore $s = 0,6 \text{ m}$
- Larghezza $b = 1,44 \text{ m}$
- Peso specifico $\gamma_m = 19 \text{ KN/m}^3$

Ed è soggetto alle seguenti azioni

- Peso del muro

$$P_m = \gamma_m \cdot b \cdot h \cdot s = 19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 1,44 \text{ m} \cdot 8,19 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} = 134,48 \text{ KN}$$

- Peso della copertura

$$N_c = \frac{Q_s \cdot A_{inf}}{2} = \frac{6,613 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 15,7625 \text{ m}^2}{2} = 52,118 \text{ KN}$$

- Peso del solaio

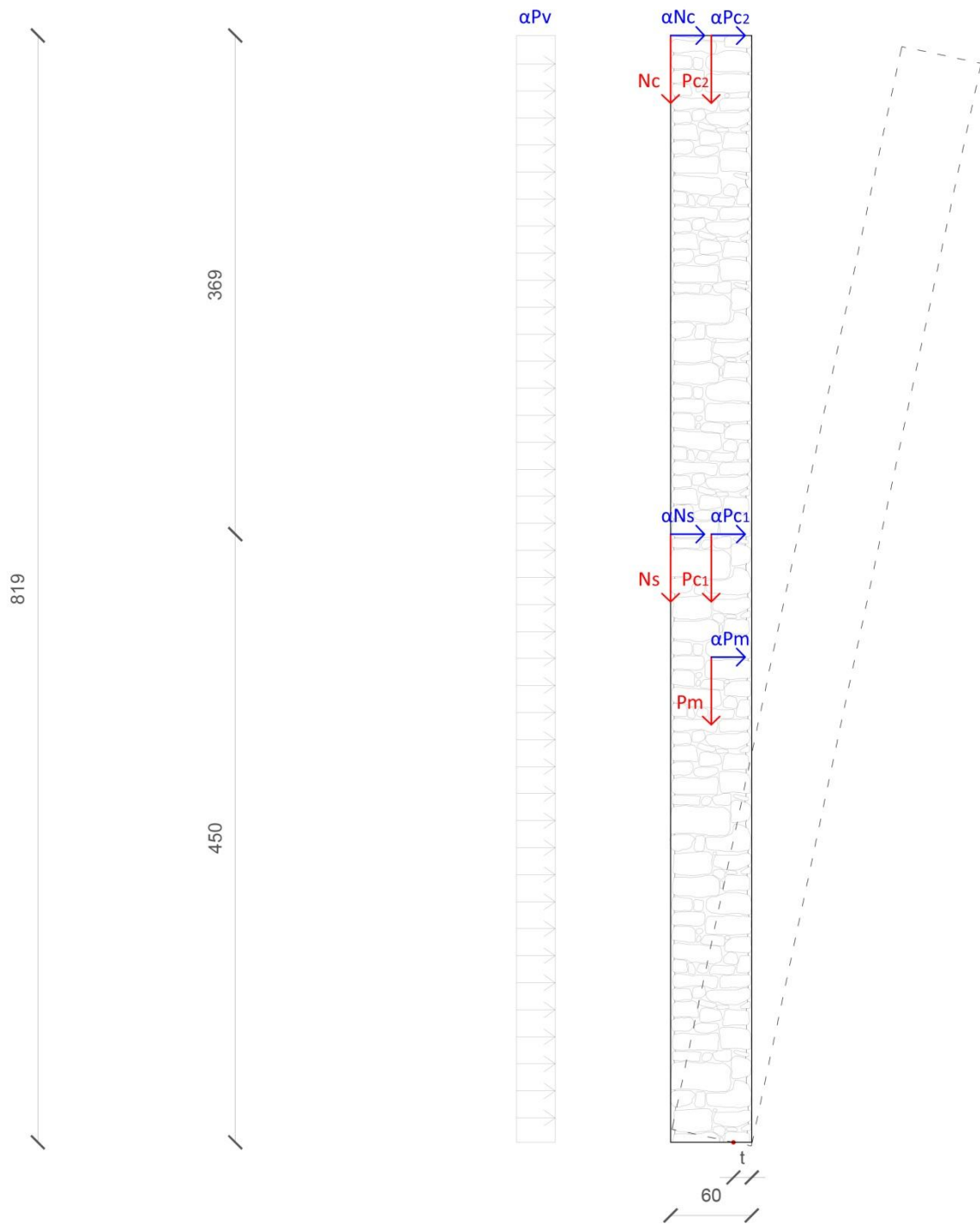
$$N_s = \frac{Q_s \cdot A_{inf}}{2} = \frac{5,071 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 15,7625 \text{ m}^2}{2} = 39,966 \text{ KN}$$

- Peso del cordolo in acciaio a primo piano (cordolo angolare dalle dimensioni $0,13 \text{ m} \times 0,13 \text{ m}$ caratterizzato da una massa lineare $m_{l1} = 23,5 \text{ kg/m}$)

$$P_{c1} = m_{l1} \cdot b \cdot g = 23,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 1,44 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,332 \text{ KN}$$

- Peso del cordolo sommitale in acciaio (profilo HEA 160x152 caratterizzato da una massa lineare $m_{l2} = 30,4 \text{ kg/m}$)

$$P_{c2} = m_{l2} \cdot b \cdot g = 30,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 1,44 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,429 \text{ KN}$$



7.34_Rappresentazione grafica del cinematismo di ribaltamento

Polo di rotazione

Il cinematico si compie mediante la rotazione attorno ad un asse orizzontale identificato in figura dalla cerniera in rosso; è necessario calcolare la posizione di tale polo mediante la formula:

$$t = \frac{2 \cdot \sum_i W_i}{3 \cdot \sigma_r \cdot b}$$

Dove

$\sum_i W_i = 227,325 \text{ KN}$ è la sommatoria dei carichi verticali agenti

$\sigma_r = 100 \text{ N/cm}^2$ è la resistenza a compressione della muratura

$b = 1,44 \text{ m}$ è la larghezza della parete

$$t = 10,5 \text{ cm}$$

Momento stabilizzante

Si calcola ora il momento agente sulla parete dovuto a tutti i carichi verticali che esercitano un effetto stabilizzante rispetto alla rotazione attorno alla cerniera.

$$M_s = P_m \cdot \frac{s}{2} + P_{c1} \cdot s + P_{c2} \cdot \frac{s}{2} + N_c \cdot s + N_s \cdot s = 95,922 \text{ KNm}$$

Momento ribaltante

La muratura è però soggetta anche ad un'azione sismica costituita da carichi orizzontali instabilizzanti e proporzionali ai carichi verticali, mediante il moltiplicatore dei carichi α .

$$\begin{aligned} M_r &= \alpha \cdot P_m \cdot \frac{h}{2} + \alpha \cdot P_{c1} \cdot h_1 + \alpha \cdot P_{c2} \cdot h + \alpha \cdot N_c \cdot h + \alpha \cdot N_s \cdot h_1 + \alpha \cdot P_v \cdot h \cdot b \cdot \frac{h}{2} \\ &= \alpha \cdot 1\,205,897 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Uguagliando momento stabilizzante e momento ribaltante è possibile ricavare il valore del moltiplicatore α che risulta essere

$$\alpha = 0,079$$

Spostamenti virtuali orizzontali

Si calcolano ora gli spostamenti orizzontali dei punti in cui sono applicati i carichi, ipotizzando che a seguito della rotazione attorno alla cerniera di base, ci sia uno spostamento unitario in corrispondenza dell'estremo superiore del maschio murario.

Ponendo pari ad uno lo spostamento $\delta_x = 1$ relativo al carico N_C , risulta

$$\delta_x(N_C) = 1 = 8,19 m \cdot \theta$$

Da cui

$$\theta = \frac{1}{8,19} = 0,12$$

Si ricavano gli spostamenti virtuali

$$\delta_x(N_s) = 4,50 \cdot \theta = 0,54$$

$$\delta_x(P_{C1}) = 4,50 \cdot \theta = 0,54$$

$$\delta_x(P_{C2}) = 4,50 \cdot \theta = 0,54$$

$$\delta_x(P_m) = 4,095 \cdot \theta = 0,49$$

$$\delta_x(P_v) = 4,50 \cdot \theta = 0,54$$

Massa partecipante al cinematismo

Gli spostamenti virtuali appena trovati permettono di calcolare la massa partecipante al cinematismo mediante la seguente espressione:

$$M^* = \frac{(N_C \cdot 1 + N_s \cdot 0,54 + P_{C1} \cdot 0,54 + P_{C2} \cdot 1 + P_m \cdot 0,49 + P_v \cdot 0,54)^2}{g \cdot (N_C \cdot 1^2 + N_s \cdot 0,54^2 + P_{C1} \cdot 0,54^2 + P_{C2} \cdot 1^2 + P_m \cdot 0,49^2 + P_v \cdot 0,54^2)}$$
$$= 21,80 \text{ KN}$$

Frazione di massa partecipante

È data dalla formula:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_i W_i} = 0,8978$$

Accelerazione sismica spettrale

È possibile determinare ora l'accelerazione a_0^* , con $F_c=1,35$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_i W_i}{M^* \cdot F_c} = 0,64 \text{ m/s}^2$$

A questo punto si esegue la verifica a Stato Limite Ultimo, in particolare a SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione invece conserva una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Periodo di vibrazione

È il tempo in secondi necessario al fabbricato per compiere un'oscillazione completa; il modo di vibrare e il periodo dipendono dalla geometria e dal materiale della muratura. Determina quanto lo spostamento del terreno coinvolge la costruzione. È dato dalla formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove

$C_1 = 0,05$ è il coefficiente che dipende dal materiale della costruzione ed è pari a 0,085 per telai in acciaio, 0,075 per telai in cemento armato e 0,050 per qualsiasi altro tipo di costruzione

H è l'altezza della muratura

$$T_1 = 0,26 \text{ s}$$

Il valore dell'accelerazione associata al movimento del suolo durante il sisma varia a seconda delle caratteristiche geologiche del terreno e della sua composizione. Le norme tecniche definiscono per ogni zona e per ogni tipologia di terreno dei diagrammi chiamati spettri elastici che, noto il periodo di vibrazione, permettono di individuare il valore più probabile di accelerazione che origina l'azione sismica sulla muratura.

Mediante l'utilizzo del programma Excel è stato possibile calcolare questi spettri di risposta orizzontale e i relativi valori presenti nelle seguenti tabelle.

Si ottengono dapprima i seguenti valori associati alla pericolosità del sito di Premana

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,018	2,626	0,159
50	0,023	2,621	0,176
72	0,026	2,629	0,191
101	0,029	2,661	0,205
140	0,032	2,681	0,218
201	0,036	2,691	0,231
475	0,045	2,704	0,277
975	0,055	2,756	0,297
2475	0,068	2,840	0,319

7.35_Tabella dei valori associati alla pericolosità sismica di Premana

E i valori in funzione della vita nominale, della classe d'uso e dello stato limite

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,018	2,626	0,159
SLD	50	0,023	2,621	0,177
SLV	475	0,045	2,704	0,277
SLC	975	0,055	2,756	0,297

7.36_Tabella dei valori in funzione della vita nominale, classe d'uso e stato limite

Successivamente considerando come stato limite SLV e scegliendo la categoria A di sottosuolo e T3 come categoria topografica

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SP,T,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP,T,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP,T,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

7.37_Categorie di sottosuolo (##)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.38_Categorie topografiche (##)

Si ottengono i seguenti parametri indipendenti e dipendenti:

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,045 g
F_0	2,704
T_C	0,277 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,200
q	2,000

S	1,200
η	0,500
T_B	0,092 s
T_C	0,277 s
T_D	1,782 s

7.39-7.40_Tabella dei parametri indipendenti_Tabella dei parametri dipendenti

Da cui si ricava

$$S = 1,2$$

$$a_g = 0,045 g$$

Dal Bollettino ufficiale della Regione Lombardia del 16 luglio 2014, l'accelerazione massima da considerare per Premana risulta essere $a_{g\ Max} = 0,048\ g$.

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica	AgMax
03097062	LC	PADERNO D`ADDA	3	0,078586
03097063	LC	PAGNONA	4	0,044896
03097064	LC	PARLASCO	4	0,043824
03097065	LC	PASTURO	3	0,051345
03097066	LC	PEREGO	3	0,059392
03097067	LC	PERLEDO	4	0,042982
03097068	LC	PESCATE	3	0,055802
03097069	LC	PREMANA	4	0,048296
03097070	LC	PRIMALUNA	4	0,048545
03097071	LC	ROBBIATE	3	0,073308
03097072	LC	ROGENO	3	0,05016
03097073	LC	ROVAGNATE	3	0,061892
03097074	LC	SANTA MARIA HOE`	3	0,060609

7.41_Accelerazione massima (###)

Si individua ora la probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

7.42_Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato (##)

che risulta essere $P_{v_R} = 10\%$.

Il fattore q per edifici regolari in elevazione è posto uguale a 2.

A questo punto, essendo

$$T_1 = 0,26\ s$$

$$T_B = 0,092\ s$$

$$T_C = 0,277\ s$$

Ci si trova nella situazione $T_B \leq T_1 < T_C$, che, per individuare lo spettro di risposta, impone la seguente formula:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0,715$$

A questo punto è possibile procedere alle verifiche sull'accelerazione spettrale, che deve rispettare le seguenti condizioni:

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{q}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

Dove

$Z = 3,7 \text{ m}$ è l'altezza, rispetto al piano di fondazione, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

$H = 9,19 \text{ m}$ è l'altezza del maschio murario rispetto al piano di fondazione

$\psi(Z) = \frac{Z}{H} = 0,403$ è il primo modo di vibrare

$\gamma = \frac{3N}{2N+1} = 2,5$ è il coefficiente di partecipazione modale, con N= numero dei piani

Risulta quindi che la prima disuguaglianza

$$0,64 \geq 0,265$$

è VERIFICATA!

Ed anche la secondo disuguaglianza

$$0,64 \geq 0,36$$

è VERIFICATA!

Pertanto non si ritiene necessario l'introduzione di tiranti; l'inserimento di un cordolo sommitale in acciaio e di uno a circa metà altezza, con funzione di irrigidimento scatolare, risulta efficace anche per migliorare il comportamento sismico della muratura.

7.5 INTERVENTI SULLE FONDAZIONI

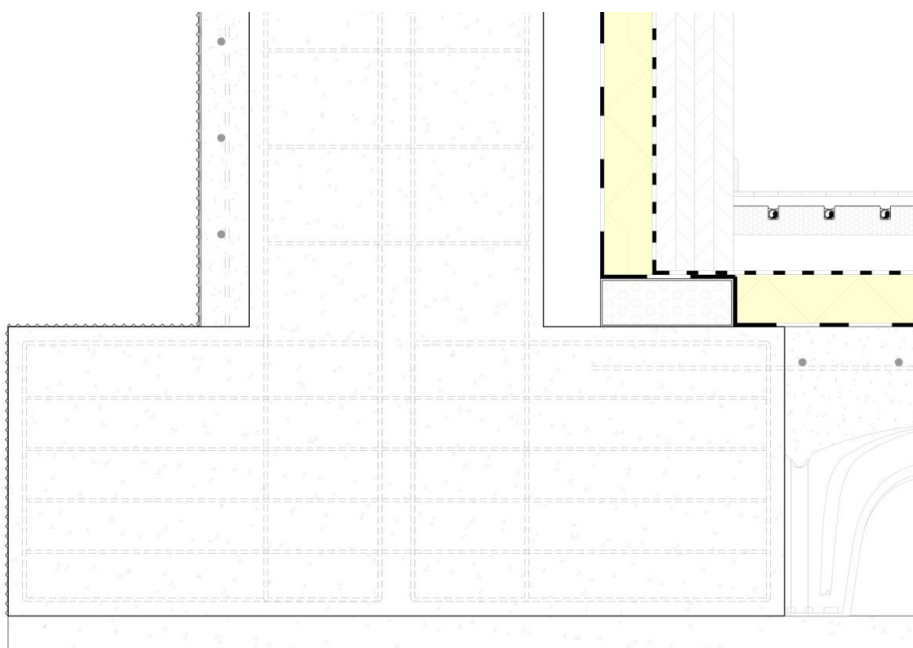
7.5.1 SOTTOMURAZIONI

Le sottomurazioni hanno l'obiettivo di aumentare l'approfondimento del piano di fondazione, per fare in modo che la muratura possa poggiare su uno strato più consistente di terreno.

Un'ulteriore obiettivo è quello di ampliare la superficie di posa delle fondazioni in modo da ridurre le sollecitazioni che si vengono a sviluppare sul terreno.

Si procede innanzitutto puntellando in maniera idonea il paramento da sottomurare, dopodiché si procede allo scavo da entrambe i lati per tratti non superiori a 1 m di larghezza, procedendo così tra zone di vuoti e pieni. Si scava al di sotto della vecchia fondazione asportando il terreno e puntellando la muratura soprastante oltre che armando le pareti dello scavo. Si tratta di realizzare una sorta di nuova fondazione continua in calcestruzzo armato.

Dove è possibile si procede con lo scavo sia dall'interno che dall'esterno: si asporta il terreno da un lato, si realizza il getto di metà fondazione lasciando i ferri di ripresa, dopodiché si procede allo stesso modo dall'altro lato.



7.43_Cordolo di sottomurazione continuo in cemento armato

La figura mostra la nuova fondazione continua realizzata mediante il getto da una parte e dall'altra del paramento mediante doppia armatura.

Una delle principali problematiche legate a questo tipo di intervento, non risiede tanto nella difficoltà di dover procedere a campioni, quanto piuttosto nell'operazione di collegamento tra vecchie e nuove fondazioni e la conseguente messa a carico. Per risolvere questo aspetto, in precedenza venivano utilizzati dei cunei di legno inseriti nella fessura tra vecchie e nuove fondazioni i quali venivano forzati gradualmente per più giorni per contrastare il ritiro delle malte.

Attualmente il metodo più utilizzato per realizzare tale collegamento è quello di utilizzare malte espansive, applicate dopo che è avvenuto il ritiro.

7.5.2 VESPAIO AERATO

Viene realizzato un vespaio aerato mediante igloo a perdere con l'obiettivo di migliorare la salubrità dei locali interni, dal momento che si realizza una chiusura contro terra ventilata che funge da barriera alla risalita dell'umidità con conseguente miglioramento delle condizioni igro-termiche.

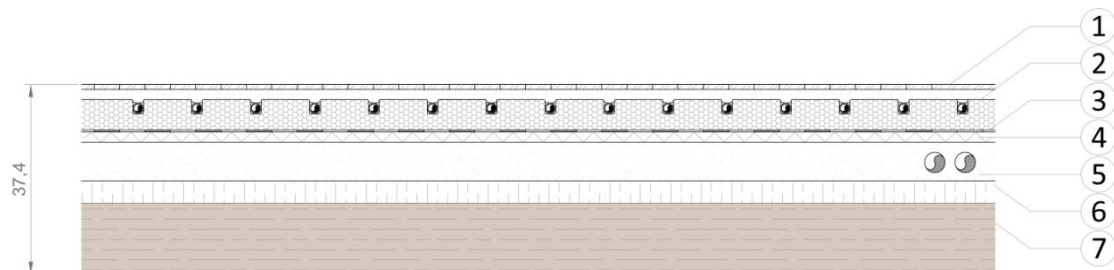
Sugli igloo è poi gettata una soletta armata che costituisce un elemento strutturale rigido con la funzione di collegare anche a livello di fondazioni le pareti della scatola muraria.

7.6 INTERVENTI SULLE PARTIZIONI ORIZZONTALI E SULLE COPERTURE

Gli elementi in legno costituenti i solai e la struttura portante del tetto vengono completamente rimossi e sostituiti, sia per una questione di cattivo stato di conservazione dell'esistente, sia per una necessità progettuale, dal momento che non vengono mantenuti gli attuali livelli delle partizioni orizzontali. I solai infatti vengono ridotti da due ad uno, e quest'ultimo sarà collocato in una posizione differente rispetto ai due precedenti. La tecnologia con cui verranno realizzati questi nuovi manufatti utilizzerà una struttura portante in legno, fatta di una trave di mezzeria e travetti, per quanto riguarda il solaio, ed una trave di colmo e puntoni per quanto riguarda la copertura. Gli elementi lignei impiegati per le nuove parti strutturali saranno di tipo lamellare e verranno dimensionati nei successivi paragrafi.

7.6.1 NUOVI SOLAI INTERPIANO IN LEGNO

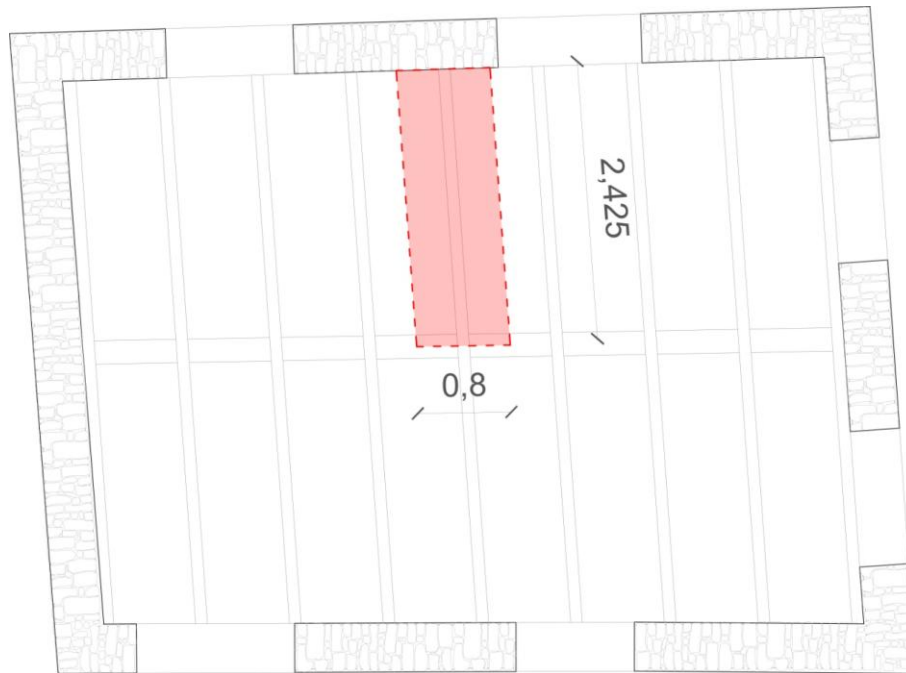
Per le nuove partizioni interne orizzontali si è scelta la seguente stratigrafia:



N°	STRATO	s [m]	λ [W/mK]	U [W/m²K]	C [kJ/kgK]	ρ [kg/m³]	R [m²K/W]
1	Parquet in legno d'abete	0,01	0,13	13	2	500	0,077
2	Pacchetto radiante	0,08	0,122	1,53	2,1	550	0,65
3	Guaina impermeabilizzante	0,004	1,25	125	1,255	1400	0,008
4	Isolante in fibra di legno	0,02	0,039	1,95	2,1	160	2,40
5	Massetto impiantistico	0,10	7,599	0,7599	0,837	500	1,3158
6	Assito in legno	0,04	0,13	3,25	2	500	0,33
7	Travetto in legno	0,14	-	-	-	-	-

Verifica dei travetti

La pianta del solaio preso in esame è quella del primo piano dell'edificio 11. In rosso è evidenziata l'area di influenza del singolo travetto che si andrà a verificare.



7.44_Pianta del solaio del primo piano_area di influenza di un travetto

L'impalcato strutturale che regge la stratigrafia appena descritta è costituita da una trave primaria posta in mezzera che dimezza la luce dei travetti, i quali pertanto avranno una lunghezza di 2,425 m ed un'interasse di 0,8 m. Si verranno così a formare 8 campate per un totale di 9 travetti. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei travetti sono così riassunte:

- Materiale: legno lamellare
- Sezione: 0,10 m x 0,14 m
- Lunghezza: 2,425 m
- Densità: 450 kg/m³
- Interasse: 0,8 m
- Area di influenza: 1,94 m²

Tali caratteristiche sono state scelte a livello progettuale e in base alla decisione di rispettare la classe di servizio 2.

Classe 1	Umidità del legno in equilibrio con ambiente a 20°C e umidità relativa dell'aria non superiore al 65% se non per poche settimane all'anno; l'umidità media del legno è minore del 12%
Classe 2	Umidità del legno in equilibrio con ambiente a 20°C e umidità relativa dell'aria non superiore al 85% se non per poche settimane all'anno; l'umidità media del legno è minore del 20%
Classe 3	Condizioni climatiche che portino ad una umidità maggiore di quella di classe 2

7.45_Classi di servizio (##)

Si decide di utilizzare come materiale il legno lamellare incollato omogeneo che soddisfi la classe di resistenza GL 36h. Nella seguente tabella sono riportati i valori caratteristici per le proprietà di resistenza e rigidezza in N/mm^2 e quelli di massa volumica in kg/m^3 , secondo la UNI EN 1194.

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

7.46_Valori di resistenza del legno lamellare

Si procede ora con il calcolo dei carichi che interessano il travetto preso in esame, mediante il calcolo delle azioni permanenti e dei carichi variabili che interessano il solaio.

CALCOLO DELLE AZIONI PERMANENTI

Pesi strutturali

- Assito in legno di abete:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,04 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 176,4 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Travetti:

$$\begin{aligned} &= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}} \\ &= 0,10 \text{ m} \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 2,425 \text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} : 1,94 \text{ m}^2 \\ &= 77,175 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Pesi non strutturali

- Parquet in abete:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,01 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 44,1 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Pacchetto radiante:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,08 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 431,2 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Guaina impermeabile:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 1400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,004 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 54,88 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Isolante acustico in fibra di legno:

$$\begin{aligned}
&= \rho \cdot s \cdot g \\
&= 160 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,02 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\
&= 31,36 \text{ N/m}^2
\end{aligned}$$

- Massetto impiantistico:

$$\begin{aligned}
&= \rho \cdot s \cdot g \\
&= 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\
&= 490 \text{ N/m}^2
\end{aligned}$$

Il totale dei carichi strutturali sarà quindi pari a

$$G_1 = 0,254 \text{ KN/m}^2$$

Mentre quello dei carichi non strutturali sarà

$$G_2 = 1,052 \text{ KN/m}^2$$

CALCOLO DELLE AZIONI PERMANENTI

Per un solaio ad uso residenziale risulta essere pari a

$$q_k = 2 \text{ KN/m}^2$$

Per trovare il valore del carico distribuito linearmente sui travetti, si esegue la verifica a Stato Limite Ultimo SLU utilizzando la seguente combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Dove

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$G_1 = 0,254 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

$$G_2 = 1,052 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_P = 0,00$$

$$P = 0,00$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$Q_{K1} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi_{02} = 0,00$$

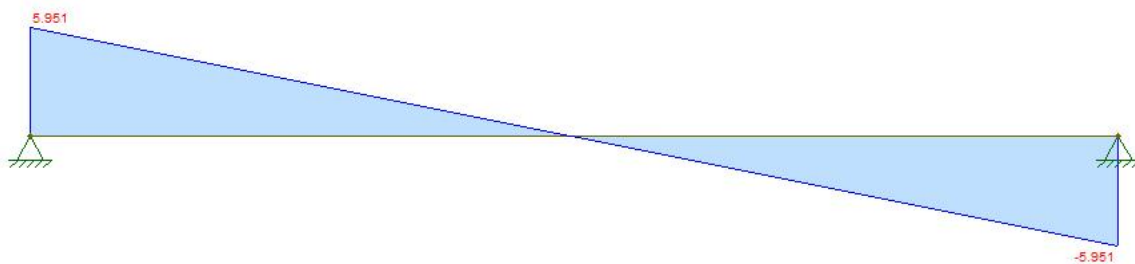
$$Q_{K2} = 0,00$$

Si ottiene in questo modo un carico distribuito linearmente sulla trave pari a

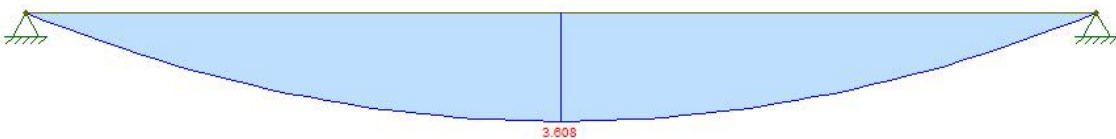
$$Q_s = 4\,908,2 \text{ N/m}$$

A questo punto lo schema statico da considerare è quello di una trave appoggio-appoggio caricata uniformemente con carico linearmente distribuito. Si ricavano i seguenti diagrammi:

Taglio



Momento



I valori di taglio e momento massimo sono ricavabili anche dalle seguenti formule:

$$M = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} = 3\,607,91 \text{ Nm}$$

$$V = \frac{Q_s \cdot l}{2} = 5\,951,19 \text{ N}$$

Risulta ora necessario calcolare il modulo di resistenza della sezione del travetto

$$W = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{0,1 \cdot 0,14^2}{6} = 0,000327 \text{ m}^3$$

Con cui si trova lo sforzo a flessione

$$\sigma_d = \frac{M}{W} = \frac{3\,607,91 \text{ Nm}}{0,000327 \text{ m}^3} = 11\,033,36 \text{ KN/m}^2$$

Trattandosi di una verifica allo SLU e dovendo eseguire una verifica in termini di sforzi, è necessario individuare le proprietà dei materiali a partire dai valori caratteristici forniti da tabella, mediante la formula:

$$x_d = \frac{k_{mod} \cdot x_k}{\gamma_M}$$

Dove

$k_{mod} = 0,6$ per la classe di servizio 2

$\gamma_M = 1,45$ per legno lamellare incollato omogeneo

x_k è il valore caratteristico della resistenza fornito da tabella

Si trova quindi la resistenza a flessione del materiale che sarà pari a

$$F_{md} = \frac{0,6 \cdot 36 \text{ N/mm}^2}{1,45} = 14\,900 \text{ KN/m}^2$$

da confrontare con lo sforzo a flessione sollecitante σ_d trovato in precedenza e pari a $11\,033,36 \text{ KN/m}^2$.

$$14\,900 \text{ KN/m}^2 > 11\,033,36 \text{ KN/m}^2$$

VERIFICATO!

Si calcola ora la resistenza a flessione retta del materiale che sarà pari a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{0,000327 \text{ m}^3 \cdot 36\,000 \text{ KN/m}^2}{1,45} = 8,119 \text{ KNm}$$

da confrontare con il momento sollecitante M_{ed} trovato in precedenza e pari a 3,608 KNm.

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{3,608}{8,119} = 0,441 < 1$$

VERIFICATO!

Si esegue ora la verifica a Stato Limite di Esercizio SLE mediante combinazione rara

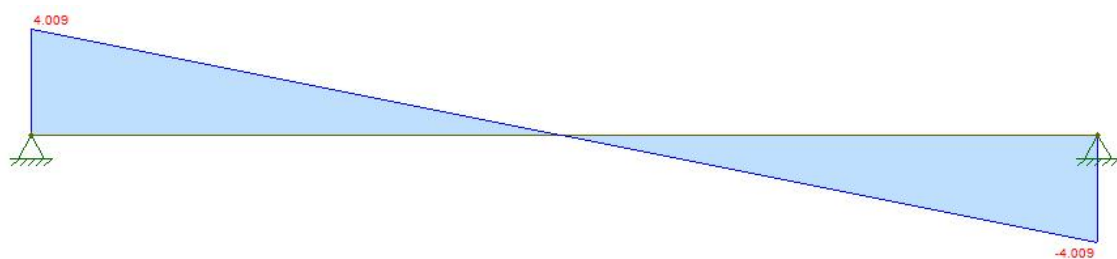
$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Ottenendo un valore del carico distribuito linearmente sul travetto pari a

$$Q_s = 3\,306 \text{ N/m}$$

Si ricavano i seguenti diagrammi:

Taglio



Momento



I valori di taglio e momento massimo sono ricavabili anche dalle seguenti formule:

$$M = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} = 2\,430,17 \text{ Nm}$$

$$V = \frac{Q_s \cdot l}{2} = 4\,008,53 \text{ N}$$

Si individua la freccia risultante secondo la formula:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EI}$$

Dove

$p = 3\,306 \text{ N/m}$ è il carico distribuito linearmente sul travetto

$l = 2,425 \text{ m}$ è la lunghezza del travetto

$E = 14\,700 \text{ N/mm}^2$ è il modulo di elasticità del legno lamellare ricavato da tabella

I è il momento di inerzia della sezione del travetto calcolato come segue

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,1 \text{ m} \cdot (0,14 \text{ m})^3}{12} = 2,2867 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Si ottiene una freccia pari a

$$f = 0,44 \text{ cm}$$

Da confrontare con la freccia massima ammissibile per normativa e pari a 1/300 della lunghezza del travetto

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{2,425 \text{ m}}{300} = 0,81 \text{ cm}$$

$$0,44 \text{ cm} < 0,81 \text{ cm}$$

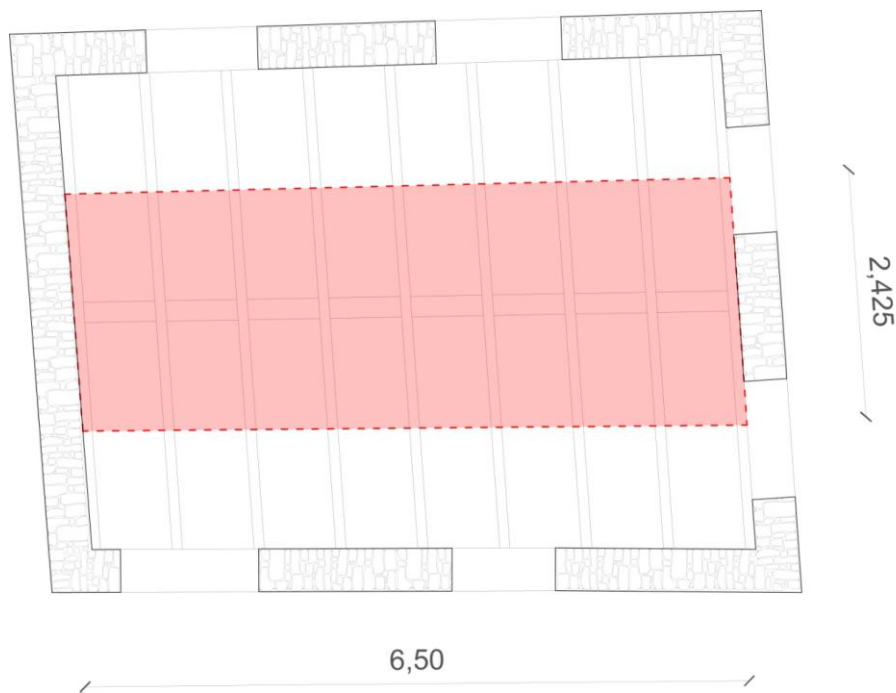
VERIFICATO!

Si conclude pertanto che la scelta di utilizzare come elementi strutturali travetti in legno lamellare, con sezione 10 cm x 14 cm, lunghezza 2,425 m ed interasse 0,8 m, risulta essere verificata a SLU e SLE.

Verifica della trave di mezzeria

Si decide di utilizzare anche una trave portante di sezione maggiore in mezzeria in modo da dimezzare la luce dei travetti e distribuire il carico del solaio su tutte e quattro le pareti perimetrali.

La figura mostra la pianta del primo piano dell'edificio n° 1 con evidenziata l'area di influenza che grava sull'intera lunghezza della trave.



7.47_Pianta del solaio del primo piano_area di influenza della trave di mezzeria

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della trave sono le seguenti:

- Materiale: legno lamellare
- Sezione: 0,20 m x 0,25 m

- Lunghezza: 6,50 m
- Densità: 450 kg/m³
- Area di influenza: 15,7625 m²

Come per i travetti, si fa sempre riferimento alla classi di servizio 2 e alla classe di resistenza GL 36h, da cui si ricavano i valori caratteristici delle resistenze.

Si calcolano ora i carichi agenti sulla trave.

CALCOLO DELLE AZIONI PERMANENTI

Pesi strutturali

- Trave:

$$= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}}$$

$$= 0,20 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} : 15,763 \text{ m}^2$$

$$= 90,92 \text{ N/m}^2$$

- Travetti (i travetti che gravano sulla trave principale sono 9, per una lunghezza propria di 2,425 m):

$$= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}} \cdot 9$$

$$= 0,10 \text{ m} \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 2,425 \text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 9 : 15,763 \text{ m}^2$$

$$= 85,483 \text{ N/m}^2$$

Pesi non strutturali

- Parquet in abete:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,01 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$= 44,1 \text{ N/m}^2$$

- Pacchetto radiante:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 550 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,08 m \cdot 9,8 \frac{m}{s^2}$$

$$= 431,2 N/m^2$$

- Guaina impermeabile:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 1400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,004 m \cdot 9,8 \frac{m}{s^2}$$

$$= 54,88 N/m^2$$

- Isolante acustico in fibra di legno:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 160 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,02 m \cdot 9,8 \frac{m}{s^2}$$

$$= 31,36 N/m^2$$

- Massetto impiantistico:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 500 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,1 m \cdot 9,8 \frac{m}{s^2}$$

$$= 490 N/m^2$$

- Assito in legno di abete:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 450 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,04 m \cdot 9,8 \frac{m}{s^2}$$

$$= 176,4 N/m^2$$

Il totale dei carichi strutturali sarà quindi pari a

$$G_1 = 0,176 KN/m^2$$

Mentre quello dei carichi non strutturali sarà

$$G_2 = 1,228 KN/m^2$$

CALCOLO DELLE AZIONI PERMANENTI

Per un solaio ad uso residenziale risulta essere pari a

$$q_k = 2 \text{ KN/m}^2$$

Per trovare il valore del carico distribuito linearmente sulla trave, si esegue la verifica a Stato Limite Ultimo SLU utilizzando la seguente combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Dove

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$G_1 = 0,176 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

$$G_2 = 1,228 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_P = 0,00$$

$$P = 0,00$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$Q_{K1} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi_{02} = 0,00$$

$$Q_{K2} = 0,00$$

Si ottiene in questo modo un carico distribuito linearmente sulla trave pari a

$$Q_s = 5\,071 \text{ N/m}$$

Considerando che lo schema statico è quello di una trave appoggio-appoggio caricata con 9 carichi concentrati posti ad una distanza di 0,8 m l'uno dall'altro, in corrispondenza dei punti di appoggio dei 9 travetti, il singolo carico concentrato sarà dato dalla formula:

$$Q_t = \frac{Q_s \cdot l}{n_t} = \frac{5\,071 \text{ N/m} \cdot 6,50 \text{ m}}{9} = 3,662 \text{ KN}$$

Dove

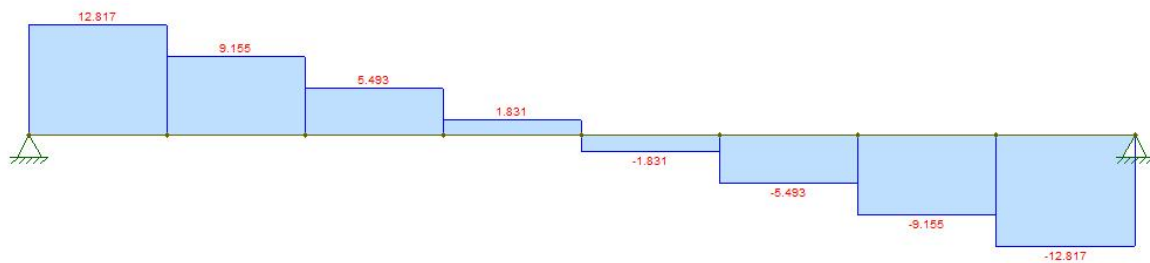
Q_s è il carico distribuito linearmente

l è la lunghezza della trave

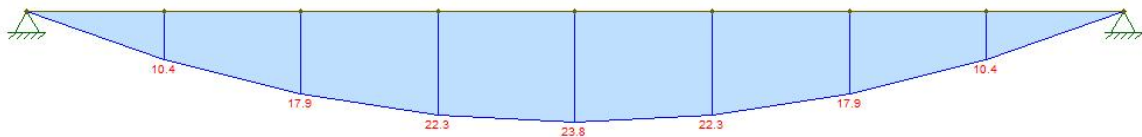
n_t è il numero dei travetti che poggiano sulla trave.

Si ottengono i seguenti diagrammi:

Taglio



Momento



Da cui si ricava un momento massimo pari a

$$M_{Max} = 23,8 \text{ KNm}$$

Risulta ora necessario calcolare il modulo di resistenza della sezione della trave

$$W = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{0,2 \cdot 0,25^2}{6} = 0,002083 \text{ m}^3$$

Con cui si trova lo sforzo a flessione

$$\sigma_d = \frac{M_{Max}}{W} = \frac{23,8 \text{ KNm}}{0,002083 \text{ m}^3} = 11\,424 \text{ KN/m}^2$$

Si trova quindi la resistenza a flessione del materiale che sarà pari a

$$F_{md} = \frac{0,6 \cdot 36 \text{ N/mm}^2}{1,45} = 14\,900 \text{ KN/m}^2$$

da confrontare con lo sforzo a flessione sollecitante σ_d trovato in precedenza e pari a $11\,424 \text{ KN/m}^2$.

$$14\,900 \text{ KN/m}^2 > 11\,424 \text{ KN/m}^2$$

VERIFICATO!

Si calcola ora la resistenza a flessione retta del materiale che sarà pari a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{0,002083 \text{ m}^3 \cdot 36\,000 \text{ KN/m}^2}{1,45} = 51,716 \text{ KNm}$$

da confrontare con il momento sollecitante M_{ed} trovato in precedenza e pari a $23,8 \text{ KNm}$.

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{23,8 \text{ KNm}}{51,716 \text{ KNm}} = 0,46 < 1$$

VERIFICATO!

Si esegue ora la verifica a Stato Limite di Esercizio SLE mediante combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Ottenendo un valore del carico distribuito linearmente sulla trave di mezzeria pari a

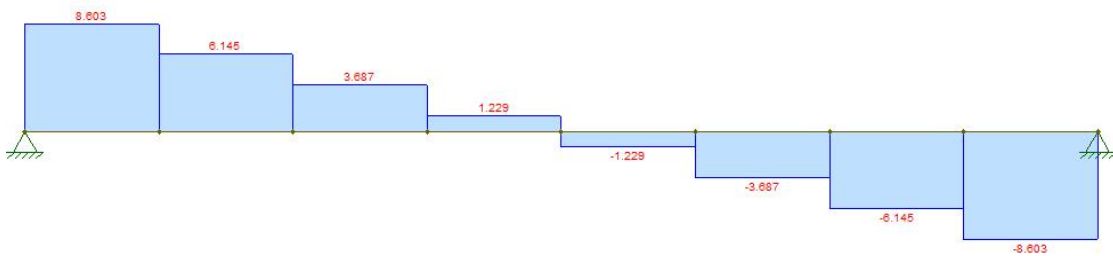
$$Q_s = 3\,404 \text{ N/m}$$

Il singolo carico concentrato in ognuno dei 9 punti di appoggio dei travetti sarà dato dalla formula:

$$Q_t = \frac{Q_s \cdot l}{n_t} = \frac{3\,404 \text{ N/m} \cdot 6,50 \text{ m}}{9} = 2,458 \text{ KN}$$

Si ottengono i seguenti diagrammi

Taoglio



Momento



Da cui si ricava un momento massimo pari a

$$M_{Max} = 16 \text{ KNm}$$

Si ottiene una freccia pari a

$$f = 1,81 \text{ cm}$$

da confrontare con la freccia massima ammissibile per normativa e pari a 1/300 della lunghezza della trave

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{6,50 \text{ m}}{300} = 2,16 \text{ cm}$$

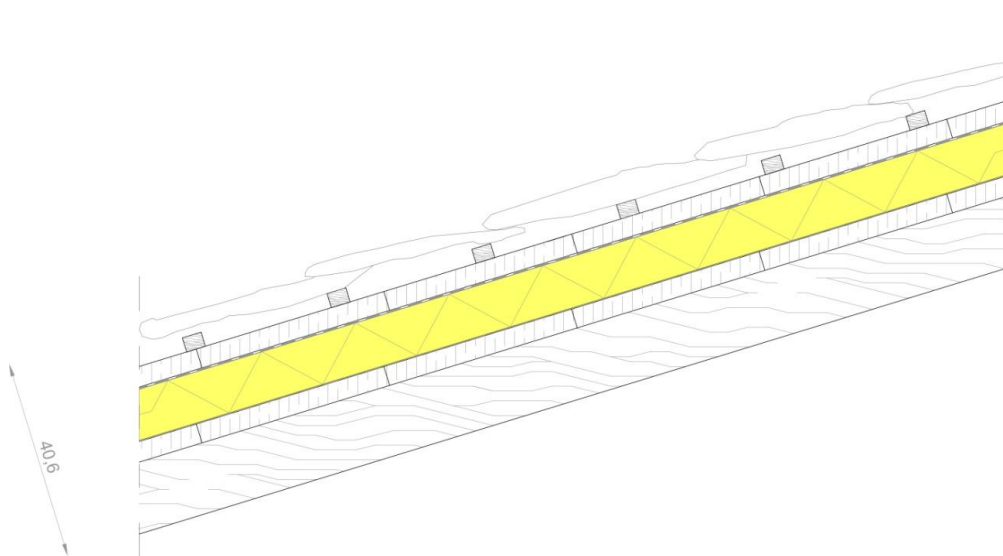
$$1,81 \text{ cm} < 2,16 \text{ cm}$$

VERIFICATO!

Si conclude pertanto che la scelta di utilizzare come elemento strutturale una trave portante di mezzera in legno lamellare, con sezione 20 cm x 25 cm, lunghezza 6,50 m, risulta essere verificata a SLU e SLE.

7.6.2 NUOVA COPERTURA IN LEGNO

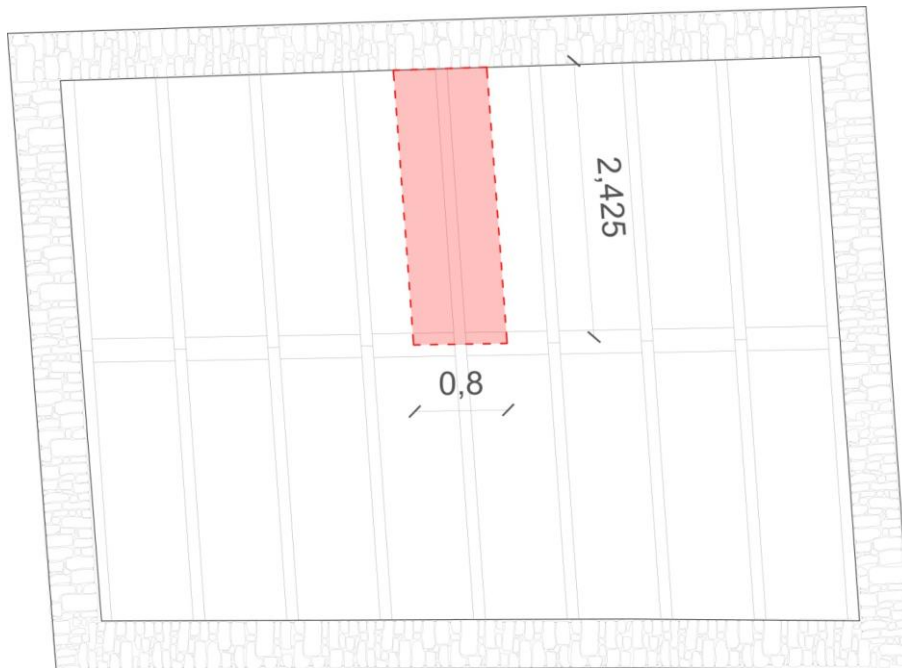
Per la nuova chiusura orizzontale inclinata si è scelta la seguente stratigrafia:



N°	STRATO	s [m]	λ [W/mK]	U [W/m²K]	C [kJ/kgK]	ρ [kg/m³]	R [m²K/W]
1	Piode	0,05	1,3	185,71	0,68	2200	0,028
2	Rigone in legno	0,03	-	-	-	500	-
3	Assito in legno	0,04	0,13	3,25	2	500	0,33
4	Guaina impermeabilizzante	0,004	1,25	125	1,255	1400	0,008
5	Isolante in fibra di legno	0,1	0,042	0,42	2	160	0,008
6	Barriera al vapore	0,002	1,33	666	2,1	800	0,0015
7	Assito in legno	0,04	0,13	3,25	2	500	0,33
8	Travetto in legno	0,14	-	-	-	500	-

Verifica dei puntoni

La pianta presa in esame è quella della copertura dell'edificio 11. In rosso è evidenziata l'area di influenza del singolo puntone che si andrà a verificare.



7.48_Pianta della copertura_area d'influenza del puntone

L'impalcato strutturale che regge la stratigrafia appena descritta è costituita da una trave di colmo e dai puntoni, i quali pertanto avranno una lunghezza obliqua di 2,55 m e in orizzontale di 2,425 m, con un interasse di 0,8 m. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei puntoni sono così riassunte:

- Materiale: legno lamellare
- Sezione: 0,10 m x 0,20 m
- Lunghezza obliqua: 2,55 m
- Lunghezza orizzontale: 2,425 m
- Densità: 450 kg/m³
- Interasse: 0,8 m
- Area di influenza: 2,04 m²

Tali caratteristiche sono state scelte a livello progettuale e in base alla decisione di rispettare la classe di servizio 2.

Come per i travetti del solaio, si decide di utilizzare come materiale il legno lamellare incollato omogeneo che soddisfi la classe di resistenza GL 36h.

Si procede ora con il calcolo dei carichi che gravano sul puntone preso in esame, mediante il calcolo delle azioni permanenti e dei carichi variabili che interessano il solaio.

CALCOLO DELLE AZIONI PERMANENTI

Pesi strutturali

- Travetti:

$$\begin{aligned} &= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}} \\ &= 0,10 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 2,425 \text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} : 2,04 \text{ m}^2 \\ &= 104,85 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Pesi non strutturali

- Assito in legno:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,04 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 176,4 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Isolante in fibra di legno:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 160 \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 156,8 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Guaina impermeabile:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 1400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,004 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \end{aligned}$$

$$= 54,88 \text{ N/m}^2$$

- Assito in legno:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,04 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$= 176,4 \text{ N/m}^2$$

- Piode:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$= 1078 \text{ N/m}^2$$

Il totale dei carichi strutturali sarà quindi pari a

$$G_1 = 0,105 \text{ KN/m}^2$$

Mentre quello dei carichi non strutturali sarà

$$G_2 = 1,642 \text{ KN/m}^2$$

CALCOLO DELLE AZIONI VARIABILI

Per una copertura non praticabile risulta essere pari a

$$q_k = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

CALCOLO DEL CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove

q_s è il carico neve sulla copertura

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni

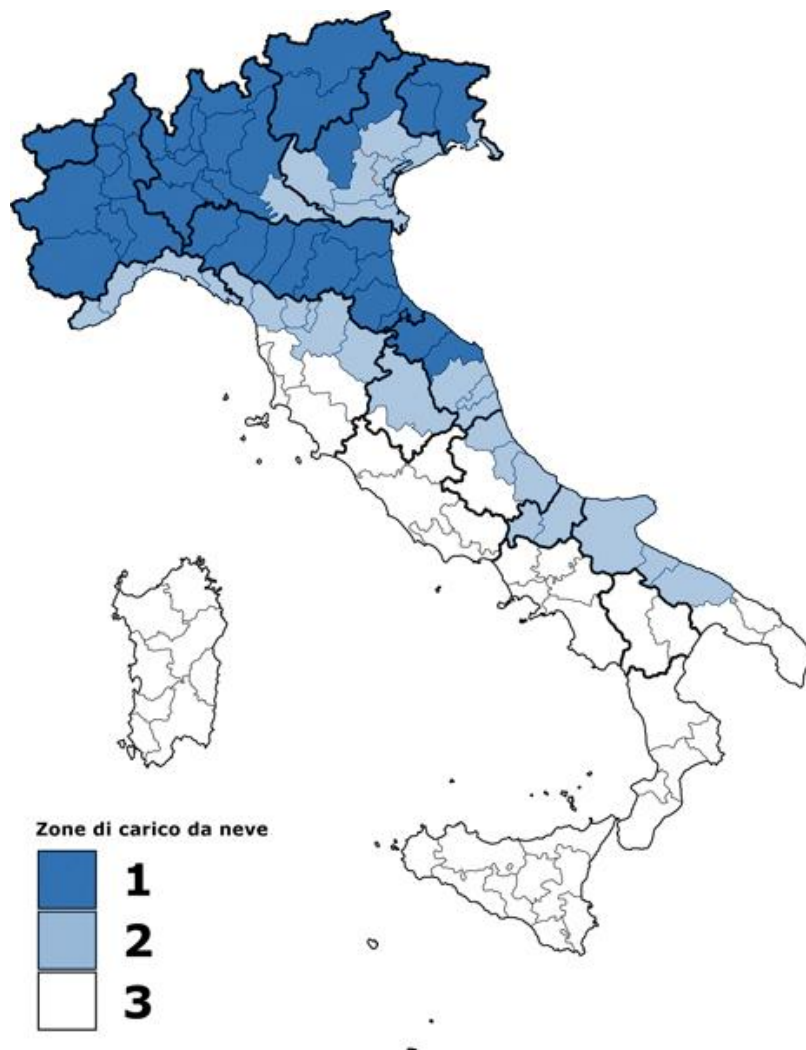
C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Carico neve al suolo

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Premana rientra nella *Zona I – Alpina* che comprende le provincie di Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.



7.49_Zone di carico da neve (##)

Inoltre definita a_s la quota del suolo sul livello del mare, il carico di neve al suolo q_{sk} è pari a:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ KN/m}^2 \text{ per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 \cdot [1 + (a_s/602)^2] \text{ KN/m}^2 \text{ per } a_s > 200 \text{ m}$$

Luere si trova ad una quota $a_s = 1198 \text{ m s.l.m}$ pertanto è valida la seconda formula e risulta

$$q_{sk} = 5,08 \text{ KN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella seguente:

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

7.50_Tabella dei coefficienti di esposizione (##)

Per la nostra area la topografia è di tipo normale, quindi il coefficiente di esposizione sarà:

$$C_E = 1,0$$

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato un coefficiente

$$C_t = 1,0$$

Coefficiente di forma della copertura

Definito α l'angolo espresso in gradi sessagesimali formato dalla falda con l'orizzontale, si individua il coefficiente di forma dalla seguente tabella:

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

7.51_Tabella dei coefficienti di forma della copertura (##)

I valori riportati in tabella si riferiscono sia alle coperture ad una che a due falde. Il coefficiente cercato risulta pertanto essere

$$\mu_i = 0,8$$

Ora è possibile determinare il valore del carico di neve sulla copertura:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 5,08 \text{ KN/m}^2 \cdot 1 \cdot 1 = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

Per trovare il valore del carico distribuito linearmente sui travetti, si esegue la verifica a Stato Limite Ultimo SLU utilizzando la seguente combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Dove

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$G_1 = 0,105 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

$$G_2 = 1,642 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_P = 0,00$$

$$P = 0,00$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$Q_{K1} = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi_{02} = 0,00$$

$$Q_{K2} = 0,5$$

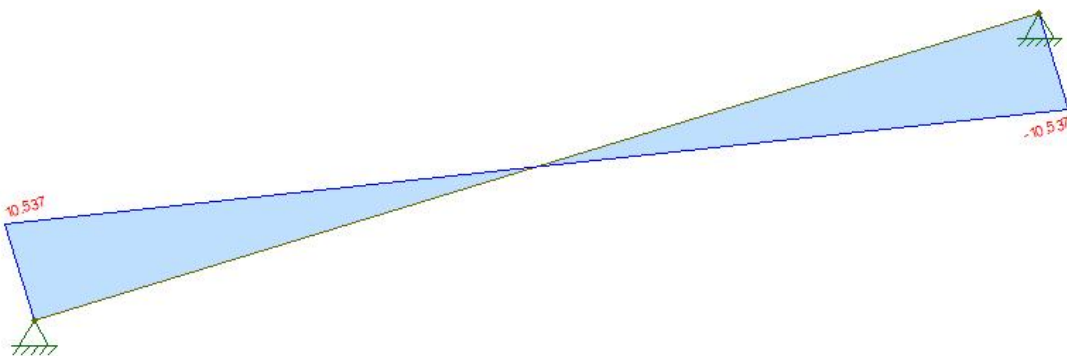
Si ottiene in questo modo un carico distribuito linearmente sulla trave pari a

$$Q_s = 8\,689,5 \text{ N/m}$$

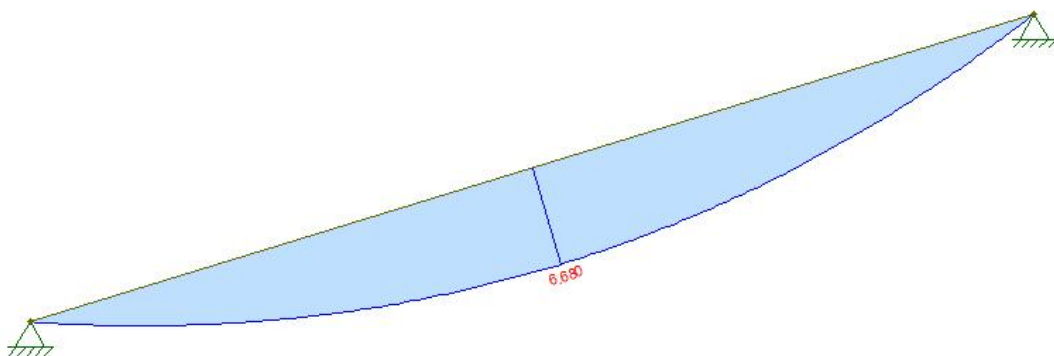
A questo punto lo schema statico da considerare è quello di una trave appoggio-appoggio caricata uniformemente con carico distribuito.

Si ottengono i seguenti diagrammi:

Taqlio



Momento



I valori di taglio e momento massimo sono ricavabili anche mediante le formule:

$$M = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} = 6\,387,46 \text{ Nm}$$

$$V = \frac{Q_s \cdot l}{2} = 10\,536,02 \text{ N}$$

Risulta ora necessario calcolare il modulo di resistenza della sezione del puntone

$$W = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{0,1 \cdot 0,2^2}{6} = 0,000667 \text{ m}^3$$

Con cui si trova lo sforzo a flessione

$$\sigma_d = \frac{M}{W} = \frac{6\,387,46 \text{ Nm}}{0,000667 \text{ m}^3} = 9\,575,71 \text{ KN/m}^2$$

Trattandosi di una verifica allo SLU e dovendo eseguire una verifica in termini di sforzi, è necessario individuare le proprietà dei materiali a partire dai valori caratteristici forniti dalla tabella, mediante la formula:

$$x_d = \frac{k_{mod} \cdot x_k}{\gamma_M}$$

Dove

$k_{mod} = 0,6$ per la classe di servizio 2

$\gamma_M = 1,45$ per legno lamellare incollato omogeneo

x_k è il valore caratteristico della resistenza fornito da tabella

Si trova quindi la resistenza a flessione del materiale che sarà pari a

$$F_{md} = \frac{0,6 \cdot 36 \text{ N/mm}^2}{1,45} = 14\,900 \text{ KN/m}^2$$

da confrontare con lo sforzo a flessione sollecitante σ_d trovato in precedenza e pari a $9\,575,71 \text{ KN/m}^2$.

$$14\,900 \text{ KN/m}^2 > 9\,575,71 \text{ KN/m}^2$$

VERIFICATO!

Si calcola ora la resistenza a flessione retta del materiale che sarà pari a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{0,000667 \text{ m}^3 \cdot 36\,000 \text{ KN/m}^2}{1,45} = 16,56 \text{ KNm}$$

da confrontare con il momento sollecitante M_{ed} trovato in precedenza e pari a 6,387 KNm.

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{6,387}{16,56} = 0,386 < 1$$

VERIFICATO!

Si esegue ora la verifica a Stato Limite di Esercizio SLE mediante combinazione rara

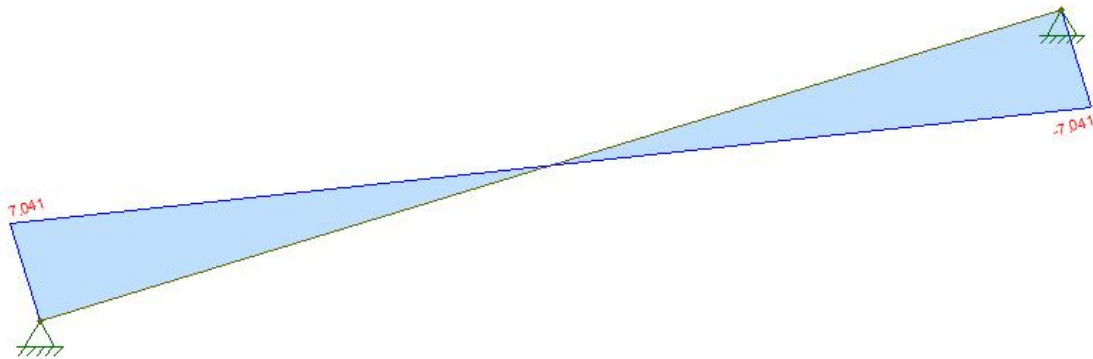
$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Ottenendo un valore del carico distribuito linearmente sul puntone pari a

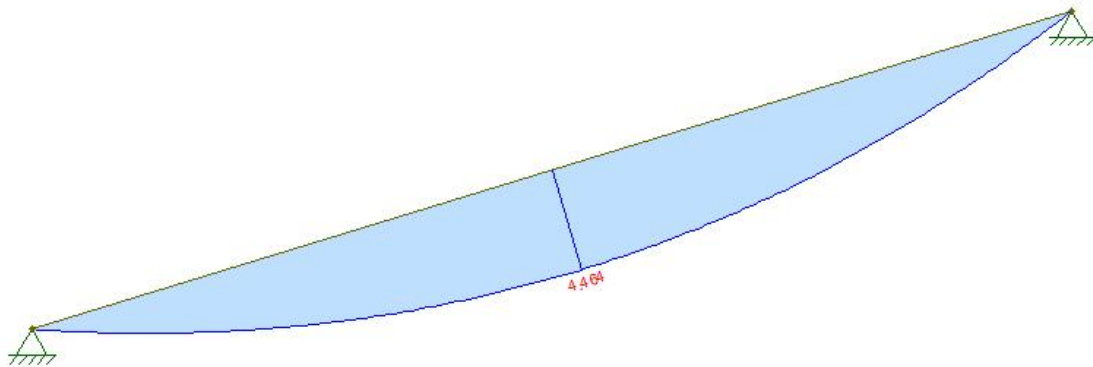
$$Q_s = 5\,807 \text{ N/m}$$

Si ottengono i seguenti diagrammi:

Taglio



Momento



I valori di taglio e momento possono essere calcolati anche mediante le formule:

$$M = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} = 4\,268,6 \text{ Nm}$$

$$V = \frac{Q_s \cdot l}{2} = 7\,040,99 \text{ N}$$

Si individua infine la freccia risultante secondo la formula

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{EI}$$

Dove

$p = 5\,807 \text{ N/m}$ è il carico distribuito linearmente sul puntone

$l = 2,425 \text{ m}$ è la lunghezza del puntone

$E = 14\,700\text{ N/mm}^2$ è il modulo di elasticità del legno lamellare ricavato da tabella
 I è il momento di inerzia della sezione del puntone calcolato come segue

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,1\text{ m} \cdot (0,2\text{ m})^3}{12} = 6,667 \cdot 10^{-5}\text{ m}^4$$

Si ottiene una freccia pari a

$$f = 0,27\text{ cm}$$

da confrontare con la freccia massima ammissibile per normativa e pari a $1/300$ della lunghezza del puntone

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{2,425\text{ m}}{300} = 0,81\text{ cm}$$

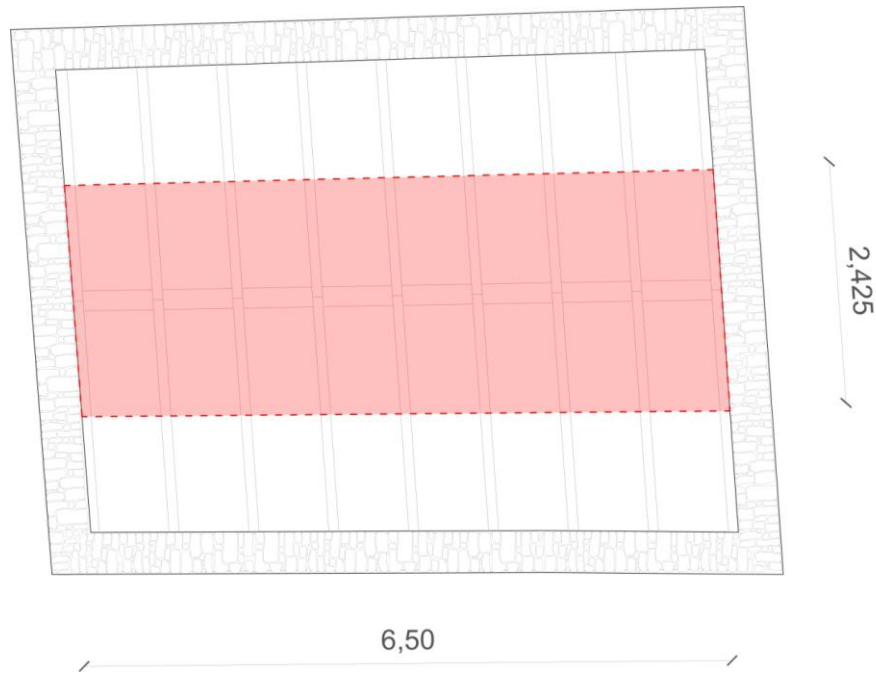
$$0,27\text{ cm} < 0,81\text{ cm}$$

VERIFICATO!

Si conclude pertanto che la scelta di utilizzare come elementi strutturali puntoni in legno lamellare, con sezione 10 cm x 20 cm, lunghezza 2,425 m ed interasse 0,8 m, risulta essere verificata a SLU e SLE.

Verifica della trave di colmo

La figura mostra la pianta della copertura dell'edificio n° 1 con evidenziata l'area di influenza che grava sull'intera lunghezza della trave di colmo.



7.52_Pianta della copertura_area di influenza della trave di colmo

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della trave sono le seguenti:

- Materiale: legno lamellare
- Sezione: 0,20 m x 0,25 m
- Lunghezza: 6,50 m
- Densità: 450 kg/m³
- Area di influenza: 15,7625 m²

Come per i travetti e i puntoni, si fa sempre riferimento alla classe di servizio 2 e alla classe di resistenza GL 36h, da cui si ricavano i valori caratteristici delle resistenze.

Si calcolano ora i carichi agenti sulla trave.

CALCOLO DELLE AZIONI PERMANENTI

Pesi strutturali

- Trave:

$$= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}}$$

$$= 0,20 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} : 15,763 \text{ m}^2$$

$$= 90,92 \text{ N/m}^2$$

- Puntoni (i puntoni che gravano sulla trave principale sono 9, per una lunghezza propria di 2,425 m):

$$= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}} \cdot 9$$

$$= 0,10 \text{ m} \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 2,425 \text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 9 : 15,763 \text{ m}^2$$

$$= 85,483 \text{ N/m}^2$$

Pesi non strutturali

- Assito in legno:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,04 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$= 176,4 \text{ N/m}^2$$

- Isolante in fibra di legno:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 160 \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$= 156,8 \text{ N/m}^2$$

- Guaina impermeabile:

$$= \rho \cdot s \cdot g$$

$$= 1400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,004 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$= 54,88 \text{ N/m}^2$$

- Assito in legno:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,04 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 176,4 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

- Piode:

$$\begin{aligned} &= \rho \cdot s \cdot g \\ &= 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ &= 1\,078 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Il totale dei carichi strutturali sarà quindi pari a

$$G_1 = 0,176 \text{ KN/m}^2$$

Mentre quello dei carichi non strutturali sarà

$$G_2 = 1,642 \text{ KN/m}^2$$

CALCOLO DELLE AZIONI VARIABILI

Per una copertura non praticabile risulta essere pari a

$$q_k = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

CALCOLO DEL CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 5,08 \text{ KN/m}^2 \cdot 1 \cdot 1 = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

Per trovare il valore del carico distribuito linearmente sulla trave, si esegue la verifica a Stato Limite Ultimo SLU utilizzando la seguente combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Dove

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$G_1 = 0,176 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

$$G_2 = 1,642 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_P = 0,00$$

$$P = 0,00$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$Q_{K1} = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi_{02} = 0,00$$

$$Q_{K2} = 0,50$$

Si ottiene in questo modo un carico distribuito linearmente sulla trave pari a

$$Q_s = 8\,781,8 \text{ N/m}$$

Considerando che lo schema statico è quello di una trave appoggio-appoggio caricata con 9 carichi concentrati posti ad una distanza di 0,8 m l'uno dall'altro, in corrispondenza dei punti di appoggio dei 9 puntoni, il singolo carico concentrato sarà dato dalla formula:

$$Q_t = \frac{Q_s \cdot l}{n_t} = \frac{8\,781,8 \text{ N/m} \cdot 6,50 \text{ m}}{9} = 6,342 \text{ KN}$$

Dove

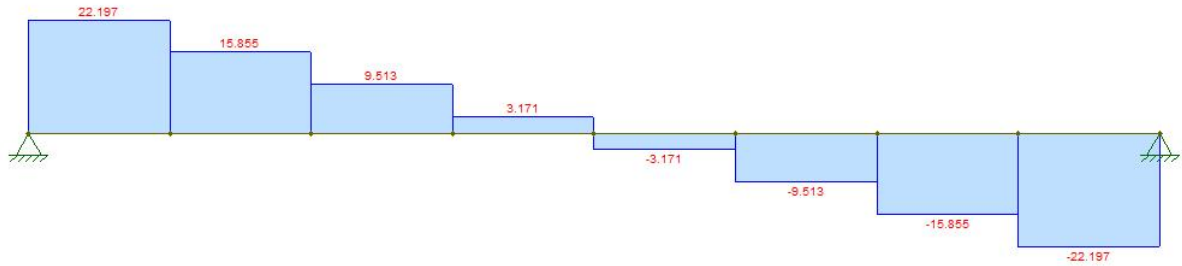
Q_s è il carico distribuito linearmente

l è la lunghezza della trave

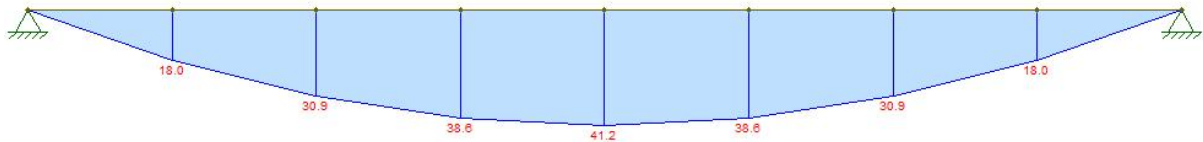
n_t è il numero dei travetti che poggiano sulla trave.

Si ottengono i seguenti diagrammi:

Taglio



Momento



Da cui si ricava un momento massimo pari a

$$M_{Max} = 41,2 \text{ KNm}$$

Risulta ora necessario calcolare il modulo di resistenza della sezione della trave

$$W = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{0,2 \cdot 0,25^2}{6} = 0,002083 \text{ m}^3$$

Con cui si trova lo sforzo a flessione

$$\sigma_d = \frac{M_{Max}}{W} = \frac{41,2 \text{ KNm}}{0,002083 \text{ m}^3} = 19\,779 \text{ KN/m}^2$$

Si trova quindi la resistenza a flessione del materiale che sarà pari a

$$F_{md} = \frac{0,6 \cdot 36 \text{ N/mm}^2}{1,45} = 14\,900 \text{ KN/m}^2$$

da confrontare con lo sforzo a flessione sollecitante σ_d trovato in precedenza e pari a $19\,779\text{ KN/m}^2$.

$$14\,900\text{ KN/m}^2 < 19\,779\text{ KN/m}^2$$

NON VERIFICATO!

Risulta necessario aumentare la sezione della trave, scegliendo una sezione $0,2\text{ m} \times 0,3\text{ m}$. Questa modifica comporta tuttavia anche un aumento del peso proprio strutturale, che pertanto dovrà essere ricalcolato.

Il peso della nuova trave scelta sarà:

$$\begin{aligned} &= b \cdot h \cdot l \cdot \rho \cdot \frac{g}{A_{infl}} \\ &= 0,20\text{ m} \cdot 0,30\text{ m} \cdot 6,5\text{ m} \cdot 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} : 15,763\text{ m}^2 \\ &= 109,11\text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Il peso dei puntoni rimane invece invariato e sempre pari a $85,483\text{ N/m}^2$.

Il nuovo peso degli elementi strutturali G_1 sarà dunque pari a

$$G_1 = 109,11\text{ N/m}^2 + 85,483\text{ N/m}^2 = 194,59\text{ N/m}^2$$

Il peso degli elementi non strutturali rimane invariato

$$G_2 = 1,642\text{ KN/m}^2$$

Si ricalcola ora il carico a SLU secondo la combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

E si trova il carico linearmente distribuito sulla trave, che ora sarà pari a

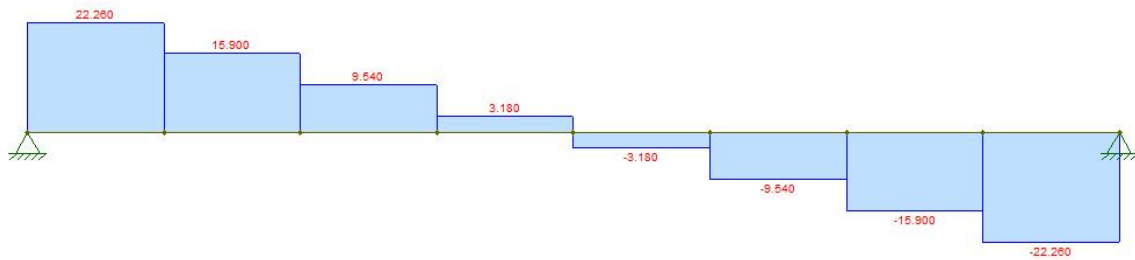
$$Q_s = 8\,806,5\text{ N/m}$$

Come prima si trova il valore di ciascuno dei 9 carichi concentrati agenti sulla trave

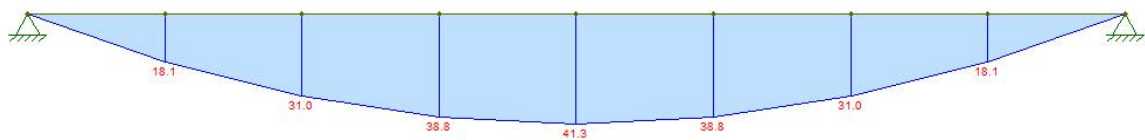
$$Q_t = \frac{Q_s \cdot l}{n_t} = \frac{8\,806,5 \text{ N/m} \cdot 6,50 \text{ m}}{9} = 6,360 \text{ KN}$$

A questo punto si ricavano i diagrammi

Taglio



Momento



Da cui risulta un momento massimo pari a

$$M_{Max} = 41,3 \text{ KNm}$$

Risulta ora necessario calcolare il modulo di resistenza della sezione della trave

$$W = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{0,2 \cdot 0,30^2}{6} = 0,003 \text{ m}^3$$

Con cui si trova lo sforzo a flessione

$$\sigma_d = \frac{M_{Max}}{W} = \frac{41,3 \text{ KNm}}{0,003 \text{ m}^3} = 13\,766,667 \text{ KN/m}^2$$

Si trova quindi la resistenza a flessione del materiale che sarà pari a

$$F_{md} = \frac{0,6 \cdot 36 \text{ N/mm}^2}{1,45} = 14\,900 \text{ KN/m}^2$$

da confrontare con lo sforzo a flessione sollecitante σ_d trovato in precedenza e pari a $13\,767 \text{ KN/m}^2$.

$$14\,900 \text{ KN/m}^2 > 13\,767 \text{ KN/m}^2$$

VERIFICATO!

Si calcola ora la resistenza a flessione retta del materiale che sarà pari a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{0,003 \text{ m}^3 \cdot 36\,000 \text{ KN/m}^2}{1,45} = 74,48 \text{ KNm}$$

da confrontare con il momento sollecitante M_{ed} trovato in precedenza e pari a $41,3 \text{ KNm}$.

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{41,3 \text{ KNm}}{74,48 \text{ KNm}} = 0,55 < 1$$

VERIFICATO!

Si esegue ora la verifica a Stato Limite di Esercizio SLE mediante combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \varphi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Ottenendo un valore del carico distribuito linearmente sulla trave di mezzeria pari a

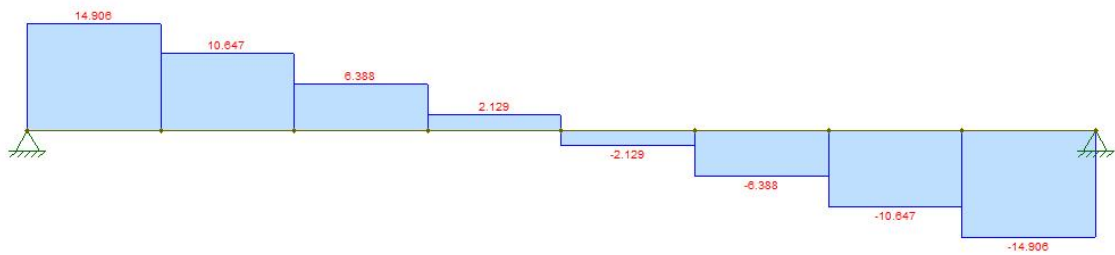
$$Q_s = 5\,897 \text{ N/m}$$

Il singolo carico concentrato in ognuno dei 9 punti di appoggio dei travetti sarà dato dalla formula:

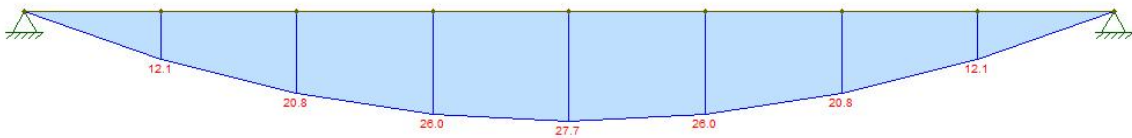
$$Q_t = \frac{Q_s \cdot l}{n_t} = \frac{5\,897 \text{ N/m} \cdot 6,50 \text{ m}}{9} = 4,259 \text{ KN}$$

Si ottengono i seguenti diagrammi

Taglio



Momento



Da cui si ricava un momento massimo pari a

$$M_{Max} = 27,7 \text{ KNm}$$

Si ottiene una freccia pari a

$$f = 1,82 \text{ cm}$$

da confrontare con la freccia massima ammissibile per normativa e pari a 1/300 della lunghezza della trave

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{6,50 \text{ m}}{300} = 2,16 \text{ cm}$$

$$1,82 \text{ cm} < 2,16 \text{ cm}$$

VERIFICATO!

Si conclude pertanto che la scelta di utilizzare come elemento strutturale una trave portante di colmo in legno lamellare, con sezione 20 cm x 30 cm, lunghezza 6,50 m, risulta essere verificata a SLU e SLE.

(#) Immagini tratte dal volume *“Dissesti statici delle strutture edilizie. Diagnosi. Consolidamento. Istituzioni teoriche. Applicazioni pratiche”* a cura di Sisto Mastrodicasa, Milano, Hoepli, 1988.

(##) Tabelle e grafici tratti dalle *“Norme tecniche per le costruzioni”* D.M. 14 Gennaio 2008

(###) Tabella tratta dal *Bollettino ufficiale della Regione Lombardia del 16 luglio 2014*

SCHEDA DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO N. 1_Cucitura armata

RILIEVO FOTOGRAFICO



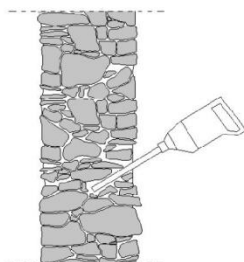
La muratura appare sconnessa con alcuni sassi mancanti o fuori dalla loro sede originale, oppure presenta fessure profonde o passanti

OBIETTIVO

Si ricorre a tale tecnica quando è necessario sigillare un'ingente fessurazione per ripristinare, o meglio incrementare, la capacità portante della muratura, ottenendo un comportamento d'insieme della stessa

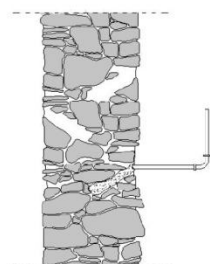
FASI

Innanzitutto bisogna prevedere la messa in sicurezza della muratura, assicurando la struttura con impalcature provvisorie



ESECUZIONE DELLE PERFORAZIONI

Formazione di una perforazione del diametro di circa 30 mm; tali fori possono anche essere ricavati sfruttando fessure già presenti nella muratura



INIEZIONE DI MALTA ESPANSIVA

Viene iniettata un'apposita resina o malta espansiva per permettere il fissaggio della barra



INSERIMENTO ARMATURA E CHIUSURA

Inserimento nella perforazione di un'armatura di diametro 12 mm, avendo cura di far roteare la barra intorno al suo asse per consentire una perfetta distribuzione della resina intorno ad essa

SCHEDA DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO N. 2_Colatura di boiaccia

RILIEVO FOTOGRAFICO



L'intervento viene limitato a zone circoscritte della muratura che si presentano non perfettamente coese, soprattutto in quelle sezioni in cui, dopo interventi di nuove aperture, si vengono a concentrare flussi di tensioni interne

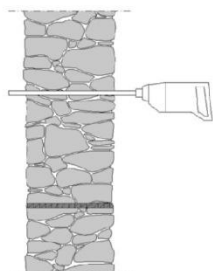
Al fine di garantire un risultato uniforme e quanti più omogeneo sulla muratura sottoposta al trattamento è importante rispettare un preciso ordine di esecuzione: si deve procedere per righe, salendo dal basso verso l'alto, e muovendosi dall'esterno verso l'interno

OBIETTIVO

Permette di migliorare le caratteristiche di resistenza della muratura e di uniformare le caratteristiche di resistenza grazie alla reintegrazione del legante e alla saturazione di eventuali vuoti o discontinuità. Si punta quindi ad aumentare la resistenza meccanica e, intervenendo su cavità e lesioni interne, a rinforzare l'intera struttura

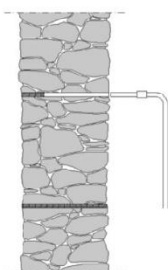
FASI

La miscela utilizzata è una boiaccia di calce idraulica ed acqua in parti uguali arricchita di componenti fluidificanti ed espansivi



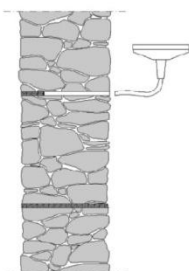
ESECUZIONE DELLA PERFORAZIONE

Innanzitutto è necessario effettuare la perforazione della muratura tramite strumentazioni meccaniche; in seguito viene sigillato il foro ad una delle due estremità con della boiaccia della stessa composizione di quella che sarà poi iniettata ma con una percentuale d'acqua inferiore



STUCCATURA

Si prosegue alla bagnatura del foro così da pulire eventuali residui e preparare le superfici alla colatura

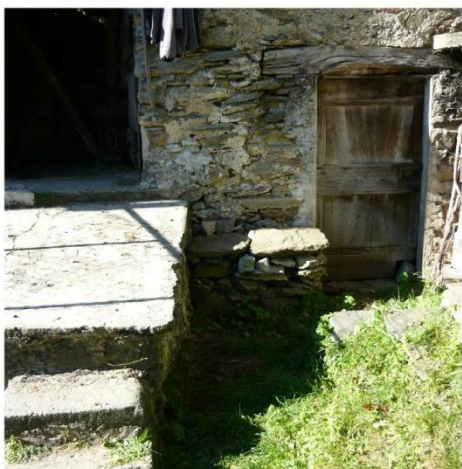


COLATURA

La colatura della boiaccia è eseguita con un apposito serbatoio collegato ad un boccaglio e avviene senza indurre pressioni al materiale

SCHEDA DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO N. 3_Cuci e scuci

RILIEVO FOTOGRAFICO



Permette di intervenire su quelle parti della muratura più ammalorate e prevede di sostituire la muratura per una larghezza di circa 40 - 50 cm a cavallo della lesione

OBIETTIVO

Permette di aumentare le caratteristiche meccaniche della muratura andando a sostituirla con nuovi elementi lapidei fissati con malta di calce, così da essere bene ammorzati alla muratura laterale originaria.

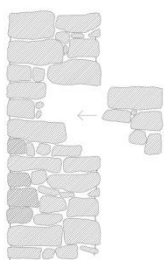
FASI

Si opera lavorando dal basso verso l'alto, raschiando e bagnando i bordi del vano che si viene a creare



ASPORTAZIONE DEL VECCHIO INTONACO E DEGLI ELEMENTI INTERESSATI

Nella prima fase viene eliminato il vecchio intonaco per mettere a nudo la muratura, in seguito vengono asportati gli elementi di muro interessati dalla lesione fino a formare un vano di dimensioni tali da permettere l'inserimento di nuovi elementi murari



SOSTITUZIONE DEGLI ELEMENTI

Si prosegue con la pulitura e la bagnatura del vano ottenuto per permettere una fusione omogenea fra muratura vecchia e nuova



INIEZIONE DI MALTA

Infine viene ricoperto il tutto con piccoli tratti di muro e con malte leggermente espansive confezionate con inerti simili a quelli che costituiscono la malta esistente.

SCHEDA DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO N. 4_Cordoli sommitali

RILIEVO FOTOGRAFICO



Come possiamo notare dalla foto, uno dei principali problemi che interessano la scatola muraria in pietra è la tendenza ad aprirsi, o meglio la tendenza che hanno i maschi murari di subire un cinematismo di ribaltamento verso l'esterno intuibile dalla presenza di crepe inclinata di 45°

OBIETTIVO

L'inserimento di cordoli in acciaio permette alla struttura di irrigidirsi e di opporsi alla spinta del terreno come un unico solido elemento resistente; si ottiene quindi un diaframma rigido per rafforzare il comportamento scatolare. Inoltre permette di distribuire in maniera uniforme il carico dei puntoni sull'intero perimetro della muratura

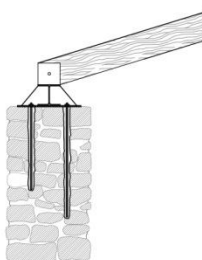
FASI

INTRODUZIONE DEL CORDOLO SOMMITALE



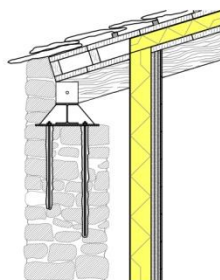
Innanzitutto andiamo a posizionare un profilo HE160A dalle dimensioni 160 x 152 cm, appoggiato e saldato su una piastra in acciaio di 45 cm, fissata mediante barre inghisate e avente lo scopo di distribuire il peso del cordolo e del tetto in generale su una superficie più ampia; vengono inoltre utilizzati fazzoletti triangolari per evitare possibili deformazioni di tipo rotazionale o torsionale.

INSERIMENTO DELLA TRAVE



Sulla base superiore del profilo HEA vengono saldati dei dispositivi in acciaio che costituiscono le sedi in cui posizionare ed agganciare le teste dei puntoni, che saranno sagomate per fare in modo che i carichi siano diretti in maniera verticale. Tali puntoni vengono poi fissati al supporto tramite tasselli passanti, in modo da realizzare in vincolo ad appoggio

COMPLETAMENTO DELLA COPERTURA



Si completa l'intervento con l'introduzione della stratigrafia interna, costituito prevalentemente da isolante e legno, e con il ricollocamento della nuova copertura inclinata. Infine vengono collocati alcuni elementi lapidei per andare a creare una continuità con la parete muraria

SCHEDA DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO N. 5_Cordoli perimetrali

RILIEVO FOTOGRAFICO



Come possiamo notare dalla foto, uno dei principali problemi che interessano la scatola muraria in pietra è la tendenza ad aprirsi, o meglio la tendenza che hanno i maschi murari di subire un cinematisimo di ribaltamento verso l'esterno intuibile dalla presenza di crepe inclinata di 45°

OBIETTIVO

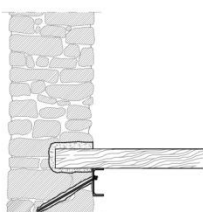
L'inserimento di cordoli in acciaio permette alla struttura di irrigidirsi e di opporsi alla spinta del terreno come un unico solido elemento resistente; si ottiene quindi un diaframma rigido per rafforzare il comportamento scatolare. Inoltre il diaframma va a costituire un elemento rigido e collabora al miglioramento del comportamento scatolare

FASI



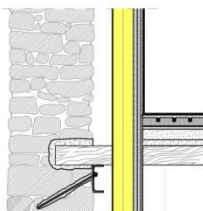
SCASSO E INTRODUZIONE DELLE TRAVI UPN

Per prima cosa vengono realizzati scassi puntuali in cui alloggiare le teste dei travetti; in seguito viene introdotto un cordolo in acciaio costituito da travi UPN agganciate alla muratura mediante barre filettate passanti inclinate e capo chiavi in facciata



INSERIMENTO DELLA TRAVE

Inserimento del travetto in legno lamellare di 10 x 14 cm nell'apposito scasso con conseguente ancoraggio



COMPLETAMENTO DELLA SOLAIO

Si completa l'intervento con l'introduzione delle stratigrafie interne del solaio e della parete verticale

SCHEMA DI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO N. 6_Formazione nuove aperture

PRE REQUISITI

L'apertura di vani più o meno grandi nelle pareti portanti in pietra va eseguita dopo adeguati controlli all'assetto strutturale dell'intero edificio, visto che la riduzione della sezione resistente del muro oggetto dell'intervento determinerà un aumento delle tensioni sulle pareti restanti, nonché una ridistribuzione delle sollecitazioni anche sulle opere di fondazioni

CRITERI PROGETTUALI

Essendo la muratura in esame estremamente irregolare sia come materiali, che come resistenze interne sarà necessario prestare una particolare attenzione durante sia le fasi di progettazione che di realizzazione.

Un criterio progettuale da seguire è quello di mantenere un allineamento delle aperture create; tale accorgimento, infatti, assicura di non avere pericolose concentrazioni di sforzi in parti di muratura deboli, ma permette di incanalarle nelle zone "piene" della muratura.

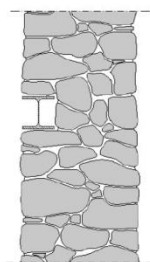
Un'altra accortezza, che viene di conseguenza al primo accorgimento, è quella di conservare il più possibile integri i maschi murari presenti per non sconvolgere l'equilibrio statico attuale.

REALIZZAZIONE

La tecnica realizzativa scelta prevede l'esecuzione dello strappo della muratura dopo aver provveduto alla realizzazione di un'architrave con due putrelle di acciaio collegate tra loro da tiranti metallici interni alla muratura

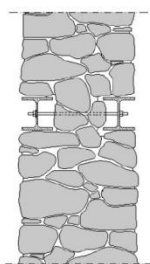
FASI

Innanzitutto bisogna opportunamente puntellare la parete



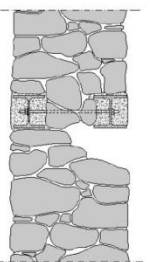
POSIZIONAMENTO PRIMA PUTRELLA

Come prima cosa si deve eseguire una scanalatura orizzontale al di sopra del vano da aprire e si possa il primo profilato, curando particolarmente il contatto con la muratura nelle zone laterali di appoggio



POSIZIONAMENTO SECONDA PUTRELLA

Conseguentemente si esegue la posa del profilato sul lato opposto, eseguendo il collegamento fra i due con tiranti bullonati di adeguata lunghezza; tale connessione deve essere fatta preferibilmente sfruttando le fughe tra le pietre e ricavando un foro di adeguato diametro mediante appositi strumenti



GETTO DEL CLS

Creata il vano lungo il perimetro laterale e basale verranno disposti ferri longitudinali e di richiamo e posizionati i casseri in legno, quindi sarà eseguito un getto su tutto il perimetro regolando la geometria dell'apertura anche al fine di facilitare il futuro inserimento dell'infisso

SCHEMA DI INTERVENTO N. 1_macchia

ELEMENTO TECNICO_intonaco al rustico realizzato in malta di calce

RILIEVO FOTOGRAFICO



DESCRIZIONE DEL FENOMENO

SCHEMA DI DEGRADO di RIFERIMENTO: 1
ALBERO DEGLI ERRORI: Macchia

Macchia

Si manifesta con effetti simili all'alterazione cromatica, ma i cui effetti si rendono molto rimarcati in un punto, localizzati in un punto specifico della superficie

CAUSA DIRETTA DEL DEGRADO

Azione combinata di agenti atmosferici

CONDIZIONE DI PREDISPOSIZIONE

Condizioni atmosferiche sfavorevoli in quanto caratterizzate da pioggia battente, elevata umidità e notevoli escursioni termiche

SITUAZIONI AGGRAVANTI

Esposizione strati inferiori, come per esempio armatura, dovute al distacco dell'intonaco superiore

FASE INIZIALE

Inizialmente si presenta come un'alterazione cromatica

FASI SUCCESSIVE

Il fenomeno si localizza in un punto localizzato e dà origine ad una formazione che può sottendere reazioni con elementi sottostanti ma non protetti adeguatamente

CONSEGUENZE DIRETTE

Modificazione dell'aspetto originario

CONSEGUENZE INDIRETTE

Non si registrano particolari conseguenze indirette

INTERVENTO DI RECUPERO: FASI LAVORATIVE

- raschiatura;
- applicazione di microsabbature di precisione: si investe la superficie da pulire con un getto di abrasivo, generalmente costituito da sfere di alluminio e di vetro di piccolissimo diametro, mediante un'apparecchiatura detta aeroabrasivo, a forma di matita, che consente di direzionare il getto in modo preciso contro il deposito da rimuovere con una pressione che varia da 0 a 6 atm;
- intervento alternativo: pulizia localizzata mediante pacchi in forma di pasta a base di sali sciolti in acqua, additivati con materiali che possono essere argilla, polpa di carta o altro, applicati per un intervallo di tempo che dipende dal tipo di deposito da rimuovere

SCHEDA DI INTERVENTO N. 2_alterazione cromatica

ELEMENTO TECNICO_intonaco al rustico/elementi in legno

RILIEVO FOTOGRAFICO



DESCRIZIONE DEL FENOMENO

SCHEDA DI DEGRADO di RIFERIMENTO: 2
ALBERO DEGLI ERRORI: Alterazione Cromatica

Alterazione cromatica

La manifestazione avviene con una variazione naturale, a carico dei componenti del materiale, dei parametri che definiscono il colore, da qui l'affievolimento dell'intensità cromatica e l'alterazione della tonalità

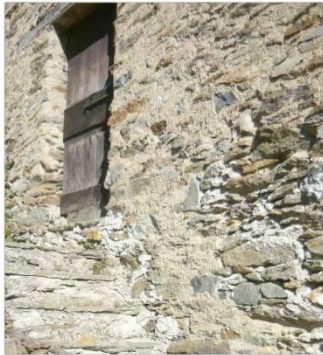
INTERVENTO DI RECUPERO: FASI OPERATIVE

- riverniciatura con prodotti idonei all'esposizione atmosferica e compatibili con l'esistente;
- applicazione elementi di protezione (tipo pellicole trasparenti resistenti agli agenti atmosferici) più consoni per salvaguardare la nuova applicazione;
- Buona norma: migliorare le prestazioni dell'edificio in maniera tale che si limiti il contatto tra gli agenti aggressivi atmosferici e le materie degradabili.

SCHEDA DI INTERVENTO N. 3_lacuna

ELEMENTO TECNICO_superficie muraria in malta e pietra

RILIEVO FOTOGRAFICO



DESCRIZIONE DEL FENOMENO

SCHEDA DI DEGRADO di RIFERIMENTO: 3
ALBERO DEGLI ERRORI: Lacuna

Lacuna

Mancanza di parte dell'elemento tecnico con perdita di continuità delle superfici. Le porzioni di elemento tecnico che vanno perse diventano di entità maggiore rispetto al caso del distacco

CAUSA DIRETTA DEL DEGRADO

La lacuna, oltre ad una mancata adesione tra i vari strati della chiusura verticale, è principalmente attribuibile ai numerosi cicli gelo e disgelo a cui è soggetto l'elemento tecnico

CONDIZIONE DI PREDISPOSIZIONE

Condizioni atmosferiche sfavorevoli, in modo particolare acqua battente e temperature rigide nel periodo invernale che facilitano i cicli gelo-disgelo

SITUAZIONI AGGRAVANTI

Scarsa manutenzione dell'edificio

FASE INIZIALE

La fase iniziale coincide con il distacco analizzato in precedenza

FASI SUCCESSIVE

Le fasi successive si manifestano con perdite di pezzi coerenti dell'intonaco di entità maggiori rispetto che nel distacco

CONSEGUENZE DIRETTE

Modificazione dell'aspetto originario; perdita capacità termiche e di resistenza della facciata

CONSEGUENZE INDIRETTE

La lacuna porta alla diminuzione di spessore, causando la formazione di ponti termici e creando zone maggiormente soggette all'azione degli agenti atmosferici esterni, indebolendo così la muratura

INTERVENTO DI RECUPERO: FASI LAVORATIVE

- consolidamento in profondità: si praticano delle iniezioni di miscela consolidante nelle zone in cui lo strato di intonaco risulta distaccato dal supporto murario. La miscela, che varia in relazione alle dimensioni del distacco, deve essere caratterizzata da buona penetrazione, forza meccanica non eccessiva, porosità, assenza di sali solubili, indurimento in assenza di aria.

In genere si impiega una miscela di calce aerea diluita con percentuali di Primal ed eventualmente additivata con gluconato di sodio o polvere di mattone

- intervento alternativo: asportazione dei depositi superficiali esterni, preconsolidamento, pulitura a secco, consolidamento della pellicola pittorica, integrazione pittorica delle lacune con un trattamento che diminuisca la prevalenza visiva della lacuna

SCHEDA DI INTERVENTO N. 4_fessurazione

ELEMENTO TECNICO_superficie muraria in malta e pietra

RILIEVO FOTOGRAFICO



DESCRIZIONE DEL FENOMENO

SCHEDA DI DEGRADO di RIFERIMENTO: 4
ALBERO DEGLI ERRORI: Fessurazione

Fessurazione

Si manifesta come una soluzione di continuità nel materiale che implica lo spostamento reciproco delle parti

CAUSA DIRETTA DEL DEGRADO

Le cause di tale effetto possono essere ricondotte ad un assetamento strutturale dell'edificio che, con la formazione delle fessure in questione, ha trovato un nuovo equilibrio statico

CONDIZIONE DI PREDISPOSIZIONE

Condizione atmosferiche sfavorevoli, in modo particolare temperature rigide e forti piogge che possono innescare processi di gelo-disgelo

SITUAZIONI AGGRAVANTI

Forti escursioni termiche che provocano ulteriori dilatazioni con conseguente aumento della fessurazione

FASE INIZIALE

Formazione di crepe e microfessure lungo le linee soggette a maggior sollecitazione, quali le linee di discontinuità e lungo le aperture

FASE SUCCESSIVE

Amplificazione delle fessurazioni e rigonfiamenti dovuti all'umidità presente nelle murature

CONSEGUENZE DIRETTE

Modificazione aspetto iniziale e perdita di resistenza superficiale

CONSEGUENZE INDIRETTE

Perdita di resistenza degli strati sottostanti, spesso più esposti all'aggressione degli agenti atmosferici

INTERVENTO DI RECUPERO: FASI LAVORATIVE

Stuccatura di fessurazione: si procede alla stuccatura di fessure profonde e larghe con un impasto costituito da legante e polvere di inerte. La miscela deve essere applicata dopo aver accuratamente pulito e lavato per rimuovere polveri, depositi ed eventuali corpi estranei. La granulometria e il rapporto legante-inerte dell'impasto devono riprodurre caratteristiche meccaniche, colore e porosità simili al materiale originale.

SCHEDA DI INTERVENTO N. 5_patina biologica

ELEMENTO TECNICO_superficie muraria in malta e pietra

RILIEVO FOTOGRAFICO



DESCRIZIONE DEL FENOMENO

SCHEDA DI DEGRADO di RIFERIMENTO: 5
ALBERO DEGLI ERRORI: Fessurazione

Patina biologica

Si manifesta come diretta conseguenza di una serie di reazioni chimico-biologiche che avvengono all'interfaccia dei materiali

CAUSA DIRETTA DEL DEGRADO

La causa di tale fenomeno può essere riconducibile all'elevata esposizione all'umidità

CONDIZIONE DI PREDISPOSIZIONE

Condizione atmosferiche sfavorevoli, in modo particolare temperature rigide e forti piogge

SITUAZIONI AGGRAVANTI

Scarsa manutenzione dell'edificio e impiego prolungato nel tempo; scarsa attenzione allo smaltimento delle acque meteoriche in fase di costruzione

FASE INIZIALE

Iniziale alterazione cromatica priva di consistenza

FASE SUCCESSIVE

Localizzazione delle patine sulla superficie con maggior consistenza e spessore

CONSEGUENZE DIRETTE

Modificazione aspetto iniziale; perdita resistenza dell'elemento tecnico

CONSEGUENZE INDIRETTE

Indebolimento degli strati sottostanti, incoerenza materiali e possibili ponti termici

INTERVENTO DI RECUPERO: FASI LAVORATIVE

- raschiatura
- microsabbature di precisione: si investe la superficie da pulire con un getto di abrasivo, generalmente costituito da sfere di alluminio e di vetro drimoi piccolissimo diametro, mediante un'apparecchiatura detta aeroabrasivo, a forma di matita, che consente di direzionare il getto in modo preciso contro il deposito da rimuovere con una pressione che varia da 0 a 6 atm.
- deumidificazione con barriera chimica mediante iniezioni a lenta diffusione di formulati chimici idrofobizzanti. Si praticano nella murature fori appena al di sopra della quota nella quale si intende realizzare la barriera, nei quali si iniettano mediante trasfusori dei formulati a base di resine siliconiche o silaniche. Il liquido viene così immesso lentamente per consentirne una distribuzione sopra per capillarità e sotto per gravità. I fori devono essere poi tappati con stucco nella parte opposta all'intervento; per spessori superiori i 45 cm è consigliabile procedere con tale operazione su entrambi i lati
- pulitura con acqua e spazzole di saggina; trattamenti biocidi

SCHEDA DI INTERVENTO N. 6_distacco

ELEMENTO TECNICO_intonaco al rustico realizzato in malta di calce

RILIEVO FOTOGRAFICO



DESCRIZIONE DEL FENOMENO

SCHEDA DI DEGRADO di RIFERIMENTO: 7
ALBERO DEGLI ERRORI: Distacco

Distacco

Azioni all'interfaccia tra i vari strati che compongono la chiusura verticale, portano ad una mancanza di coesione e di aderenza tra gli stessi

INTERVENTO DI RECUPERO: FASI OPERATIVE

- pulizia per la rimozione di polveri, depositi ed eventuali corpi estranei;
- stuccatura: si procede con la stuccatura delle zone in cui lo strato di intonaco risulta distaccato dal supporto. La granulometria e il rapporto legante-inerte dell'impasto devono riprodurre caratteristiche meccaniche, colore e porosità simili al materiale originale.