



POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Le costruzioni esistenti: miglioramento sismico dell'ex scuola

"Leonardo Da Vinci" di Orbassano (TO)

Relatore:

Prof. Ing. Alessandro Pasquale FANTILLI

Azienda:

Studio Tecnico Casetta & Del Piano

Candidato:

Stefano DONATEO



Indice

1. Introduzione	5
2. I Problemi delle costruzioni esistenti	7
2.1 Analisi Preliminare dell'edificio	9
2.1.1 Analisi storico-critica	10
2.1.2 Indagine e rilievo delle strutture.....	10
2.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno.....	11
2.2 Il comportamento sismico delle strutture in muratura	12
2.2.1 Meccanismi locali di collasso fuori dal piano.....	12
2.2.2 Meccanismi locali di collasso nel piano	15
2.2.3 Analisi del comportamento strutturale al variare della condizione di vincolo...	17
2.2.4 Meccanismi Locali: metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica 20	
2.2.5 Meccanismi Globali: metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica	23
2.2.6 Interventi di consolidamento negli edifici in muratura	26
2.3 Il comportamento sismico delle strutture in calcestruzzo armato	30
2.3.1 Metodi di analisi e modelli di capacità nelle costruzioni in calcestruzzo armato	34
2.3.2 Interventi di consolidamento negli edifici in calcestruzzo armato.....	36
3. Valutazione della sicurezza sismica dell'edificio	39
3.1 Conoscenza del fabbricato	39
3.1.1 Analisi storico-critica	40
3.1.2 Indagine e rilievo delle strutture.....	41
3.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno.....	43
3.1.4 Parametri meccanici della muratura.....	48
3.1.5 Fattore di confidenza	51
3.1.6 Fattore di comportamento.....	52
3.2 Modellazione del fabbricato	52
3.3 Analisi e verifica della struttura con Vita nominale di 3 anni	55
3.4 Analisi e verifica della struttura con Vita nominale di 20 anni	59
3.4.1 Analisi e verifiche della parte in muratura	59
3.4.2 Analisi e verifiche della parte in c.a.....	65
4. Intervento di miglioramento sismico	71
4.1 FRP (Fiber Reinforced Polymers)	71
4.1.1 Tipologie di sistemi FRP	72
4.1.2 Caratteristiche, vantaggi e svantaggi degli FRP.....	74
4.2 Rinforzo di strutture in C.A con FRP	75



4.2.1 Il fenomeno della delaminazione: lunghezza di ancoraggio e resistenza massima al distacco	75
4.2.2 Rinforzo a flessione	77
4.2.3 Rinforzo a taglio	80
4.2.4 Confinamento	83
4.3 Rinforzo di strutture in muratura con FRP	86
4.3.1 Il fenomeno della delaminazione: lunghezza di ancoraggio e resistenza massima al distacco	86
4.3.2 Rinforzo a pressoflessione nel piano	88
4.3.3 Rinforzo a taglio	90
4.3.4 Confinamento	92
4.4 Analisi degli interventi di consolidamento sul fabbricato in esame	93
4.4.1 Consolidamento della parte del fabbricato in c.a.	93
4.4.2 Consolidamento della parte del fabbricato in muratura	103
5. Controlli di accettazione e messa in opera dell'intervento	113
5.1 Controlli di accettazione	113
5.1.1 Prove distruttive in laboratorio	114
5.1.2 Prove semi-distruttive in loco	116
5.2 Fasi operative di consolidamento della parte dell'edificio in calcestruzzo armato .	118
5.2.1 Pulizia della superficie oggetto di intervento	118
5.2.2 Rispristino delle parti ammalorate degli elementi	119
5.2.3 Applicazione del rinforzo	120
5.3 Fasi operative di consolidamento della parte dell'edificio in muratura	125
5.3.1 Applicazione del tessuto	126
5.3.2 Realizzazione del portale in acciaio per azione fuori dal piano	128
6. Conclusione	130
Bibliografia	132



RINGRAZIAMENTI

Questo elaborato rappresenta la fine di un percorso importante della mia vita, pieno di difficoltà ed ostacoli ma allo stesso tempo pieno di soddisfazioni. Se questo è stato possibile è grazie alla mia famiglia che con sacrificio ma con orgoglio ha permesso questo, standomi sempre accanto e sostenendomi seppur distanti. Per questo ringrazio mio padre che rappresenta la mia guida fin da quando ero bambino, aiutandomi e consigliandomi in tutte le scelte più difficili, mia madre grazie alla quale ho deciso di intraprendere questo percorso, mio fratello Giuliano con cui porterò avanti il mio sogno lavorativo e mia sorella Alice sempre pronta ad aiutarmi.

Ringrazio mio cugino Alessandro che fin dal primo anno mi ha seguito guidandomi in questo percorso e aiutandomi a scegliere sempre la strada migliore.

Ringrazio il Professor Alessandro Pasquale Fantilli e l'Ing. Antonio Del Piano, nonché lo studio Casetta & Del Piano, non solo per avermi seguito ed aiutato durante questo lavoro di tesi ma anche per avermi permesso di realizzare la mia prima esperienza in un cantiere.

Ringrazio Renato, il capo cantiere che tutti vorrebbero, che mi ha seguito nel rilievo dati in cantiere ma che mi ha anche insegnato come gestire un cantiere professionalmente ma sempre con allegria, rendendo questa esperienza unica.

Infine, non posso che ringraziare tutti i miei amici con i quali ho condiviso questa esperienza e che hanno reso questi anni indimenticabili. Ringrazio in Particolare Stefano, Paolo e Bibiana che, grazie ai loro suggerimenti, mi hanno aiutato nella stesura di questo documento.



1. Introduzione

La sicurezza sismica ha rappresentato negli anni uno dei problemi principali nel campo dell'edilizia. Questo ha portato alla necessità di sviluppare nuove tecniche costruttive e progettuali basate sui problemi riscontrati durante le azioni sismiche. Tuttavia, queste possono essere utilizzate su edifici di nuova costruzione, mentre quelli esistenti richiedono degli interventi di consolidamento che negli anni hanno subito grosse evoluzioni ed ancora oggi sono argomento di ricerca. L'obiettivo è quello di definire interventi semplici, non invasivi ed efficaci contro l'azione del sisma. Questi vantaggi sono stati ottenuti con i materiali compositi che in questi anni occupano il primo posto negli interventi di consolidamento. In questa tesi si è deciso pertanto di approfondire questa tipologia di consolidamento mediante la definizione e l'analisi del miglioramento sismico di un fabbricato esistente, sito ad Orbassano in provincia di Torino, sede di una ex scuola ed ora destinato ad uso uffici comunali. L'obiettivo è quello di mostrare l'efficacia di questo consolidamento, insieme agli innumerevoli vantaggi, anche su edifici in condizioni iniziali critiche il cui incremento di resistenza richiesto risulta essere molto elevato.

Prima di procedere con questo caso studio si è deciso di eseguire un'analisi dei problemi che hanno caratterizzato negli anni gli edifici esistenti durante le azioni sismiche. In particolare, si sono voluti sottolineare i principali errori costruttivi che hanno portato ai diversi collassi, i metodi di analisi e le diverse tecniche di consolidamento utilizzate. Si è sottolineata inoltre l'importanza di un'analisi preliminare indispensabile per l'individuazione di questi problemi.

Il caso studio infatti parte dall'analisi preliminare del fabbricato per individuare non solo eventuali collassi che possono scaturire da errori costruttivi, ma anche per definire le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti al fine di creare un modello per l'analisi sismica. Questa è stata realizzata mediante l'ausilio del software CDM DOLMEN e ha evidenziato gli elementi da rinforzare per il miglioramento sismico.

Una volta individuati questi elementi, si è proceduto a definire l'intervento su ognuno di questi utilizzando i FRP (Fiber Reinforced Polymers). In particolare, si sono evidenziati i possibili interventi per i diversi stati di sollecitazione critici, presenti nelle linee guida, e successivamente le scelte effettuate in funzione del risultato da raggiungere in termini di incremento di resistenza.



Dopo avere sottolineato i risultati ottenuti si è descritto il processo applicativo di questi materiali eseguito in cantiere sottolineando in particolar modo la loro versatilità. Questa ha consentito il rinforzo di elementi strutturali esterni su cui erano presenti i vincoli di facciata disposti dalla Soprintendenza dei Beni Storici ed Architettonici.

Si è dunque dimostrato che nonostante gli interventi su edifici esistenti da anni rappresentino un problema fondamentale, con lo sviluppo dei materiali compositi come rinforzi strutturali si è riusciti a trovare una soluzione sia efficace che adattabile alle diverse condizioni. Inoltre, si è visto come questi possono essere applicati anche su edifici storici riducendone al minimo l'impatto.



2. I Problemi delle costruzioni esistenti

L'invecchiamento del patrimonio delle costruzioni e delle infrastrutture così come lo sviluppo delle norme sismiche hanno reso gli interventi sugli edifici esistenti una percentuale di gran lunga maggiore rispetto alle nuove costruzioni. In particolare, le nuove norme sismiche impongono degli interventi nei confronti di queste opere, spesso realizzate con criteri antisismici obsoleti o trascurando del tutto l'azione sismica. Infatti, in Italia, l'introduzione delle norme sismiche per la progettazione risale al 1908, anno nel quale avvenne il terremoto di Reggio Calabria e Messina, con l'emanazione delle "norme sismiche di prima generazione". Tuttavia, solo nel 1927 venne introdotto il concetto di zona sismica, andando però ad individuare come tale solo i territori colpiti da forti terremoti avvenuti dopo il 1908. Le zone sismiche vennero divise in due categorie e ad ognuna di queste venne imposta la resistenza degli edifici a delle forze statiche equivalenti rappresentative del moto sismico. Tutti gli altri territori italiani non avevano l'obbligo di rispettare la normativa sismica e quindi potevano trascurare in fase di progettazione le azioni del sisma. Un importante sviluppo si ebbe poi nel 1974 con la nascita delle "norme sismiche di seconda generazione". L'evoluzione è segnata dal passaggio da norme puramente prescrittive a norme prestazionali e la classificazione sismica iniziò a basarsi su motivazioni tecnico-scientifiche. Nel 1981 si passò da due a tre categorie sismiche classificando così il 45% del territorio italiano. Nonostante ciò, metà del Paese continuò a non essere soggetta ad alcuna norma sismica fino al 2003, quando a seguito del terremoto di San Giuliano di Puglia, zona non classificata come sismica, si giunse alle "norme sismiche di terza generazione". Venne introdotta la quarta zona sismica, a bassa sismicità, così tutto il territorio nazionale divenne sismico.

Ad oggi le zone sono rimaste quattro ed in funzione di queste viene fornita un'indicazione sul valore di accelerazione massima del suolo (PGA), corrispondente all'azione sismica, da utilizzare per la progettazione (Tab. 2.1).

Zona sismica	Descrizione	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
Zona 1	E' la zona più pericolosa. Possono verificarsi fortissimi terremoti	$a_g > 0.25$
Zona 2	In questa zona possono verificarsi forti terremoti	$0.15 < a_g \leq 0.25$
Zona 3	In questa zona possono verificarsi forti terremoti ma rari	$0.05 < a_g \leq 0.15$
Zona 4	E' la zona meno pericolosa. I terremoti sono rari	$a_g \leq 0.05$

Tabella 2.1 classificazione delle zone sismiche dopo il 2003 [2]



In Italia, a seguito del boom economico degli anni 60, più della metà degli edifici è stata costruita prima della nascita delle normative di seconda generazione e la maggior parte di questi non segue nessuna progettazione antisismica, fatta eccezione per quelli ricadenti nelle due zone definite nel 1927. Tuttavia, anche gli edifici realizzati dopo il 1974, se ricadenti in una zona non classificata non avevano alcun obbligo di progettazione antisismica. Analizzando la figura 2.1 in cui si riporta l'epoca di costruzione degli edifici ad uso residenziale, si nota come la maggior parte di questi è stato realizzato prima del 2003, ovvero delle norme di quarta generazione. Questo dimostra come un'elevata percentuale del patrimonio italiano necessita interventi volti alla riduzione della vulnerabilità sismica.

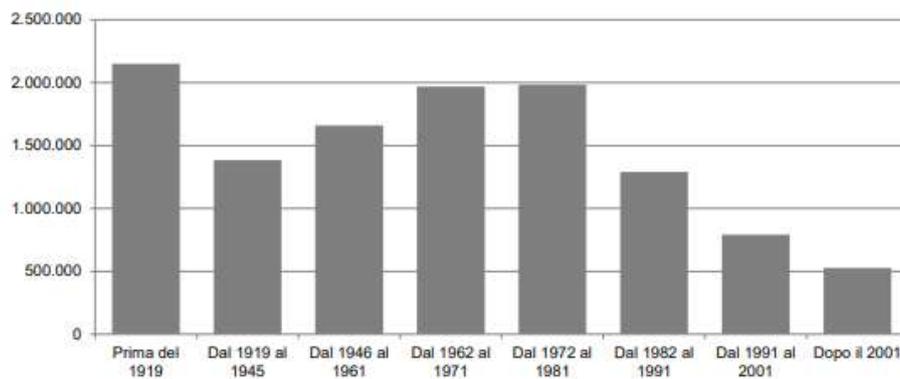


Figura 2. 1: L'epoca di costruzione degli edifici ad uso residenziale in Italia [3]

Le categorie di intervento individuate nelle NTC 2018 sono:

- **interventi di riparazione o locali:** questi interessano i singoli elementi strutturali e non devono ridurre le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento sismico:** questi interessano l'intera struttura e hanno come obiettivo l'aumento della sicurezza strutturale senza però raggiungere i livelli previsti per i nuovi edifici;
- **interventi di adeguamento sismico:** come i precedenti interessano l'intera struttura ma questi consentono di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per le nuove costruzioni.

A seguito della difficoltà di raggiungere negli edifici esistenti i livelli di sicurezza previsti per le nuove costruzioni, tra gli interventi precedenti quello di miglioramento sismico rappresenta il più comune. Tuttavia, la normativa impone l'adeguamento sismico in alcune condizioni specifiche come nel caso di sopraelevazione della costruzione.

L'evolversi delle normative e delle tecniche costruttive ha portato ad una grande varietà di costruzioni che rendono necessaria un'analisi preliminare sull'edificio per



determinarne le caratteristiche strutturali e meccaniche e quindi definire l'intervento più idoneo. Inoltre, sulla base dei collassi avvenuti negli anni a seguito degli eventi sismici è stato possibile analizzare il comportamento degli edifici al variare della loro struttura e individuarne le principali problematiche.

2.1 Analisi Preliminare dell'edificio

Le nuove norme tecniche richiedono su ogni edificio oggetto di miglioramento sismico, adeguamento sismico o anche intervento locale un'indagine di tipo conoscitivo per valutare lo stato conservativo ed individuare un modello di riferimento che meglio vada a descrivere il comportamento strutturale. Questa scelta è influenzata da molte incertezze, in particolar modo nel caso di edifici in muratura in cui risulta complesso non solo determinare gli stati di sollecitazione a cui sono sottoposti i vari elementi strutturali, ma anche i materiali con cui questi sono stati realizzati, il loro comportamento meccanico, i collegamenti, nonché la determinazione di eventuali interventi eseguiti negli anni che hanno apportato una modifica sulla struttura. La scelta di un modello rispetto ad un altro può portare a importanti cambiamenti nel comportamento strutturale e quindi ad errori importanti nel caso di scelta del modello errata. Tutto questo si semplifica nel caso di edifici in calcestruzzo armato in quanto le incertezze sono minori e la modellazione risulta essere semplificata.

Un'analisi dettagliata consente non solo di avere un modello preciso su cui progettare l'intervento ma anche di ridurre i coefficienti di sicurezza. La normativa ha infatti introdotto dei nuovi fattori, i "fattori di confidenza", che dipendono dal grado di conoscenza raggiunto sulla geometria, sui dettagli costruttivi e sui materiali e da cui, a loro volta, dipendono i coefficienti di sicurezza. In particolare, questi fattori di confidenza sono divisi in tre livelli come mostrato in tabella 2.2.

Il processo di indagine su un edificio esistente si divide in tre passaggi:

- analisi storico-critica;
- indagine e rilievo;
- caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno.



Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali ¹ con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Da certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 2. 2: classificazione livelli di conoscenza

2.1.1 Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale del fabbricato e del suo stato di sollecitazione è necessario, secondo quanto definito dal paragrafo 8.5.1 delle NTC 2018, ricostruirne il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo. Per tale scopo bisogna reperire tutti i documenti disponibili sull'origine dell'edificio, come elaborati e relazioni di calcolo, anche eventuali interventi avvenuti successivamente come sopraelevazioni, ampliamenti, modifiche di destinazione d'uso, modifiche strutturali, ripristino di elementi danneggiati a seguito di eventi sismici o accidentali nonché qualsiasi altro tipo di intervento, anche locale. Grazie alle relazioni di calcolo si può risalire all'epoca di realizzazione da cui è possibile dedurre le normative di riferimento utilizzate e quindi anche le tecniche costruttive. Tutto questo è possibile con buona probabilità nel caso di edifici pubblici ma risulta più complesso nel caso di edifici privati in quanto le pratiche possono essere state perse negli anni.

2.1.2 Indagine e rilievo delle strutture

Per confermare quanto riportato nella documentazione progettuale esistente ed in accordo con quanto definito nel paragrafo 8.5.2 delle norme tecniche in vigore, è necessario



effettuare una campagna di rilievo volta a determinare la geometria complessiva del fabbricato ma anche degli elementi che lo costituiscono come volte, solai, coperture, scale e fondazioni. È importante individuare i carichi gravanti su ogni elemento strutturale ed il percorso di carico. Particolare attenzione deve essere rivolta agli elementi resistenti analizzandone lo stato di conservazione e quindi rilevandone dissesti, quadri fessurativi e meccanismi di collasso che possono evidenziare eventuali problematiche strutturali. Nel caso di edifici in muratura è importante l'analisi dei collegamenti tra gli elementi in quanto è uno dei principali motivi di collasso. Dei collegamenti ben realizzati consentono un comportamento scatolare che garantisce una prestazione ottimale durante il sisma.

2.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno

Dopo aver conseguito l'analisi storico-critica del fabbricato ed un rilievo dettagliato della struttura nel suo complesso, la normativa richiede l'esecuzione di indagini sperimentali con l'obiettivo di confermare quanto rilevato dalle analisi precedenti ed ottenere un quadro dettagliato sulle caratteristiche dei materiali e del loro degrado. Tali prove permettono la definizione non solo dei materiali costituenti ma anche delle resistenze, fondamentali al fine di eseguire le verifiche strutturali e andare a determinare gli interventi da eseguire. È dunque fondamentale caratterizzare i materiali costituenti la muratura e la malta per gli edifici in muratura. Nel caso di edifici in calcestruzzo armato è importante definire la resistenza del calcestruzzo, da confrontare con le relazioni di calcolo (se presenti), ma anche dell'acciaio, prestando particolare attenzione allo stato di conservazione.

L'esecuzione delle prove deve preferibilmente seguire l'andamento cronologico della costruzione, partendo dunque dalla caratterizzazione del fabbricato originale per poi andare a verificare tutti gli interventi successivi. In questo modo vi è la possibilità di ottenere un quadro completo sulla vita dell'opera ed individuare con maggiore dettaglio eventuali problematiche che possono, ad esempio, interessare non tutta la costruzione ma un solo intervento eseguito nel tempo. Quindi anche la scelta delle prove richiede uno studio preliminare (basato sulle analisi precedenti) al fine di controllare le zone di maggiore interesse ma anche di limitare il numero di prove per fini economici.

Una volta terminata l'analisi e compreso lo stato sia conservativo che di sollecitazione, basandosi sul comportamento sismico degli edifici negli anni, è possibile individuare i possibili collassi ed effettuare l'analisi. Di seguito si analizzerà il comportamento degli



edifici in muratura ed in c.a. durante l'azione del sisma riportando i metodi di analisi e le possibili soluzioni.

2.2 Il comportamento sismico delle strutture in muratura

La semplicità, la durabilità nonché il basso costo dei materiali ha portato negli anni ad uno sviluppo importante delle opere murarie che ad oggi rappresentano una percentuale significativa dell'edilizia italiana. Gli edifici in muratura, anche se caratterizzati da molteplici tecniche costruttive susseguitesi negli anni, possono essere definiti come assemblaggio, organizzato ed efficace, di elementi naturali o artificiali collegati mediante l'utilizzo di malte. La struttura di queste opere, realizzata con elementi verticali portanti collegati tra loro da strutture di impalcato, offre ottima resistenza ai carichi verticali che manifestano effetti di compressione sul materiale. Il problema, invece, scaturisce dalle azioni orizzontali, come azioni derivanti dal sisma o del vento, che possono indurre stati di trazione sulla muratura, incompatibili con la resistenza del materiale. Da queste azioni derivano i principali collassi avvenuti negli anni che possono essere riassunti in due tipologie:

- Collasso della parete al di fuori del piano;
- Collasso della parete nel piano.

Di seguito si riporta un'attenta analisi dei collassi strutturali sopra riportati evidenziando l'importanza della progettazione tridimensionale della struttura al fine di favorire un comportamento globale dell'opera. L'organizzazione strutturale deve garantire l'interazione ed il collegamento tra tutti gli elementi costituenti al fine di ottenere un comportamento d'insieme, detto "scatolare", tale da garantire resistenza e stabilità.

2.2.1 Meccanismi locali di collasso fuori dal piano

La mancanza di connessioni solide tra gli elementi strutturali delle costruzioni in muratura può portare alla perdita di equilibrio di porzioni di esse con conseguente crollo della struttura. Tra i meccanismi di collasso fuori dal piano quelli con maggiore ricorrenza sono:

- ribaltamento semplice
- flessione verticale
- flessione orizzontale
- ribaltamento composto

2.2.1.1 Ribaltamento semplice

Il ribaltamento semplice è legato ad una scarsa connessione della parete soggetta all'azione sismica con quelle ad essa ortogonali e alla mancanza di elementi resistenti a trazione come cordoli, tiranti o materiali compositi. Questo rappresenta il meccanismo di collasso più frequente ed è caratterizzato dalla formazione di una cerniera cilindrica che porta al ribaltamento fuori dal piano di intere facciate o porzioni di esse (Fig.2.2) anche per piccole sollecitazioni

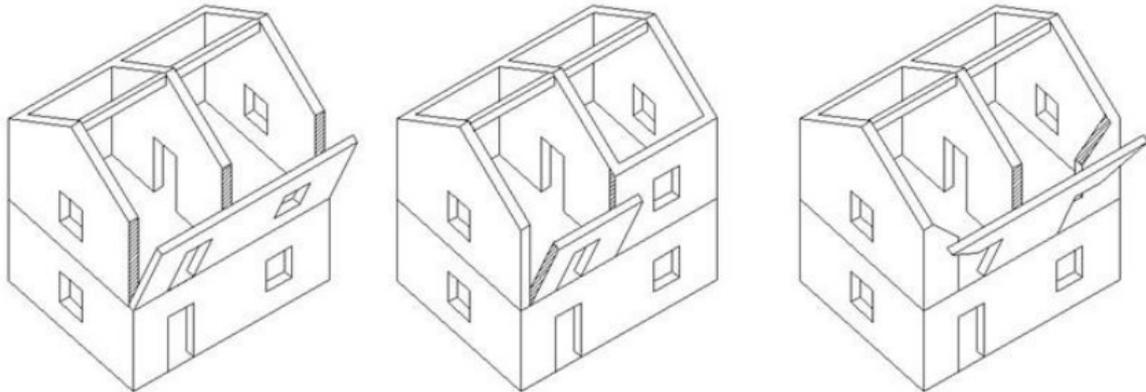


Figura 2. 2 Possibili ribaltamenti semplici fuori dal piano [6]

Tra i segni premonitori che manifestano l'avvenuta attivazione di questo meccanismo si hanno le lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie, inclinazioni anomale o anche sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Molto spesso questo meccanismo può interessare solo l'ultimo livello dell'edificio dove il ribaltamento può essere agevolato dalla presenza di una copertura spingente.

Al fine di verificare una parete al ribaltamento semplice è necessario ipotizzare la geometria coinvolta nel cinematismo e analizzare le condizioni di vincolo.

2.2.1.2 Flessione verticale

La flessione verticale è un meccanismo di collasso che si genera negli elementi murari vincolati agli estremi ma liberi nella zona intermedia a causa di solai privi di connessione. La presenza di connessione in sommità impedisce il ribaltamento fuori dal piano della parete che però, a seguito dell'azione sismica, può giungere ad instabilità verticale e crollare (Fig. 2.3). Questa situazione, nel caso di eventi sismici elevati, può interessare anche la porzione di parete tra due solai ben collegati ad essa.

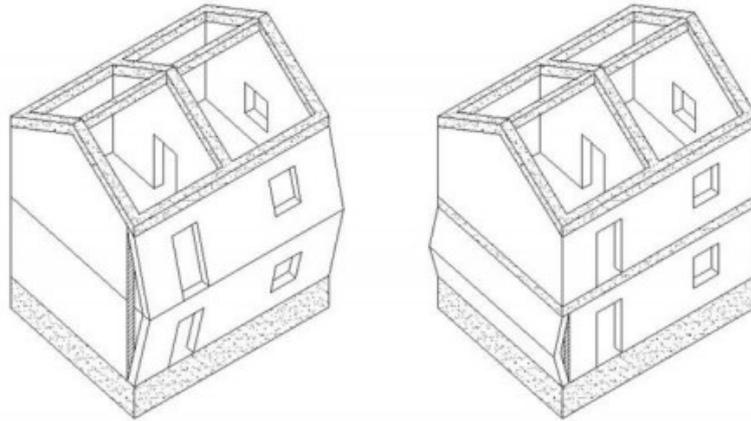


Figura 2. 3 Possibili collassi per flessione verticale [6]

Questo meccanismo interessa principalmente murature di scarsa qualità costruite con malta con poca resistenza a trazione e soggette a forze orizzontali localizzate, generate principalmente dai solai intermedi durante l'azione del sisma. Anche in questo caso il collasso si genera a seguito della formazione di una cerniera cilindrica. Tuttavia, questo meccanismo presenta un moltiplicatore di collasso maggiore rispetto a quello di ribaltamento semplice.

2.2.1.3 Flessione orizzontale

Se la parete presenta dei collegamenti efficienti con le pareti ortogonali ma non è vincolata in sommità può giungere a collasso a seguito dell'instaurarsi del meccanismo di flessione orizzontale. Questo si verifica principalmente negli edifici in cui è presente una copertura spingente che genera delle azioni orizzontali in testa alla parete (Fig. 2.4).

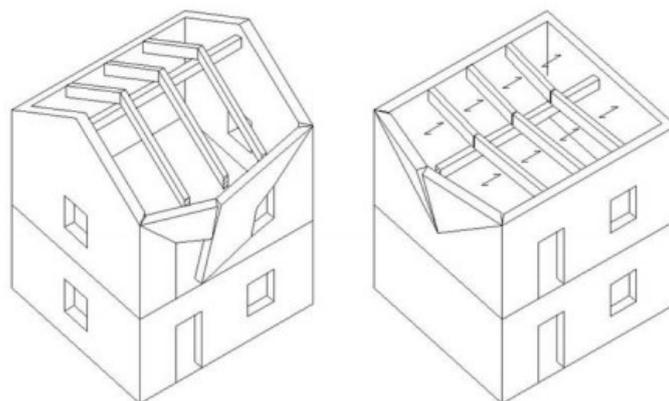


Figura 2. 4: Possibili collassi per flessione orizzontale [6]

A differenza dei casi precedenti, questo meccanismo di collasso richiede la formazione di tre cerniere cilindriche, una in mezzeria e le altre in prossimità dei collegamenti con i muri orizzontali ad essa.

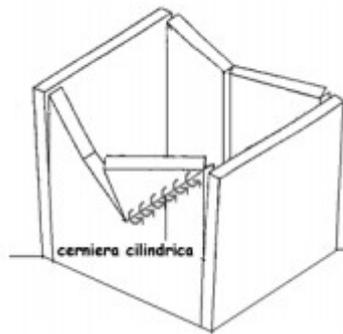


Figura 2. 5 cerniere determinate dalla flessione orizzontale [5]

La formazione di questo meccanismo indica l'incapacità dei muri laterali, anche se ben collegati, di sopportare le spinte orizzontali. Da ciò si ha la formazione delle cerniere sopra indicate con il conseguente collasso.

2.2.1.4 Ribaltamento composto

Il ribaltamento composto si ha quando a seguito del ribaltamento semplice di un'intera parete o di una parte di essa, questa trascina con sé parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento come mostrato nelle seguenti immagini.



Figura 2. 6 Possibili collassi per ribaltamento composto [6]

Questa tipologia di collasso è molto simile a quella di ribaltamento semplice vista all'inizio ma è determinato da una causa differente. Nonostante un buon collegamento della parete con gli elementi orizzontali, la presenza di materiale scadente porta ad una fessurazione verticale nelle pareti ortogonali al moto di ribaltamento. A questo si aggiunge la mancanza di vincolo in sommità, assente anche nel ribaltamento semplice.

2.2.2 Meccanismi locali di collasso nel piano

La presenza di collegamenti efficaci tra gli elementi e la sussistenza di rinforzi, come cordoli o catene di piano, favorisce un comportamento globale della struttura evitando

dunque i meccanismi di collasso locali fuori dal piano. Tuttavia, a seguito dell'azione sismica, le pareti possono essere sollecitate nel proprio piano ed arrivare a rottura per flessione o taglio a seguito del superamento della resistenza ultima del materiale. Questa rottura può avvenire in corrispondenza dei maschi murari (Fig. 2.7) o delle fasce di piano (Fig. 2.8) ma solitamente non interessa mai i nodi tra di queste.



Figura 2. 7 rottura a taglio dei maschi murari [7]

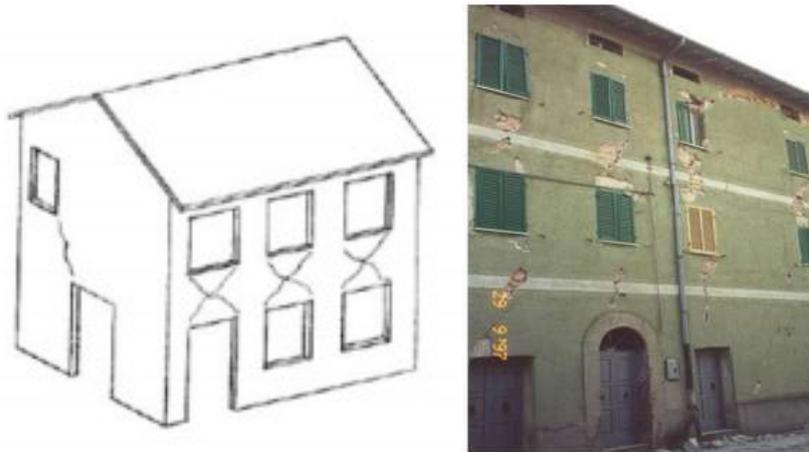


Figura 2. 8 rottura a taglio delle fasce di piano [7]

Quindi, se si garantisce un comportamento “scatolare” dell'edificio, si riesce a sfruttare la rigidità e resistenza dei materiali evitando i meccanismi di collasso fuori dal piano. Questo determina una maggiore resistenza e sicurezza dell'edificio nel suo complesso in quanto permette di sfruttare per intero le resistenze senza incorrere in fenomeni di instabilità. Pertanto, questo tipo di collasso è indice di un comportamento strutturale efficiente.

Per evidenziare ulteriormente la variazione del comportamento degli edifici in muratura al variare dei collegamenti e quindi sottolineare l'importanza di quest'ultimi si è effettuato nel paragrafo successivo uno studio mediante l'utilizzo del software SAP 2000.

2.2.3 Analisi del comportamento strutturale al variare della condizione di vincolo

Si è proceduto, mediante l'utilizzo del software SAP2000, all'applicazione di una componente orizzontale simulativa del sisma e si è rappresentata la deformata. Per semplicità si è considerato un edificio scatolare privo di aperture (Fig. 2.9).

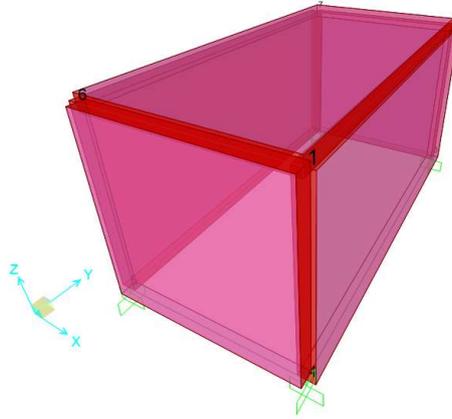


Figura 2. 9 edificio scatolare oggetto di studio

Nei primi casi si è trascurato il collegamento tra le pareti verticali e si sono fatti variare invece i collegamenti con il solaio. Se si considera quest'ultimo ben collegato con le pareti parallele all'azione del sisma e si trascurano invece i collegamenti dello stesso con quelle ortogonali al sisma, si ottiene la deformata rappresentata in figura 2.10 (caso 1).

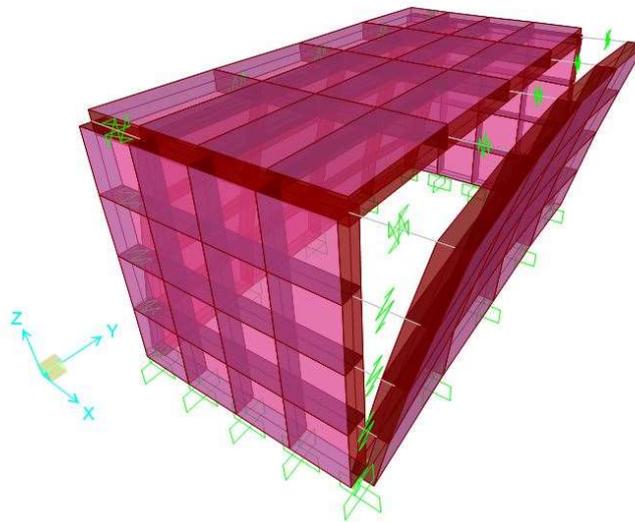


Figura 2. 10 deformata dell'edificio caso 1

Procedendo al contrario, ovvero considerando le pareti ortogonali al sisma ben collegate con il solaio mentre quelle parallele prive di ogni collegamento si ottiene la deformata in figura 2.11 (caso 2),

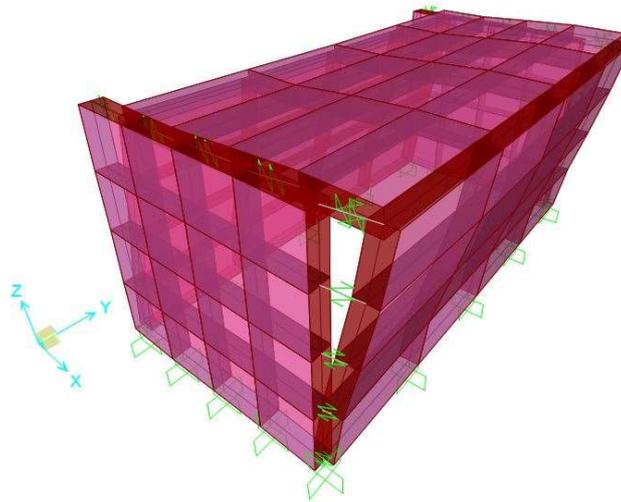


Figura 2. 11 deformata dell'edificio caso 2

In entrambi i casi si può notare come la mancanza di collegamenti tra le pareti verticali provoca in quella ortogonale all'azione del sisma una sollecitazione fuori dal piano di tipo flessionale semplice. Tuttavia, anche se entrambi i casi sono da evitare, il secondo caso risulta essere peggiore del primo in quanto il solaio scarica la propria sollecitazione orizzontale sulle pareti ortogonali al sisma. Nel primo caso invece, essendo il solaio collegato solo con le pareti verticali parallele al sisma, saranno quest'ultime a scaricare le forze sismiche agenti sul solaio. Questo garantisce un comportamento migliore in quanto queste pareti saranno sollecitate nel piano e presenteranno, come visto, una resistenza maggiore. Anche in questo caso però va effettuata la verifica locale a flessione semplice sulle pareti ortogonali al sisma.

Se si collega il solaio con tutte le pareti verticali, lasciando queste scollegate tra di loro, si ottiene la deformata in figura 2.12 (caso 3). Si può notare come il tipo di sollecitazione agente sulla parete orizzontale all'azione del sisma non è più una flessione semplice ma una flessione verticale. Come visto nei paragrafi precedenti, questo meccanismo richiede un moltiplicatore di collasso maggiore rispetto alla flessione semplice e pertanto l'aggiunta di collegamenti ha portato un miglioramento nella stabilità strutturale.

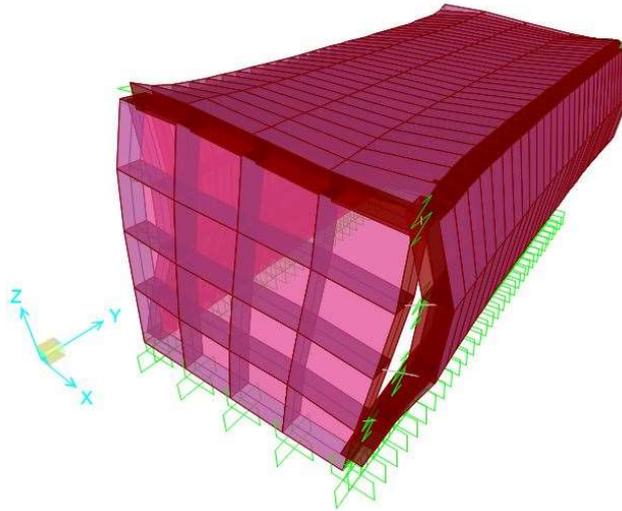


Figura 2. 12 deformata dell'edificio caso 3

Aggiungendo infine anche i collegamenti tra le pareti verticali si ottiene il sistema “scatolare” la cui deformata è la seguente (caso 4):

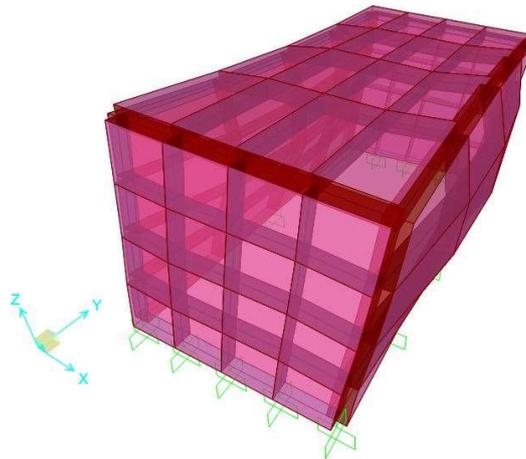


Figura 2. 13 deformata dell'edificio caso 4

Questa rappresenta sicuramente la condizione migliore che con opportuni interventi può limitare ulteriormente i meccanismi fuori piano. Questo è possibile ad esempio con l'applicazione di cordoli per trasferire i meccanismi fuori piano della facciata alle pareti di spina. Nel comportamento scatolare dell'edificio la rigidità del solaio nel proprio piano assume un ruolo fondamentale: è possibile favorire meccanismi di collasso nel piano in quanto la ripartizione delle azioni fra le pareti è funzione della loro rigidità nel caso di solai rigidi. Essendo le pareti parallele all'azione del sisma sollecitate nel piano saranno più rigide e quindi saranno sollecitate maggiormente dal solaio rispetto alle restanti. Se invece il solaio è deformabile la distribuzione dei carichi non dipenderà più dalla rigidità delle pareti ma dall'area di influenza di queste.



2.2.4 Meccanismi Locali: metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica

Nei paragrafi precedenti si è analizzato il comportamento delle costruzioni in muratura dovuto all'azione sismica e si è visto come questo risulta essere particolarmente complesso a causa dei molteplici fattori che lo influenzano. Prima di analizzare e verificare i meccanismi globali, è opportuno concentrarsi su quelli locali in quanto, se non verificati, non consentono una risposta globale della costruzione. I meccanismi locali non interessano l'intero organismo strutturale ma i singoli pannelli murari o porzioni della costruzione e pertanto, nella verifica, si utilizzano modelli parziali costituiti da singoli macro-elementi. In questi modelli si ipotizza una resistenza a compressione della muratura infinita, resistenza a trazione nulla, deformabilità nulla dei macro-elementi e assenza di scorrimento tra i blocchi. Quest'ultima ipotesi impedisce i cinematismi di collasso con formazione di cerniere plastiche a taglio in quanto sono molto rari ed avvengono principalmente nelle strutture ad arco. Per l'analisi di questi meccanismi locali viene utilizzata principalmente l'analisi statica in cui l'azione sismica viene rappresentata da forze orizzontali di massa la cui intensità è rappresentata dal moltiplicatore α dato dal rapporto tra le forze orizzontali e i corrispondenti pesi delle masse presenti. Per la verifica è possibile procedere o con l'approccio cinematico lineare o con quello non lineare. Entrambi si basano sull'utilizzo del teorema cinematico dell'analisi limite in cui l'obiettivo è quello di determinare il minimo moltiplicatore di collasso che instaura nella struttura il primo cinematismo.

2.2.4.1 Analisi cinematica lineare

L'obiettivo dell'analisi cinematica lineare consta nell'individuazione del moltiplicatore di collasso " α_0 " per il quale si attiva il primo meccanismo di collasso locale. Pertanto, sulla base dei terremoti passati, si deve procedere con l'individuazione dei possibili cinematismi e per ognuno di questi si individua la zona interessata della struttura e si determina il moltiplicatore di collasso mediante la risoluzione dell'equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{xi} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{xj} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{yi} + \sum_{j=n+1}^{n+m} F_h \cdot \delta_h = L_{fi} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

dove:



α_0 = moltiplicatore dei carichi di attivazione del cinematismo;

P_i = forza peso;

P_j = generica forza peso che si genera su di un corpo per effetto dell'accelerazione sismica applicata ad elementi non appartenenti alla catena cinematica;

F_h = forza orizzontale applicata ad un corpo dovuta ad esempio ad una catena;

n = numero di blocchi che costituiscono la catena cinematica;

m = numero di forze esterne indipendenti dall'azione sismica applicate ai blocchi;

δ_{xi} = lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esima forza P_i ;

δ_{xj} = lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione della j -esima forza P_j ;

δ_{yi} = lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esima forza P_i ;

δ_h = lo spostamento virtuale subito dal punto ove è applicata la generica forza esterna F_h nella direzione di tale forza.

Una volta noto α_0 minimo, per eseguire la verifica allo stato limite di danno (SLD) e la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV- metodo semplificato) bisogna ricondursi all'oscillatore equivalente individuando l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

dove e^* è la frazione di massa partecipante, g è l'accelerazione di gravità ed FC il fattore di confidenza.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale confrontata con quella al suolo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$\text{SLD: } a_0^* \geq a_g \cdot S \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$\text{SLU: } a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{q} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

dove:

a_g = accelerazione al suolo corrispondente allo SLD o SLV (ovvero l'accelerazione funzione della probabilità di superamento);

S = fattore di amplificazione dell'accelerazione;

q = fattore di struttura.



Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento posto ad una certa quota si deve tener conto che l'accelerazione è solitamente amplificata rispetto al suolo. Per tanto, oltre alle precedenti relazioni si deve verificare che:

$$\text{SLD: } a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$$\text{SLU: } a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma}{q} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

dove:

T_1 = periodo fondamentale della struttura nella direzione considerata;

$S_e(T_1)$ = accelerazione spettrale elastica corrispondente al periodo T_1 ;

$\psi(z)$ = spostamento modale alla quota delle linee di vincolo tra i corpi rigidi interessati dal meccanismo e la parte restante della struttura;

γ = coefficiente di partecipazione modale.

2.2.4.2 Analisi cinematica non lineare

L'analisi cinematica non lineare non si ferma all'individuazione del moltiplicatore di collasso ma ne studia l'andamento al variare dello spostamento duale fino all'annullamento, costruendo così la curva di capacità. Per la verifica bisogna ricondursi alla curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione spettrale e lo spostamento spettrale. Il paragrafo C8.7.2.1.6 della normativa indica il valore da considerare per lo spostamento spettrale ultimo. Questo deve essere utilizzato per l'applicazione del metodo dello spettro di capacità per la verifica degli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC).

In particolare, la verifica è soddisfatta se lo spostamento spettrale ultimo non viene superato dalla domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di risposta in corrispondenza del periodo secante.

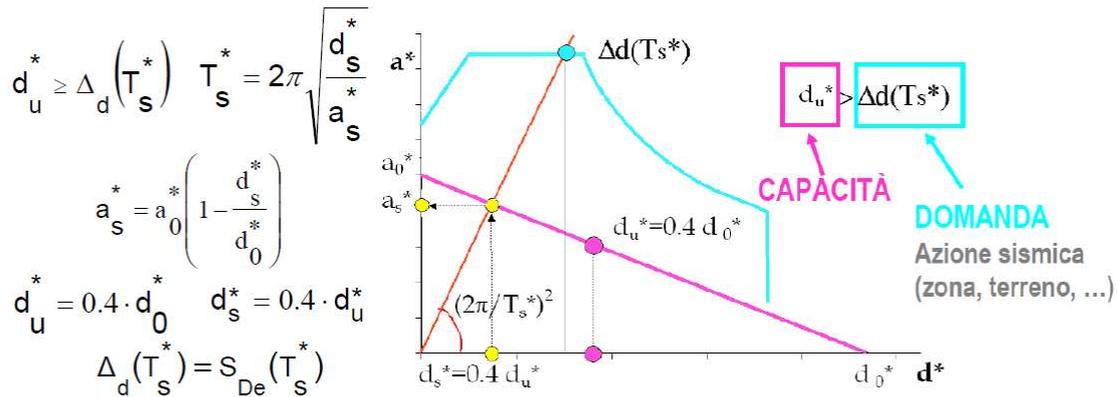


Figura 2.14 Analisi cinematica non lineare SLV [9]

Anche in questo caso se è interessata una porzione di struttura posta ad una quota z , bisogna considerare l'amplificazione dello spostamento nel passaggio dal suolo a tale quota.

Se queste verifiche risultano soddisfatte allora l'edificio presenterà una risposta sismica globale che comunque dovrà essere soggetta a delle verifiche.

2.2.5 Meccanismi Globali: metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica

La risposta sismica globale interessa tre tipologie di macro-elementi che dovranno essere verificati:

- i pannelli di maschio murario (ad asse verticale), che rappresentano gli elementi principali di resistenza;
- i pannelli di fascia muraria (ad asse orizzontale), il cui compito è il trasferimento dei carichi ai maschi murari;
- i pannelli di nodo, che collegano i pannelli di fascia con i maschi murari.

Questi ultimi vengono solitamente trascurati nelle verifiche in quanto lo studio dei sismi avvenuti negli anni ha evidenziato la rottura anticipata dei maschi e delle fasce.

Particolare importanza in questa analisi è data alla capacità degli elementi orizzontali di ripartire le azioni sismiche tra le diverse pareti murarie. Questo è legato alla loro rigidità e determina una variazione del modello globale da considerare. In assenza di elementi di collegamento rigidi il modello può essere costituito da soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai. In questo caso l'analisi globale della risposta sismica si concentrerà solo su di essi sottoponendoli alle azioni di loro competenza in funzione dell'area di influenza. In caso contrario, gli elementi di accoppiamento, quali travi o cordoli in calcestruzzo armato, devono essere



soggetti a verifiche e si utilizza un modello a telaio in cui l'analisi sismica potrà essere effettuata come nelle nuove costruzioni mediante le seguenti tipologie di analisi:

- **Analisi lineare statica:** consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica sulla struttura rappresentata come un sistema elastico lineare. Le forze statiche equivalenti vengono applicate in corrispondenza dei singoli elementi dove si assumono concentrate le masse dell'edificio e vengono determinate mediante l'ausilio dello spettro elastico del relativo stato limite. Successivamente si procede alla risoluzione del modello determinando la sollecitazione sui singoli elementi. In realtà, la struttura reale non ha un comportamento elastico lineare ma può plasticizzarsi dissipando energia. Questo determina una riduzione dell'effetto del sisma sulla struttura e per questo motivo è stato introdotto il fattore di comportamento "q" che scala l'azione del sisma. Questo fattore dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progetto adottati e dalla sua duttilità. La domanda si ottiene utilizzando lo spettro elastico scalato del fattore di comportamento attribuito alla struttura che determina lo spettro di progetto. Questo tipo di analisi è possibile solo su strutture in cui la risposta sismica sia influenzata prevalentemente dal primo modo di vibrare ed inoltre può essere effettuata anche su edifici non regolari in altezza ponendo però $\lambda=1$.
- **Analisi dinamica modale:** a differenza della precedente analisi, quella modale con spettro elastico non considera solo il primo modo di vibrare ma tutti quelli con massa partecipante significativa. Pertanto, come primo passo, bisogna determinare i modi di vibrare della struttura con massa partecipante superiore al 5% oppure un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%. Per ognuno di questi modi si devono determinare gli effetti indotti dall'azione sismica per poi combinarli tra loro. Mediante lo spettro di risposta di progetto si ricavano le sollecitazioni massime corrispondenti ad ogni modo ma poiché questi non si avranno nello stesso istante si devono utilizzare metodi di combinazione come CQC (complete quadratic combination) o SRSS (Square Root of Sum of Squares). Quest'analisi può essere applicata in tutti i casi e le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, adottando le forze equivalenti specificate per l'analisi statica lineare.



- **Analisi statica non lineare:** l'obiettivo dell'analisi statica non lineare è la rappresentazione della curva di capacità ovvero dello spostamento di un punto, detto punto di controllo, in funzione del taglio alla base. Pertanto, l'edificio viene sottoposto ai carichi gravitazionali e ad un sistema di forze orizzontali crescente in maniera monotona fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Una volta determinata la curva di capacità si definisce un sistema ad un grado di libertà equivalente con comportamento bilineare ed utilizzando lo spettro di progetto si determina il massimo spostamento. Successivamente si converte questo spostamento nella deformazione effettiva dell'edificio e si effettuano le verifiche.
- **Analisi dinamica non lineare:** questa rappresenta l'analisi sismica più completa ma anche più complessa in quanto si basa sull'integrazione delle equazioni di moto. La struttura viene modellata con elementi aventi comportamento non lineare ed utilizzando degli accelerogrammi basati sulle storie temporali per determinare le sollecitazioni sulla struttura. In questo modo si riesce a determinare il comportamento della struttura in campo non lineare andando a valutare il rapporto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile allo stato limite di collasso. La normativa richiede inoltre il confronto tra l'esito di questa analisi e quella modale che devono essere coerenti tra loro.

Nel caso di analisi lineare, la verifica degli elementi strutturali resistenti al sisma richiede il confronto tra la capacità e la domanda, in termini di resistenza, per le seguenti modalità di collasso:

- pressoflessione;
- taglio nel piano della parete;
- pressoflessione fuori dal piano.

Nel caso di analisi non lineare il confronto tra capacità e domanda viene realizzato invece in termini di spostamento. Le modalità di verifica sono le medesime delle nuove costruzioni ma con delle variazioni nel calcolo delle capacità legate principalmente al tipo di muratura, regolare o irregolare, ma anche al comportamento d'insieme degli elementi come riportato nelle normative tecniche. Si devono inoltre ridurre le resistenze; per l'analisi lineare, la resistenza si ottiene dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale mentre nel caso di analisi non lineare dividendo solo per i rispettivi fattori di confidenza.

2.2.6 Interventi di consolidamento negli edifici in muratura

A seguito delle motivazioni esposte ad inizio capitolo riguardanti le problematiche degli edifici esistenti, difficilmente le verifiche riportate saranno soddisfatte e pertanto saranno necessari degli interventi di consolidamento. Questi interventi dovranno essere progettati in modo da evitare una redistribuzione delle rigidità e delle resistenze e quindi dovranno essere uniformi e regolari evitando di concentrarsi solo su porzioni limitate dell'edificio. Vista l'importanza dei collegamenti negli edifici in muratura al fine di evitare collassi locali dovuti all'instabilità degli elementi costituenti, i primi interventi di consolidamento vengono normalmente incentrati sulle connessioni tra le pareti e tra le pareti ed il solaio. Tra questi i principali sono:

- **Cuci e scuci:** questa tecnica consiste nella rimozione della parte di muratura localmente degradata o lesionata comprensiva della malta e nella sostituzione di questa con elementi simili a quelli originali.
- **Cuciture armate:** vengono inserite mediante la perforazione delle pareti dei tondini di acciaio con successiva iniezione di malte per sigillare il foro e vincolare la barra nella muratura. Queste vengono inserite nelle zone di collegamento per migliorare il comportamento scatolare come negli esempi riportati di seguito:

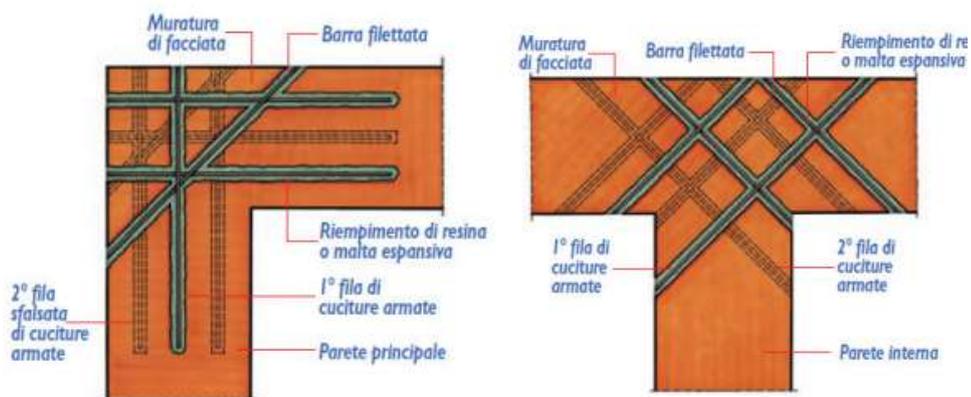


Figura 2. 15 consolidamento dei collegamenti con cucitura armata [15]

Questo tipo di intervento è efficiente solo se il nucleo interno della muratura presenta buone qualità altrimenti le barre possono scorrere e non garantire un buon ancoraggio. Spesso inoltre, per migliorare l'ancoraggio, le barre vengono placcate all'esterno con reti elettrosaldate.

- **Tiranti o catene:** per migliorare il comportamento scatolare dell'edificio vengono collegate le pareti opposte mediante l'utilizzo di tiranti o catene disposti

nelle due direzioni principali dell'edificio a livello del solaio come nell'edificio di seguito raffigurato:

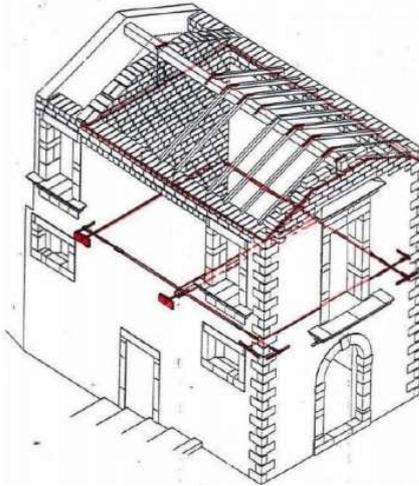


Figura 2. 16 consolidamento con tiranti [15]

- **Cerchiature esterne:** mediante l'utilizzo di materiali metallici o compositi è possibile effettuare una cerchiatura dell'edificio, nel caso di edifici di dimensione in pianta ridotta, al fine di evitare il ribaltamento fuori dal piano delle pareti verticali. Di seguito si raffigura una schematizzazione dell'intervento:

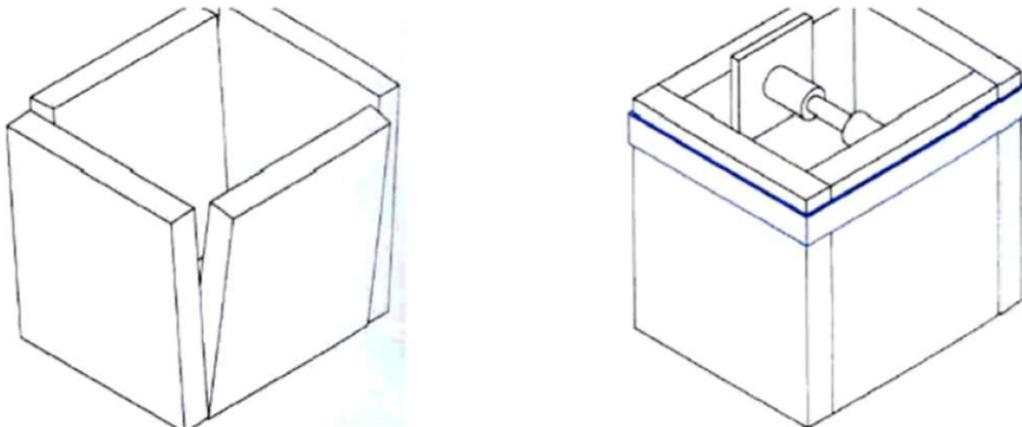


Figura 2. 17 consolidamento con cerchiature esterne [17]

Il ribaltamento verso l'interno è invece impedito dal solaio in quanto, una volta effettuata la cerchiatura in prossimità di questo, viene impedita la fuoriuscita dalle sedi di incastro e funziona così da puntone. Particolare attenzione deve essere posta agli edifici non convessi in quanto si possono generare delle spinte a vuoto

in prossimità degli spigoli. Per evitare questo fenomeno si deve collegare la fasciatura con un elemento diagonale allo spigolo opposto:

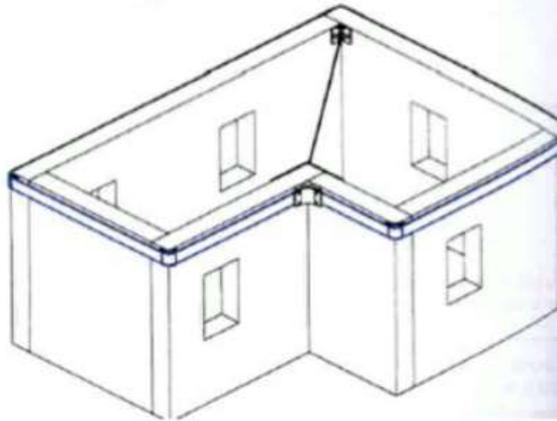


Figura 2. 18 consolidamento con cerchiatura esterna edificio non convesso [17]

- **Collegamenti dei diaframmi di piano:** questi sono collegati alle pareti mediante le travi principali o secondarie, ma al fine di consentire una risposta al sisma migliore è consigliabile aggiungere elementi di connessione ancorati alle pareti murarie confidando così su un ancoraggio meccanico e non solo sull'attrito.
- **Cordoli in sommità:** l'inserimento di cordoli in sommità ha come obiettivo quello di ottenere un comportamento scatolare dell'edificio incrementando la resistenza a taglio che in questa zona risulta essere inferiore a causa del basso livello di compressione. Un cordolo sommitale può essere realizzato in legno, metallo, calcestruzzo armato e muratura armata. In realtà il calcestruzzo armato ha mostrato diverse problematiche negli ultimi terremoti legato all'effetto trave che può indurre effetti di trazione nell'armatura. I cordoli in muratura armata risultano invece i più idonei in quanto sono compatibili con i materiali e le tecniche costruttive dell'edilizia tradizionale ma grazie all'armatura resistono molto bene a trazione.

Nel caso di murature costituite da doppio paramento, quando il collegamento tra interno ed esterno non è sufficiente, bisogna intervenire con l'aggiunta di sistemi di collegamento come ad esempio diaframi artificiali o legature con materiali compositi per evitare il meccanismo di collasso fuori piano del paramento esterno. Particolare attenzione deve essere posta anche alla qualità della muratura e ad eventuali stati fessurativi intervenendo con interventi volti al miglioramento delle caratteristiche meccaniche come iniezioni di miscele leganti, ristilatura di giunti o anche l'applicazione di intonaco armato.

Quanto visto fino ad adesso implica prevalentemente un miglioramento nella resistenza ai meccanismi locali di collasso. Gli interventi di miglioramento devono però anche garantire che, una volta ottenuto un comportamento scatolare, i maschi murari e le fasce di piano siano in grado di resistere a sollecitazioni di taglio e pressoflessione dovute alle sollecitazioni sismiche. Questo può essere ottenuto mediante opportune fasciature sia in materiali compositi che con tessuti in trefoli di acciaio inossidabile. Di seguito si riportano due esempi utilizzati nel caso studio:

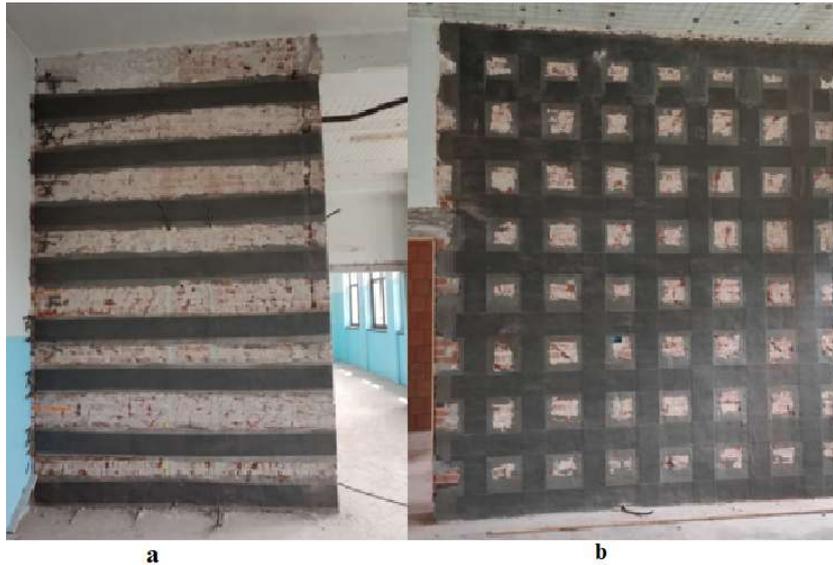


Figura 2. 19 rinforzo di maschi murari mediante FRP

Gli interventi rappresentati in figura 2.19 sono un esempio di rinforzo di maschi murari mediante l'utilizzo di fibre di carbonio. In particolare, l'immagine "a" rappresenta un rinforzo a taglio ottenuto mediante la cerchiatura a passo costante mentre la "b" rappresenta un rinforzo sia a taglio che a flessione in quanto sono state applicate anche delle fasce verticali a passo costante.

Questa tecnologia di rinforzo può anche essere utilizzata per le spinte derivanti sia da archi a volte ma anche da coperture spingenti in maniera simile a quanto visto per le cerchiature esterne (Fig. 2.20).

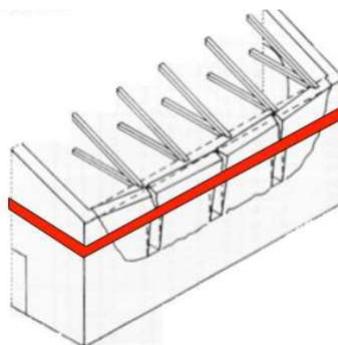


Figura 2. 20 Consolidamento di una parete soggetta a spinte di copertura mediante FRP [17]

2.3 Il comportamento sismico delle strutture in calcestruzzo armato

L'inizio della realizzazione di strutture in calcestruzzo armato risale ai primi anni del 1900 e si sviluppò nel tempo con tecniche costruttive sempre più evolute andando a sostituire progressivamente, grazie agli innumerevoli vantaggi sia di realizzazione che di comportamento strutturale, le costruzioni in muratura. Tuttavia, anche questa tipologia costruttiva è stata oggetto di numerosi collassi a seguito dell'attività sismica che hanno evidenziato gli errori costruttivi su cui si è basato lo sviluppo normativo. In particolare, negli edifici costruiti prima del 1996, la progettazione non contemplava principi come la regolarità strutturale in pianta ed in elevazione, la gerarchia delle resistenze, limiti di deformabilità, limiti geometrici e di armatura portando ad un comportamento fragile della struttura con meccanismi di collasso rapidi ed incapaci di dissipare energia. Da questi si è evidenziata l'importanza della duttilità strutturale per resistere a sismi di elevata intensità in quanto le strutture devono poter disporre di elevate risorse deformative oltre il proprio limite elastico al fine di dissipare più energia possibile.

Si analizzano di seguito le tipologie di collasso che hanno caratterizzato gli edifici in cemento armato a seguito dei sismi avvenuti negli ultimi anni:

- **Meccanismo travi forti- pilastri deboli**

Questo meccanismo si genera quando le travi presentano una resistenza superiore ai pilastri (da intendersi nel loro rapporto relativo rispetto alla richiesta derivante dall'applicazione dell'azione del sisma). Questo, ovviamente, determina il collasso per rottura dei pilastri (Fig.2.21) che può avvenire per compressione, taglio o flessione in qualsiasi piano dell'edificio.



Figura 2. 21 Esempio meccanismo di collasso travi forti-pilastri deboli [14]

Questo è il peggior meccanismo di collasso in quanto il pilastro presenta scarsa capacità dissipativa che determina un veloce progredire degli spostamenti. Questo meccanismo è incrementato negli edifici non regolari in pianta ed elevazione. L'aumento di duttilità in corrispondenza dei pilastri con l'utilizzo di staffature efficaci nei pressi dei nodi e la presenza di tamponature resistenti possono contrastare questo meccanismo di collasso globale

- **Piano debole**

Un piano in cui il rapporto tra la sollecitazione e la resistenza è maggiore rispetto agli altri viene detto piano debole. In questo, a seguito della sollecitazione sismica, una volta raggiunto il campo anelastico si andranno a concentrare gli spostamenti sollecitando gli elementi con maggiore debolezza, ovvero i pilastri. Un esempio frequente è il caso del piano "pilotis" con cui si indica un piano caratterizzato dall'assenza di tamponature che determina una riduzione significativa della rigidità. Questo tipo di collasso è molto simile a quello precedentemente descritto in quanto agisce sui pilastri coinvolgendo però un singolo piano. Come prima, si hanno i seguenti tipi di collasso:

- Flessione nei pilastri:

In questo caso le cerniere plastiche, a seguito dell'azione del sisma, si localizzano ai piedi ed in testa ai pilastri (Fig.2.22) del piano debole determinando un collasso fragile.

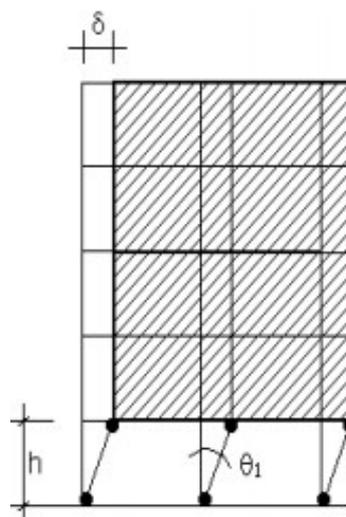


Figura 2. 22 collasso fragile effetto "Piano Soffice"

- Schiacciamento dei pilastri: i pilastri subiscono sollecitazioni verticali superiori alla loro resistenza a compressione con conseguente collasso. Di seguito si riporta un esempio avvenuto con il terremoto in Abruzzo:



Figura 2. 23 schiacciamento pilastri piano terra - terremoto in Abruzzo [13]

- Taglio nei pilastri: si genera soprattutto nei pilastri snelli a causa della loro scarsa duttilità come mostrato di seguito:



Figura 2. 24 collasso per taglio nei pilastri [14]

- **Meccanismo travi deboli- pilastri forti**

Questo meccanismo si instaura quando le travi presentano una resistenza inferiore rispetto ai pilastri e può avvenire per flessione, taglio o sfilamento delle armature. Poiché si vuole un comportamento duttile della struttura, il collasso legato alla plasticizzazione delle travi a flessione rappresenta il meccanismo ideale in quanto è richiesta la formazione di un elevato numero di cerniere affinché la struttura diventi labile (Fig. 2.25 b) e questo garantisce un'elevata dissipazione di energia. I restanti meccanismi di collasso sono invece collassi di tipo fragile che devono essere quindi evitati. Entrambi sono legati ad una scelta progettuale dell'armatura errata, in particolare la rottura a taglio è legata ad un numero di staffe non sufficiente o alla presenza di staffe aperte (non idonee all'azione sismica) mentre

lo sfilamento dell'armatura è dovuta ad una lunghezza di ancoraggio non sufficiente.

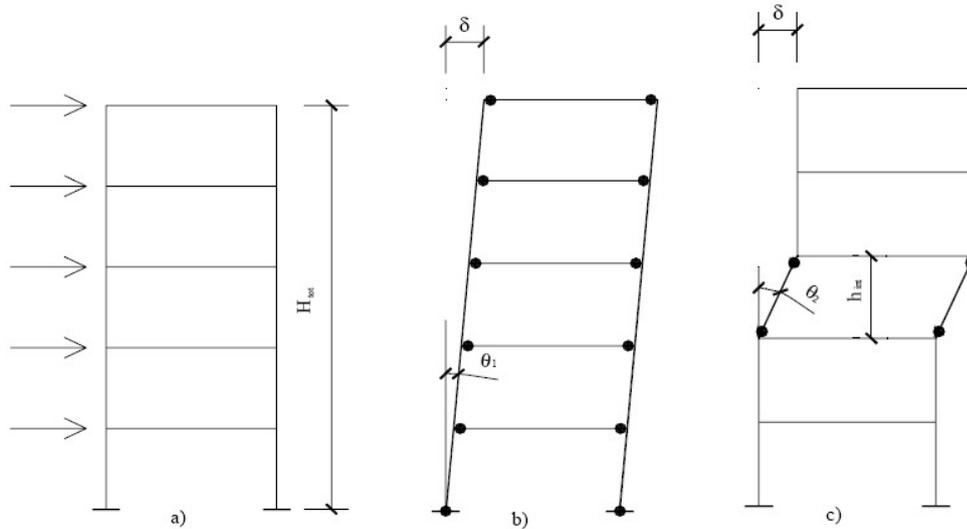


Figura 2. 25 differenza tra collasso duttile (b) e fragile (c)

- **Meccanismo per nodi deboli**

Questo meccanismo si instaura nelle strutture in cui il nodo trave-pilastro non ha una resistenza sufficiente per trasmettere le sollecitazioni che concorrono da travi e pilastri determinando uno scorrimento relativo tra questi (Fig.2.26). Questo meccanismo deve essere verificato in particolare sui nodi non confinati in quanto caratterizzati da una resistenza inferiore



Figura 2. 26 collasso per nodi deboli [14]

- **Meccanismo per cedimento fondale**

a causa dello scuotimento del terreno dovuto all'azione sismica si possono determinare dei cedimenti verticali che possono coinvolgere i piani di posa delle



fondazioni parzialmente o per intero. Questi diventano particolarmente elevanti se si instaurano fenomeni di liquefazione del terreno.

Dall'analisi di questi collassi si può evidenziare il problema della fragilità, esposto ad inizio paragrafo, legato ad una progettazione non attenta ai dettagli costruttivi che caratterizza le costruzioni esistenti e su cui si deve concentrare ogni intervento di miglioramento o adeguamento strutturale. In particolare, gli elementi strutturali degli edifici in cemento armato possono presentare meccanismi di crisi duttili o fragili in funzione del tipo di sollecitazione a cui sono sottoposti. I primi, a seguito dell'azione sismica, presentano una crisi di tipo flessionale la cui verifica si basa sullo studio delle deformazioni ovvero confrontando quelle indotte dal sisma con la capacità dell'elemento espressa in limiti di deformabilità. Quelli fragili invece si sviluppano a seguito di sollecitazioni di taglio ed in questo caso la verifica si esegue in termini di forze andando a confrontare le sollecitazioni indotte dal sisma con la capacità dell'elemento in termini di resistenza.

2.3.1 Metodi di analisi e modelli di capacità nelle costruzioni in calcestruzzo armato

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sulle costruzioni in calcestruzzo armato possono essere valutate con i metodi di analisi visti per gli edifici in muratura ma con delle limitazioni aggiuntive per quanto riguarda l'analisi lineare: questo tipo di analisi è possibile solo su strutture regolari in altezza ed in cui la risposta sismica sia influenzata prevalentemente dal primo modo di vibrare. Inoltre la struttura deve presentare un impegno plastico uniforme e non devono essere presenti crisi fragili ovvero la capacità degli elementi rispetto ai meccanismi fragili deve essere superiore a quella dei relativi meccanismi duttili. Questi metodi di analisi devono consentire di valutare in maniera dettagliata sia la resistenza che la duttilità disponibile in quanto, a seguito di azioni sismiche, nelle costruzioni in calcestruzzo armato viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere duttili o fragili. In particolare, è possibile distinguere in:

- elementi duttili: travi, pilastri e pareti inflesse con o senza sforzo normale;
- elementi fragili: travi, pilastri pareti e nodi soggetti a meccanismi di taglio.

I meccanismi duttili si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o resistenza in funzione al metodo



utilizzato. Gli elementi fragili vengono verificati ugualmente mediante il confronto tra domanda e capacità ma solo in termini di resistenza.

Per il calcolo delle capacità ci si affida alle proprietà ottenute dalle indagini preliminari degli edifici ed in particolare per gli elementi duttili si divide per il fattore di confidenza relativo al livello di indagine raggiunto mentre per gli elementi fragili si divide anche per i corrispettivi coefficienti parziali di sicurezza.

Nel caso di elementi duttili con verifica in termini di deformazione si dovranno confrontare le deformazioni indotte dall'azione sismica con le rispettive capacità deformative dell'elemento, ed essendo questi caratterizzati da una sollecitazione di tipo flessionale, la verifica si baserà sul confronto tra la rotazione rispetto alla corda dell'elemento sollecitato e la rotazione limite caratteristica dello stato limite di riferimento. In particolare, nello stato limite di danno, si indica come capacità la rotazione al raggiungimento della tensione di snervamento. Nello stato limite di prevenzione del collasso invece la capacità è assunta dalla rotazione massima dell'elemento prima del collasso. Per lo stato di salvaguardia della vita si assume una rotazione limite pari a $3/4$ di quella a collasso.

Nelle analisi dei collassi precedentemente riportate si è visto come le strutture soggette a meccanismi fragili arrivano a collasso anche con un'azione sismica non importante e in maniera molto rapida. Questo ha portato la normativa ad imporre l'instaurarsi di meccanismi duttili in anticipo a quelli fragili anche nelle strutture esistenti. Per questo motivo la domanda massima a taglio nel caso di travi e pilastri viene determinata a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità amplificati mediante il fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto. In questo modo si garantisce che l'elemento presenti prima meccanismi di collasso a flessione rispetto a quelli a taglio. La resistenza inoltre viene calcolata mediante opportune formulazioni riportate nelle NTC 2018 che tengono conto della riduzione dovuta a carichi ciclici. Per i nodi trave-pilastro la normativa richiede la verifica solo per i nodi non confinati che, come visto, sono quelli più vulnerabili. Anche in questo caso, essendo elementi fragili, si deve procedere con il calcolo della resistenza valutata sia lungo la diagonale tesa che lungo quella compressa.

2.3.2 Interventi di consolidamento negli edifici in calcestruzzo armato

Nelle costruzioni in calcestruzzo armato gli interventi di consolidamento hanno come obiettivo la riduzione del rischio di innesco di meccanismi fragili e l'incremento della duttilità. Le tipologie di intervento sono minori rispetto agli edifici in muratura e consistono principalmente o nella realizzazione di "camicie" in calcestruzzo armato o acciaio oppure nella fasciatura con materiali compositi, come visto nella muratura. Gli interventi di incamiciatura in c.a., mediante l'incremento della sezione e dell'armatura, si pongono come obiettivo l'aumento della capacità portante verticale, della resistenza a flessione e a taglio, l'aumento di deformazione ed il miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione. Questo intervento consiste nel rivestimento degli elementi strutturali esistenti mediante la messa in opera di armatura aggiuntiva con successivo getto di calcestruzzo.

Tuttavia, questo intervento non è di facile realizzazione in quanto richiede delle operazioni particolari al fine di garantire un comportamento solidale tra la sezione iniziale e la "camicia". Ad esempio, per garantire l'incremento della resistenza flessionale, deve essere realizzato l'ancoraggio dell'armatura sia in testa che al piede dell'elemento come si può notare nella figura 2.27. Questo non è sempre possibile in quanto si rischia di interferire con le barre di armature degli elementi presenti agli estremi.

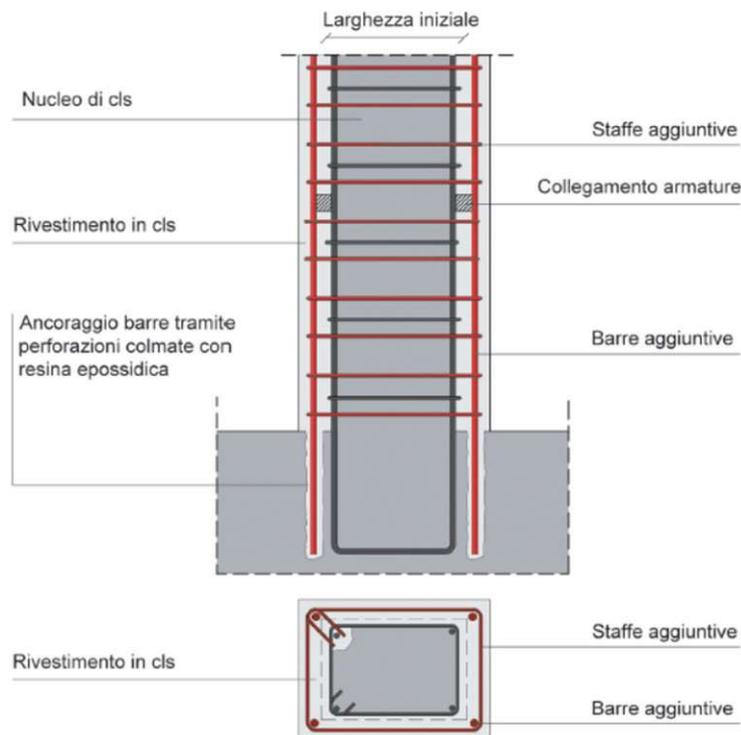


Figura 2. 27 esempio di incamiciatura in c.a. di un pilastro [16]



L'incamiciatura in acciaio, invece, presenta un'applicazione più semplice in quanto è costituita solitamente da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande ad interasse variabile come rappresentato di seguito.



Figura 2. 28 esempio di incamiciatura in acciaio di un pilastro [17]

Anche se di più facile applicazione questo metodo permette di ottenere tutti i risultati visti per quello in c.a. ad eccezione dell'incremento della resistenza a flessione.

Una tecnica di consolidamento che riesce a congiungere la facilità di applicazione e la capacità di incrementare sia la resistenza degli elementi a flessione che a taglio è il consolidamento mediante fasciatura o placcatura con materiali compositi. Tra questi, il rinforzo mediante FRP (Fiber Reinforced Polymers) rappresenta la tecnica più utilizzata negli ultimi anni a seguito dei vantaggi sia applicativi legati alla sua versatilità che di resistenza. Inoltre, grazie al suo peso ininfluente, questo intervento non comporta un incremento di massa sulla struttura. Tale rinforzo è caratterizzato dall'applicazione di tessuti o lamine pultruse in fibra di carbonio nella direzione dell'armatura corrispondente alla resistenza che si vuole incrementare.

È possibile, fasciando l'elemento sia nella direzione delle barre longitudinali che delle staffe, incrementare contemporaneamente sia la resistenza a taglio che a flessione (Fig.2.29) ed inoltre, grazie alla flessibilità delle fasce, intervenire anche sui nodi trave-pilastro. In particolare, nei casi di nodi non confinati, si può incrementare la resistenza a taglio del pannello di nodo con l'applicazione di tessuto quadriassiale e confinare le

estremità del pilastro e delle travi consentendo alle stesse un incremento di resistenza al taglio e della capacità deformativa (Fig. 2.30).



Figura 2. 29 Rinforzo a taglio e a flessione di una trave in c.a. mediante fasce in fibra di carbonio

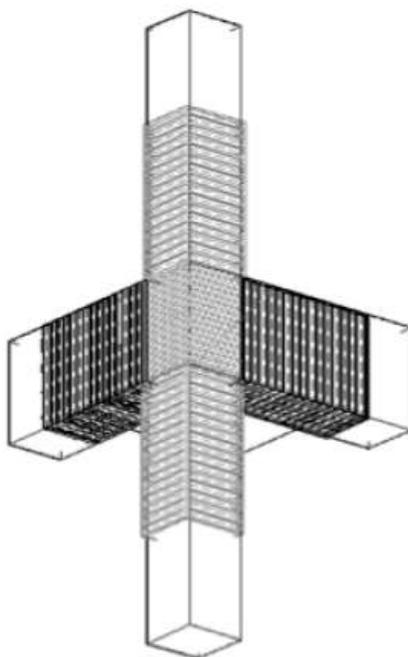


Figura 2. 30 rinforzo di un nodo mediante tessuto quadriassiale in fibra di carbonio e confinamento delle estremità dei pilastri e delle travi mediante fasciatura

3. Valutazione della sicurezza sismica dell'edificio

Il fabbricato oggetto di studio è un ex edificio scolastico situato nel centro di Orbassano, in provincia di Torino. Questo a seguito del programma di riqualificazione urbana è stato destinato alla nuova sede degli uffici comunali. Per tale scopo, si è deciso di eseguire una ristrutturazione ed un ampliamento con la realizzazione di un archivio sotterraneo previa verifica della sicurezza sismica, analizzata in questo capitolo, in accordo con le nuove norme tecniche delle costruzioni. Queste impongono prima dell'analisi sismica delle indagini per la conoscenza dettagliata del fabbricato.



Figura 3. 1: Individuazione del fabbricato

3.1 Conoscenza del fabbricato

Le caratteristiche meccaniche e le tecniche costruttive utilizzate negli edifici esistenti spesso risultano incognite o non dettagliate. La conoscenza di queste è indispensabile per la definizione di un modello dettagliato per l'analisi sismica. Per questo motivo, seguendo le nuove norme tecniche, si sono eseguite delle indagini partendo da un'analisi storico critica per poi seguire con dei rilievi strutturali e con la caratterizzazione meccanica dei materiali.

3.1.1 Analisi storico-critica

L'edificio venne inaugurato nel 1929 ed era adibito in origine ad uso scolastico. Si sviluppava in solo 2 piani fuori terra in muratura portante con solai in latero cemento. In epoca più recente, intorno agli anni 50, l'intero edificio è stato oggetto ad una sopraelevazione di un piano e ad un ampliamento del volume mediante la realizzazione di un corpo con tipologia strutturale in calcestruzzo armato, collegato con la struttura esistente, caratterizzato da pianta rettangolare con tre piani fuori terra. Essendo un edificio pubblico, grazie alla collaborazione del comune di Orbassano, si è riusciti a risalire ai documenti delle operazioni di ampliamento (Fig. 3.2) tuttavia non sono stati pervenuti i documenti progettuali relativi alla realizzazione iniziale dell'opera. Nonostante ciò, essendo stato realizzato nel 1929 e non ricadendo in alcuna zona sismica definita nel Regio Decreto del 1927 (Fig 3.3), si può affermare che la progettazione non abbia tenuto conto dell'azione del sisma. Stessa assunzione può essere fatta per la parte di ampliamento realizzata nel 1956 come confermano i documenti progettuali forniti dal comune.

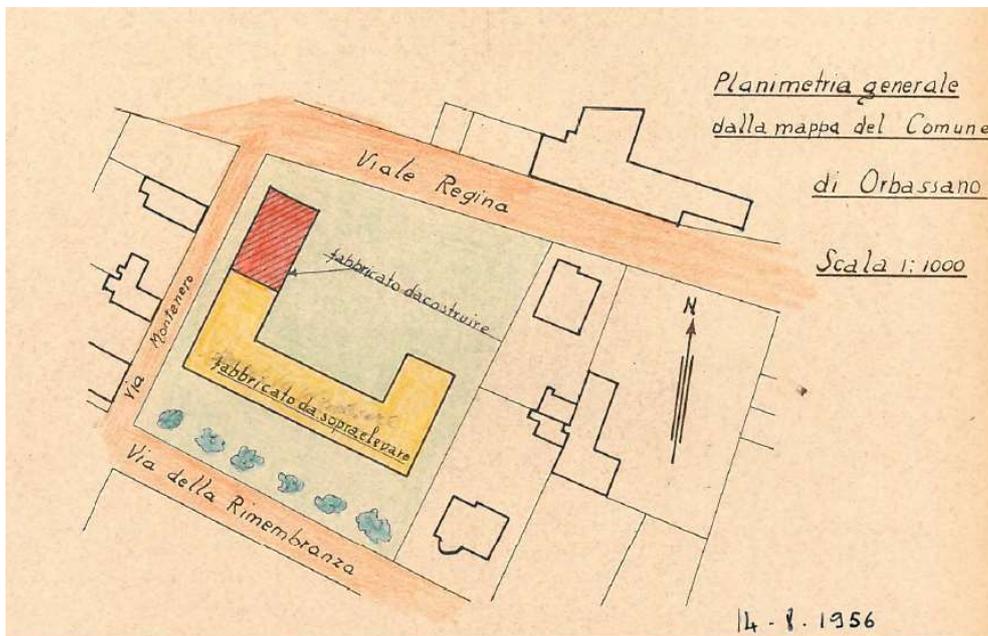


Figura 3. 2: planimetria intervento di ampliamento

Eseguendo inoltre un'analisi dei terremoti avvenuti dal 1927 ad oggi, si evince come nel comune di Orbassano non si siano verificati terremoti di intensità rilevante che abbiano potuto danneggiare il fabbricato.

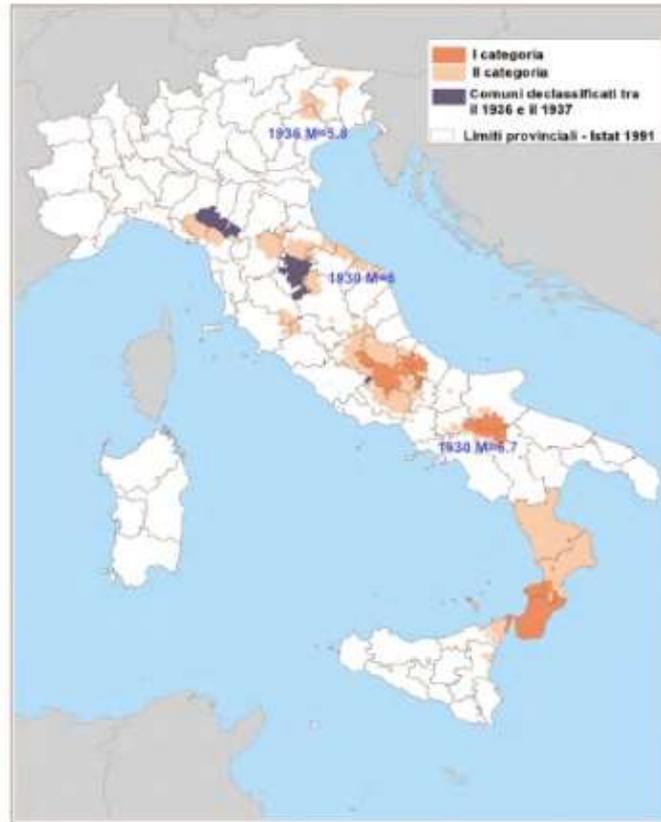


Figura 3. 3: classificazione zone sismiche 1927

Dall'anno di costruzione è stato possibile inoltre ipotizzare le tecniche costruttive utilizzate ma per avere una conferma di queste si è proceduto con dei rilievi strutturali affidandosi anche alla documentazione progettuale.

3.1.2 Indagine e rilievo delle strutture

Dalla documentazione progettuale esistente si è riusciti a risalire alle informazioni geometriche dell'edificio e ad i materiali utilizzati. In ogni caso, per confermare quanto riportato in queste ed in accordo con quanto definito nel paragrafo 8.5.2 delle norme tecniche in vigore, è stata effettuata una campagna di rilievo. Per far questo ci si è affidati in particolar modo all'analisi storico-critica, riportata precedentemente, al fine di concentrarsi nel dettaglio sulle modifiche realizzate nel tempo.

Particolare attenzione è stata rivolta agli elementi resistenti analizzandone lo stato di conservazione e quindi rilevandone dissesti, quadri fessurativi e meccanismi di collasso. L'edificio si presenta in discreto stato di conservazione, si sviluppa con una forma a "c" asimmetrica ed è rialzato rispetto alla zona a cortile e verde. Presenta una parte in muratura portante verticale ed una parte in calcestruzzo armato. Sono presenti due facciate principali situate in via Regina Margherita e via della Rimembranza e due lati

rimanenti in cui sono presenti delle zone ammalorate dovute a possibili assestamenti del terreno.

Al piano interrato, raggiungibile da un vano scala dotato di ascensore, sono presenti locali destinati ad uso deposito oltre ad alcune porzioni a vespaio ventilato e una centrale termica con accesso proprio. I piani superiori sono accessibili mediante due vani scala.

Gli elementi di facciata preesistenti sono costituiti essenzialmente dalle lesene in mattoni a vista. Il piano aggiunto presenta altezza inferiore rispetto a quelli costruiti precedentemente ed il tetto è realizzato con teste di padiglione con l'imposta poggiante su una cornice in cemento armato lineare con brevi aggetti sul piano orizzontale realizzata con l'ampliamento.

Sono stati individuati degli errori costruttivi nella parte di ampliamento in calcestruzzo armato a seguito della rimozione dell'intonaco, non visibili sui documenti progettuali. Il primo errore è rappresentato dalla eccentricità delle travi adiacenti alla parte in muratura del fabbricato (Fig. 3.4) ed il secondo da un portale su cui poggia un pilastro in falso al piano terra (Fig. 3.5).



Figura 3. 4 Trave eccentrica



Figura 3. 5 Portale su cui poggia il pilastro in falso

Definite le caratteristiche geometriche, i particolari costruttivi e lo stato di conservazione degli elementi è stato necessario individuare le caratteristiche meccaniche di quest'ultimi.

3.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno

Sono state stabilite delle prove al fine di delineare un quadro dettagliato sulle caratteristiche dei materiali e sul loro stato di degrado. La scelta delle prove è stata oggetto di uno studio preliminare basato sull'analisi storica vista in precedenza. Questo ha consentito di individuare le zone di maggiore interesse ed analizzare le variazioni tra il fabbricato in origine e l'ampliamento. Le prove sono state eseguite in tre epoche temporali differenti:

- **Indagini strutturali e prove di carico (2011):** Durante queste indagini si è proceduto inizialmente con delle prove magnetoscopiche al fine di caratterizzare gli elementi principali (solai, travi e rampe esistenti) e successivamente alla determinazione dei parametri meccanici. Per la muratura si è proceduto con prove con martinetto a piatto doppio per la determinazione dello stato tensionale, con prove di compressione per determinarne la resistenza e con prove chimico fisiche per caratterizzare la malta. A queste prove si sono aggiunte delle prove soniche su elementi murari per determinare le caratteristiche elastiche mediante impiego di



un analizzatore microsismico. Per la zona in calcestruzzo armato si è proceduto con l'estrazione di provini cilindrici per la valutazione della resistenza meccanica a compressione e al prelievo di barre di armatura per determinarne il loro stato di conservazione. Infine, sono state eseguite delle prove di carico sui solai in cui sono stati monitorati gli spostamenti.

- **Indagini sulle travi in cemento armato (2017):** durante queste indagini sono state analizzate nel dettaglio le travi in cemento armato presenti nella zona di ampliamento dell'edificio. Sono state eseguite delle prove per la misura della durezza superficiale, delle prove sclerometriche per la determinazione della resistenza a compressione in sito ed infine delle prove microsismiche con lo scopo di eseguire un'indagine non distruttiva per il controllo qualitativo delle travi.
- **Indagini sulle travi in cemento armato e sui pilastri (2018):** con queste indagini si è deciso di ampliare l'indagine anche sui pilastri utilizzando le medesime prove citate in precedenza per le travi. Si è deciso inoltre di indagare anche su altre travi, non interessate da alcuna indagine nel 2017, al fine di ottenere un numero di dati maggiori e poter stimare i parametri riducendone l'incertezza.

Dagli esiti di queste prove e dai saggi effettuati si è cercato di definire un quadro il più possibile dettagliato in relazione alla costituzione delle strutture e delle caratteristiche meccaniche dei vari elementi costituenti l'intero complesso, differenziandoli in funzione dell'anno di costruzione.

3.1.3.1 Edificio risalente al primo impianto degli anni 20

Le prime indagini effettuate hanno interessato i solai evidenziandone una differenza tra le zone destinate ad uso aule e quelle destinate ai corridoi. Di seguito il dettaglio per ogni piano:

Piano interrato

Solaio di copertura del piano interrato (zona aule): realizzato in putrelle e voltini di luce netta pari a 6.40 m e spessore complessivo in mezzera del voltino di 12 cm così composto a partire dall'intradosso (Figura 2):

- mattone pieno spessore 6 cm;
- riempimento di spessore variabile (minimo 1 cm);

- sottofondo e pavimento spessore 5 cm;

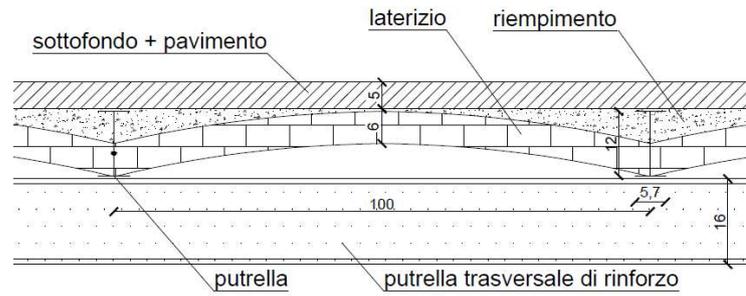


Figura 3. 6 Solaio di copertura piano interrato (zona aule)

- Solaio di copertura del piano interrato (zona corridoi): costituito da volta a botte di luce netta pari a 3,10 m e spessore complessivo in mezzeria di 16 cm

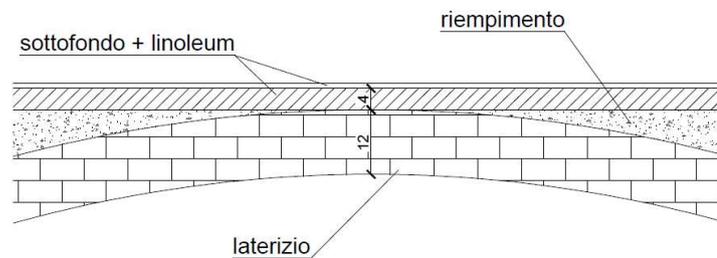


Figura 3. 7: Solaio di copertura piano interrato (zona corridoio)

Piano terra

- Solaio di copertura del piano terra (corridoio): solaio a travetti di cls e blocchi di laterizio di luce netta pari a 3.00 m e spessore complessivo di 27 cm

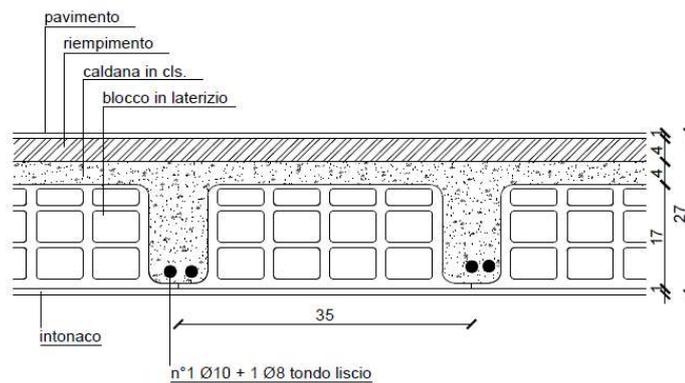


Figura 3. 8: Solaio di copertura piano terra (zona corridoio)

- Solaio di copertura del piano terra (aule): solaio a travetti in cemento armato incrociati e blocchi di laterizio con dimensioni di campo pari a 6.90 m x 7.75 m e spessore complessivo di 27 cm.

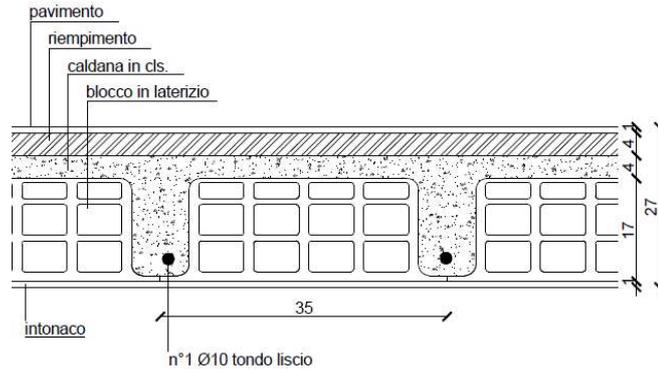


Figura 3. 9: Solaio di copertura piano terra (zona aule) sezione longitudinale

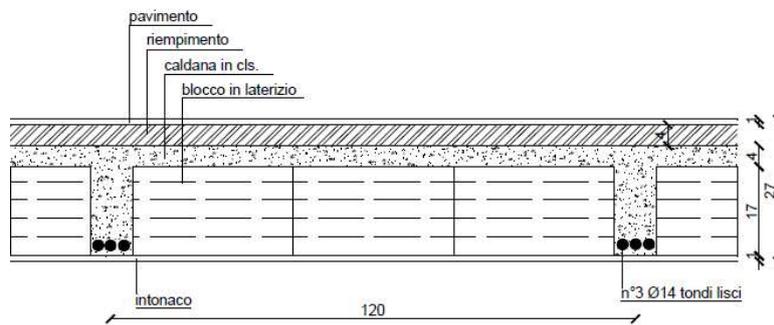


Figura 3. 10: Solaio di copertura piano terra (zona aule) sezione trasversale

Piano primo

- Solaio copertura piano primo (aule): doppio solaio sovrapposto a travetti e blocchi di luce netta pari a 6.90 m a spessore complessivo di 60 cm.

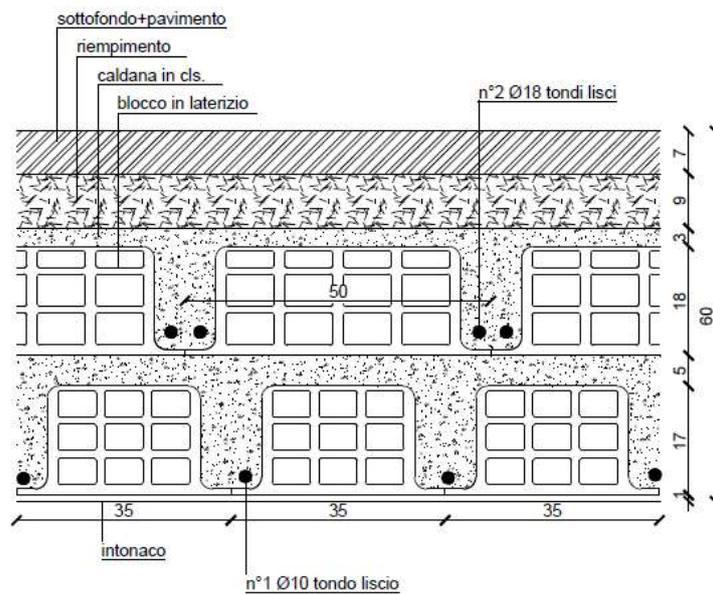


Figura 3. 11: Solaio di copertura piano terra (zona aule) sezione trasversale



Il doppio solaio è stato realizzato a seguito dell'ampliamento in quanto il solaio presente era stato progettato per resistere al carico della copertura e non al carico d'esercizio di una scuola.

Dopo aver determinato i parametri caratterizzanti il solaio si è proceduto con l'analisi della resistenza delle murature esistenti. Queste sono realizzate con mattoni pieni di laterizio e malta cementizia di spessore variabile tra i 60 ed i 40 cm. Le prove eseguite su di esse sono:

- **Prova di compressione su elementi per muratura:** La prova è stata effettuata su due provini estratti in loco che risultano essere di mattone pieno e dotati delle seguenti resistenze a compressione:
M1: $f_{bk} = 15.6 \text{ N/mm}^2$
M2: $f_{bk} = 32.3 \text{ N/mm}^2$
- **Analisi sulla malta:** la malta è stata classificata come fragile a base di calce cementizia, di colore grigio chiaro, appartenente pertanto alla classe M8 (D.M: 17/01/2018)
- **Prova con martinetto a piatto doppio:** si è determinata la tensione di rottura della muratura:
 $\sigma_r = 2.14 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_r = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- **Prove soniche:** sono stati analizzati 10 elementi murari del fabbricato e per ognuno sono state ricavate le velocità medie di attraversamento delle onde. Si è riscontrata una certa uniformità e quindi una buona omogeneità della muratura, pertanto si è scelto di estendere all'intero organismo murario le caratteristiche dei materiali determinate dalle prove precedentemente citate.

Dai risultati ottenuti è stato possibile successivamente definire i parametri meccanici della muratura.



3.1.3.2 Edificio risalente agli anni 50

L'ampliamento eseguito negli anni 50 ha previsto una sopraelevazione di un piano di tutto l'edificio ed un'espansione realizzata in calcestruzzo armato. Dalle prove eseguite sugli elementi c.a. si sono ottenute le seguenti caratteristiche:

- $R_{cm} = 15.71$ MPa resistenza media cubica a compressione del cls delle travi
- $R_{cm} = 15.39$ MPa resistenza media cubica a compressione del cls dei pilastri
- $f_{ym} = 373.29$ MPa resistenza media di snervamento dell'acciaio delle travi
- $f_{ym} = 602.03$ MPa resistenza media di snervamento dell'acciaio dei pilastri

la muratura presente nella zona in calcestruzzo armato è del tipo a cassa vuota senza isolante.

Note le caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali, prima di procedere al calcolo dei parametri meccanici della muratura, è necessario caratterizzare anche il terreno per l'analisi sismica.

3.1.3.3 Caratterizzazione del terreno

Secondo la nuova classificazione sismica del territorio nazionale, il comune di Orbassano ricade nell'ambito della classe 3, ed è quindi caratterizzato da una accelerazione orizzontale massima $a_g = 0,15$ g(m/s²).

Per definire l'azione sismica di progetto occorre valutare anche la risposta locale che, ad eccezione di casi particolari, può essere ricavata mediante un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento. L'identificazione di questa categoria va di norma eseguita in base ai valori della V_{s30} , cioè la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per tale motivo è stata eseguita una prova di tipo MASW da cui si è ricavata una V_{s30} di 444 m/s a cui corrisponde un terreno di categoria B come definito nelle NTC 2018.

3.1.4 Parametri meccanici della muratura

Le norme tecniche, in funzione alla tipologia di struttura muraria ed in funzione alle condizioni di conservazione della stessa, forniscono diversi procedimenti per la determinazione dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche. La muratura risulta essere un assemblaggio di materiali differenti mediante tecniche che possono essere molteplici e questo implica l'esecuzione di un'indagine in situ dettagliata per la determinazione dei parametri meccanici. La normativa non indica un numero preciso di



prove da eseguire proprio per la molteplicità di casi che si possono riscontrare, pertanto il quantitativo di prove deve essere determinato per ogni caso in funzione delle incertezze che si riscontrano.

Nel caso di murature realizzate con malte caratterizzate da una resistenza a compressione compresa tra 0,7 MPa e 1,5 MPa vengono riportati degli intervalli in cui si possono scegliere i differenti parametri per le verifiche sismiche (Tab.3).

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Tabella 3. 1:valori di riferimento dei parametri della muratura [18]

Tuttavia, nel caso studio in esame la malta presenta una resistenza a compressione di 8 MPa, quindi fuori dal campo di applicazione della tabella sopra riportata.

In tali casi, la normativa rimanda al paragrafo C8.5.4 in cui afferma che i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti attraverso delle formulazioni differenti che dipendono dal livello di conoscenza raggiunto. Per un livello di conoscenza 3, ovvero quello di nostro interesse, si utilizzano i valori medi dei parametrici riportati nella tabella sopra riportata (Tab.3.2), aggiornati sulla base dei risultati delle misure eseguite in situ. Si riporta di seguito il procedimento per la determinazione della resistenza a compressione della muratura.

Essendo la muratura in esame a mattoni pieni e malta di calce, dalla tabella si evince che i valori di resistenza a compressione minima e massima sono:

$$f_{min} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = 4,3 \text{ MPa}$$



Da questi si ricavano μ' e σ' :

$$\mu' = 0,5 \cdot (f_{max} + f_{min}) = 0,5 \cdot (4,3 + 2,6) = 3,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma' = 0,5 \cdot (f_{max} - f_{min}) = 0,5 \cdot (4,3 - 2,6) = 0,85 \text{ MPa}$$

Si calcola adesso la media della resistenza a compressione data dai risultati della prova a martinetto a piatto doppio riportati nel paragrafo **2.1.3.1**:

$$X = 0,5 \cdot (2,14 + 2,17) = 2,15 \text{ MPa}$$

Si effettua adesso l'aggiornamento del valore medio a seguito delle 2 prove eseguite:

$$\mu'' = \frac{nX + k\mu'}{n + k} = \frac{2 \cdot 2 + 2 \cdot 3,45}{2 + 2} = 2,72 \text{ MPa}$$

Dove “n” è il numero di prove e “k” rappresenta il peso relativo della distribuzione a priori rispetto alle prove sperimentali. Poiché la differenza tra μ'' e μ' è rilevante ed il valore di μ'' si discosta notevolmente dalle resistenze ottenute dalle prove effettuate, a favore di sicurezza si è deciso di utilizzare come valore di resistenza a compressione della muratura la media dei due valori sperimentali:

$$f_m = 21,55 \text{ daN/cm}^2$$

Per i restanti valori dei parametri meccanici, a favore di sicurezza, si è deciso di utilizzare i valori minimi presenti nella tabella 3.2 mentre per la resistenza a compressione parallela ai letti di malta si assume la metà di quella trasversale.

$$\tau = 0,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{hm} = 10,775 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 12000 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 4000 \text{ daN/cm}^2$$

Noti questi parametri e quelli del c.a. ricavati precedentemente è possibile procedere con la definizione del modello. Tuttavia, per effettuare l'analisi sismica è necessario determinare altri due fattori, quello di confidenza e quello di comportamento.



3.1.5 Fattore di confidenza

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei parametri meccanici dei materiali e sono funzione del livello di approfondimento raggiunto. Poiché il fabbricato in esame costituisce patrimonio culturale tutelato si fa riferimento al DPCM 09/02/11 per la valutazione del fattore di confidenza della struttura. Secondo il DPCM il fattore di confidenza può essere determinato come sommatoria di fattori parziali di confidenza legati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto (Tab. 3.1).

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 FC_k$$

Avendo effettuato un rilievo geometrico completo ($FC_1=0,05$), una restituzione completa delle fasi costruttive ed un'interpretazione dettagliata del comportamento strutturale basata su indagini dettagliate ($FC_2=0$), indagini dettagliate anche sui parametri meccanici ($FC_3=0$) ed avendo informazioni sui dati geotecnici e fondazioni limitate ($FC_4=0,03$) si ottiene un coefficiente di confidenza pari a:

$$FC = 1 + 0,05 + 0,03 = 1,08$$

Questo sarà il valore che verrà impiegato nei calcoli di verifica dell'edificio.

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

Tabella 3. 2: fattori parziali di confidenza [19]



3.1.6 Fattore di comportamento

Per considerare la duttilità disponibile della struttura, come visto al capitolo 2, è necessario definire il fattore di comportamento. Attraverso questo si va a scalare lo spettro elastico riducendo così la domanda sismica. Per le strutture in muratura tale parametro può essere determinato come:

$$q = 2,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Il rapporto α_u/α_1 può essere calcolato o mediante un'analisi statica non lineare oppure, in assenza di valutazioni più precise, può essere assunto un valore non superiore ad 1,5. Nel caso in esame, non avendo realizzato un'analisi statica non lineare, si è assunto il rapporto pari ad 1,5. Inoltre, come visto dall'analisi dei solai, l'edificio in esame non può essere assunto regolare in altezza e pertanto la normativa impone una riduzione del fattore di comportamento del 25%. In definitiva si ottiene:

$$q = 2,0 \cdot 0,75 \cdot 1,5 = 2,25$$

Per la parte in c.a. la normativa impone un valore di q compreso tra 1,5 e 3,0 salvo casi particolari. Inoltre, se l'edificio fosse di nuova costruzione, si otterrebbe:

$$q = q_0 \cdot k_R$$

$k_R = 0,8$ per edifici non regolari in altezza

$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ per strutture a telaio (CD "B")

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$ per strutture a telaio a più piani e ad una campata

Si ottiene dunque:

$$q = 3,0 \cdot 1,2 \cdot 0,8 = 2,88$$

Poiché deve essere scelto un fattore di comportamento unico per la costruzione, si è deciso, a favore di sicurezza, di prendere come valore quello ottenuto per la muratura ovvero 2,25.

Si sono così ottenuti tutti i parametri necessari per l'analisi sismica e si è dunque proceduto con la modellazione dell'edificio.

3.2 Modellazione del fabbricato

Gli edifici in muratura sono strutture complesse in cui tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati. Pertanto, è necessario introdurre delle semplificazioni nella modellazione della struttura. In questo caso, essendo la geometria della parete e delle

aperture sufficientemente regolare si è deciso di modellare la parte di edificio in muratura con un **telaio equivalente**. In questo le pareti vengono schematizzate come aste svincolate relativamente ai momenti perpendicolari al loro piano, deformabili assialmente e a taglio. In particolare, i maschi murari vengono schematizzati come aste ad asse verticale nel loro baricentro con nodi in corrispondenza di impalcato mentre le fasce di piano come aste ad asse orizzontale. Ipotizzando gli elementi nodo infinitamente rigidi e resistenti, le aste saranno costituite da una zona centrale deformabile con resistenza finita e due parti poste all'estremità infinitamente rigide.

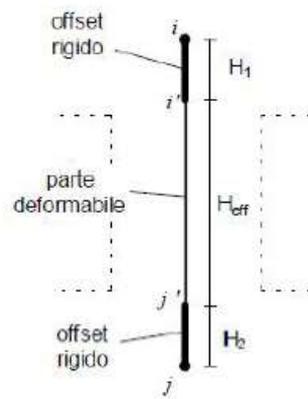


Figura 3. 12: Aste nel modello a telaio equivalente

L'altezza della parte deformabile (altezza efficace) viene definita mediante il metodo proposto da Dolce schematizzato nella figura 3.13. La parte in calcestruzzo armato è stata modellata semplicemente come un telaio imponendo agli elementi aste le caratteristiche effettive. Per la modellazione si è utilizzato il software CDM DOLMEN il quale mediante l'input dei dati caratteristici dell'edificio genera in maniera automatica il modello secondo il metodo visto precedentemente.

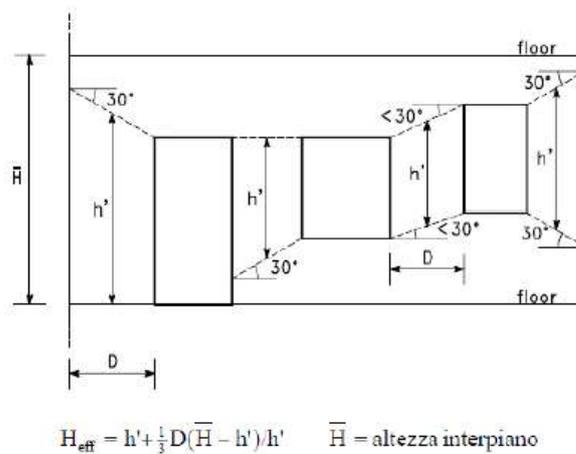


Figura 3. 13: Metodo di Dolce 1989

Si riporta di seguito il modello ottenuto:

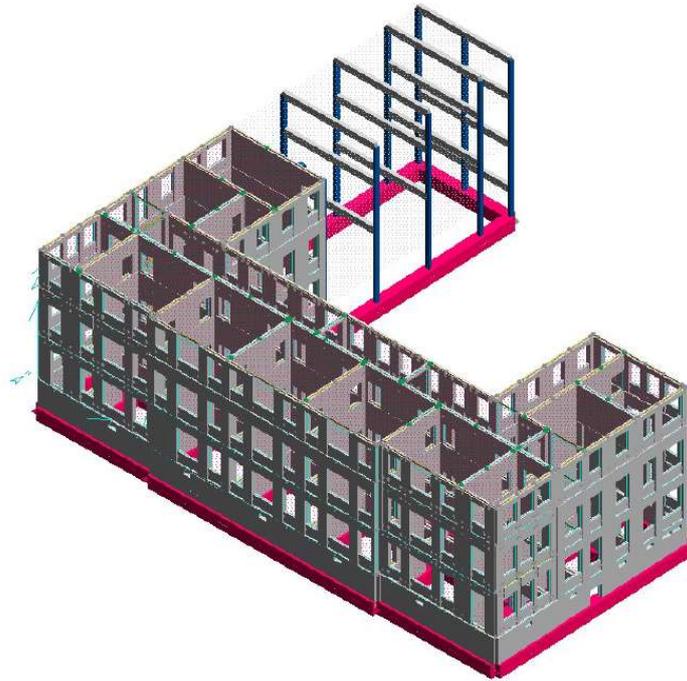


Figura 3. 14: visualizzazione globale del modello

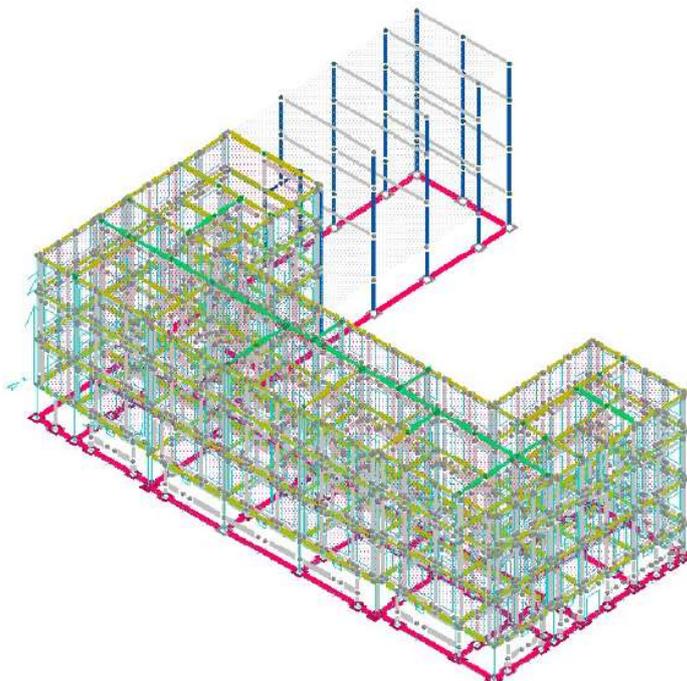


Figura 3. 15: schema a telaio equivalente della struttura

Da questo modello si può procedere con l'analisi sismica.

3.3 Analisi e verifica della struttura con Vita nominale di 3 anni

Utilizzando la Circolare Bertolaso del 04/11/2010 si è calcolata la vita nominale della struttura a cui corrisponde un tempo di intervento inferiore ai 2 anni e che quindi rende necessario un intervento di miglioramento sismico immediato. La vita nominale ottenuta è di tre anni e con questo valore si è effettuata la prima analisi sismica mediante l'ausilio del software CDM DOLMEN per verificare la risposta del fabbricato.

L'accelerazione sismica corrispondente ottenuta per interpolazione dallo stesso software è $a_g = 0,3385 \text{ g}/10$. Questa è stata confrontata con quella ottenuta per un edificio di nuova costruzione, $a_g = 0.8908 \text{ g}/10$ (Fig.3.16) per ottenere l'indice di rischio sismico:

$$\xi_E = \frac{0,3385 \text{ g}/10}{0,8908 \text{ g}/10} = 0,38$$

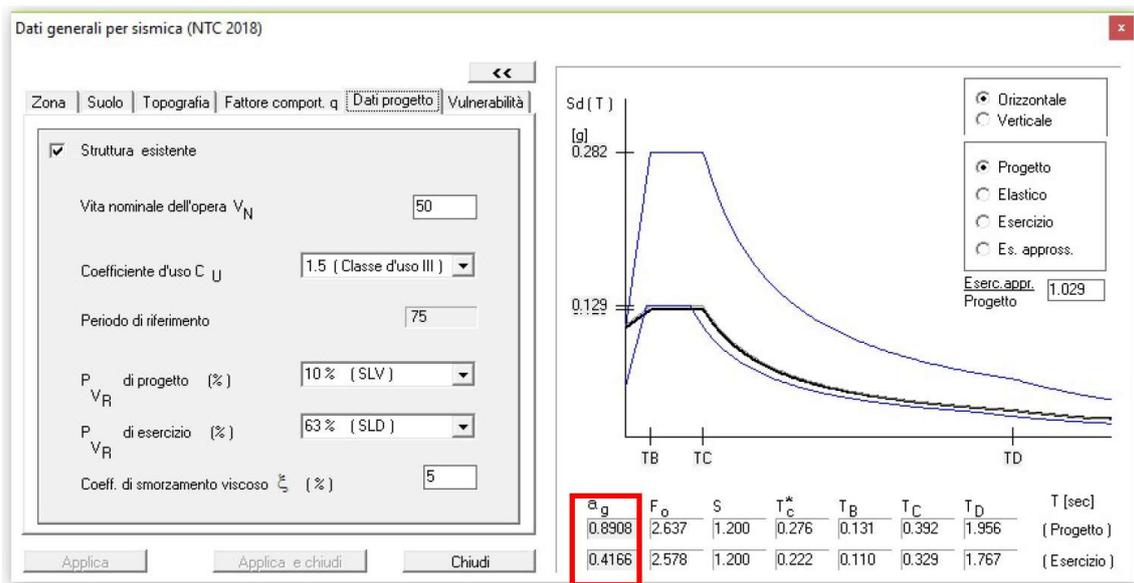


Figura 3. 16: Spettri di risposta per nuova costruzione $V_n=50$

La costruzione in esame presenta una classe d'uso CU=III e pertanto la valutazione della sicurezza, in accordo con le NTC 2018, può essere eseguita con riferimento ai soli SLU. La combinazione da utilizzare agli stati limite ultimi per combinare l'azione sismica con le altre azioni, in accordo con il paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, è:

$$G_1 + G_2 + E + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} \cdot Q_{j,1} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Dove:

- G_1 = carico permanente strutturale;
- G_2 = carico permanente non strutturale;
- Ψ = coefficiente di combinazione;



- Q = carichi variabili;
- P = precompressione;
- E = azioni sismiche.

Le azioni sismiche sono state ottenute mediante un'analisi dinamica con il software di calcolo citato. In particolare, si sono impostati inizialmente i dati di progetto della struttura, ovvero i dati necessari per la determinazione degli spettri di accelerazione, e successivamente si sono determinati i modi propri di vibrare. Ciascuno di questi è caratterizzato da una forma e da una percentuale di massa partecipante. Il software in automatico, come richiesto da normativa, prende in considerazione un determinato numero di modi di vibrare tale per cui si vada a considerare almeno l'85% della massa totale posta in vibrazione e comunque i modi propri con periodo maggiore di 0,005 s. Dopo l'analisi dinamica il software richiede anche un'analisi statica al fine di determinare le sollecitazioni dovute all'eccentricità casuale come richiesto da normativa.

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. Per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle due direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione andando a definire due condizioni di carico:

- Sisma principale X (considera il pieno valore del sisma in X più il 30% del valore del sisma in Y);
- Sisma principale Y (considera il pieno valore del sisma in Y più il 30% del valore del sisma in X).

Una volta che anche l'analisi statica è stata completata il software CDM DOLMEN genera le varie sollecitazioni $N, T_y, T_z, M_x, M_y, M_z$ con la combinazione di carico descritta ad inizio paragrafo (Eq. 3.1).

Per la parte dell'edificio in muratura gli stati limite ultimi che si analizzano, sempre con l'ausilio del software citato, sono:

- **pressoflessione nel piano;**
- **taglio per azioni nel piano;**
- **pressoflessione fuori dal piano (per carichi laterali);**
- **sisma locale**

Si riportano di seguito i grafici di output ottenuti per la muratura:

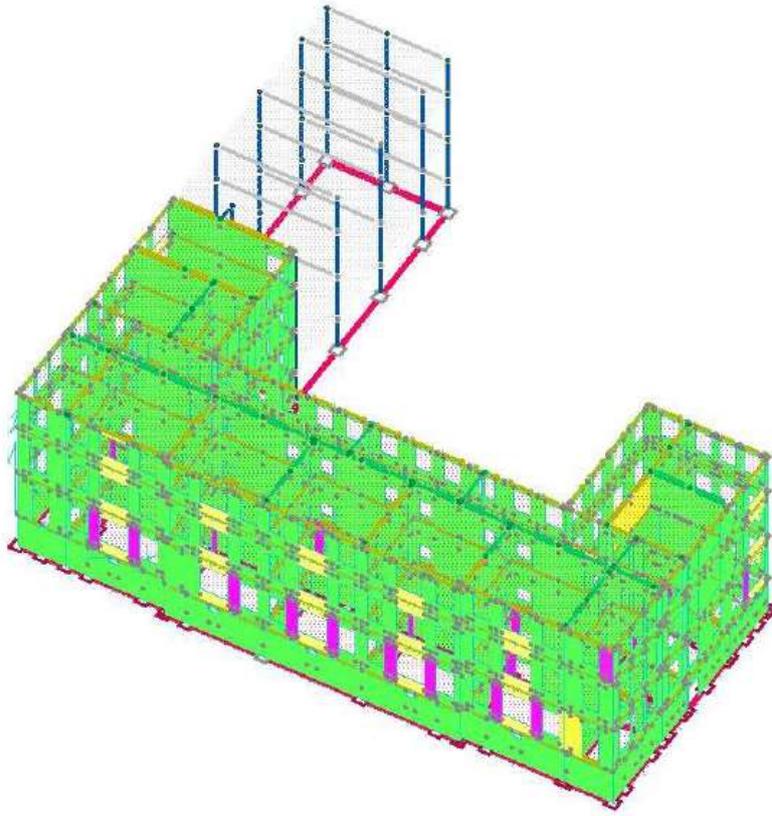


Figura 3. 17: risultati analisi sismica $V_n=3$ (1)

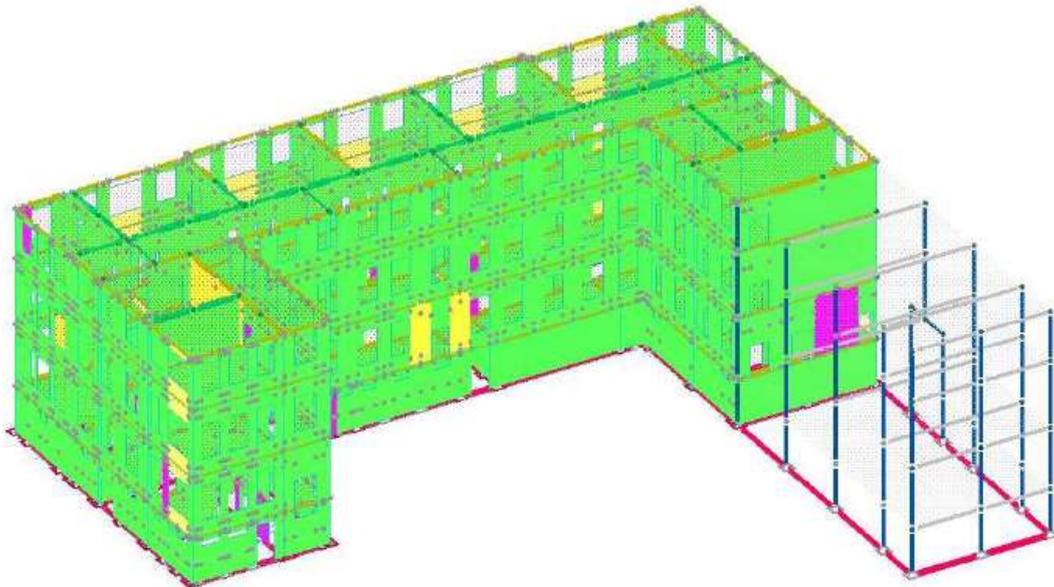


Figura 3. 18: risultati analisi sismica $V_n=3$ (2)

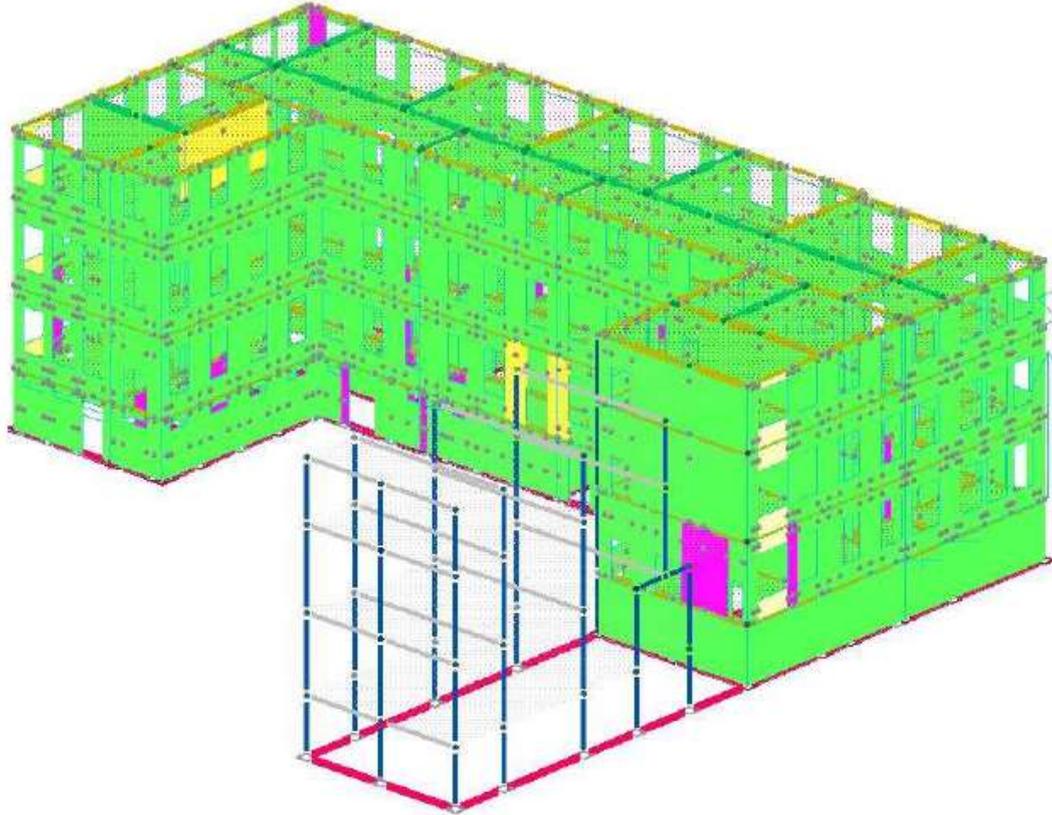


Figura 3. 19: risultati analisi sismica $V_n=3$ (3)

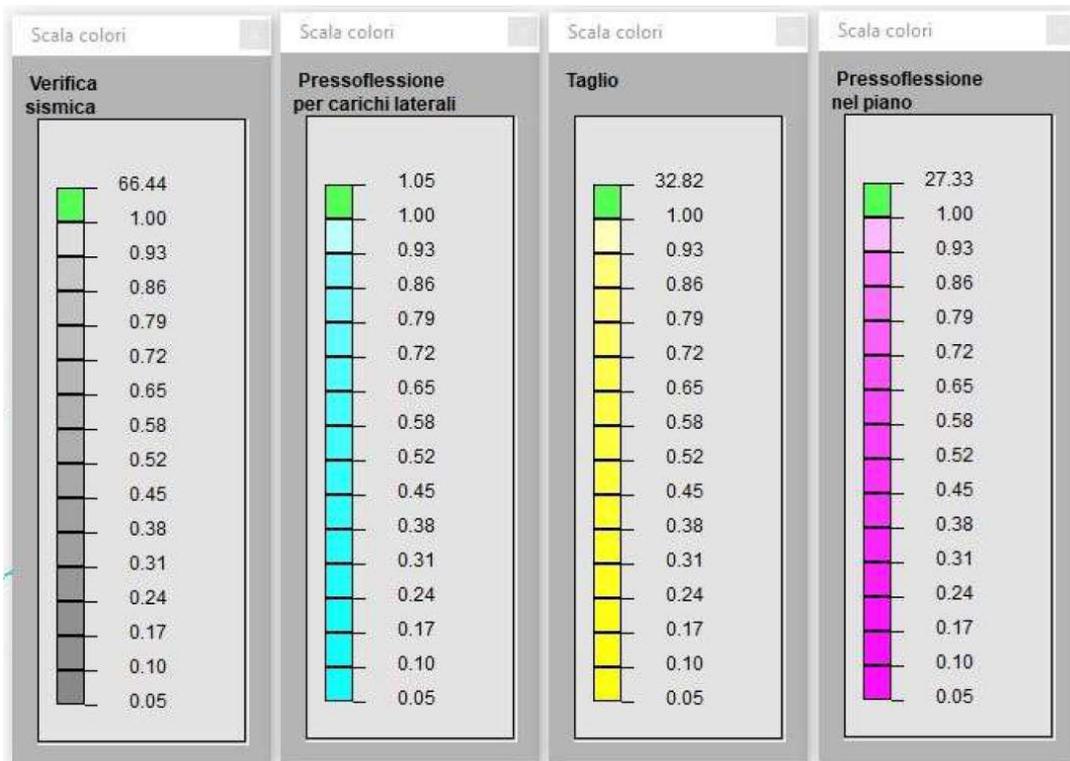


Figura 3. 20: Legenda analisi sismica

Gli elementi di colore differente dal verde non soddisfano le verifiche.



Per quanto riguarda gli elementi in c.a. nessun elemento risulta essere verificato.

La Circolare Bertolaso implica pertanto un intervento di miglioramento o adeguamento sismico immediato sulla struttura. Nel caso in esame si è deciso di procedere con un miglioramento sismico visto l'impossibilità di ottenere un adeguamento.

3.4 Analisi e verifica della struttura con Vita nominale di 20 anni

Dovendo esplicitare la differenza tra l'indice di rischio sismico iniziale e quello successivo al miglioramento si dovrebbe procedere per iterazione a determinare la vita nominale effettiva dell'edificio. Tuttavia, essendo questo oneroso dal punto di vista computazionale, si considera come valore di partenza l'accelerazione sismica con $V_n = 3$ anni a favore di sicurezza.

L'incremento dell'indice di rischio sismico ξ_E richiesto dalla normativa a seguito di un intervento di miglioramento dipende dal tipo di costruzione. In particolare, per la costruzione in esame è richiesto un incremento di 0,1. Avendo preso come valore di partenza $V_n=3$ a cui corrisponde un rapporto $\xi_E = 0,38$, gli interventi strutturali di miglioramento sismico della struttura dovranno garantire il raggiungimento di un valore di ξ_E almeno pari a:

$$\xi_E = 0,38 + 0,1 = 0,48$$

Tuttavia, in accordo con l'amministrazione comunale si è deciso di raggiungere una vita nominale $V_n = 20$ anni a cui corrisponde un'accelerazione sismica $a_g = 0,6681$ g/10. Calcolando il valore di ξ_E otteniamo che:

$$\xi_E = \frac{0.6681}{0.8908} = 0.75$$

Si ottiene dunque un valore maggiore di quello richiesto dalla normativa.

Eseguendo le medesime procedure di analisi e verifica condotte nel paragrafo precedente ma utilizzando una $V_n= 20$ si sono individuati gli elementi che non rispettano le verifiche e su cui si andrà a concentrare il rinforzo strutturale.

3.4.1 Analisi e verifiche della parte in muratura

Nella parte di fabbricato in muratura non risultano verificati alcuni maschi murari interni ed esterni ed alcuni piedritti come mostrato nelle seguenti figure:

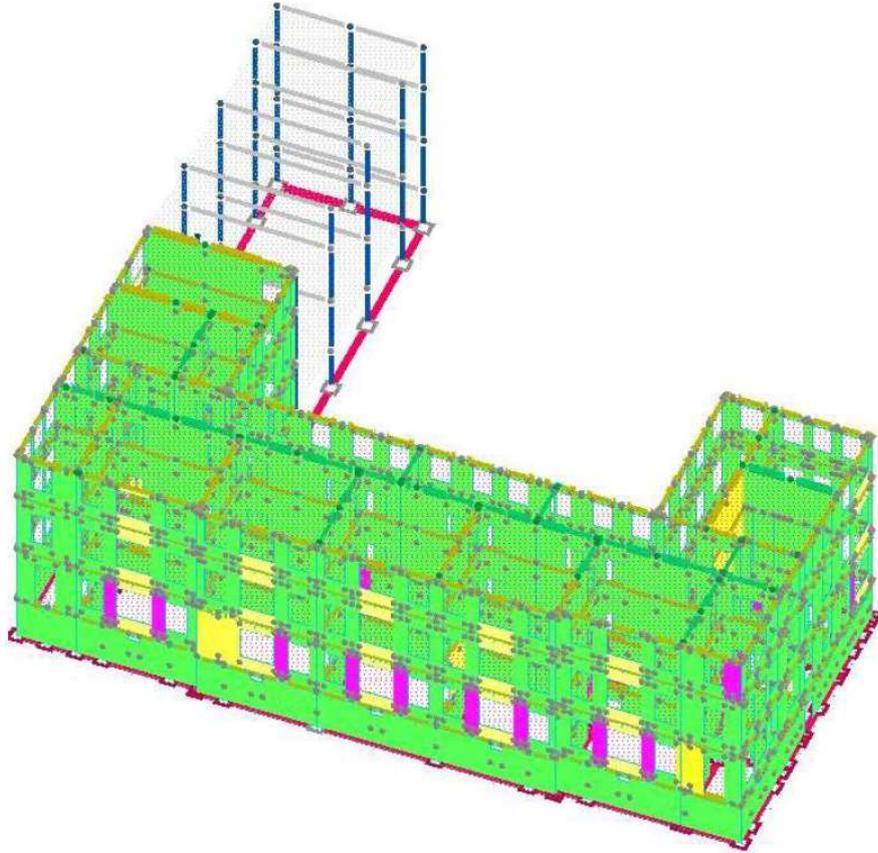


Figura 3. 21:risultati analisi sismica $V_n=20$ (1)

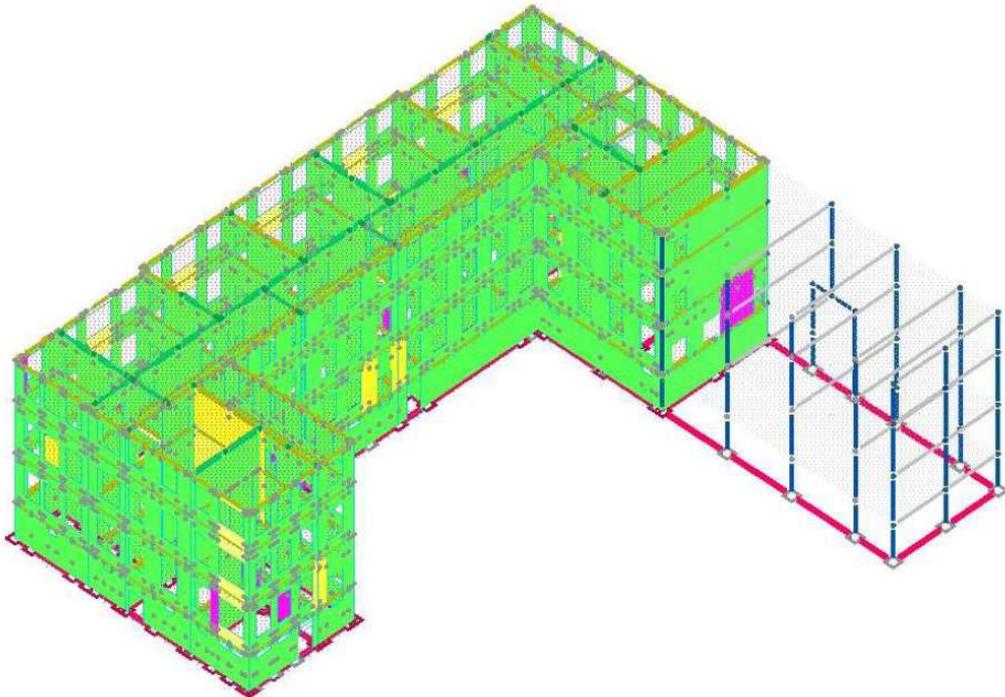


Figura 3. 22:risultati analisi sismica $V_n=20$ (2)

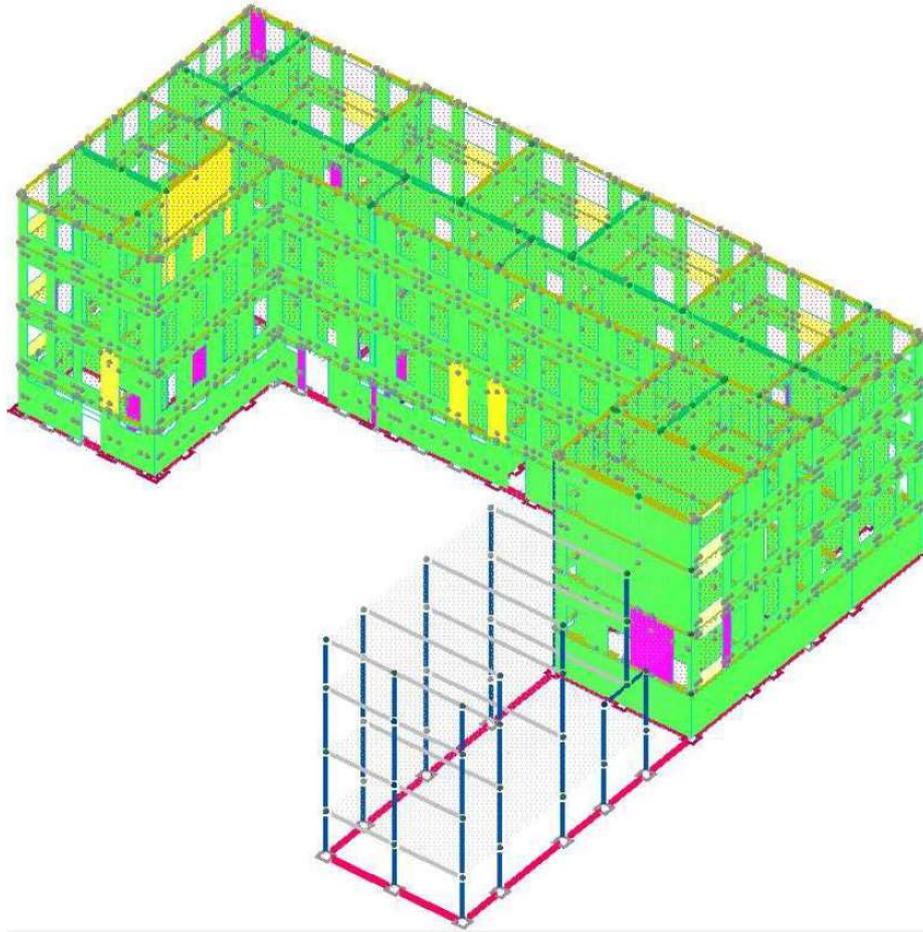


Figura 3. 23:risultati analisi sismica $V_n=20$ (3)



Figura 3. 24: Legenda analisi sismica

Di seguito si riportano i valori più critici dei rapporti tra capacità e domanda in resistenza dei maschi murari interni, maschi murari esterni e piedritti non verificati evidenziandone la parete di riferimento e la relativa posizione:

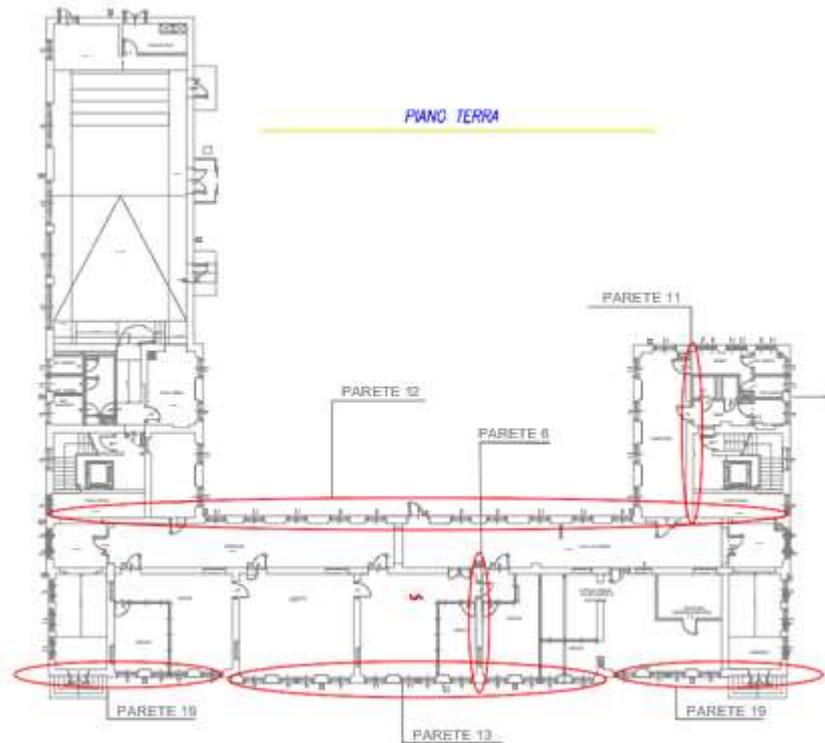


Figura 3. 25: Individuazione delle pareti su pianta piano terra (scala 1:500)

3.4.1.1 Maschi murari interni

PARETE 6

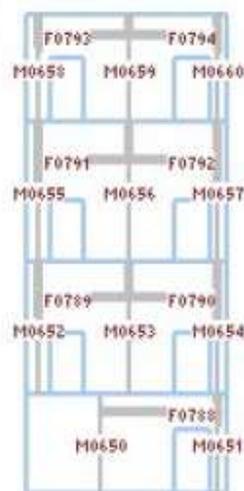


Figura 3. 26: Parete 6 output DOLMEN

M0651: pressoflessione nel piano - caso 5: sforzo normale eccessivo ($N_{rd}/N_d = 0.508829$)

M0653: pressoflessione nel piano - caso 5: $M_{rd}/M_d = 0.797970 < 1$.

PARETE 11

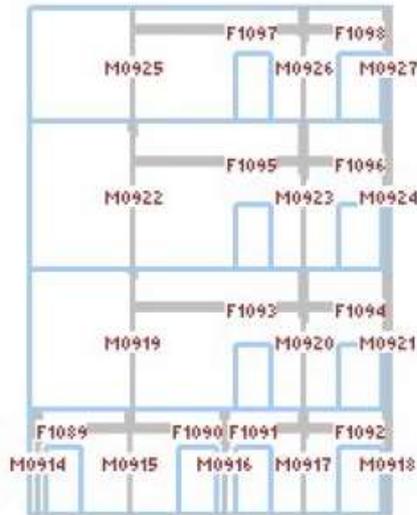


Figura 3. 27: Parete 19 output DOLMEN

M0925: taglio nel piano - caso 4: $V_{rd}/V_d = 0.262825 < 1$.

3.4.1.2 Maschi murari esterni

PARETE 12

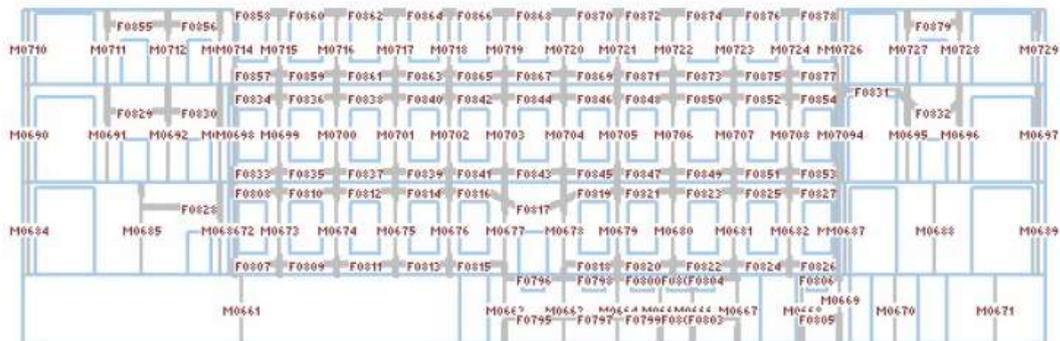


Figura 3. 28: Parete 12 output DOLMEN

M0668: pressoflessione nel piano - caso 4: sforzo normale eccessivo ($N_{rd}/N_d = 0.806591$)

M0677: pressoflessione nel piano - caso 4: $M_{rd}/M_d = 0.837132 < 1$.

M0677: taglio nel piano - caso 4: $V_{rd}/V_d = 0.272716 < 1$.

3.4.1.3 Piedritti

PARETI 19

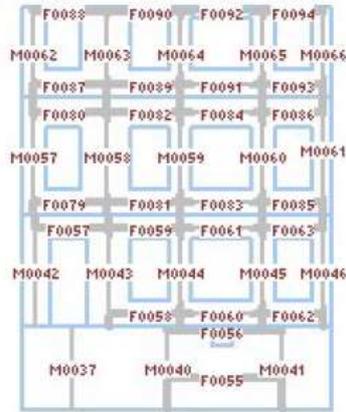


Figura 3. 29: Parete 19 output DOLMEN

M0045: pressoflessione nel piano - caso 5: sforzo normale eccessivo ($N_{rd}/N_d = 0.7666$)

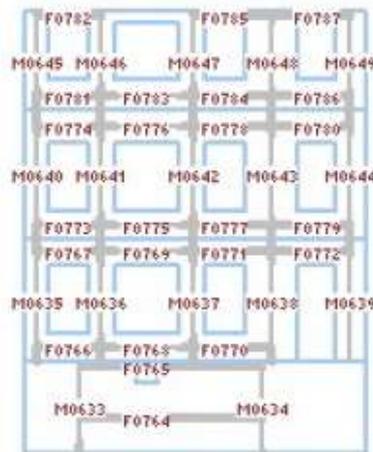


Figura 3. 30: Parete 19 output DOLMEN

M0638: taglio nel piano - caso 4: $V_{rd}/V_d = 0.292045 < 1$.

M0649: pressoflessione nel piano - caso 4: $M_{rd}/M_d = 0.139912 < 1$.

Di seguito si riporta l'unico piedritto che non soddisfa la verifica fuori piano:

PARETE 13

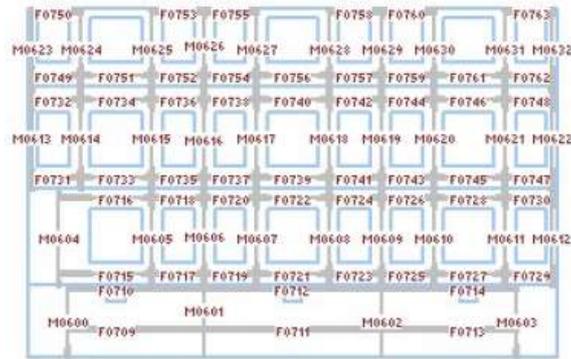


Figura 3. 31: Parete 13 output DOLMEN

M0611: sismica locale - $Mrd/My = 0.001048 < 1$.

3.4.1.4 Meccanismi locali

Per l'analisi dei meccanismi locali della muratura esistente, essendo il fabbricato caratterizzato da solai rigidi e resistenti nel piano e da collegamenti tra gli elementi ben realizzati, non si è ritenuto necessario ricorrere ad alcuna verifica.

3.4.2 Analisi e verifiche della parte in c.a.

Nella parte in calcestruzzo armato non risultano verificati i pilastri e le travi del piano terra e del primo piano. Inoltre, non risulta verificata neanche la trave del portale che sorregge il pilastro in falso evidenziata nella fig.3.5 del paragrafo 3.1.2.

Si riportano di seguito i dati di output ottenuti dall'analisi sismica condotta.

3.4.2.1 Travi

Nelle travi principali essendo le sollecitazioni simili per quelle interne sia del piano terra che del primo piano si è deciso di raggruppare questi elementi in un unico gruppo e considerare come sollecitazioni quelle della trave più critica. Allo stesso modo si è agito per quelle adiacenti alla muratura.

Pertanto, l'analisi delle sollecitazioni e conseguentemente gli interventi di miglioramento sono stati suddivisi in due gruppi a cui però si aggiungono quelli sulla trave del portale soggetta al pilastro in falso.

Di seguito si riportano le posizioni in pianta delle suddette travi e le sollecitazioni determinate.

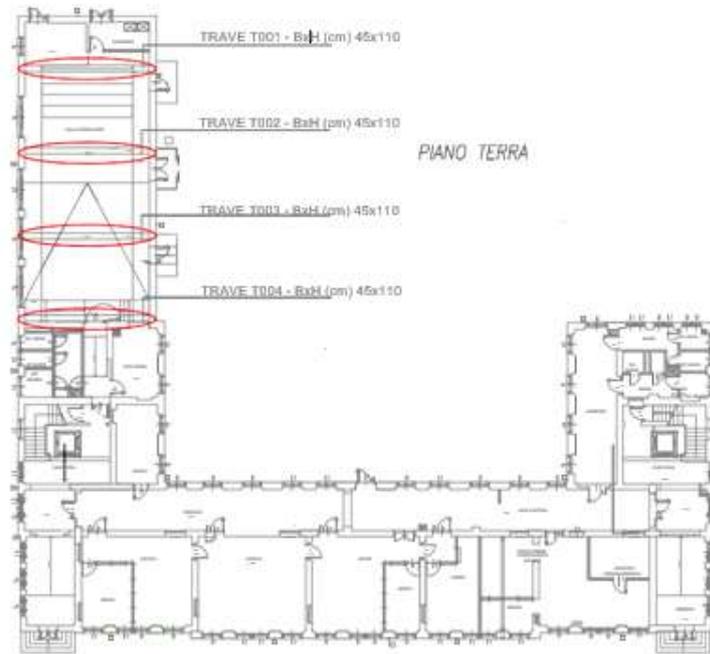


Figura 3. 32: Individuazione delle travi piano terra su pianta (scala 1:500)

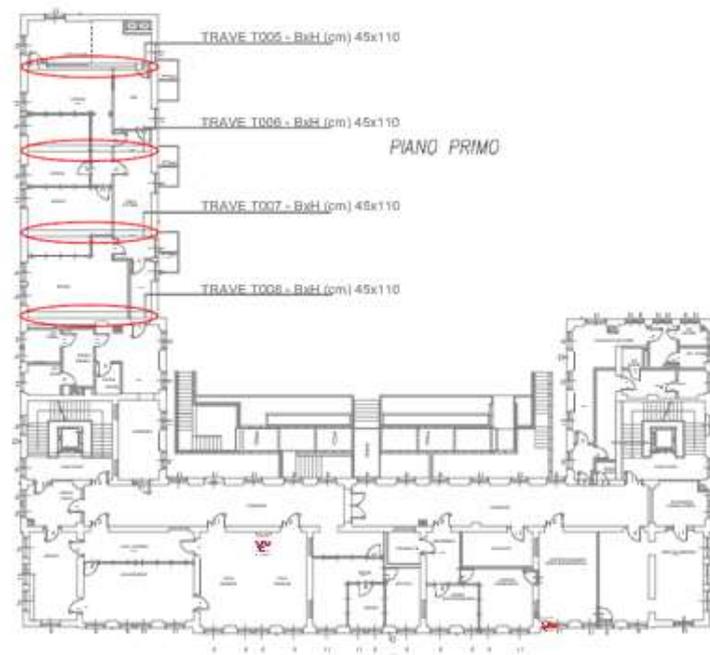


Figura 3. 33: Individuazione delle travi piano primo su pianta (scala 1:500)

Le sollecitazioni massime agenti nelle travi sono:



TRAVI PRINCIPALI INTERNE (T001-T003 P.T E T005-T007 P.1°)

Flessione

Momento sollecitante $M_{sd} = 1112,8 \text{ kN m}$

Taglio

$V_{sd} = 447 \text{ kN}$

Verifica a pressoflessione

Dalla figura sotto riportata è possibile notare come le travi analizzate non superano la verifica. In particolare, si evidenzia come la resistenza sia circa il 50% della rispettiva sollecitazione.

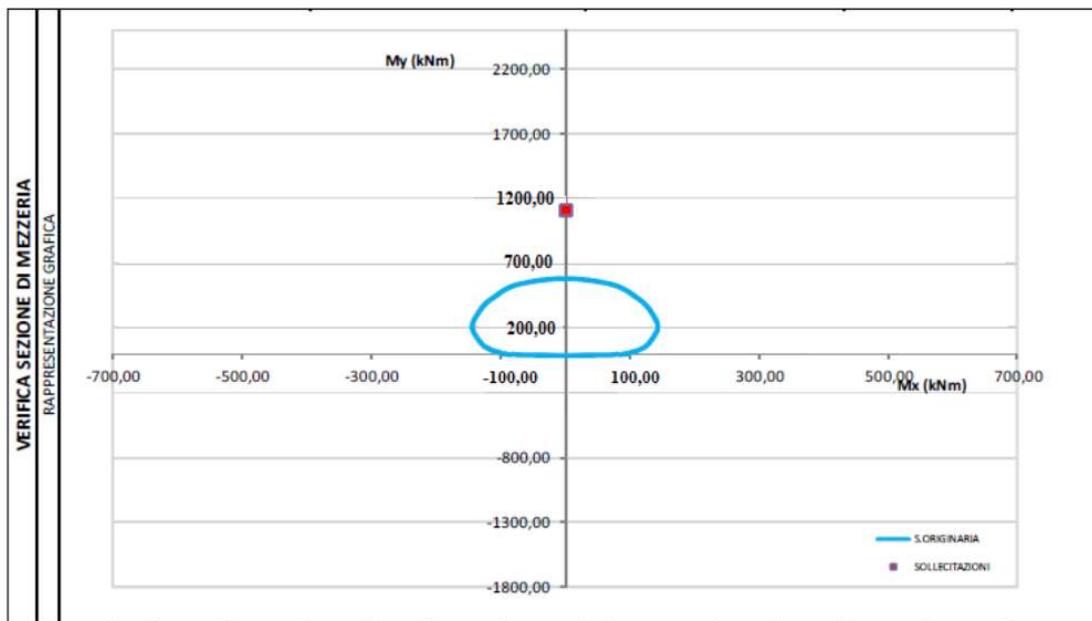


Figura 3. 34: verifica grafica pressoflessione

Verifica a taglio

$V_{rd} = 75,73 \text{ kN} < V_{sd}$ **NON VERIFICATA**

La resistenza a taglio individuata risulta nettamente inferiore alla rispettiva sollecitazione. Dai risultati ottenuti si evidenzia una situazione di partenza critica che richiede un incremento di resistenza elevato.

TRAVI PRINCIPALI ADIACENTI ALLA MURATURA (T004 P.T E T008 P.1°)

Flessione

Momento sollecitante $M_{sd} = 556,40 \text{ kN m}$

Taglio

$V_{sd} = 223,50 \text{ kN}$

Verifica a pressoflessione

Anche in questo caso le travi non risultano verificate a flessione. Tuttavia, la differenza tra momento sollecitante e resistente è minima come si può notare nella figura 3.35. Ciò dimostra una condizione di partenza migliore rispetto a quelle precedentemente analizzate.

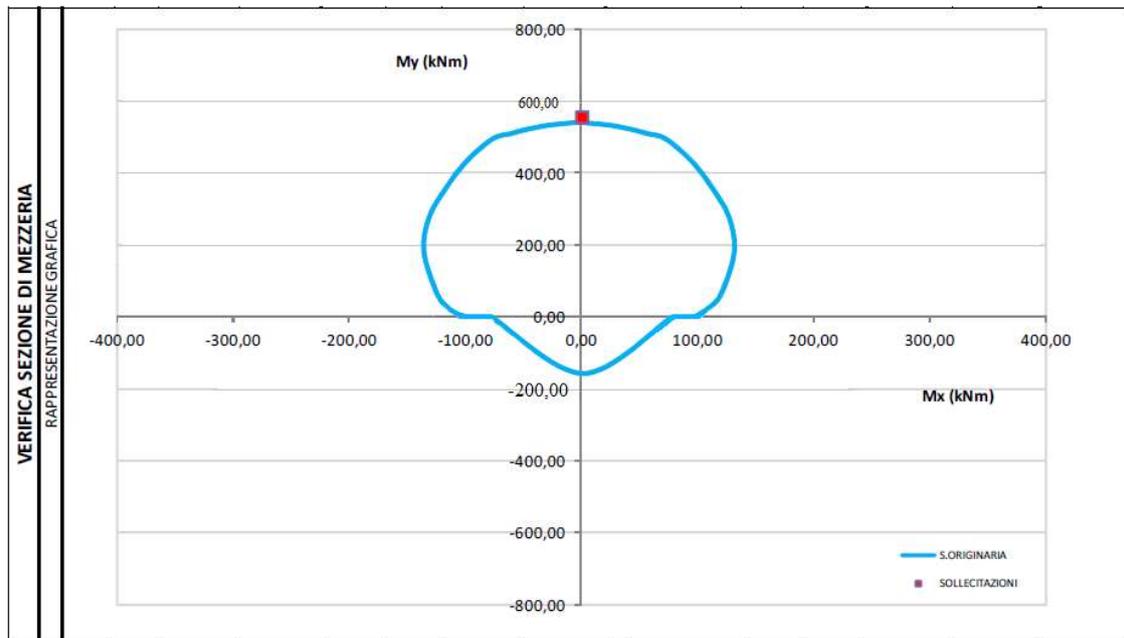


Figura 3. 35: verifica grafica pressoflessione

Verifica a taglio

$$V_{rd} = 75,73 \text{ KN} < V_{sd} \text{ NON VERIFICATA}$$

Anche nel caso del taglio la condizione è nettamente migliore rispetto alle travi principali interne. Tuttavia, la resistenza risulta essere circa la metà della sollecitazione.

TRAVE PORTALE (T009)

Flessione

$$\text{Momento sollecitante } M_{sd} = 1135,90 \text{ kN m}$$

Taglio

$$V_{sd} = 763 \text{ kN}$$

Verifica a pressoflessione

Dalla verifica riportata nella figura di seguito si evince come la trave non risulti verificata. Come nelle travi principali interne la resistenza è circa la metà della sollecitazione.

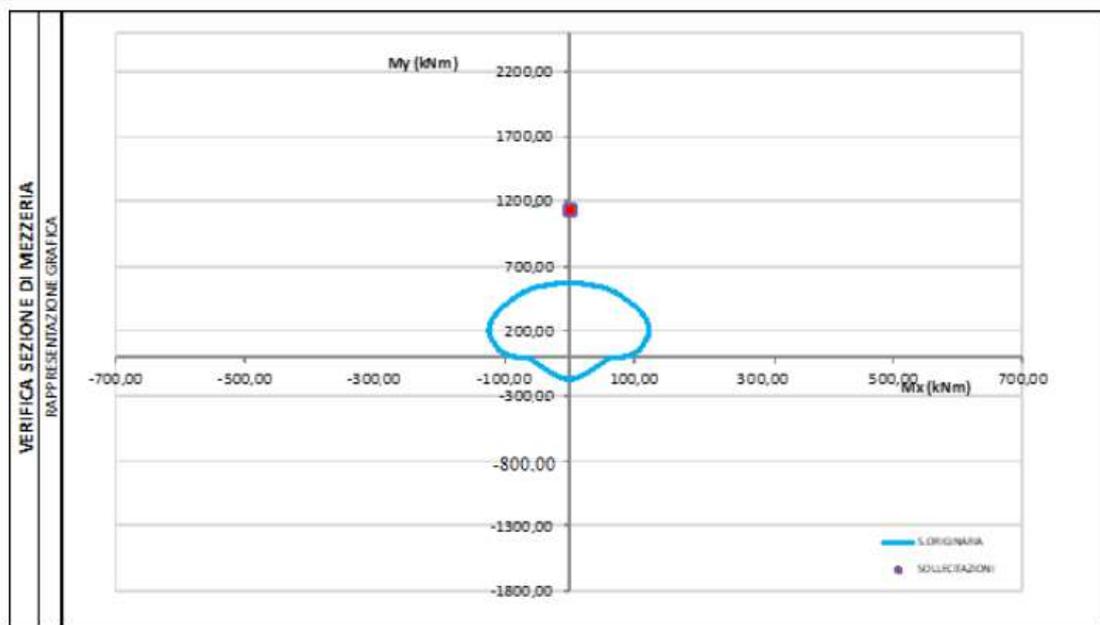


Figura 3. 36:verifica grafica pressoflessione deviata

Verifica a taglio

$V_{rd} = 69,72 \text{ KN} < V_{sd}$ **NON VERIFICATA**

Dai risultati ottenuti si può evidenziare come questa risulti la trave più critica della parte di fabbricato in c.a.

Di seguito si sono effettuate le medesime verifiche per i pilastri.

3.4.2.2 PILASTRI

Le sollecitazioni massime agenti nei pilastri sono:

Pressoflessione

Sforzo Normale sollecitante $N_{sd} = 1559,64 \text{ kN}$

Momento sollecitante $M_{sd} = 96,27 \text{ kN m}$

Taglio

$V_{sd} = 63,35 \text{ kN}$

Verifica a pressoflessione

Dal grafico di seguito riportato si può vedere che la verifica non risulta soddisfatta.

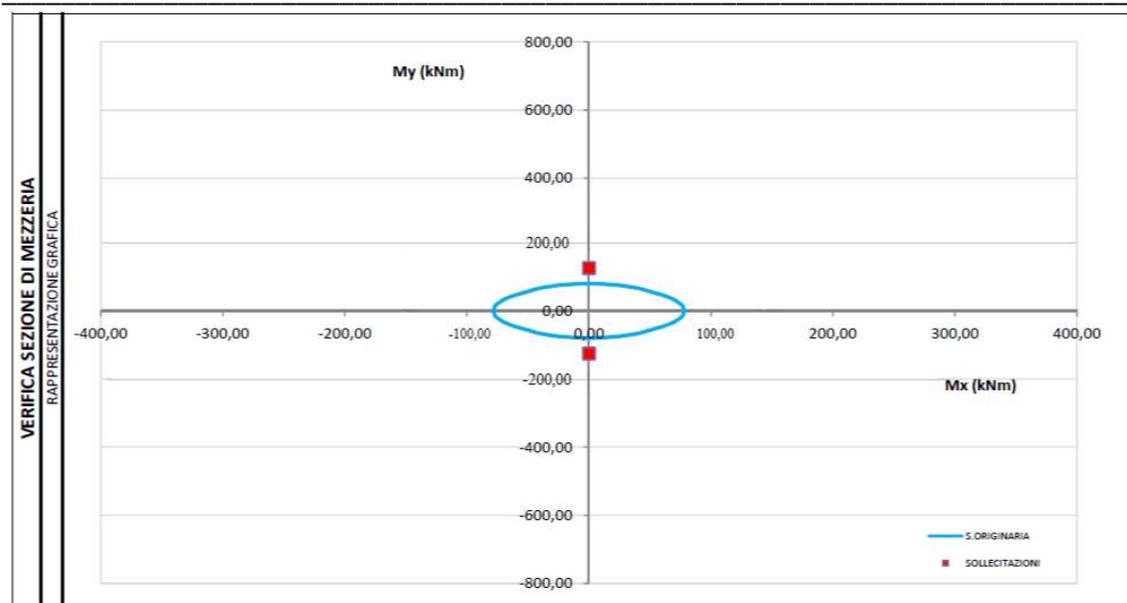


Figura 3. 37: verifica grafica pressoflessione

Verifica a taglio

$V_{rd} = 12,88 < V_{sd}$ **NON VERIFICATO**

3.4.2.3 Verifica espulsione murature perimetrali

Sono state condotte delle verifiche fuori dal piano delle murature perimetrali della parte di costruzione in calcestruzzo armato. Essendo che tali elementi possono essere eccitati dal sisma anche in direzione ortogonale è necessario valutarne la vulnerabilità sismica verificando che non si ci siano problemi di espulsione delle stesse fuori dal piano di giacitura. Utilizzando i dati sismici della struttura ricavati dalle analisi precedentemente condotte ed utilizzando i dati della tamponatura riportati nella tabella 3.3, si è ottenuta una forza agente sulla tamponatura pari ad 3558,00 N.

Dati Tamponatura						
Larghezza [m]	Altezza [m]	Spessore [m]	altezza edificio [m]	baricentro	γ [daN/m]	Peso [daN]
3,00	3,65	0,12	12,95	1,825	1700	2233,8

Tabella 3. 3: Dati tamponatura

Utilizzando il metodo dello schema ad arco si è ottenuta una resistenza delle tamponature pari a 5738,80 N pertanto la verifica è soddisfatta e questi non necessitano di alcun intervento.



4. Intervento di miglioramento sismico

L'analisi condotta sul fabbricato ha evidenziato gli elementi critici, sia nella parte in muratura che in c.a., su cui bisogna agire mediante degli interventi di consolidamento. Tra i vari interventi possibili, si è scelto di intervenire principalmente mediante l'utilizzo di C-FRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) ad eccezione delle travi in c.a. non adiacenti alla muratura in cui la scarsa resistenza a flessione riscontrata ha richiesto l'utilizzo di lamine in acciaio per il consolidamento in quanto il numero di strati di FRP richiesto superava quello consentito da normativa.

I C-FRP fanno parte dei FRP (Fiber Reinforced Polymers) e sono dei materiali compositi in cui la presenza di fibre fornisce delle elevate resistenze. Per meglio comprendere le loro proprietà, prima di riportare l'intervento eseguito, si sono analizzati questi materiali specificandone tipologie, caratteristiche vantaggi e svantaggi.

4.1 FRP (Fiber Reinforced Polymers)

Con il termine FRP si indicano materiali compositi costituiti principalmente da fibre di carbonio, vetro o aramide immerse in una matrice polimerica. Le fibre hanno il compito di fornire resistenza e rigidità lungo una o più direzioni mentre la matrice consente di mantenere insieme le fibre, proteggerle e trasferire gli sforzi tra le fibre e tra queste ed il supporto. La scelta della tipologia di fibra da utilizzare nel composito deve essere effettuata in modo da ottenere un rinforzo il più possibile omogeneo con la struttura originale.

	Modulo elastico E	Resistenza σ_r	Deformazione a rottura ϵ_r	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm ³]
fibre di vetro E	72 – 80	3445	4.8	5 – 5.4	2.5 – 2.6
fibre di vetro S	85	4585	5.4	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
fibre aramidiche	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
matrice polimerica	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
acciaio da costruzione	200	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Figura 4. 1: confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo più comuni e dell'acciaio da costruzione [17]



Dalla figura 4.1 è possibile notare come le fibre di carbonio presentano un modulo elastico ed una resistenza maggiore rispetto alle altre fibre a discapito però di una deformazione a rottura inferiore che ne accentua il problema della fragilità. Particolare attenzione deve essere posta anche al coefficiente di dilatazione termica che per tutte le tipologie di fibre si nota essere lontano da quello dell'acciaio da costruzione che invece è molto simile a quello del calcestruzzo, motivo per cui i due materiali lavorano bene insieme. Questo deve essere tenuto in considerazione nella progettazione delle fibre.

In funzione al rinforzo richiesto ed in particolare all'elemento da rinforzare si può scegliere tra più tipologie di FRP.

4.1.1 Tipologie di sistemi FRP

Nel rinforzo strutturale mediante FRP possono essere utilizzati:

- **Sistemi preformati** costituiti da componenti di varia forma preparati in stabilimento mediante pultrusione o laminazione utilizzati principalmente nel caso di elementi dotati di superfici regolari
- **Sistemi impregnati in situ** costituiti da fogli di fibre unidirezionali o multidirezionali o da tessuti che sono impregnati con una resina, la quale funge anche da adesivo con il substrato interessato. Questi si adattano ad applicazioni su elementi strutturali con forme geometriche più complesse.
- **sistemi preimpregnati** costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata ed incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l'uso di resine aggiuntive.

Di seguito si riportano due tabelle con un confronto sintetico tra le caratteristiche dei sistemi preformati e i tessuti impregnati in situ.

Sistema 1	Sistema 2
Tipologia: Tessuto unidirezionale CFRP e resina epossidica Installazione con tecnica <i>wet lay-up</i>	Tipologia: Laminato pultruso CFRP e resina epossidica Installazione mediante incollaggio
Proprietà meccaniche*	Proprietà meccaniche**
$t_f = 0.45 \text{ mm}$	$t_f = 1.2 \text{ mm}$
$f_f = 4200 \text{ N/mm}^2$	$f_f = 2800 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_f = 1.8\%$	$\varepsilon_f = 1.7\%$
$E_f = 235000 \text{ N/mm}^2$	$E_f = 165000 \text{ N/mm}^2$

* Proprietà del composito riferite all'area delle fibre nude (eqq. (2.9)(2.10))

** Proprietà del composito riferite all'area complessiva del pultruso (eqq. (2.3)(2.4)).

Tabella 4.1 : Confronto proprietà meccaniche tra sistemi preformati ed impregnati in situ [20]



Sistema 1	Sistema 2
Tipologia: Tessuto unidirezionale CFRP e resina epossidica	Tipologia: Laminato pultruso CFRP e resina epossidica
Installazione con tecnica wet layup	Installazione mediante incollaggio
1) Calcolo della resistenza a trazione per unità di larghezza $f_t \cdot t_t = 1890 \text{ N/mm}$	1) Calcolo della resistenza a trazione per unità di larghezza $f_t \cdot t_t = 3360 \text{ N/mm}$
2) Calcolo della modulo elastico per unità di larghezza $E_t \cdot t_t = 105750 \text{ N/mm}$	2) Calcolo del modulo elastico per unità di larghezza $E_t \cdot t_t = 198000 \text{ N/mm}$
3a) Confronto tra i due sistemi rispetto alla resistenza a trazione $\frac{f_t^{(2)} \cdot t_t^{(2)}}{f_t^{(1)} \cdot t_t^{(1)}} = 1.77$	
3b) Confronto tra i due sistemi rispetto al modulo elastico $\frac{E_t^{(2)} \cdot t_t^{(2)}}{E_t^{(1)} \cdot t_t^{(1)}} = 1.87$	
È necessario dunque adoperare due strati di tessuto unidirezionale (Sistema 1) per garantire resistenza e rigidezza equivalenti a quelle del laminato pultruso (Sistema 2).	

Tabella 4. 2: Confronto resistenze tra sistemi preformati ed impregnati in situ [20]

Tra i sistemi preformati esistenti, le lamine sono quelle più utilizzate per l'incremento della capacità portante di elementi strutturali esistenti. In queste, le fibre sono già inglobate in una matrice di resina epossidica per cui si presentano in forma di lamine dotate di una propria rigidità. L'applicazione del rinforzo sul supporto si riduce alla sola fase di incollaggio con apposite resine adesive. A causa della loro rigidità, queste lamine possono essere applicate soltanto su superfici piane o leggermente curve.

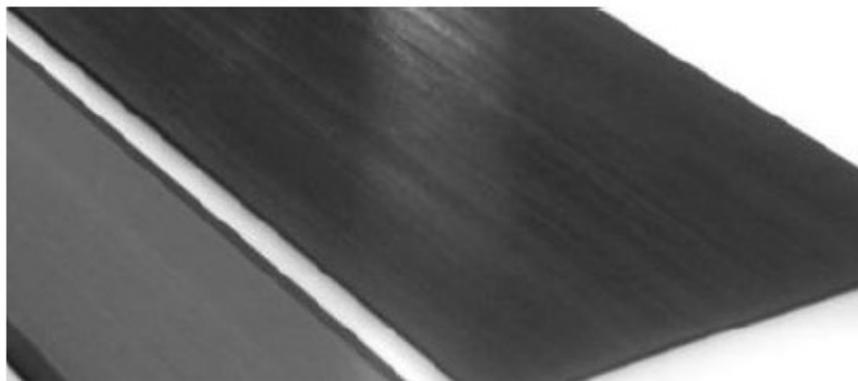


Figura 4. 2: Lamina in FRP

I tessuti rappresentano invece gli elementi di maggior utilizzo nei sistemi impregnati in situ. Questi si differenziano, come visto, per il tipo di fibra, la direzione delle fibre, il peso

del tessuto, lo spessore e la larghezza delle strisce. Nella maggior parte dei casi questi vengono posizionati a secco ed impregnato a mano direttamente sul supporto.



Figura 4. 3: Tessuto in FRP

Quindi in funzione della tipologia variano le caratteristiche meccaniche ed i metodi di applicazione. Tuttavia, i vantaggi e gli svantaggi di questo intervento sono simili per tutte le tipologie.

4.1.2 Caratteristiche, vantaggi e svantaggi degli FRP

Gli FRP, come già detto, sono materiali compositi e come tali presentano dei vantaggi unici rispetto a quelli monolitici come alta resistenza, alta rigidità, lunga vita a fatica, bassa densità e adattabilità alla struttura. Le basi delle loro migliori prestazioni strutturali sono in particolare l'elevata resistenza specifica e rigidità specifica che garantisce un incremento di capacità senza aggiungere carichi alla struttura. A queste si aggiungono:

- velocità e semplicità dell'intervento;
- reversibilità dell'intervento;
- interventi esteticamente non invasivi;
- nessuna variazione della geometria iniziale;
- aumento della duttilità della struttura;
- possibilità di progettazione in funzione della direzione della sollecitazione;
- durabilità;
- applicazione su diverse tipologie costruttive.

Le caratteristiche sopra citate consentono inoltre un intervento interessante per le strutture in muratura di interesse storico in quanto si riesce ad intervenire in modo non invasivo.

Tuttavia, come tutti i materiali, anche gli FRP presentano degli svantaggi:

- costi elevati;
- bassa resistenza in direzione trasversale;
- crisi per delaminazione;



-
- variazione delle caratteristiche delle resine al variare della temperatura e dell'umidità;
 - degrado alle alte temperature che determina una scarsa resistenza al fuoco;
 - degrado per esposizione ai raggi UV

La scelta di questa tipologia di rinforzo per il lavoro in esame è legata alla possibilità di intervenire in maniera non invasiva sul fabbricato e alla possibile applicazione su più tipologie costruttive. Infatti, essendo l'edificio costituito da una parte in muratura ed una in c.a., questo consente un'unica tipologia di intervento. Tuttavia, le modalità di rinforzo sono differenti tra le due tipologie costruttive come evidenziato nelle linee guida.

4.2 Rinforzo di strutture in C.A con FRP

Tra le più note e consolidate applicazioni dei sistemi di consolidamento con materiali compositi nell'ambito dell'edilizia vi è sicuramente quella sulle strutture in calcestruzzo armato. Questo avviene principalmente per edifici esistenti che non rispettano le nuove normative tecniche in campo sismico e che quindi richiedono il rinforzo di elementi strutturali. Tuttavia, possono essere utilizzati anche nel ripristino di elementi danneggiati a seguito di eventi accidentali.

Gli interventi ed in particolare la disposizione delle fibre variano in funzione alla sollecitazione su cui si vuole agire. Tuttavia, per tutti i rinforzi bisogna tener conto del problema della delaminazione che caratterizza questa tipologia di intervento.

4.2.1 Il fenomeno della delaminazione: lunghezza di ancoraggio e resistenza massima al distacco

Uno dei problemi principali degli interventi di rinforzo con FRP nelle strutture in c.a. è la delaminazione, ovvero il distacco del rinforzo dal supporto a causa di una scarsa aderenza tra i due materiali. Il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile e per questo motivo deve posticipare il collasso per flessione e taglio dell'elemento rinforzato. Le modalità di distacco possono essere differenti: delaminazione all'interno dell'adesivo, tra calcestruzzo e adesivo, nel calcestruzzo o all'interno del rinforzo (ad esempio tra strati sovrapposti).

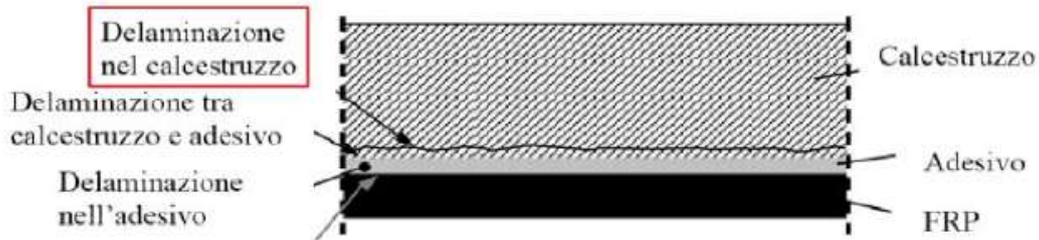


Figura 4. 4: tipologie di delaminazione [17]

Poiché le caratteristiche meccaniche della resina sono notevolmente più elevate rispetto a quelle de calcestruzzo, il fenomeno della delaminazione avviene solitamente all'interno del calcestruzzo con l'asportazione di uno strato di materiale. Le possibili modalità di collasso per delaminazione sono:

- **modo 1**: delaminazione di estremità;
- **modo 2**: delaminazione per fessure di flessione nella trave;
- **modo 3**: delaminazione per fessure da taglio;
- **modo 4**: delaminazione da irregolarità della superficie di calcestruzzo.

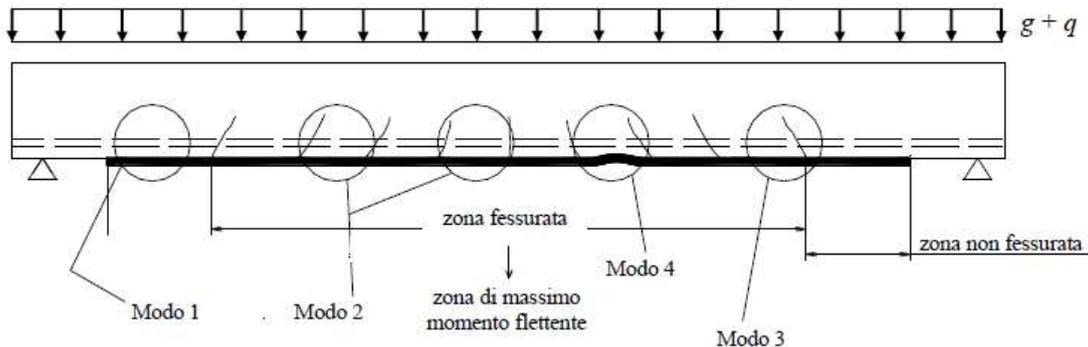


Figura 4. 5: modi di rottura per distacco dal supporto

Per evitare il verificarsi di questo fenomeno, in fase progettuale è necessario individuare la lunghezza di ancoraggio ottimale che garantisce la trasmissione del massimo sforzo di aderenza. Questa può essere calcolata secondo quanto segue:

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{mm} \right\} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

dove:

- E_f è il modulo di elasticità normale nella direzione della forza;
- t_f è lo spessore del composito fibrorinforzato;
- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$ con $S_u = 0,25 \text{ mm}$;

- γ_{Rd} è un coefficiente correttivo assunto pari a 1,25;
- Γ_{Fd} è l'energia specifica di frattura dipendente dal tipo di cls, dal fattore di confidenza e da fattori correttivi dipendenti dalla geometria e dal tipo di rinforzo.

Se la lunghezza di ancoraggio è maggiore di quella ottimale, è possibile calcolare la massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità mediante la seguente relazione:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Nel caso in cui la lunghezza fosse minore di quella ottimale bisogna ridurla con l'apposita formula riportata nelle linee guida.

Anche per il secondo modo, in maniera semplificata, è possibile calcolare la tensione massima nel composito affinché non si verifichi la delaminazione:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Dove i coefficienti k_b e $k_{G,2}$ dipendono rispettivamente dalla condizione di carico e dalle prove sperimentali mentre f_{cm} ed f_{ctm} sono rispettivamente i valori medi della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo valutate in situ.

4.2.2 Rinforzo a flessione

Se a seguito dell'analisi dell'edificio si sono individuati elementi in cui il momento sollecitante risulta maggiore di quello resistente è necessario intervenire sullo stesso aumentando il momento resistente. Questo è possibile mediante i materiali compositi andando ad applicare le lamine o i tessuti sul lembo teso dell'elemento da rinforzare in direzione longitudinale come riportate nella figura successiva (Fig.4.6).



Figura 4. 6: Rinforzo a flessione mediante FRP [17]



Il rinforzo di FRP deve essere quindi progettato al fine di ottenere un momento resistente maggiore di quello sollecitante. Le ipotesi su cui si basa l'analisi allo stato limite ultimo sono uguali a quelle riportate nella normativa per l'analisi del solo calcestruzzo armato dove però si vanno ad aggiungere le ipotesi sugli FRP:

- conservazione della planarità delle sezioni;
- perfetta aderenza acciaio calcestruzzo e calcestruzzo-FRP;
- resistenza del calcestruzzo a trazione nulla;
- legame costitutivo del composito fibrorinforzato elastico lineare fino a rottura.

La verifica a flessione allo stato limite ultimo è analoga quella della sezione in c.a., ovvero si basa su semplici equazioni di equilibrio e si ipotizza che la rottura avvenga per raggiungimento della massima deformazione plastica nel calcestruzzo compresso o per raggiungimento della deformazione massima nel rinforzo FRP.

Nel caso di rottura per deformazione massima nel composito, il valore limite è il minimo tra la deformazione di calcolo del rinforzo a rottura e la deformazione massima per distacco intermedio:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

dove:

η_a è il fattore di conversione ambientale

γ_f è il coefficiente parziale

ε_{fk} è la deformazione caratteristica a rottura

ε_{fdd} è la deformazione massima di distacco intermedio calcolata a partire dalla tensione di distacco intermedio.

Il rinforzo in FRP, però, viene applicato su elementi che sono già sollecitati e che dunque presentano una deformazione ε_0 che deve essere considerata per la determinazione delle deformazioni limite. Tuttavia, se il momento sollecitante è inferiore a quello di fessurazione la deformazione iniziale può essere trascurata.

Dai due casi deformativi limite sopra analizzati, è possibile individuare due zone (Fig.4.7):

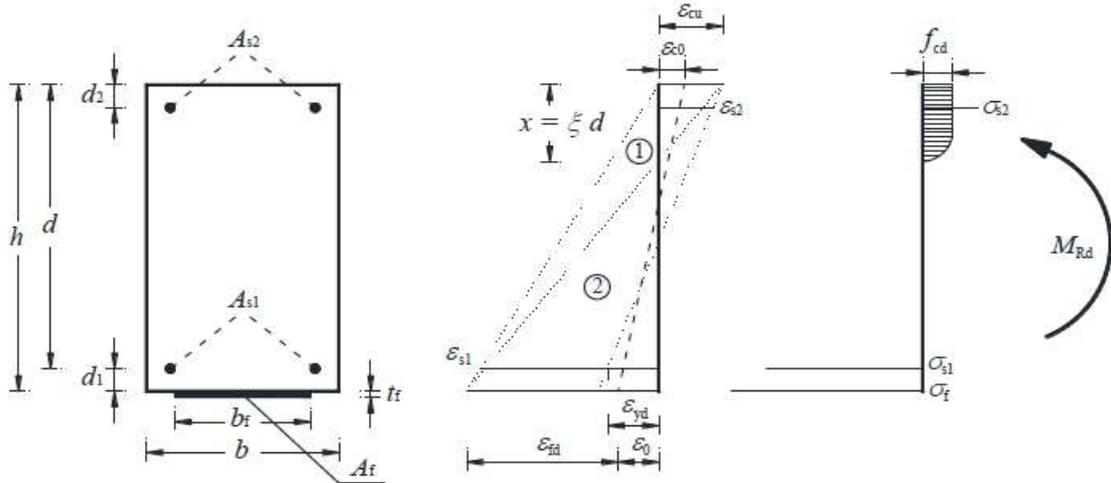


Figura 4. 7: Identificazione delle zone limite per rottura a flessione di un elemento rinforzato [20]

La zona 1 individua la rottura per flessione a seguito del raggiungimento della deformazione limite nel rinforzo in FRP (lembo teso) mentre la zona 2 per raggiungimento della deformazione limite nel cls (lembo compresso).

Una volta determinate le deformazioni nelle due condizioni limite grazie alla linearità del diagramma, si procede con il calcolo dell'asse neutro mediante l'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$0 = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot \sigma_f \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Nota la posizione dell'asse neutro è possibile calcolare dunque il momento resistente con l'equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese e parallelo all'asse neutro:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d2) - A_f \cdot \sigma_f \cdot d1] \quad (\text{Eq. 4.6})$$

I coefficienti adimensionali ψ e λ rappresentano, rispettivamente, l'intensità del risultante degli sforzi di compressione e la distanza di quest'ultimo dall'estremo lembo compresso rapportati, nell'ordine, a $b \cdot x \cdot f_{cd}$ ed a x .

Nel caso di verifica a pressoflessione bisogna tenere in considerazione la dipendenza del momento resistente dallo sforzo normale di progetto sollecitante.

Come già visto nell'analisi del problema della delaminazione, il rinforzo deve estendersi oltre la prima sezione non verificata a flessione in prossimità dell'appoggio di una lunghezza tale da garantire che non si verifichi il fenomeno del distacco di estremità, ovvero della lunghezza ottimale di ancoraggio. In caso contrario bisogna tener conto della riduzione della tensione ammissibile di trazione. Inoltre, se l'ancoraggio ricade in una

zona dove la sollecitazione prevalente è quella di taglio bisogna considerare il suo contributo nella forza di trazione che si genera nel composito. In altri termini la forza di trazione nel composito non sarà legata solo al momento sollecitante ma anche al taglio. Solitamente, in maniera semplificata, è possibile tener conto di questo contributo operando una traslazione del diagramma del momento di una quantità “ a_1 ” (Fig.4.8).

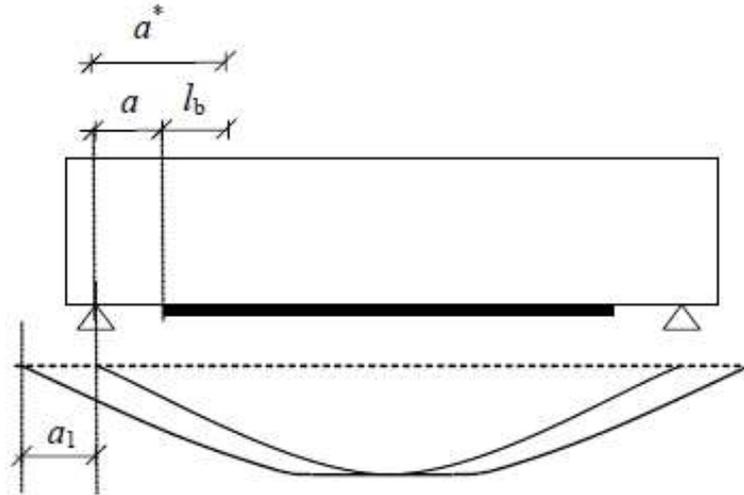


Figura 4. 8: Traslazione del diagramma del momento flettente [20]

con:

$$a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha)$$

dove “ d ” è l’altezza utile della sezione e “ α ” l’inclinazione delle staffe.

La forza di ancoraggio invece può essere valutata incrementando il momento della seguente quantità:

$$M = V_{sd} \cdot a_1 \quad (\text{Eq. 4.7})$$

4.2.3 Rinforzo a taglio

Anche per il taglio l’incremento della resistenza può essere ottenuto mediante i FRP. Tale intervento va verificato solo allo stato limite ultimo. Anche in questo caso il rinforzo si realizza applicando esternamente all’elemento non verificato tessuti di materiale composito, mono o bidimensionale, nella direzione di sollecitazione. Come le staffe, anche questi tessuti possono avere diversa inclinazione (Fig. 4.9) in funzione alla resistenza richiesta ma si cerca di essere congruenti con l’inclinazione delle staffe presenti nell’elemento. In funzione dell’incremento di resistenza richiesto variano inoltre il numero di strati sovrapposti, il passo e la larghezza delle fasce.

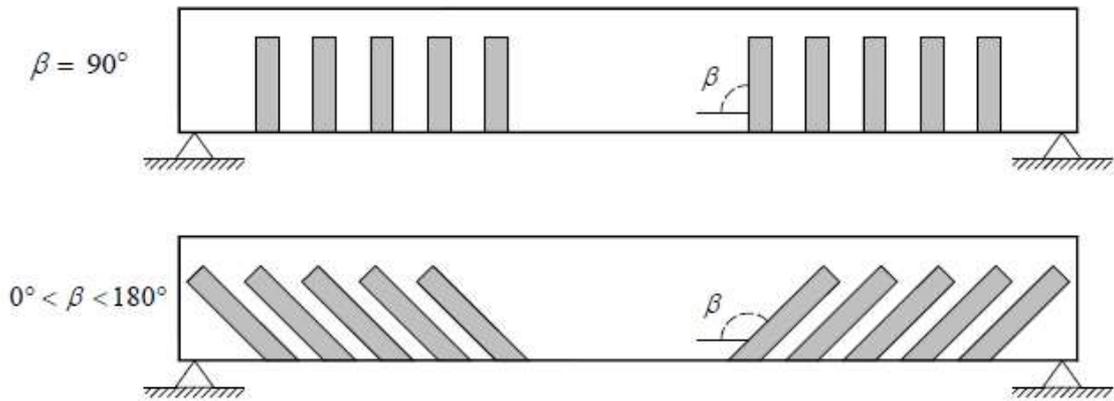


Figura 4. 9: rinforzo a taglio: diversi orientamenti [20]

Il rinforzo a taglio presenta diverse configurazioni possibili che vanno scelte anche in funzione alle condizioni di lavorabilità sull'elemento da rinforzare; In particolare, può essere continuo o discontinuo (Fig. 4.10) ed inoltre può essere ad U, ad U e ancorato agli estremi o totalmente avvolto (Fig. 4.11).

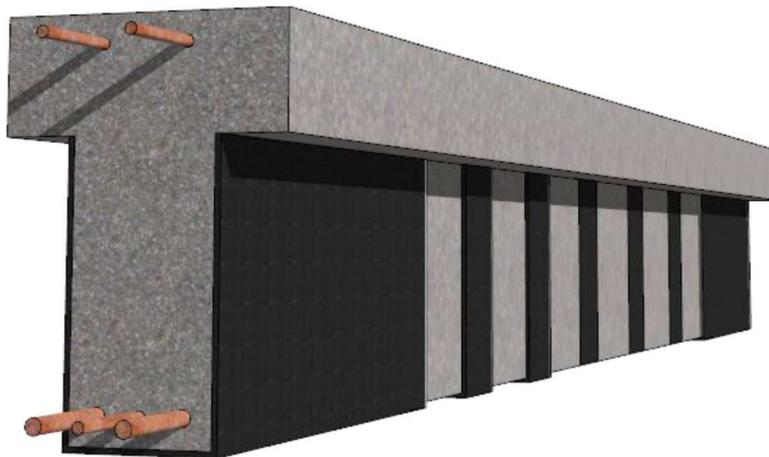


Figura 4. 10: Rinforzo continuo alle estremita e discontinuo in mezzeria [21]

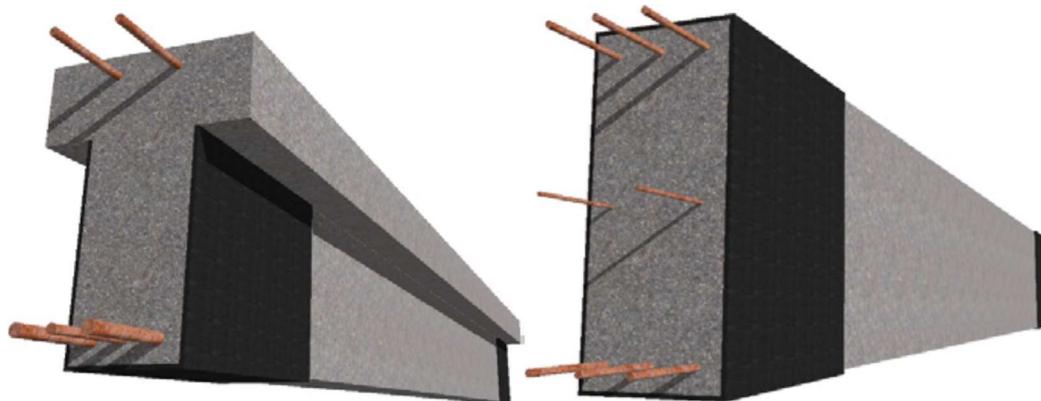


Figura 4. 11: confronto tra rinforzo ad u e rinforzo totalmente avvolto [21]



Particolare attenzione deve essere fatta per gli spigoli in quanto questi devono essere arrotondati con un raggio di curvatura almeno di 20mm al fine di impedire una rottura fragile del composito.

La resistenza a taglio di progetto dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso al seguente relazione:

$$V_{rd} = \min\{V_{rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

dove:

- $V_{rd,s}$ è la resistenza a taglio-trazione dell'armatura trasversale
- $V_{Rd,f}$ è la resistenza a taglio-trazione del sistema di rinforzo in FRP
- $V_{Rd,c}$ è la resistenza a compressione delle bielle di calcestruzzo compresse

Per l'acciaio e il calcestruzzo il calcolo è il medesimo del sistema non rinforzato mentre il contributo del rinforzo in FRP, disposto ad U o in avvolgimento in una sezione rettangolare, può essere valutato mediante la seguente formula:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad (\text{Eq. 4.9})$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{fed} è la resistenza efficace del sistema di rinforzo, ovvero la tensione di trazione attesa in condizioni di incipiente distacco dal supporto;
- t_f è lo spessore del rinforzo;
- b_f è la larghezza delle strisce;
- p_f è il passo delle strisce misurato ortogonalmente all'asse delle stesse;
- γ_{Rd} è il coefficiente parziale di sicurezza.

Nel caso di sistema di rinforzo discontinuo le linee guida impongono dei limiti sulla larghezza delle strisce ed il passo, in particolare:

- $50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$
- $b_f \leq p_f \leq \min(0,5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm})$

4.2.4 Confinamento

Negli elementi soggetti a sforzi normali rilevanti, come i pilastri, uno degli interventi possibili mediante l'applicazione di FRP è il confinamento, realizzabile mediante una fasciatura esterna dell'elemento continua o discontinua.

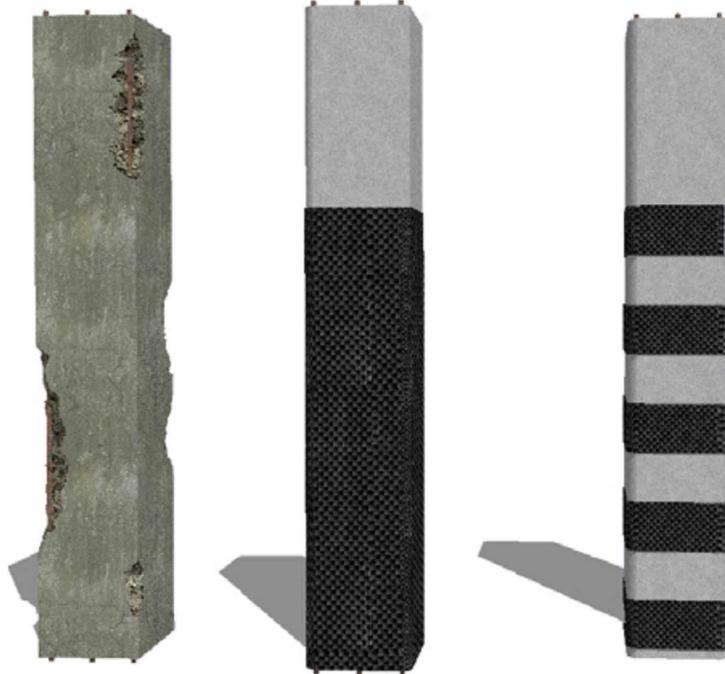


Figura 4. 12: Tipi di confinamento di un pilastro [21]

Se correttamente realizzato, il confinamento porta ad un incremento della resistenza ultima e della corrispondente deformazione di elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità ed inoltre determina un incremento di duttilità. Questo pertanto può rappresentare un intervento utile in zona sismica al fine di conseguire il criterio della gerarchia delle resistenze. Se associato inoltre a rinforzi longitudinali determina anche un incremento della resistenza ultima a pressoflessione.

L'incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ottenuta mediante confinamento con FRP è funzione della pressione di confinamento applicata che a sua volta è funzione della rigidità del sistema di rinforzo utilizzato e della forma della sezione trasversale dell'elemento rinforzato. In particolare, al crescere della deformazione trasversale dell'elemento confinato cresce la pressione esercitata dal rinforzo.

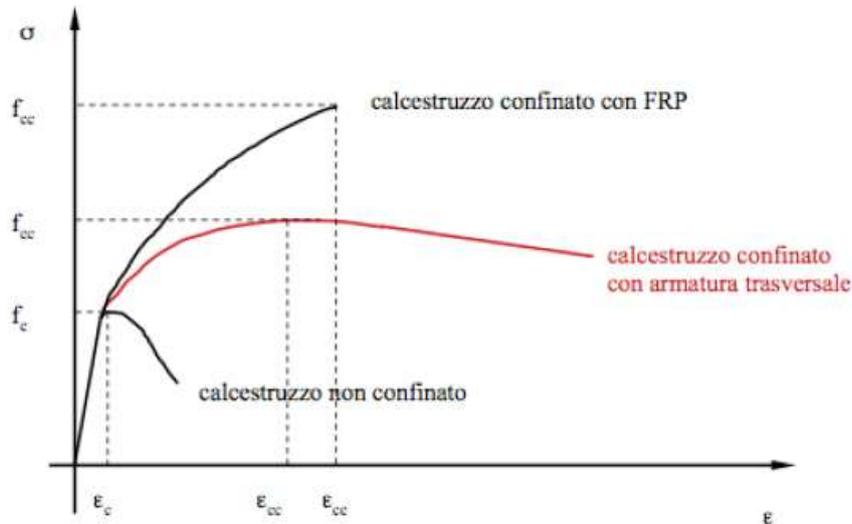


Figura 4. 13: confronto tra diagrammi tensione deformazione di colonne confinate e non confinate [17]

Dalla figura 4.12 si può notare come all'inizio il diagramma dell'elemento confinato con FRP presenta un andamento lineare in cui la tensione è simile a quella dell'elemento non confinato. Questo è dovuto alla deformazione trasversale di quest'ultimo che in fase non fessurata è limitata. Quando il calcestruzzo inizia a fessurarsi invece, le deformazioni iniziano a crescere ed il rinforzo in FRP inizia ad agire incrementando notevolmente sia la resistenza che la capacità deformativa in maniera più efficace dell'armatura trasversale. La rottura globale avviene solitamente in maniera improvvisa in quanto legata al cedimento del rinforzo. Tuttavia, nell'ultimo tratto il calcestruzzo non è più capace di resistere ad azioni trasversali, pertanto anche se il collasso di un elemento confinato si raggiunge per rottura delle fibre del composito, la normativa impone un limite di deformazione delle fibre dello 0,4%.

La resistenza di progetto dell'elemento confinato si può determinare come segue:

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{Eq. 4.10})$$

dove:

- γ_{Rd} è il coefficiente parziale pari a 1,10;
- A_c è l'area della sezione trasversale dell'elemento;
- f_{ccd} è resistenza di progetto del calcestruzzo confinato;

- A_s è l'area dell'armatura presente;
- f_{yd} è resistenza di progetto dell'armatura.

La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato può essere valutata come segue:

$$f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right] \quad (\text{Eq. 4.11})$$

Nella quale f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato mentre $f_{1,eff}$ è la pressione efficace di confinamento che dipende dalla percentuale geometrica di rinforzo, dalla forma della sezione, dalla tipologia di FRP, e dalla modalità di applicazione del confinamento (fasciatura continua o discontinua). In particolare, nel caso di fasciatura discontinua si deve tener conto della diffusione delle tensioni tra due fasce consecutive che porta ad una riduzione di efficacia. Riguardo la geometria della sezione, il confinamento di una sezione rettangolare presenta un'efficacia inferiore rispetto ad una sezione circolare in quanto si instaura l'”effetto arco” per cui l'area effettivamente confinata risulta inferiore rispetto all'area complessiva della sezione.

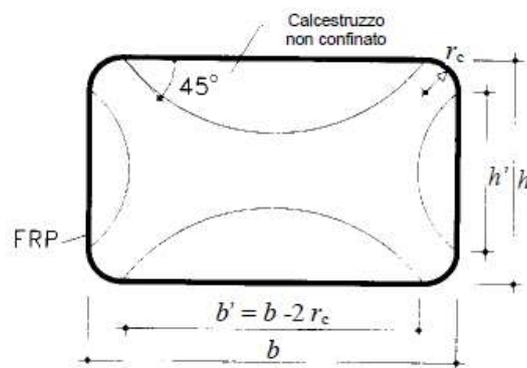


Figura 4. 14: Effetto arco in sezioni rettangolari [20]

Il confinamento può essere applicato anche ad elementi soggetti a pressoflessione determinando un incremento di duttilità e di resistenza. Questi incrementi in maniera semplificata possono essere considerati ipotizzando una curvatura ultima della sezione pressoinflessa valutata utilizzando un legame costitutivo parabola-rettangolo con una deformazione ultima amplificata ricavata come:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}}} \quad (\text{Eq. 4.12})$$



4.3 Rinforzo di strutture in muratura con FRP

Il danneggiamento della muratura dovuto ad azioni orizzontali, come eventi sismici, è dovuto principalmente al danneggiamento dei giunti di malta o alla rottura dei conci murari. I rinforzi in FRP rappresentano un'efficace soluzione a questa problematica in quanto, grazie alla loro elevata resistenza a trazione e alla loro compatibilità con la struttura muraria in termini di adesione, riducono le sollecitazioni nei giunti di malta conferendo al sistema un comportamento d'insieme fino alla rottura. L'obiettivo è dunque quello di conferire un incremento di resistenza agli elementi non verificati in seguito all'analisi strutturale, permettendo una trasmissione degli sforzi all'interno dei singoli elementi rendendoli così uniformi. È possibile inoltre eliminare possibili meccanismi di collasso locale su singole pareti ancorando queste tra di loro mediante ad esempio delle cerchiature. Prima di intervenire con il consolidamento, essendo fondamentale l'adesione tra muratura ed FRP, è opportuno intervenire ripristinando l'elemento strutturale ed in particolare il collegamento tra i conci costituenti la muratura. Inoltre, la fasciatura dell'elemento mediante materiali compositi non deve interessare superfici estese del paramento murario in quanto questi materiali non sono traspirabili.

Anche in questo caso è fondamentale analizzare prima di ogni intervento il problema della delaminazione che può influire significativamente sul rinforzo.

4.3.1 Il fenomeno della delaminazione: lunghezza di ancoraggio e resistenza massima al distacco

Dovendo evitare meccanismi di collasso fragile, un'adeguata progettazione di rinforzo mediante FRP richiede un'analisi preliminare sul meccanismo di distacco dal supporto. Nella muratura questo problema risulta accentuato in quanto, essendo questa realizzata con blocchi artificiali o naturali, l'applicazione del composito avviene solitamente su una superficie disomogenea. Per questo, nel caso in cui la superficie sia altamente irregolare bisogna procedere inizialmente con l'applicazione di uno strato di malta al fine di regolarizzare le superfici su cui procedere con l'incollaggio.

Il distacco può avvenire secondo due modi differenti:

- distacco dalle estremità del rinforzo;
- distacco intermedio in corrispondenza dei giunti di malta o delle fessure trasversali nella muratura

Entrambi questi modi sono generati dalla presenza di elevati sforzi tangenziali e normali nell'interfaccia tra FRP e muratura localizzati su lunghezze di circa 15-20 cm a partire dalla zona di discontinuità.

Il valore della forza di trazione sopportabile dal rinforzo, come negli elementi in c.a., dipenda dalla lunghezza della zona incollata l_b a parità di tutte le altre condizioni (Fig. 4.15).

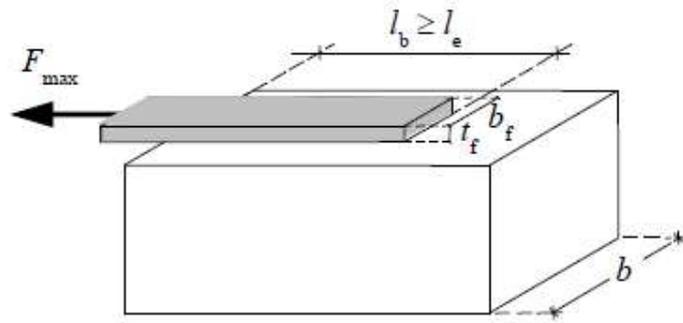


Figura 4. 15: Forza massima trasmissibile dal rinforzo [20]

La lunghezza l_e rappresenta la minima lunghezza di ancoraggio ottimale che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza:

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 150\text{mm} \right\} \quad (\text{Eq. 4.13})$$

dove:

- E_f è il modulo di elasticità normale nella direzione della forza;
- t_f è lo spessore del composito fibrorinforzato;
- Γ_{Fd} è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;
- γ_{Rd} è un coefficiente correttivo pari a 1.5 per murature di laterizio e tufi e pari a 1.25 per murature di calcareniti e di pietra leccese;
- f_{bd} è il valore di progetto della massima tensione tangenziale di aderenza.

Se la lunghezza di ancoraggio è maggiore di quella ottimale, è possibile calcolare la massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità utilizzando l'equazione 4.2 vista per gli elementi in c.a.. In caso contrario bisogna calcolare la tensione ridotta. Inoltre, se i giunti di malta presentano una distanza inferiore a quella di ancoraggio bisogna ridurre la tensione del 15%.

Se è presente uno strato di regolarizzazione della superficie muraria in malta, la verifica deve essere effettuata nell'interfaccia tra questa e la muratura.

La tensione massima affinché non si verifichi il distacco intermedio si può ottenere invece moltiplicando quella ottenuta per il distacco di estremità per un coefficiente α compreso tra 1 e 2.

4.3.2 Rinforzo a pressoflessione nel piano

Mediante l'applicazione di fasce di FRP disposte verticalmente è possibile incrementare la resistenza a pressoflessione nel piano di pannelli murari. La disposizione di questi rinforzi deve essere realizzata in maniera simmetrica sulle due facce del pannello murario e devono essere ancorate alle sezioni di estremità dello stesso.

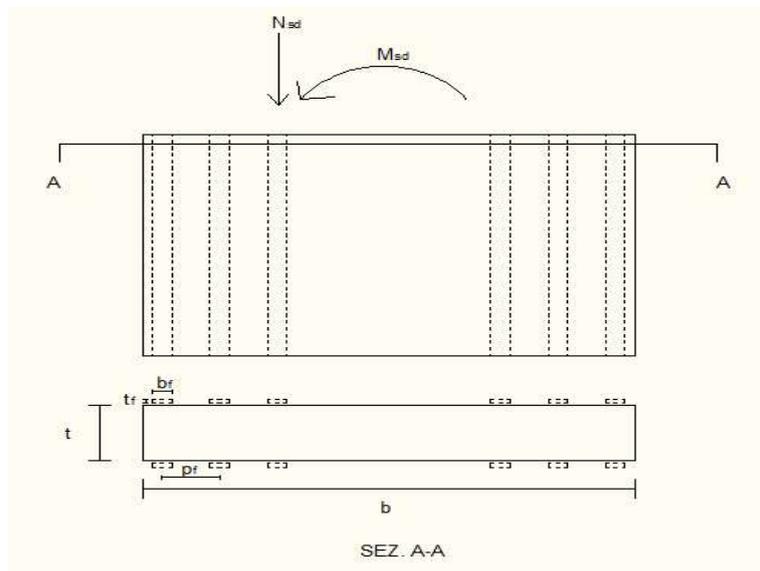


Figura 4. 16: Esempio di disposizione delle fasce per rinforzo a pressoflessione nel piano

La rottura del pannello rinforzato può avvenire per raggiungimento della resistenza limite nella muratura o nel rinforzo in FRP. Nel primo caso si prende come deformazione limite quella della muratura a compressione ϵ_{mu} e, considerando una deformazione lineare, si determina quella nelle fasce di FRP [Fig. 4,17]. Dalle deformazioni determinate, ipotizzando una distribuzione delle tensioni semplificate nella muratura mediante stress-block rettangolare, otteniamo la distribuzione delle tensioni rappresentato [Fig. 4.17]

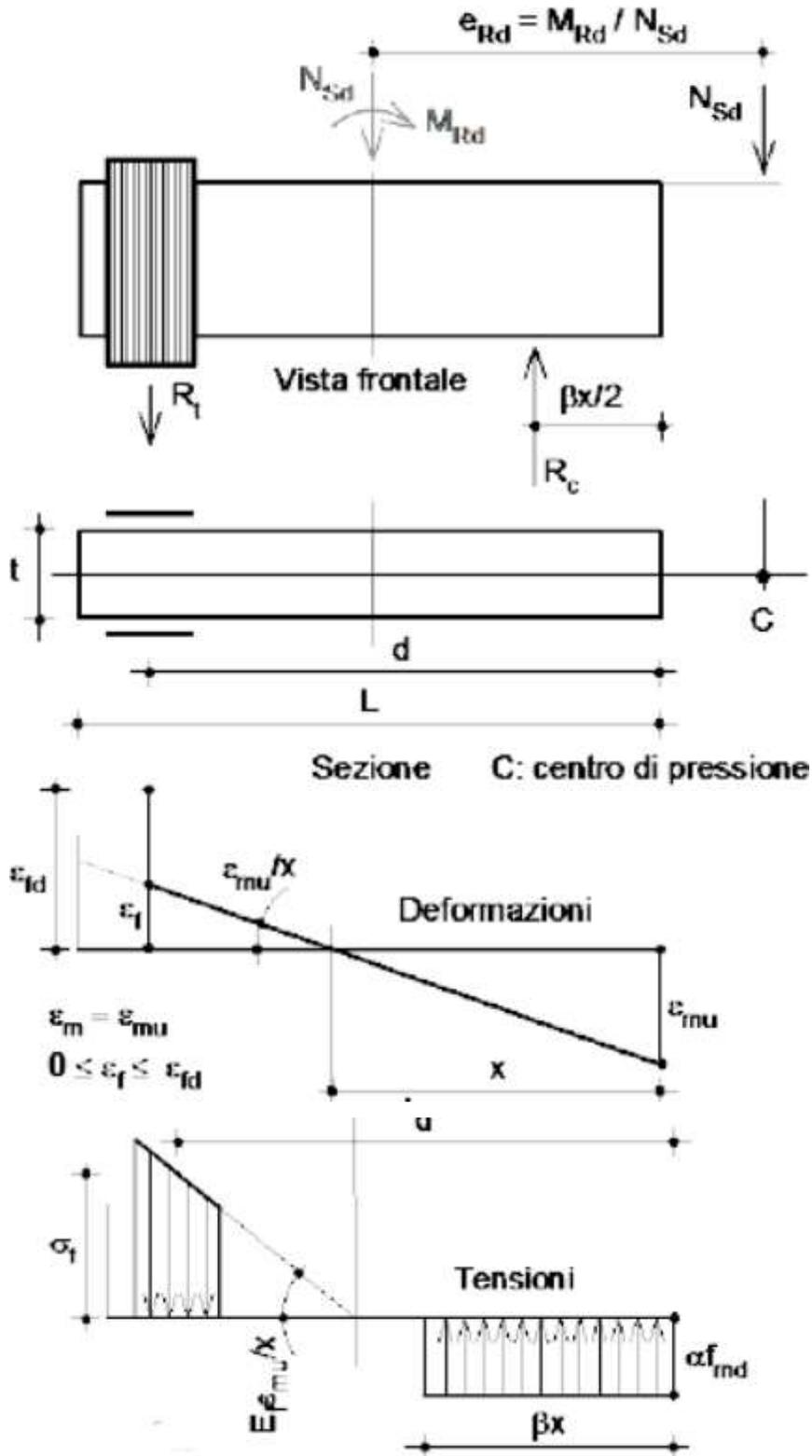


Figura 4. 17: Rottura per pressoflessione nel piano lato muratura [22]

È possibile ricavare l'asse neutro mediante la seguente equazione di equilibrio:



$$R_t(x) + N_{sd} = R_c(x) \quad (\text{Eq. 4.14})$$

dove:

$$R_c(x) = \alpha \cdot \beta \cdot f_{md} \cdot t \cdot x \quad (\text{Eq. 4.15})$$

$$R_t(x) = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{d-x}{x} \cdot E_f \cdot A_f \quad (\text{Eq. 4.16})$$

con $\alpha = 0,85$ e $\beta=0,80$.

Noto l'asse neutro è possibile procedere al calcolo del momento resistente:

$$M_{Rd}(N_{sd}) = \frac{R_c(x)}{2} \cdot (L - \beta x) + R_t(x) \cdot (d - \frac{L}{2}) \quad (\text{Eq. 4.17})$$

Nel caso in cui la rottura sia determinata dal raggiungimento della resistenza ultime nel rinforzo in FRP il procedimento è simile ma la deformazione di partenza sarà quella ultima del rinforzo.

4.3.3 Rinforzo a taglio

La resistenza a taglio di un pannello murario può essere incrementata mediante l'applicazione di FRP nella direzione dello sforzo di taglio anche su elementi rinforzati a pressoflessione. In questo modo si ha la formazione di un traliccio resistente tale per cui il taglio resistente non sarà più solo funzione dell'attrito della muratura ma a questo si va a sommare il contributo degli FRP. Tuttavia, l'incremento di resistenza ha un limite rappresentato dalla resistenza a compressione delle bielle compresse del traliccio. Pertanto, è possibile definire la resistenza a taglio come:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,m} + V_{Rd,f}; V_{rd,max}\} \quad (\text{Eq. 4.18})$$

dove:

- $V_{Rd,m}$ è la resistenza al taglio del pannello non rinforzato;
- $V_{Rd,f}$ è la resistenza a taglio data dal rinforzo in FRP;
- $V_{rd,max}$ taglio sollecitante che provoca la rottura delle bielle compresse.

Il contributo al taglio fornito dagli FRP, nel caso di rinforzo disposto parallelamente ai corsi di malta, può essere definito come:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,6 \cdot d \cdot (E_f + \varepsilon_{fad}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

dove:

- γ_{Rd} è un coefficiente parziale assunto pari a 1.20;
- E_f è il modulo elastico del rinforzo;
- ε_{fad} è la deformazione di progetto del rinforzo;
- t_f è lo spessore del rinforzo;
- b_f è la larghezza delle fasce del rinforzo;
- p_f è il passo delle fasce del rinforzo.

Nel caso in cui la malta presente sia scadente bisogna tener conto di questo andando a ridurre l'incremento di resistenza del composito in funzione dell'angolo di attrito della malta.



Figura 4. 18: Esempio di rinforzo a taglio

4.3.4 Confinamento

Mediante la fasciatura esterna con lamine o tessuti di FRP di elementi soggetti a prevalente sforzo assiale è possibile ridurre le dilatazioni trasversali di questi grazie all'elevata resistenza a trazione dei materiali compositi che conferiscono così alla muratura uno stato di compressione triassiale. La fasciatura deve essere effettuata disponendo le fibre perpendicolarmente all'asse dell'elemento in maniera continua o discontinua.



Figura 4. 19: confinamento di una colonna in muratura [21]

La resistenza assiale di progetto dell'elemento confinato è definita come segue:

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

dove:

- γ_{Rd} è il coefficiente parziale pari a 1,10;
- A_m è l'area della sezione trasversale dell'elemento;
- f_{mcd} è la resistenza a compressione della muratura confinata;
- f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata;

la resistenza a compressione raggiunta nell'elemento confinato è solo una parte della pressione efficace di confinamento che dipende dalla geometria della sezione confinata e dalla modalità di intervento come già visto per gli elementi in c.a. nel paragrafo 4.2.4.



4.4 Analisi degli interventi di consolidamento sul fabbricato in esame

La varietà degli interventi visti ha consentito di intervenire con la stessa tipologia di rinforzo su quasi tutti gli elementi del fabbricato. In questo modo si è riuscito ad ottenere un intervento omogeneo e funzionale non solo per l'incremento di resistenza fornito ma anche per il rispetto dei limiti imposti dalla Soprintendenza.

Gli interventi si sono sviluppati su tutti gli elementi critici individuati dall'analisi sismica. In funzione della criticità degli elementi si è scelto di utilizzare quattro tipologie di C-FRP:

- tessuto unidirezionale ad alta tenacità in fibra di carbonio con densità pari a 300 g/m²;
- tessuto unidirezionale ad alta tenacità in fibra di carbonio con densità pari a 600 g/m²;
- lamine in fibra di carbonio ad alta tenacità ottenute per pultrusione;
- fiocchi in fibra di carbonio ad alta tenacità (connettori).

I tessuti, in funzione dell'incremento di resistenza da raggiungere, sono stati applicati con un numero di sovrapposizioni differenti, in quanto all'aumentare degli strati la resistenza fornita dal consolidamento cresce. Tuttavia, il numero di strati sovrapposti presenta un limite in funzione della densità del tessuto e questo ha reso necessario l'utilizzo di lamine in acciaio per il rinforzo a flessione delle travi interne in c.a. poiché l'incremento di resistenza richiesto era troppo elevato. Di seguito si riportano gli interventi eseguiti sulla parte in c.a. ed in muratura.

4.4.1 Consolidamento della parte del fabbricato in c.a.

Anche se costruita in anni più recenti, dall'analisi effettuata si sono riscontrate notevoli criticità che hanno reso necessarie diverse tipologie di consolidamento. Sia le travi che i pilastri presentano dei rapporti tra resistenza e sollecitazione molto bassi. Questo, nella maggior parte degli elementi, ha reso necessario interventi realizzati con il massimo numero di sovrapposizioni di fasce in C-FRP consentite dalla normativa.

È stato possibile individuare sia per le travi che per i pilastri dei gruppi caratterizzati da sollecitazioni simili. Per ognuno di questi è stato preso l'elemento con condizioni più sfavorevoli e su questo si è definito l'intervento poi applicato sui restanti a favore di sicurezza.

4.4.1.1 Travi in c.a. piano terra e primo piano

Per tutte le travi della parte di fabbricato in esame gli interventi di consolidamento definiti riguardano le sollecitazioni di taglio e flessione. Queste presentano valori notevolmente superiori rispetto alle relative resistenze fornite dall'elemento, in particolare per le travi principali interne. Le sollecitazioni agenti su quest'ultime sono di molto superiori a quelle delle travi adiacenti alla muratura. Pertanto, sono stati definiti due gruppi e due interventi di consolidamento differente. A questi si aggiungono quelli definiti per la trave del portale soggetta al carico del pilastro in falso al piano terra (Fig. 3.5).

4.4.1.1.1 Travi principali interne (T001-T003 P.T e T005-T007 P.1°)

I rapporti tra resistenze e sollecitazioni caratterizzanti questi elementi evidenziano un'elevata criticità. Nel caso del taglio, in prossimità dell'appoggio, la resistenza individuata è inferiore al 20% della sollecitazione agente e pertanto si è reso necessario un rinforzo continuo e totalmente avvolto realizzato mediante tre strati di tessuto in C-FRP con densità di 600 g/m². Questo è stato possibile nelle zone accessibili mentre nelle restanti si è agito mediante l'utilizzo dei fiocchi (connettori) sempre in C-FRP come evidenziato nella figura seguente:

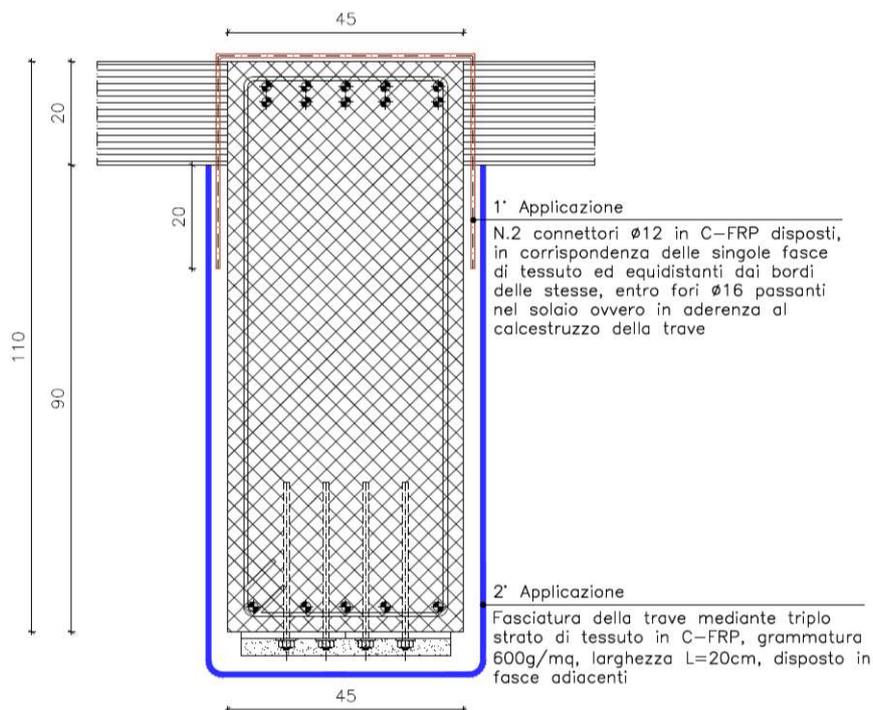


Figura 4. 20: Rinforzo a taglio dall'appoggio a 2m dallo stesso

Data la difficoltà nell'avvolgere completamente l'elemento e la riduzione del taglio agente con l'allontanarsi dall'appoggio, ad una distanza superiore ai 2 metri da quest'ultimo si è deciso di applicare un rinforzo continuo con lo stesso tessuto e numero di strati non più completamente avvolto ma ad U (Fig. 4.21). L'incremento di resistenza ottenuto in entrambi i casi è notevole in quanto i rapporti tra resistenza e sollecitazione ottenuti sono i seguenti:

- **Taglio in prossimità dell'appoggio**

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{476,72 \text{ KN}}{447,00 \text{ KN}} = 1,07$$

- **Taglio nelle sezioni distanti per più di 2m dall'appoggio**

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{312,30 \text{ KN}}{250,00 \text{ KN}} = 1,25$$

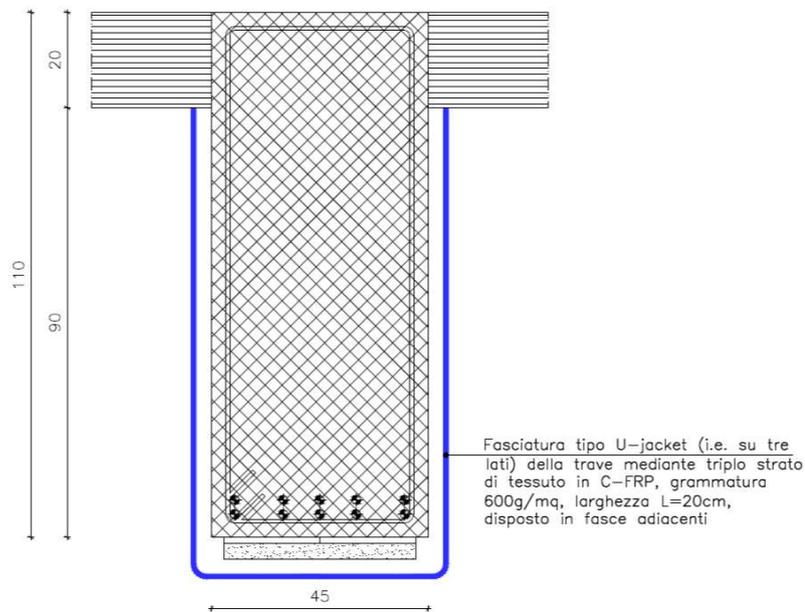


Figura 4. 21: rinforzo a taglio a partire da 2 m dall'appoggio

Per incrementare la resistenza a flessione, invece, si è deciso di intervenire con l'applicazione di due lamine metalliche all'intradosso della trave solidarizzate con connettori a taglio e resina epossidica (Fig. 4.22).

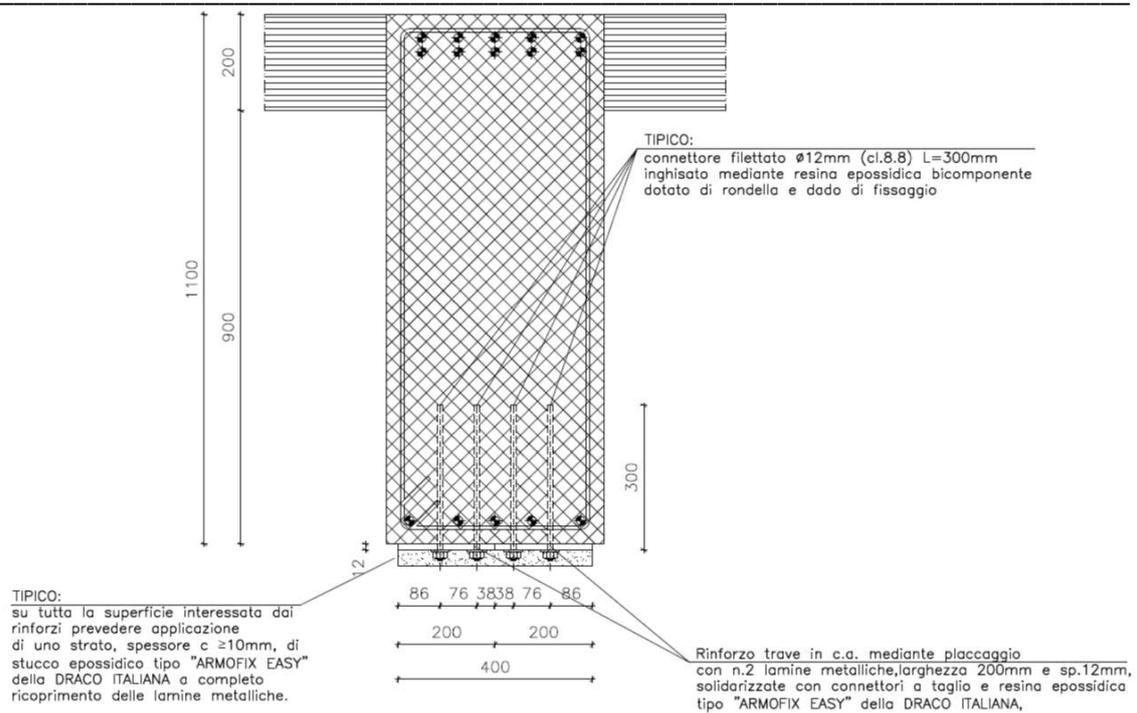


Figura 4. 22: rinforzo a flessione mediante lamine metalliche

In questo modo si è raddoppiato il momento resistente. Infatti, prima dell'intervento la resistenza era di circa il 50% della sollecitazione mentre a seguito dell'intervento il rapporto ottenuto è il seguente:

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{1200,79 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1112,80 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 1,08$$

4.4.1.1.2 Travi adiacenti alla muratura (T004 P.T e T008 P.1°)

Essendo le sollecitazioni agenti su queste travi di estremità di molto inferiori rispetto a quelle precedentemente viste, è richiesto un incremento di resistenza inferiore. Questo ha consentito di eseguire il consolidamento utilizzando solamente tessuti in C-FRP anche per il rinforzo a flessione. Tuttavia, vista l'eccentricità di queste travi (Fig.3.4) si è deciso a favore di sicurezza di eseguire un rinforzo a taglio continuo totalmente avvolto su tutta la lunghezza. Questo è stato eseguito mediante tre strati di tessuto di densità pari a 300 g/m² nelle zone accessibili in prossimità dell'appoggio e con un singolo strato per le sezioni distanti per più di due metri dallo stesso. Nelle zone non accessibili, anche in questo caso, si sono utilizzati connettori in C-FRP (Fig. 4.23). in entrambi i casi, prima del rinforzo, si aveva una resistenza pari a circa l'85% della sollecitazione. Con il consolidamento si sono ottenuti i seguenti risultati:

- **Taglio in prossimità dell'appoggio**

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{252,00 \text{ KN}}{223,50 \text{ KN}} = 1,13$$

- **Taglio nelle sezioni distanti per più di 2m dall'appoggio**

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{125,00 \text{ KN}}{173,92 \text{ KN}} = 1,39$$

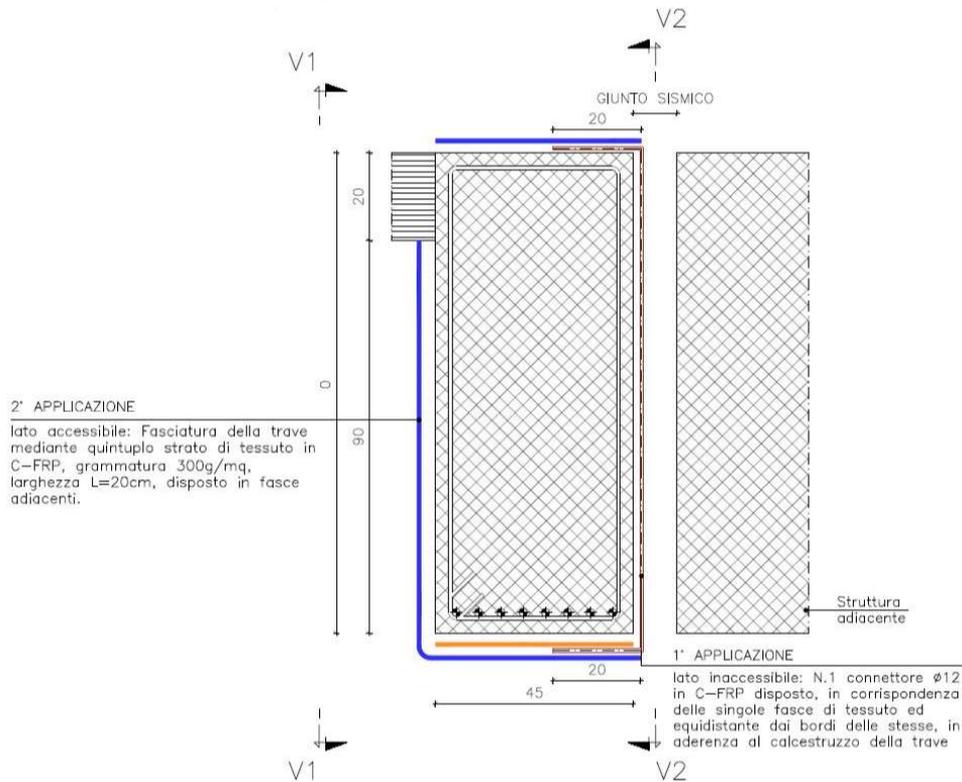


Figura 4. 23: rinforzo a taglio totalmente avvolto

L'incremento della resistenza a flessione è stato ottenuto invece mediante l'applicazione di due strati di tessuto in C-FRP da 300 g/m² posti ad intradosso della trave (Fig. 4.24) ottenendo un incremento di poco superiore al 10%. Pertanto, la resistenza che inizialmente era il 97% del momento sollecitante con il consolidamento ha superato di poco quest'ultimo:

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{609,35 \text{ KN} \cdot \text{m}}{556,40 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 1,10$$

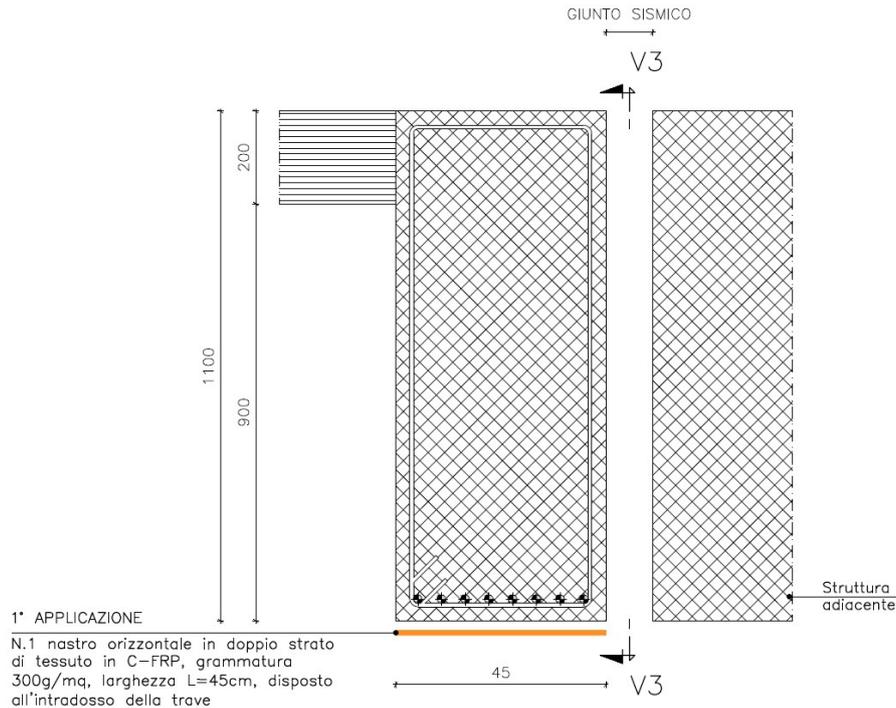


Figura 4. 24: rinforzo a flessione

4.4.1.1.3 Trave T009 piano terra

Questa trave rappresenta l'elemento più critico della parte di fabbricato in c.a. a seguito degli errori costruttivi riscontrati. Infatti, la presenza del pilastro in falso e della trave principale T003 ad essa collegata, determinano delle sollecitazioni di molto superiori alla resistenza disponibile. Questo ha reso necessario un intervento di consolidamento differente rispetto alle travi precedentemente analizzate, in particolare per il taglio.

Questo inizialmente presentava un valore più di dieci volte maggiore rispetto alla corrispondente resistenza fornita dalla trave e ciò ha richiesto non solo di intervenire con un rinforzo continuo totalmente avvolto ma anche di disporre questo con un'inclinazione di 45° (Fig. 4.25), in quanto all'aumentare dell'inclinazione aumenta la resistenza.

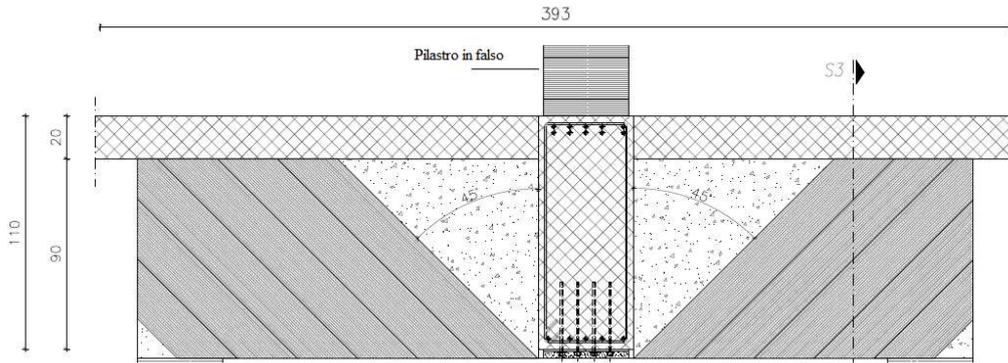


Figura 4. 25: rinforzo a taglio

Il tessuto utilizzato è in C-FRP, ha una densità di 600 g/m² e sono stati sovrapposti tre strati (numero di strati massimo consentito da normativa). Nella zona non accessibile in corrispondenza del solaio si sono utilizzati dei connettori in C-FRP al fine di ottenere una cerchiatura completa della trave (Fig. 4.26).

In questo modo si è riusciti ad incrementare la resistenza e superare la rispettiva sollecitazione ottenendo il seguente risultato:

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{990,48 \text{ KN}}{763,00 \text{ KN}} = 1,30$$

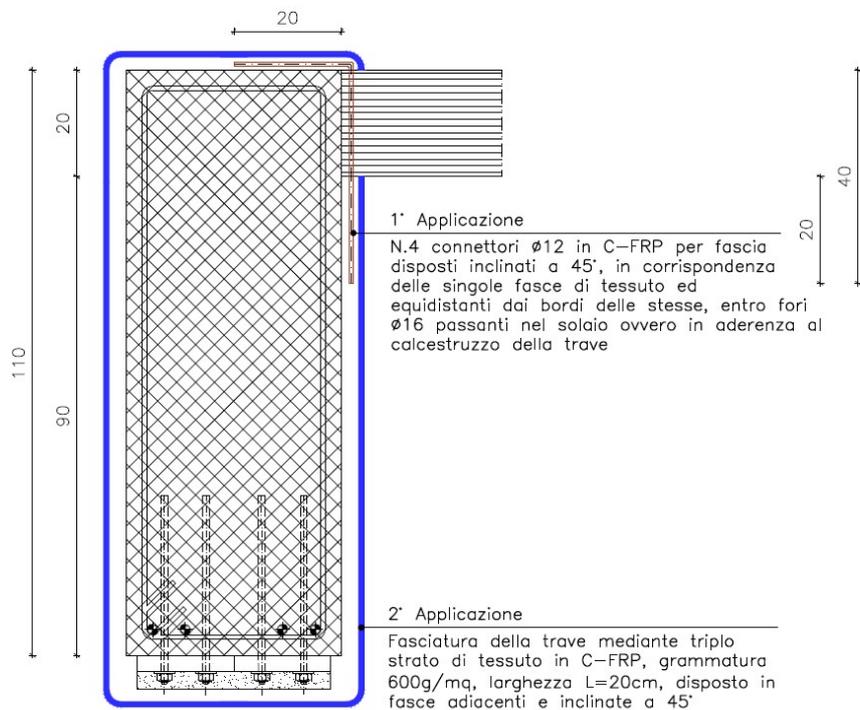


Figura 4. 26: sezione rinforzata a taglio

Anche in questo caso, come già visto per le travi interne, a seguito dell'elevato momento agente si è deciso di rinforzare la trave a flessione mediante l'utilizzo di lamine metalliche solidarizzate con connettori a taglio e resina epossidica (Fig. 4.27).

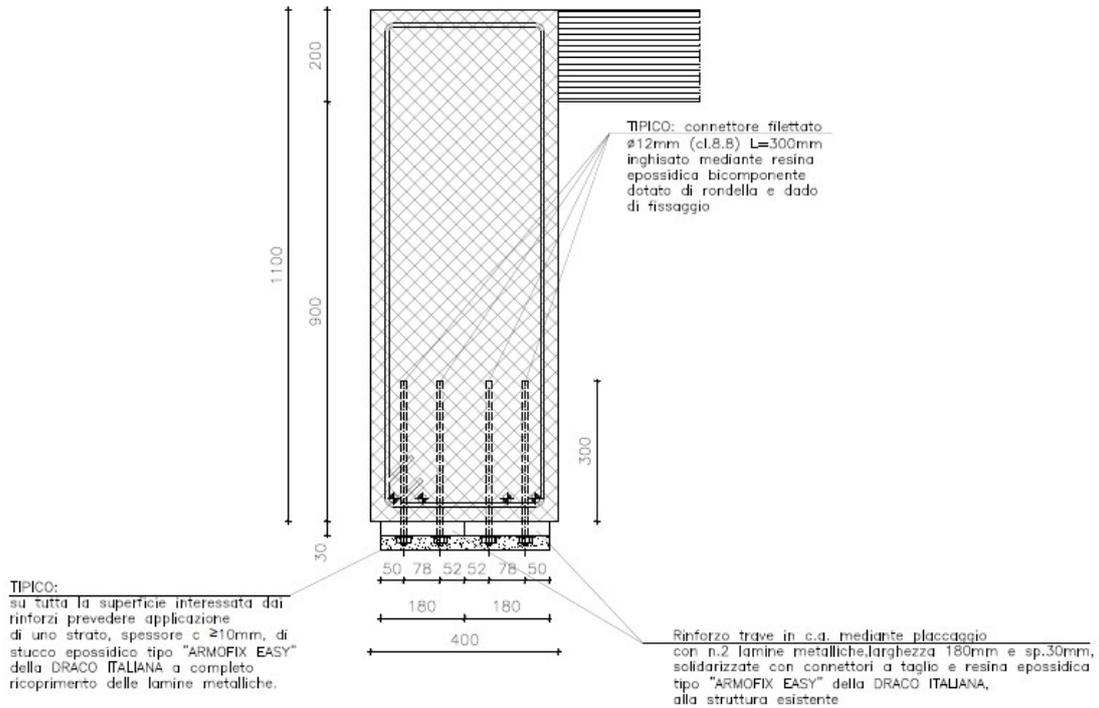


Figura 4. 27: sezione rinforzata a flessione

Si è deciso inoltre di rinforzare il corrente inferiore della trave con l'applicazione di tre strati di tessuto in C-FRP di densità pari a 600 g/m² posti al lato della trave (Fig. 4.28).

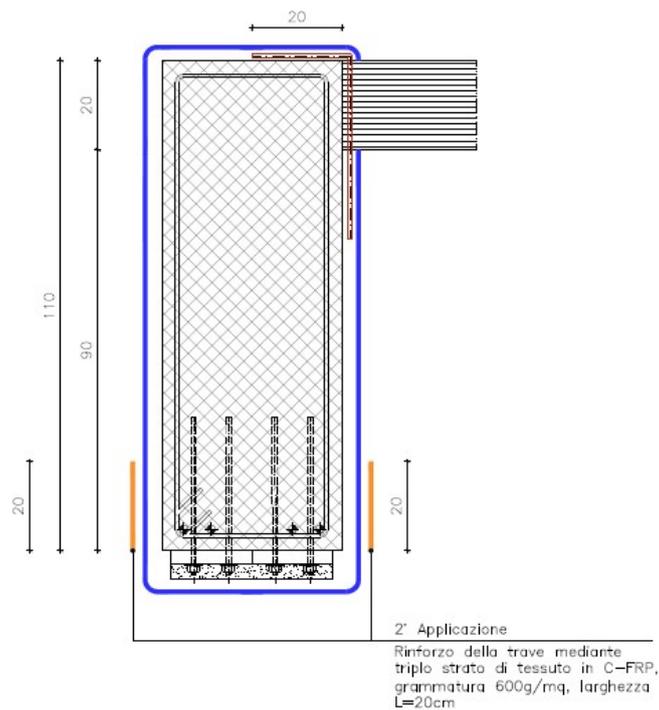


Figura 4. 28: vista in sezione del rinforzo del corrente inferiore

Grazie a questi interventi si è riuscito ad ottenere un incremento del momento resistente elevato, circa il doppio di quello iniziale. Tuttavia, la situazione critica iniziale non ha permesso di distaccarsi di molto dal momento sollecitante:

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{1146,79 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1135,90 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 1,01$$

4.4.1.2 Pilastrì

I pilastrì in c.a. presentano caratteristiche geometriche e di sollecitazione simili tra di loro. Si è deciso pertanto di intervenire con il medesimo consolidamento su tutti questi utilizzando come valori di riferimento per la progettazione quelli del pilastrò maggiormente sollecitato. Per incrementare la resistenza a pressoflessione dei pilastrì si agito mediante l'applicazione di lamine in C-FRP in corrispondenza della base e dei nodi degli stessi e successivamente di confinare questi con un doppio strato di tessuto in C-FRP di densità pari a 300 g/m² disposto in fasce adiacenti come evidenziato nelle figure seguenti:

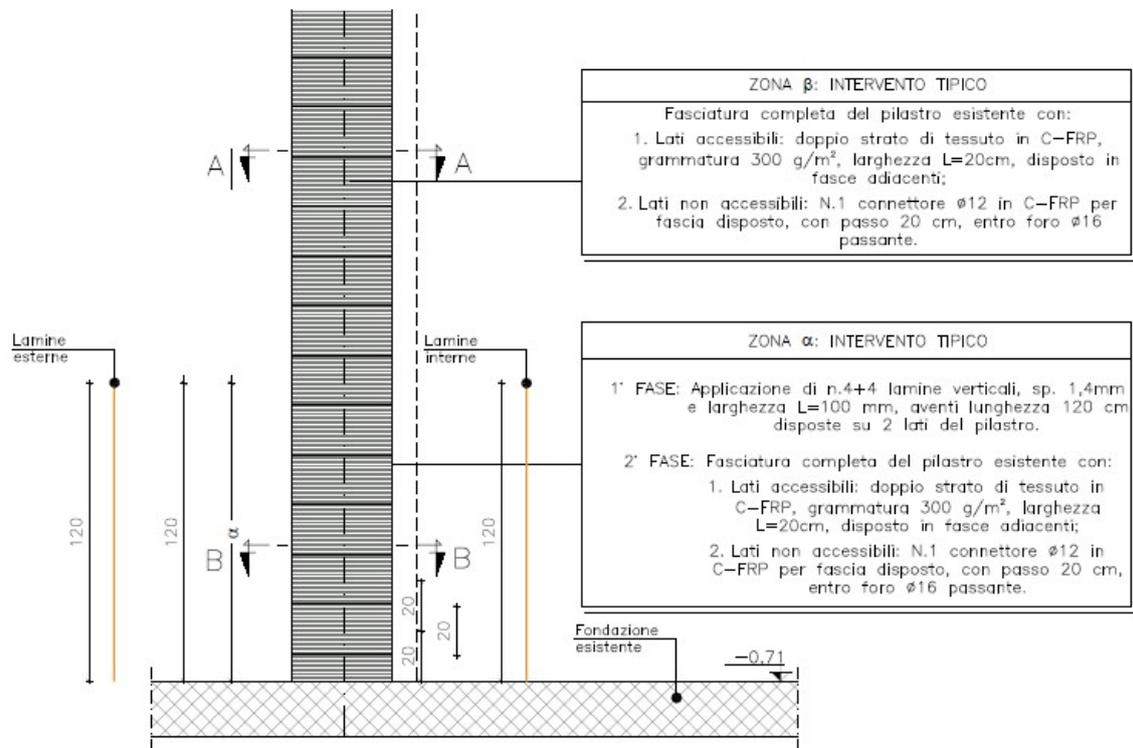


Figura 4. 29: rinforzo in prossimità della base del pilastrò

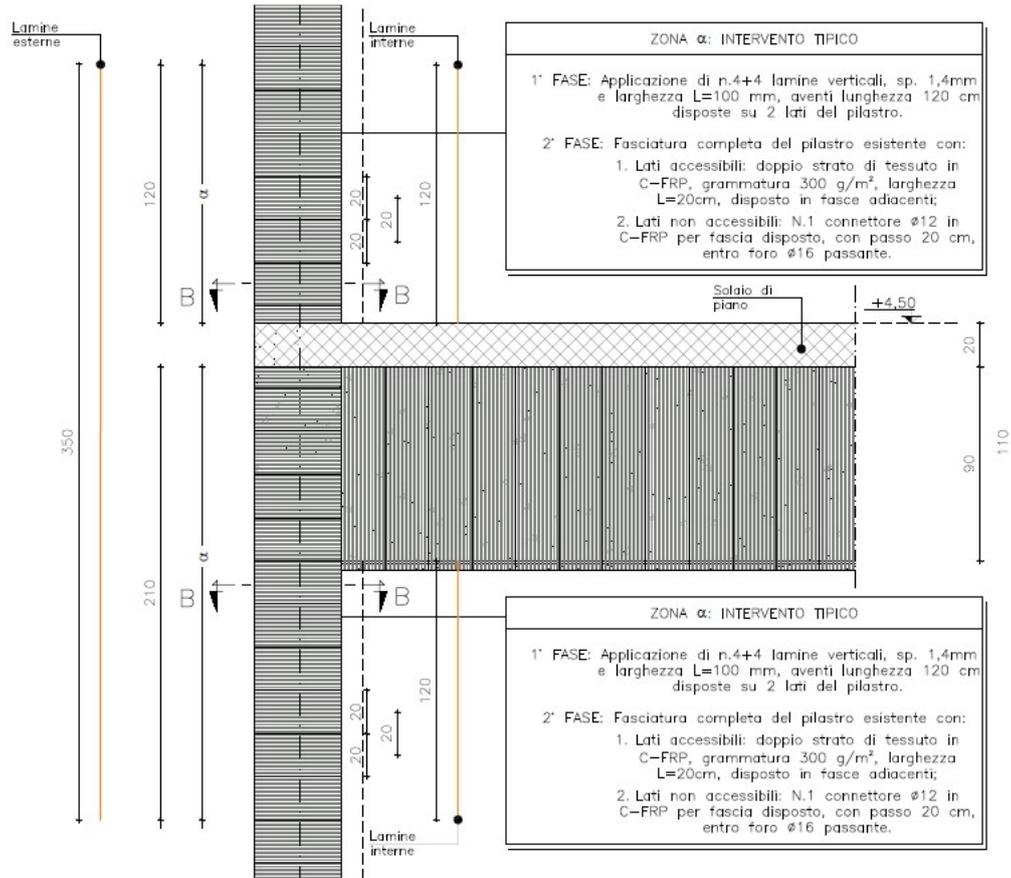


Figura 4. 30: rinforzo in prossimità dei nodi del pilastro

A seguito del rinforzo si è ottenuto un incremento della resistenza a pressoflessione che è possibile schematizzare con la figura seguente:

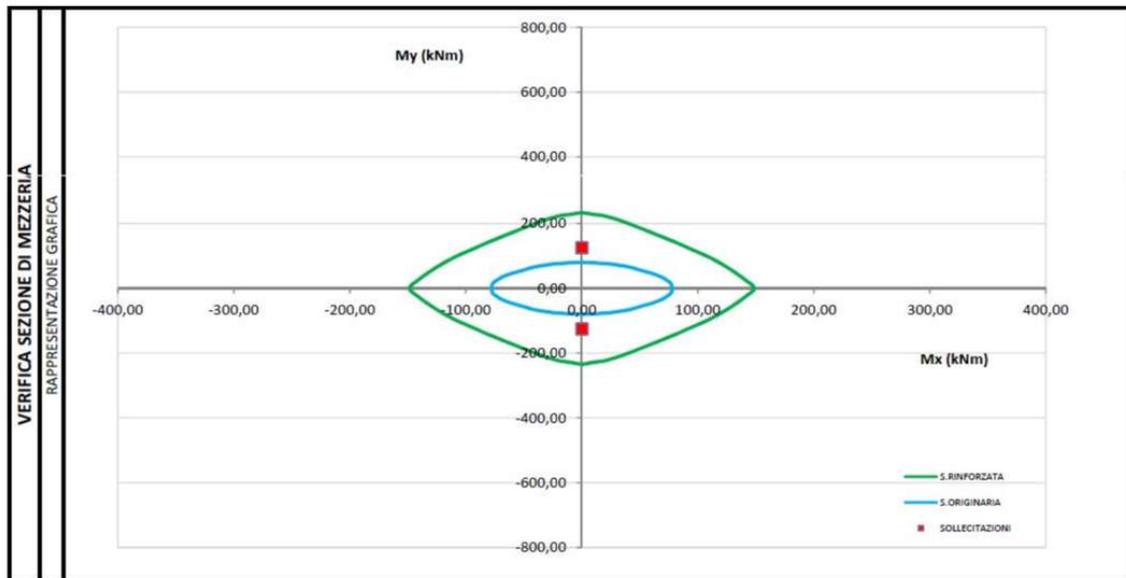


Figura 4. 31: verifica a pressoflessione



4.4.2 Consolidamento della parte del fabbricato in muratura

Anche nella parte del fabbricato realizzata in muratura sono molteplici gli elementi che necessitano di interventi di consolidamento a seguito della loro ridotta resistenza. Questi elementi possono essere raggruppati in tre macro-gruppi: maschi murari esterni, maschi murari interni e piedritti. Per ognuno di questi gruppi si è deciso di effettuare un consolidamento comune basandosi sull'elemento più critico a favore di sicurezza. Gli interventi realizzati sono rinforzo a taglio, rinforzo a pressoflessione nel piano e confinamento. Solo nel caso di un piedritto si è dovuto procedere con il rinforzo a pressoflessione fuori dal piano. Si evidenziano di seguito gli interventi realizzati per ogni gruppo.

4.4.2.1 Maschi murari esterni

Nei maschi murari esterni la sollecitazione più critica è rappresentata dal taglio. In particolare, dall'analisi effettuata, si è evidenziato come l'elemento più critico presenta una resistenza a taglio inferiore al 30% della corrispondente sollecitazione. Si è deciso pertanto di incrementare la resistenza mediante una fasciatura orizzontale degli elementi con uno strato di tessuto unidirezionale in C-FRP di densità 300 g/m², larghezza 10 cm e con un passo di 30 cm (Fig. 4.32).

Dopo questo consolidamento si è ottenuto nell'elemento più critico un incremento del rapporto tra resistenza e sollecitazione di circa il 30% con il seguente risultato finale:

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{234,30 \text{ KN}}{219,99 \text{ KN}} = 1,06$$

Per il rinforzo a pressoflessione nel piano si è proceduto con la medesima soluzione vista per il taglio a cui si è aggiunta la disposizione verticale di fasce di tessuto in C-FRP in doppio strato da 300 g/m², di larghezza 20 cm e passo pari a 50 cm ancorati alla base mediante connettori (Fig.4.33).

L'incremento di resistenza a flessione ottenuto in seguito a questo consolidamento ha consentito di raggiungere un rapporto tra resistenza e sollecitazione pari a:

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{406,47 \text{ KN} \cdot \text{m}}{118,00 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 3,44$$

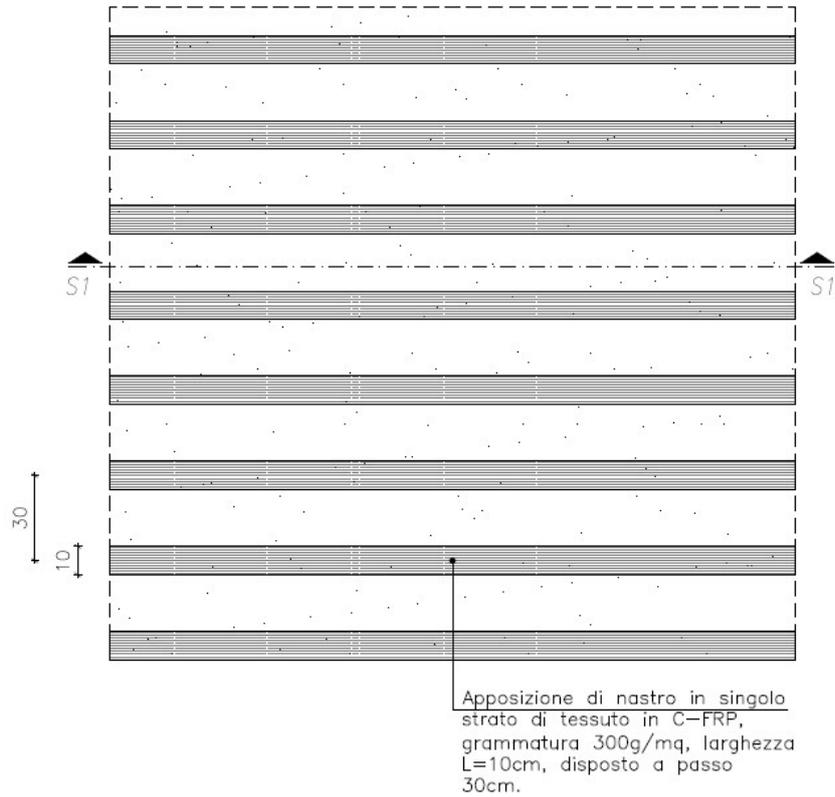


Figura 4. 32: Rinforzo a taglio maschi murari interni

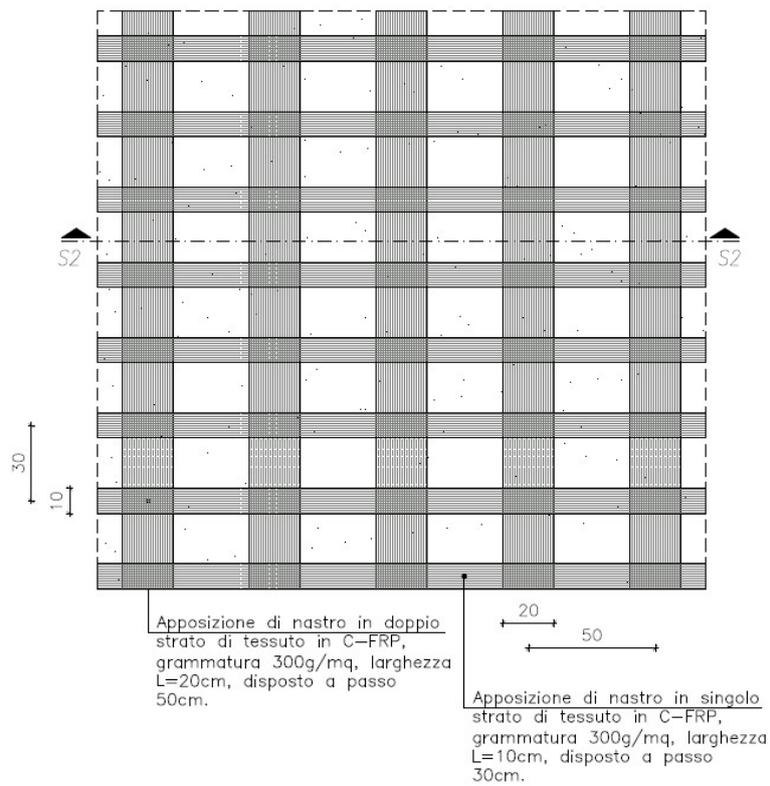


Figura 4. 33: Rinforzo a pressoflessione maschi murari esterni

Infine, per gli elementi con sforzo normale eccessivo si è proceduto con un confinamento in maniera analoga a quanto effettuato per il taglio, ovvero con la disposizione orizzontale

di uno strato di tessuto unidirezionale in C-FRP di densità 300 g/m², larghezza 10 cm e con un passo di 30 cm. Laddove possibile si sono aggiunti inoltre dei connettori passanti per ottenere un confinamento più efficiente e quindi incrementare ulteriormente la resistenza (Fig. 4.34). L'incremento ottenuto è di circa il 40% con un rapporto tra resistenza e sollecitazione finale di:

$$\frac{N_{rd}}{N_{sd}} = \frac{382,00 \text{ KN}}{273,00 \text{ KN}} = 1,40$$

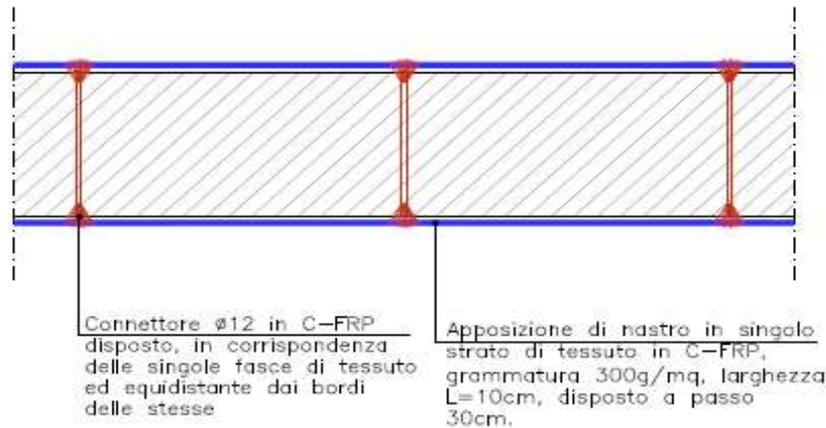


Figura 4. 34: Particolare connettori passanti

4.4.2.2 Maschi murari interni

Gli interventi di consolidamento eseguiti sui maschi murari interni sono i medesimi effettuati su quelli esterni con variazione della tipologia di tessuto e/o degli strati applicati nel caso di pressoflessione e confinamento. Nel primo caso, si è deciso di utilizzare per i tessuti applicati verticalmente una densità di 600 g/m² e sono stati applicati in triplo strato (Fig.4.35). L'incremento del rapporto tra resistenza e sollecitazione ha portato al seguente valore finale:

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{564,66 \text{ KN} \cdot \text{m}}{497,09 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 1,14$$

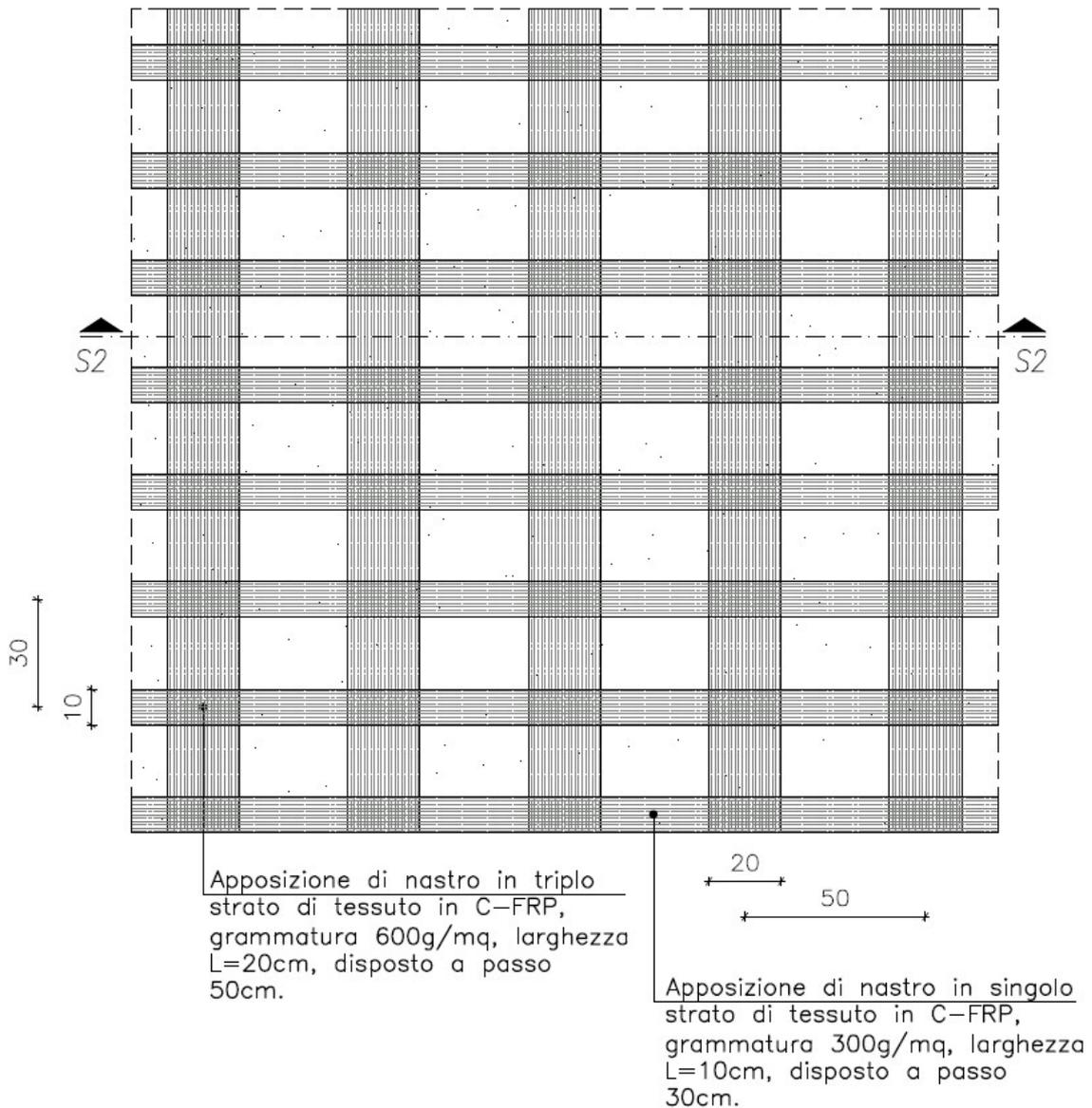


Figura 4. 35: Rinforzo a flessione maschi murari interni

Nel caso del confinamento invece, si è applicato sempre un tessuto in C-FRP di densità 300 g/m² ma in doppio strato. Prima del rinforzo la resistenza a sforzo normale era circa il 50% della sollecitazione; con il rinforzo si è ottenuto il seguente rapporto:

$$\frac{N_{rd}}{N_{sd}} = \frac{474,00 \text{ KN}}{430,55 \text{ KN}} = 1,10$$

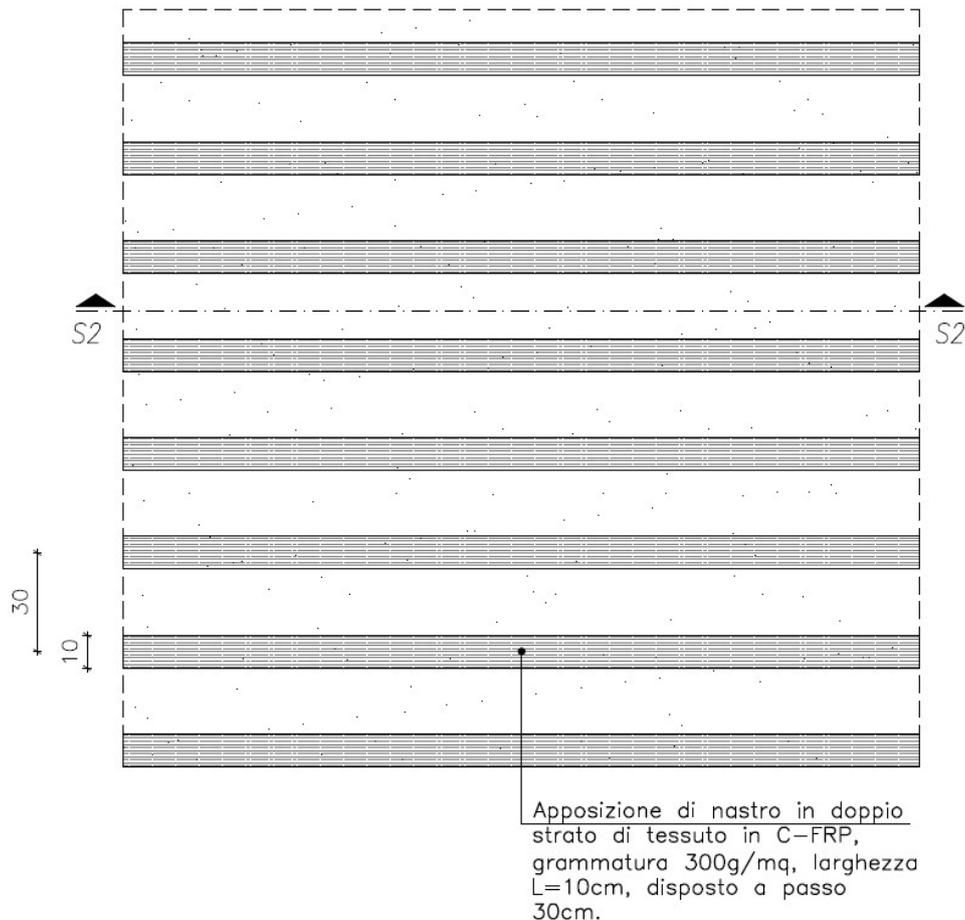


Figura 4. 36: Confinamento dei maschi murari interni

4.4.2.3 Piedritti sollecitati nel piano

I consolidamenti richiesti nei piedritti a seguito delle verifiche riguardano principalmente le resistenze alle sollecitazioni normali e di taglio degli elementi situati a piano terra mentre uno solo di questi, situato al secondo piano, richiede un intervento di consolidamento a flessione. Il rinforzo a taglio è simile a quelli visti per i maschi murari ma a differenza di questi è stato necessario introdurre dei connettori interni (Fig. 4.37) in quanto non è stato possibile realizzare una fasciatura completa degli elementi a seguito di un divieto di modifica della facciata esterna posto dalla Soprintendenza delle Belle Arti. Questi sono stati posti internamente ai piedritti in corrispondenza delle fasce orizzontali che anche in questo caso sono state realizzate con tessuti in C-FRP di densità 300 g/m² in singolo strato (Fig. 4.38). Questo consolidamento ha consentito di raggiungere il seguente rapporto tra resistenza e sollecitazione:

$$\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{266,78 \text{ KN}}{254,77 \text{ KN}} = 1,05$$

Questo risulta triplicato rispetto a quello prima del consolidamento.

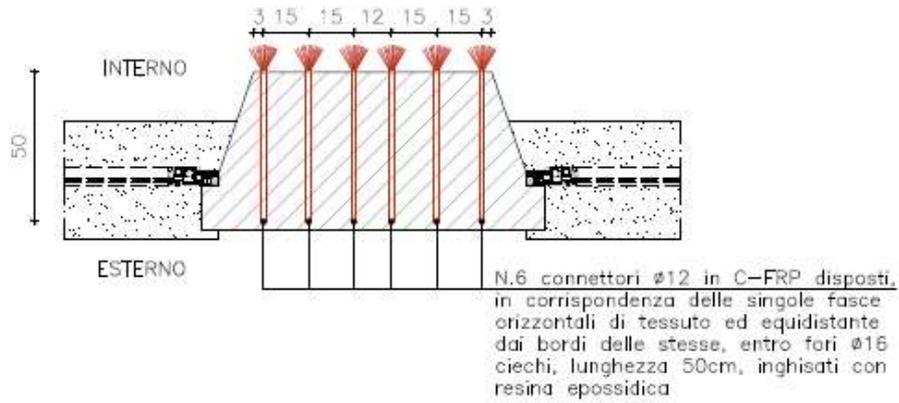


Figura 4. 37: Particolare connettori rinforzo a taglio

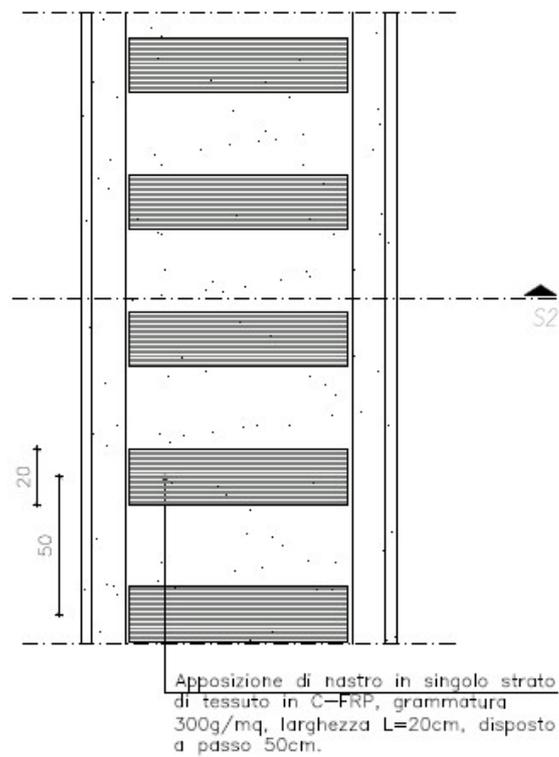


Figura 4. 38: rinforzo a taglio dei piedritti

Il confinamento è stato effettuato invece mediante delle fasce orizzontali continue di tessuto in C-FRP di densità 300 g/m² in singolo strato (Fig. 4.39) in aggiunta a dei connettori per lo stesso motivo visto nel consolidamento a taglio (Fig. 4.40).

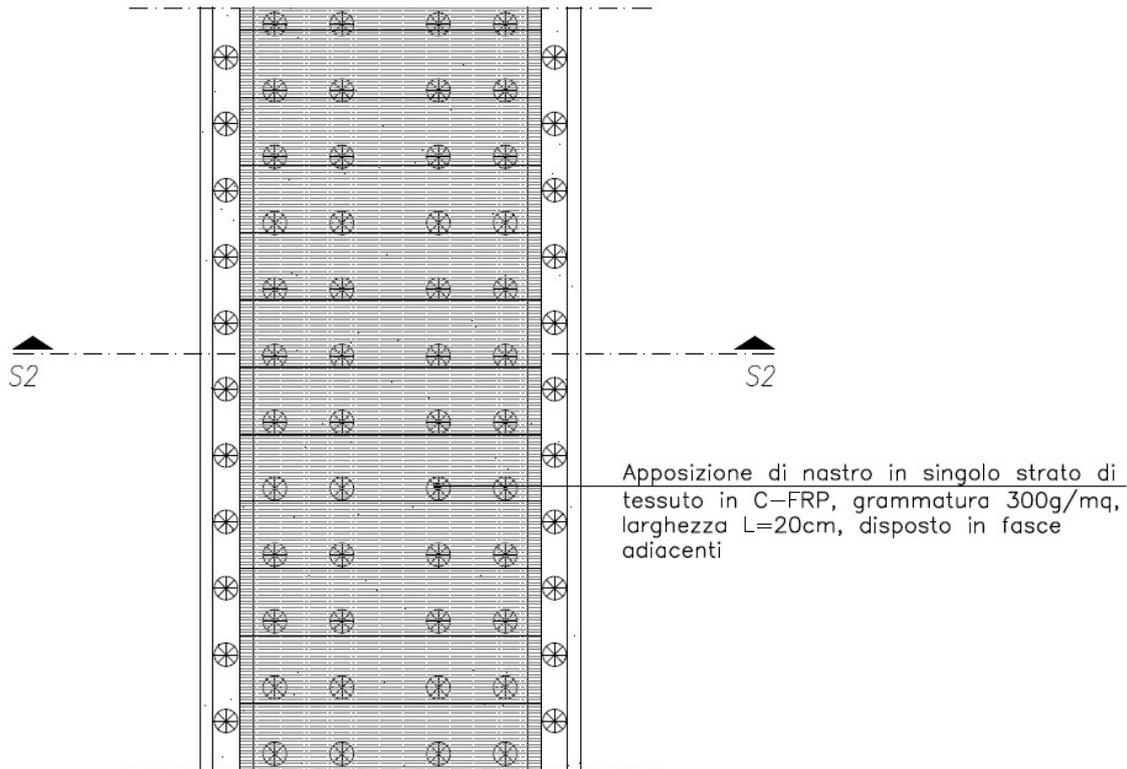


Figura 4.39: Confinamento piedritti

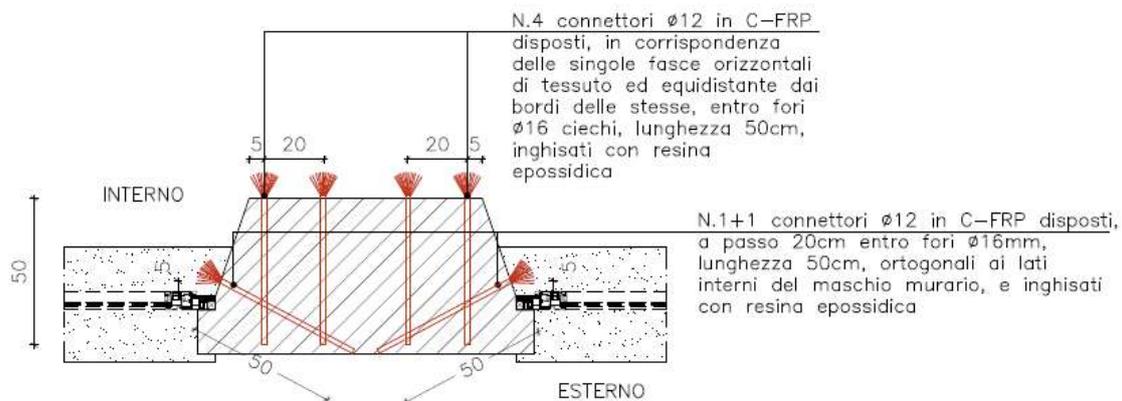


Figura 4.40: Particolare connettori per confinamento

Il risultato ottenuto è il seguente:

$$\frac{N_{rd}}{N_{sd}} = \frac{552,00 \text{ KN}}{368,62 \text{ KN}} = 1,5$$

Si è dunque quasi raddoppiata la resistenza dell'elemento.

Infine, per l'elemento non verificato a pressoflessione nel piano si è dovuto procedere con la disposizione di fasce verticali continue in triplo strato di tessuto in C-FRP da 600 g/m² ancorate alla base con dei connettori (Fig. 4.41). A questi si sono aggiunti i connettori disposti come per il confinamento (Fig. 4.40) e delle fasce orizzontali di tessuto in C-FRP da 300 g/m² disposte con un passo di 50 cm.

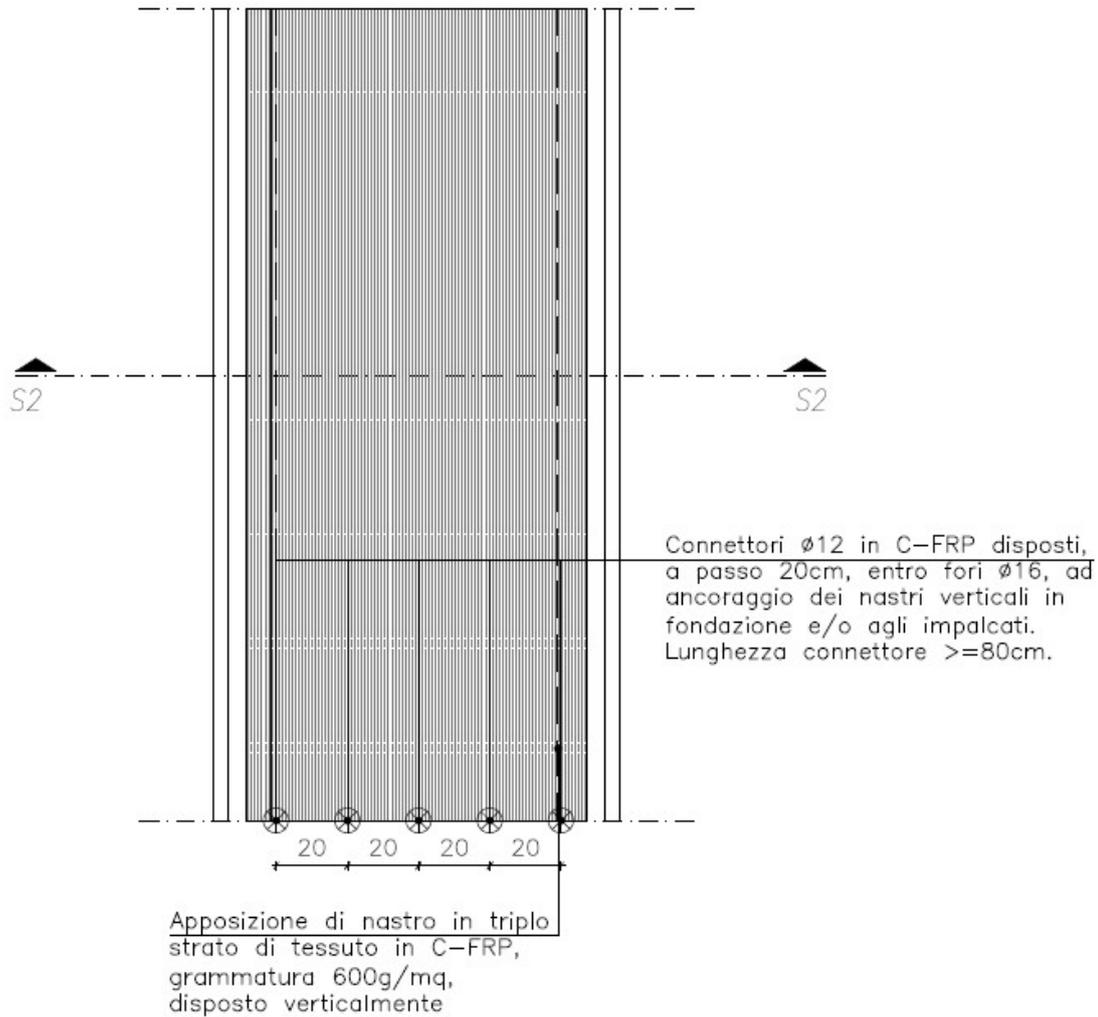


Figura 4. 41: Rinforzo a flessione del piedritto

La disposizione di fasce continue verticali con il massimo numero di strati previsti dalla normativa è dovuta alla scarsa resistenza originale dell'elemento che risultava inferiore al 15% della stessa sollecitazione. Con questo intervento si è ottenuta una resistenza nove volte superiore a quella originale garantendo così il seguente rapporto:

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{98,48 \text{ KN} \cdot \text{m}}{85,02 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 1,16$$

4.4.2.4 Piedritto non verificato fuori piano

Come evidenziato nell'analisi effettuata al paragrafo 3.4.1, un solo piedritto situato a piano terra non soddisfa la verifica sismica fuori piano. Si è deciso pertanto di rafforzare il comportamento fuori piano di questo con un telaio in acciaio e la relativa trave di fondazione (Fig.4.42).

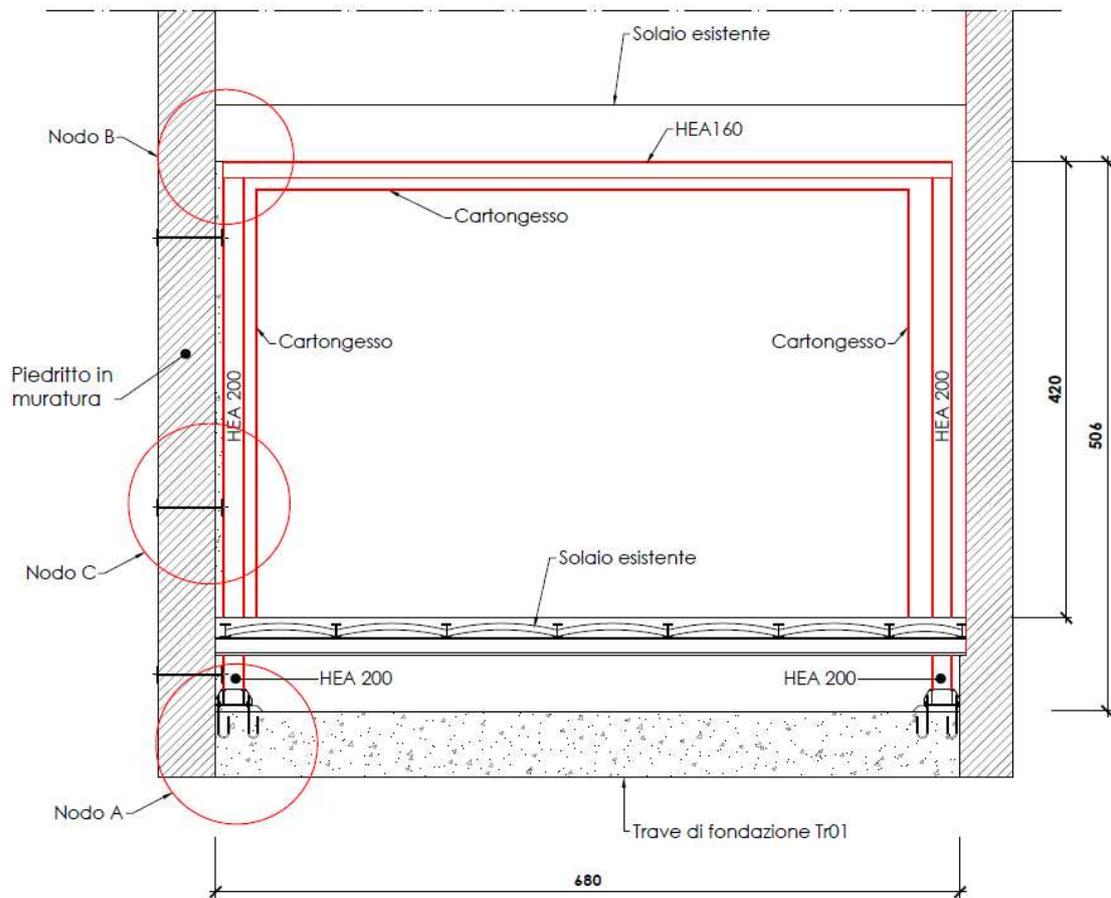


Figura 4. 42: Telaio in acciaio

Il telaio in acciaio è stato collegato alla trave di fondazione in c.a. realizzata al piano interrato mediante tirafondi M12 (Fig. 4.43) mentre il collegamento al piedritto è stato realizzato con connettori M10 e piastre in acciaio (Fig. 4.44).

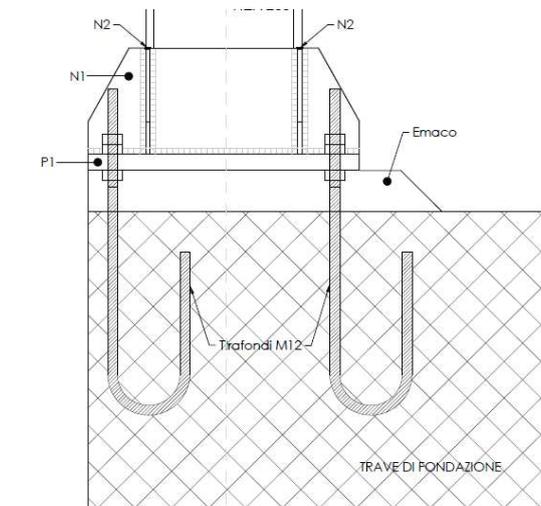


Figura 4. 43: collegamento trave di fondazione

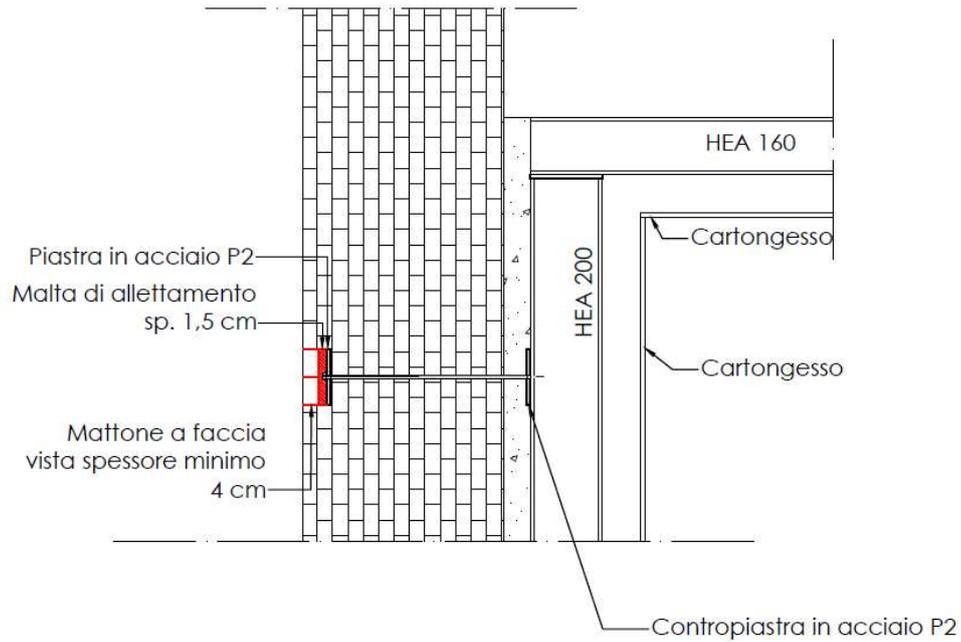


Figura 4. 44: collegamento del telaio al piedritto

Anche in questo caso il vincolo di facciata posto dalla Soprintendenza ha reso necessario la disposizione della piastra internamente al piedritto.



5. Controlli di accettazione e messa in opera dell'intervento

Prima di procedere con l'applicazione degli elementi costituenti il rinforzo è obbligatorio da parte della direzione lavori eseguire i controlli di accettazione in cantiere per verificare le caratteristiche meccaniche dichiarate dal produttore. Tuttavia, l'efficacia del consolidamento con C-FRP non dipende solo dalla proprietà meccaniche dello stesso ma è funzionale anche alla corretta messa in opera. Eventuali errori applicativi in fase di esecuzione possono rendere l'intervento influente sul comportamento strutturale dell'elemento oggetto di rinforzo. Per questo motivo le normative tecniche richiedono un intervento eseguito a regola d'arte basato non solo su una corretta applicazione del rinforzo ma anche sulla preparazione dell'elemento su cui verrà disposto. È inoltre obbligatorio l'utilizzo di materiali specifici ad elevata e documentata compatibilità chimico-fisica con il supporto e con il composito. Quanto detto determina la necessità non solo di prove distruttive volte alla caratterizzazione del composito ma anche di prove semi-distruttive per analizzare il comportamento d'insieme rinforzo-struttura. A questi si aggiunge anche un controllo ambientale in quanto al variare delle condizioni di temperatura e umidità possono variare i comportamenti delle resine e portare ad una riduzione dell'aderenza tra superficie e composito.

Quindi risultano fondamentali non solo le prove di accettazione ma anche il rispetto delle procedure applicative per ottenere un rinforzo a regola d'arte.

5.1 Controlli di accettazione

Per ottenere una valutazione realistica del sistema di consolidamento, i controlli sono stati effettuati utilizzando campioni dello stesso lotto utilizzato successivamente per il rinforzo ed alle stesse condizioni ambientali. Le linee guida per il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica richiedono come prove obbligatorie solo quelle distruttive realizzate in laboratorio. Questo però non consente di avere un quadro completo sulla collaborazione tra il rinforzo e l'elemento da rinforzare e pertanto si è deciso di eseguire anche delle prove semi-distruttive in loco.



5.1.1 Prove distruttive in laboratorio

In funzione alla tipologia di rinforzo utilizzato (preformato o realizzato in situ) ed alla varietà in termini di densità del tessuto, le linee guida definiscono il numero di campioni da sottoporre a prove di trazione in laboratorio. In particolare, per i sistemi preformati sono richiesti tre campioni per tipologia mentre per i sistemi realizzati in situ sei, con il massimo numero di strati presenti nell'intervento. Questi ultimi devono essere realizzati utilizzando la stessa manodopera e gli stessi materiali che saranno poi utilizzati nell'intervento.

Nel caso in esame sono presenti sia sistemi preformati, ovvero lamine, sia sistemi realizzati in situ. Per le lamine, essendo tutte della medesima tipologia, sono stati prelevati tre campioni mentre per i tessuti impregnati in situ si sono realizzati più campioni in quanto presenti diverse tipologie. In particolare, sono presenti tessuti con densità di 600 g/m² e tessuti con densità di 300 g/m². Per i primi sono stati realizzati sei campioni di tre strati ciascuno, ovvero il massimo numero di strati presente nell'intervento. Per quelli da 300 g/m² si è deciso di realizzare dodici campioni, sei da cinque strati e sei da due strati. Questo è stato deciso a favore di sicurezza in quanto i cinque strati sono stati utilizzati solo per due elementi e quindi non sarebbero stati rappresentativi dell'intervento. Di seguito si riportano gli esiti delle prove.

Provino	Largh. provino (mm)	Spessore della lamina (da scheda tecnica) (mm ² /m)	Sezione resistente (mm ²)	Forza a rottura (kN)	Resistenza a trazione (MPa)	Deformazione a rottura (%)
1	46.9	1.4	65.7	185.0	2818	4.5%
2	50.1	1.4	70.2	182.0	2593	4.9%
3	46.8	1.4	65.5	155.0	2365	3.6%
4	50.5	1.4	70.7	165.0	2335	4.0%
			Media	171.8	2527	4.3%

Figura 4. 45 Esiti prove di trazione delle lamine

Provino	Largh. provino (mm)	Area equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto (da scheda tecnica) (mm ² /m)	Area equivalente sulla larghezza del provino (mm ²)	n° di strati (da scheda tecnica) (-)	Sezione resistente (mm ²)	Forza a rottura (kN)	Resistenza a trazione (MPa)	Deformazione a rottura (%)
1	45.6	169.0	7.7	2	15.4	49.8	3232	2.7%
2	51.5	169.0	8.7	2	17.4	70.2	4034	2.9%
3	49.4	169.0	8.3	2	16.7	67.6	4050	2.5%
4	51.1	169.0	8.6	2	17.3	62.3	3610	2.5%
5	46.2	169.0	7.8	2	15.6	53.4	3421	2.6%
6	47.1	169.0	8.0	2	15.9	52.2	3276	2.5%
					Media	59.3	3604	2.6%

Tabella 4. 3 Esiti prove di trazione campioni da 2 strati da 300g/m²



Provino	Largh. provino	Area equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto (da scheda tecnica)	Area equivalente sulla larghezza del provino	n° di strati (da scheda tecnica)	Sezione resistente	Forza a rottura	Resistenza a trazione	Deformazione a rottura
	(mm)	(mm ² /m)	(mm ²)	(-)	(mm ²)	(kN)	(MPa)	(%)
1	45.9	169.0	7.8	5	38.8	139.2	3587	3.9%
2	48.6	169.0	8.2	5	41.1	145.1	3530	4.1%
3	45.9	169.0	7.8	5	38.8	152.5	3930	4.2%
4	45.7	169.0	7.7	5	38.7	137.2	3550	3.8%
5	47.3	169.0	8.0	5	40.0	164.2	4106	4.7%
6	45.8	169.0	7.7	5	38.7	143.5	3710	4.3%
Media						147.0	3736	4.2%

Tabella 4. 4 Esiti prove di trazione campioni da 5 strati da 300g/m²

Provino	Largh. provino	Area equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto (da scheda tecnica)	Area equivalente sulla larghezza del provino	n° di strati (da scheda tecnica)	Sezione resistente	Forza a rottura	Resistenza a trazione	Deformazione a rottura
	(mm)	(mm ² /m)	(mm ²)	(-)	(mm ²)	(kN)	(MPa)	(%)
1	45.4	337.0	15.3	3	45.9	106.3	2314	4.8%
2	50.0	337.0	16.9	3	50.6	119.7	2366	4.9%
3	50.1	337.0	16.9	3	50.6	124.2	2453	6.3%
4	48.7	337.0	16.4	3	49.3	122.5	2486	6.5%
5	49.5	337.0	16.7	3	50.1	178.0	3554	5.1%
6	52.5	337.0	17.7	3	53.0	170.2	3209	5.0%
Media						136.8	2730	5.4%

Tabella 4. 5 Esiti prove di trazione campioni da 3 strati da 600g/m²

A queste prove sono state aggiunte quelle realizzate sui fiocchi di collegamento. Anche questi essendo impregnati in situ sono stati realizzati in cantiere e poi inviati in laboratorio. Di seguito si riportano i risultati.

Provino	Sezione resistente (da scheda tecnica)	Forza a rottura	Resistenza a trazione	Deformazione a rottura
	(mm ²)	(kN)	(MPa)	(%)
1	40	78.0	1950	4.7%
2	40	82.0	2050	6.7%
3	40	74.5	1863	4.5%
4	40	82.3	2058	7.8%
5	40	79.5	1988	4.3%
6	40	83.0	2075	6.3%
Media		79.9	1997	5.7%

Tabella 4. 6 Esiti prove di trazione sui fiocchi

Questi valori sono stati confrontati con quelli riportati nel certificato di idoneità tecnica ed è stato verificato che le resistenze determinate superano l'85% di quelle riportate nel certificato. Pertanto, l'esito delle prove è positivo. Si è proceduto successivamente con le prove semi-distruttive in cantiere.

5.1.2 Prove semi-distruttive in loco

Anche se non riportate nelle linee guida, queste prove sono indispensabili per verificare il comportamento del consolidamento con la superficie di applicazione. Si è deciso pertanto di effettuare due tipologie di prove, ovvero quella di pull off e quella di scorrimento. La prima permette di determinare la forza di aderenza sul supporto per trazione diretta delle fasce di C-FRP mentre l'altra consente di determinare la resistenza delle fasce allo scorrimento. Per congruenza queste prove sono state realizzate sulla stessa tipologia di campioni visti per le prove in laboratorio. Gli elementi per l'applicazione dei provini son stati scelti casualmente tra la parte del fabbricato in c.a. e quella in muratura e l'applicazione ha seguito gli stessi passaggi previsti per il consolidamento riportati nei successivi paragrafi. Una volta applicati i campioni si è proceduto con la disposizione degli strumenti utili per eseguire le prove. Per la prova di pull off si sono applicate delle piastre di diametro 50 mm sulle fasce oggetto di prova mediante uno strato adesivo bicomponente come riportato nella figura 4.2.

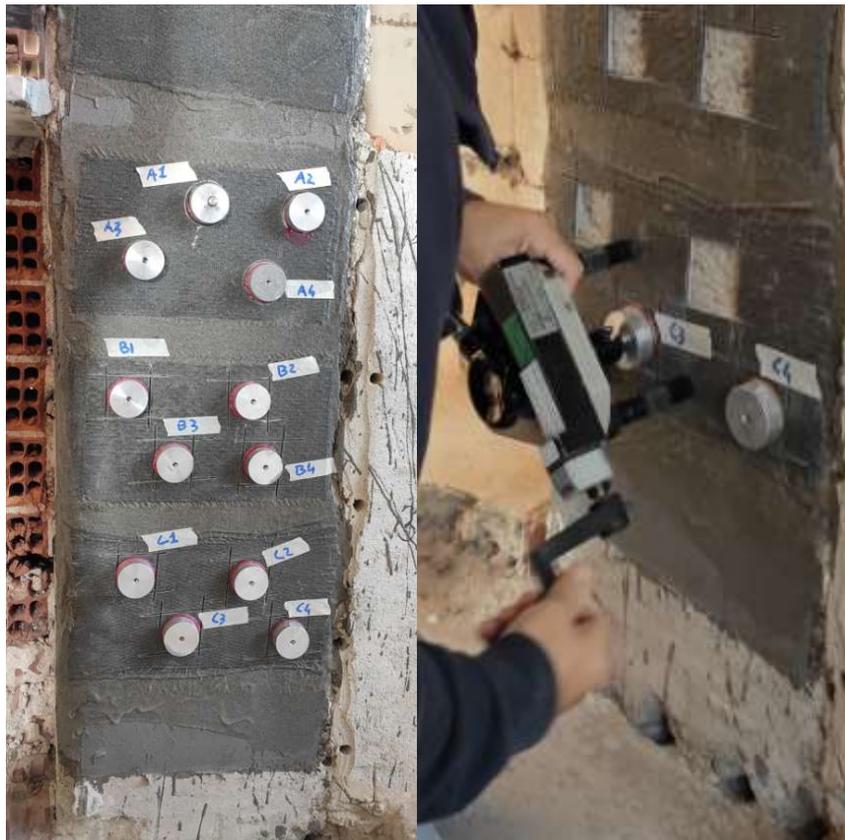


Figura 4. 46 disposizione delle piastre per la prova di pull off ed estrazione

Dopo l'applicazione si sono realizzati degli intagli intorno alla piastra in modo da garantire che la superficie di fibra resistente sia solo quella al di sotto della stessa. Dopo aver aspettato un tempo di presa di 12 ore mediante l'apparecchiatura di estrazione (Fig.

4.2) si è applicato un carico crescente perpendicolare rispetto alla superficie delle fasce fino alla rottura o al distacco dal supporto. In tutti i casi si è verificata la rottura del calcestruzzo indice di una buona adesione tra superficie e rinforzo.

La prova di scorrimento è stata invece realizzata mediante l'ausilio dei fiocchi in C-FRP. Infatti, questi sono stati disposti durante l'applicazione dei campioni tra gli strati di questi in modo da poter applicare, mediante l'ausilio di un martinetto idraulico forato, una forza tangenziale al rinforzo. Si riporta di seguito un'immagine rappresentativa della prova:



Figura 4. 47 prova di scorrimento su fasce in C-FRP

Tutte le prove realizzate hanno portato ad una rottura del fiocco senza avere scorrimento delle fasce. Ciò ha permesso da un lato di confermare la resistenza delle fasce alla delaminazione e dall'altra anche di verificare la resistenza a trazione dei fiocchi in situ.

Dopo gli esiti positivi ottenuti dalle prove effettuate è stato possibile procedere con l'applicazione dei rinforzi sugli elementi.

5.2 Fasi operative di consolidamento della parte dell'edificio in calcestruzzo armato

Gli elementi da rinforzare, in funzione dello stato conservativo, possono presentarsi in diverse condizioni. Pertanto, prima di procedere con l'applicazione del rinforzo è necessaria una valutazione dettagliata dello stato di conservazione e di eventuali fenomeni di degrado in corso per poi procedere con la pulizia della superficie.

5.2.1 Pulizia della superficie oggetto di intervento

L'obiettivo è ripristinare la superficie rendendola il più possibile regolare per evitare i fenomeni di delaminazione analizzati nel precedente capitolo e bloccare i fenomeni di degrado presenti.

Si è iniziato pertanto rimuovendo l'intonaco e il c.a. ammalorato dove presente con idonei mezzi meccanici non battenti e pulendo la superficie rimuovendo ogni residuo di lavorazione. Laddove è stata prevista l'applicazione di tessuti in punti non direttamente accessibili è stato necessario rimuovere gli elementi che ne ostacolavano l'applicazione, come nel caso delle travi. Infatti, per eseguire una fasciatura completa di queste, si è dovuto rimuovere parte della pavimentazione (Fig. 4.5) e delle tamponature ad esse adiacenti (Fig.4.4).

Nei punti non accessibili dove sono stati progettati interventi mediante l'utilizzo di connettori, non essendo stato possibile rimuovere gli elementi e quindi applicare tessuti, si è proceduto con la realizzazione di fori che andranno ad ospitare i fiocchi, seguendo la disposizione presente sui disegni tecnici. Questo è stato eseguito ad esempio per le travi nei punti in corrispondenza del solaio per eseguire il rinforzo a taglio totalmente avvolto (Fig. 4.5). Inoltre, sono stati realizzati dei fori anche all'intradosso delle travi dove è previsto un rinforzo a flessione mediante lamine metalliche per solidarizzare queste con la trave mediante connettori filettati.



Figura 4. 48 Rimozione di parte della tamponatura per il rinforzo a flessione della trave



Figura 4. 49 Rimozione pavimentazione e disposizione dei connettori in corrispondenza del solaio per il rinforzo a taglio delle travi

Prima di intervenire sulle zone degradate emerse a seguito della pulizia dell'elemento, si è proceduto con la riprofilatura degli spigoli vivi delle sezioni interessate dal rinforzo sempre con mezzi meccanici non battenti ottenendo un raggio minimo di 25 mm.

5.2.2 Rispristino delle parti ammalorate degli elementi

Una volta eseguita la pulizia è stato possibile individuare rapidamente le zone ammalorate (Fig. 4.6) ed intervenire su di queste prima dell'applicazione del rinforzo. In particolare, si sono trattate le armature prive di copriferro con malta cementizia anticorrosiva e le fessure con resine epossidiche.



Figura 4. 50 Esempio trave con armatura a vista

Una volta ripristinate queste zone ed aver passivato l'armatura si è proceduto con la ricostruzione volumetrica locale del calcestruzzo ammalorato mediante l'utilizzo di malta a ritiro compensato cercando di rendere la superficie il più possibile regolare per una maggiore efficienza del rinforzo. Si è attesa poi la perfetta asciugatura del supporto prima di procedere all'applicazione di un primer a base di resine epossidiche per creare un opportuno strato filmogeno di supporto e interfaccia (Fig.4.7). Sul primer ancora "fresco" si è applicato lo stucco epossidico per livellare la superficie evitando la formazione di bolle d'aria o vuoti e si è successivamente proceduto all'applicazione del rinforzo.



Figura 4. 51: Applicazione del primer per rinforzo a flessione della trave

5.2.3 Applicazione del rinforzo

In funzione all'elemento da rinforzare varia la procedura di applicazione del rinforzo. In particolare, si differenzia l'applicazione nelle travi e quella nei pilastri anche se il procedimento di incollaggio delle fibre è il medesimo. Ciò che cambia è principalmente la disposizione dei materiali sull'elemento in funzione della sollecitazione.

5.2.3.1 Travi in c.a.

Nelle travi in c.a. sono stati definiti interventi di rinforzo a flessione e taglio. Il primo è stato progettato mediante l'applicazione di nastri in fibra di carbonio (C-FRP) per le travi adiacenti alla parte del fabbricato in muratura mentre per le restanti con lamine metalliche.

Per il rinforzo a taglio, invece, in entrambi i casi sono stati utilizzati nastri in fibra di carbonio. Per garantire un'ulteriore sicurezza contro il distacco del rinforzo a flessione, si è applicato prima questo e successivamente quella a taglio. In questo modo, la fasciatura a taglio si sovrappone al rinforzo a flessione contribuendo ad ostacolare il distacco rendendolo più solidale con l'elemento.

Nel caso del rinforzo a flessione mediante lamine metalliche si è proceduto con l'applicazione di due lamine adiacenti all'intradosso della trave. In questo caso lo stucco

epossidico è stato applicato direttamente sulle lamine per velocizzarne l'esecuzione ed evitare che questo ostruisca i fori per i connettori filettati (Fig.4.8).



Figura 4. 52: disposizione dello stucco epossidico sulle lamine metalliche

Le lamine sono state successivamente poste su dei sollevatori manuali (Fig. 4.9) e portate alla quota dell'intradosso della trave.



Figura 4. 53: sollevamento delle lamine metalliche

Una volta posizionate sono stati inseriti i connettori inghisati mediante resina epossidica bicomponente all'interno del foro e serrati mediante dado e rondella esternamente (Fig. 4.10).



Figura 4. 54: Fissaggio delle lamine metalliche

Una volta fissate, le lamine metalliche sono state ricoperte con uno spessore di circa 2 cm di stucco epossidico necessario sia per evitare l'instaurarsi di fenomeni corrosivi con i tessuti di C-FRP disposti in sovrapposizione per il rinforzo a taglio ma anche per regolarizzare la superficie. Lo stesso è stato fatto al lato della trave per le stesse motivazioni (Fig.4.11).



Figura 4. 55: posa dello stucco epossidico per il rinforzo a taglio della trave

È stata così ottenuta una superficie regolare su cui si è proceduto all'applicazione dell'adesivo epossidico e quindi dei tessuti in C-FRP. Questi sono stati prima tagliati a secco nella lunghezza richiesta e conservati vicino all'elemento ordinati secondo la sequenza applicativa, prestando attenzione a proteggerle dal contatto con le polveri. Ogni fascia è stata posizionata utilizzando un rullino metallico in modo da far penetrare la resina attraverso le fibre (impregnazione) (Fig.4.9). Sempre utilizzando il rullino si è applicato un secondo strato di resina epossidica per ricoprire completamente il tessuto. Il rullino è stato passato più volte per eliminare le eventuali bolle d'aria. Se gli strati previsti

sono più di uno, una volta terminato il primo strato si procede con l'applicazione del secondo e dei successivi allo stesso modo visto per il primo.



Figura 4. 56 disposizione tessuto per rinforzo a taglio

Terminata la disposizione delle fasce si sono inseriti i connettori in corrispondenza delle sezioni dove è stata previsto il rinforzo totalmente avvolto (Fig. 4.10). Nei fori predisposti per questi si è proceduto prima con un'iniezione di resina epossidica. Una volta inseriti questi connettori sono stati impregnati con resina sui tessuti già presenti nella parte laterale della trave garantendo la sovrapposizione di calcolo necessaria.



Figura 4. 57: inserimento dei connettori per rinforzo a taglio totalmente avvolto

Nella parte superiore della trave dove è stata rimossa la pavimentazione, i fiocchi sono stati impregnati con la resina epossidica (Fig.4.11) e successivamente ricoperti con lo stucco epossidico su cui sono state applicate le fasce di tessuto poste orizzontalmente per garantire la fasciatura completa.



Figura 4. 58: impregnazione dei fiocchi nella parte superiore della trave

Nelle travi addicenti alla muratura il procedimento di applicazione del rinforzo a taglio visto è lo stesso. In queste travi anche il rinforzo a flessione è stato realizzato con tessuti in C-FRP impregnati in situ ed il procedimento è lo stesso visto per il taglio, cambia solo la disposizione in quanto vengono disposti longitudinalmente.

Una volta completato l'ultimo strato di consolidamento di ogni elemento si è provveduto a distribuire della sabbia fine sull'ultimo strato di resina ancora "fresco" in modo da garantire un idoneo aggrappo per le successive lavorazioni.

5.2.3.2 Pilastrini in c.a.

Il rinforzo a pressoflessione nei pilastrini è stato effettuato mediante lamine nei nodi e confinamento lungo tutta l'altezza. Dopo le operazioni di pulizia e ripristino si è iniziato il rinforzo dall'applicazione delle lamine per garantire una maggiore resistenza al distacco delle stesse grazie alla successiva applicazione del confinamento. Questo essendo totalmente avvolto non presenta questo problema. Essendo sistemi preformati, le fibre nelle lamine sono già inglobate in una matrice di resina epossidica per cui sono dotate di una propria rigidità e non necessitano dell'impregnazione in situ. Dopo aver distribuito la resina epossidica sulla superficie regolarizzata si dispongono le lamine (Fig. 4.12) e mediante lo stucco epossidico si regolarizza nuovamente la superficie per l'applicazione del tessuto di confinamento. Per realizzare quest'ultimo si è proceduto nello stesso modo visto nel taglio per le travi ed anche in questo caso è stato necessario utilizzare dei fiocchi in quanto le facciate adiacenti alle tamponature non erano accessibili per la disposizione delle fasce di tessuto (Fig. 4.13). Si è posizionato inizialmente il primo strato di tessuto, successivamente si sono inseriti i fiocchi negli appositi fori dopo che in quest'ultimi è stata iniettata la resina. Sono stati poi impregnati sui tessuti del primo strato ed infine si è applicato il secondo strato.



Figura 4. 59 Applicazione delle lamine nei pilastri



Figura 4. 60: disposizione dei fiocchi nei pilastri

5.3 Fasi operative di consolidamento della parte dell'edificio in muratura

Anche nel rinforzo di elementi in muratura è stato necessario come prima cosa procedere con la pulizia della superficie interessata dal rinforzo e ripristinarla laddove presenti fenomeni di degrado o fessure. Si sono eseguiti successivamente i fori necessari per la disposizione dei connettori che in questo caso non sono stati utilizzati solo per le zone non accessibili. Infatti, come riportato nel progetto dell'intervento di miglioramento, sono stati posizionati anche dei connettori passanti o dispersi nell'elemento per ottenere un rinforzo più efficiente. Una volta eseguiti i fori si è pulita nuovamente la superficie per

procedere con la regolarizzazione mediante stucco epossidico. Nell'immagine seguente si evidenziano le fasi sopra descritte :



Figura 4. 61: stesura dello stucco epossidico dopo la pulizia della zona da rinforzare

Dopo la regolarizzazione si è proceduto con l'applicazione del tessuto in funzione del rinforzo da eseguire.

5.3.1 Applicazione del tessuto

Il rinforzo a pressoflessione prevede l'applicazione di fasce verticali ed orizzontali il cui passo e numero di strati varia in funzione agli elementi. Ad eccezione di questi l'applicazione è la medesima per tutti gli elementi. Dopo aver applicato la resina epossidica sulla superficie regolarizzata si applicano le fasce di tessuto partendo da quelle verticali in modo che la resistenza di queste alla delaminazione sia incrementata da quelle orizzontali la cui resistenza a loro volta è incrementata dai fiocchi. Nell'immagine seguente si mostra nel dettaglio quanto detto: l'operatore in alto sta applicando la resina sulla superficie regolarizzata mentre l'operatore in basso sta procedendo all'applicazione del tessuto impregnandolo con lo strato successivo di resina epossidica (Fig. 4.15).



Figura 4. 62 applicazione del tessuto verticale per il rinforzo a pressoflessione

Questa operazione è stata eseguita allo stesso modo per gli strati successivi, se previsti, ma prima sono stati disposti i fiocchi alla base delle fasce come da progetto. È stata iniettata la resina all'interno dei fori, sono stati inseriti i fiocchi e sono stati impregnati sul primo strato di tessuto come mostrato nelle immagini di seguito:

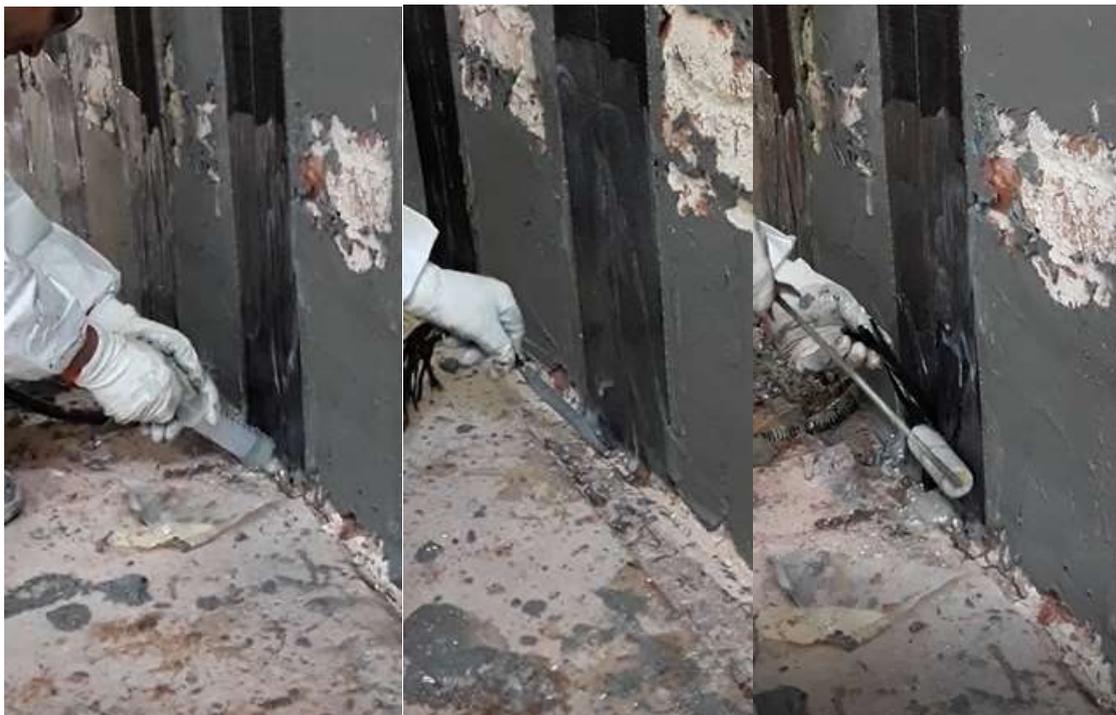


Figura 4. 63: fasi di applicazione dei fiocchi in C-FRP alla base delle fasce

Dopo aver disposto le fasce verticali allo stesso modo si è proceduto con quelle orizzontali. Anche nel caso di rinforzo a taglio o confinamento il procedimento di applicazione del tessuto è lo stesso. Questo però deve essere preceduto dalla disposizione dei fiocchi previsti in corrispondenza delle fasce di tessuto in questi rinforzi. Pertanto, una volta regolarizzata la superficie si inietta la resina negli apposti fori, si inseriscono i fiocchi e si impregnano con la resina epossidica sulla superficie come mostrato nella figura 4.17. Successivamente si procede all'applicazione del tessuto come visto per la pressoflessione disponendo però solo le fasce orizzontali.



Figura 4. 64 disposizione ed impregnamento dei fiocchi nei piedritti

5.3.2 Realizzazione del portale in acciaio per azione fuori dal piano

Nella parte di fabbricato in muratura è stato necessario intervenire con il consolidamento fuori dal piano di un piedritto mediante un portale realizzato con travi in acciaio e collegato ad una trave di fondazione in calcestruzzo armato. Si sono disposte inizialmente le travi in acciaio adiacenti al piedritto e all'elemento murario verticale interno collegate agli stessi mediante connettori M10 e piastre. Per disporre queste è stato necessario realizzare dei fori nel solaio del piano interrato per l'inserimento delle stesse che dovranno essere poi collegate con la trave di fondazione posta nell'interrato. Successivamente si è disposta la trave in acciaio adiacente al solaio appoggiata sulle travi precedenti e messa in sicurezza mediante dei collegamenti. Una volta terminato il portale è stata realizzata la trave di fondazione. Il collegamento tra portale e trave è avvenuto con dei tirafondi. Di seguito si riporta un'immagine rappresentativa della fase di montaggio dov'è possibile notare le operazioni sopra descritte. Nell'immagine è presente anche una

trave trasversale alla trave verticale e saldata con questa che serve a scaricare il peso sul solaio prima della realizzazione della trave di fondazione.



Figura 4. 65 Portale in acciaio in fase di realizzazione



6. Conclusioni

Gli eventi sismici che hanno caratterizzato il territorio italiano nel secolo scorso hanno evidenziato la vulnerabilità delle strutture e la mancanza di una progettazione sismica adeguata. Questo ha portato negli anni ad un'evoluzione della normativa sismica che ha introdotto nella progettazione l'azione del sisma. Tuttavia, la maggior parte degli edifici esistenti sono stati realizzati prima di queste evoluzioni e richiedono pertanto degli interventi di consolidamento. Questi negli anni hanno subito un notevole sviluppo per riuscire a soddisfare gli elevati incrementi di resistenza richiesti e per essere meno invasivi. Da queste richieste sono nati i rinforzi mediante i materiali compositi che oggi rappresentano una delle principali scelte di consolidamento come nel caso studio in esame dall'ex scuola "Leonardo Da Vinci" situata ad Orbassano ed ora destinata alla sede dei nuovi uffici comunali.

L'analisi sismica condotta su questo edificio ha evidenziato la necessità di un intervento immediato che potesse svolgersi in contemporanea agli interventi di ristrutturazione. Questo insieme alle condizioni critiche riscontrate e alla presenza di più tipologie strutturali ha portato alla scelta di un rinforzo mediante C-FRP, ovvero materiali compositi fibrorinforzati con fibre di carbonio.

Da una parte l'elevata resistenza delle fibre a trazione ha consentito un notevole incremento delle prestazioni degli elementi senza modificare strutturalmente la costruzione, dall'altra la loro versatilità ha consentito la loro applicazione su tutti gli elementi indifferentemente dalla tipologia strutturale.

Nella parte del fabbricato in muratura si sono riusciti a consolidare tutti gli elementi critici riscontrati mediante il solo utilizzo dei C-FRP ad eccezione di un solo piedritto non verificato fuori dal piano che ha richiesto la realizzazione di un portale in acciaio di sostegno. L'intervento ha inoltre consentito di rispettare i vincoli della Soprintendenza grazie alla versatilità di questi materiali.

Nella parte di fabbricato in calcestruzzo armato, invece, per il rinforzo a pressoflessione nei pilastri e a taglio nelle travi si sono raggiunti i risultati richiesti, ma questo non è stato possibile per il rinforzo a flessione di quest'ultime. Infatti, la differenza tra resistenza iniziale e sollecitazione richiedeva un numero di strati di tessuto in C-FRP superiore a quello consentito dalla normativa e, pertanto, si è dovuto procedere con un rinforzo differente. Sono state applicate quindi ad intradosso delle lamine metalliche.



I risultati riportati mostrano come con i C-FRP è possibile consolidare elementi con condizioni iniziali molto critiche senza la necessità di interventi invasivi. Infatti, il processo di applicazione mostra la facilità di applicazione di questi, e quindi la rapidità dell'intervento. Questa rappresenta un notevole vantaggio in quanto è possibile intervenire su edifici in condizioni critiche tempestivamente. Inoltre, negli edifici in cui non può essere sospesa l'attività interna, con questa tipologia di intervento è possibile suddividere la realizzazione occupando una sola porzione dell'edificio a volta per tempi molto brevi. Questo insieme alla rapidità dell'intervento rende competitiva economicamente questa tipologia di intervento rispetto alle altre anche se il costo dei materiali risulta elevato.

Pertanto, il consolidamento mediante C-FRP rappresenta una soluzione innovativa per il consolidamento di edifici in cui la condizione critica e variabilità strutturale comporterebbero interventi invasivi con tempistiche di realizzazione elevati. Da ciò si evidenzia l'importanza della ricerca su questi materiali nonostante i loro costi che come visto vengono ammortizzati durante l'intervento.



Bibliografia

- [1] Cornacchia R. e Fiammelli M., *Classificazione della vulnerabilità sismica degli edifici e sisma bonus*, Maggioli Editore, 2019.
- [2] P. Salomone, “Autorizzazione sismica, massima allerta sulla zona 3”:
<https://www.teknoring.com/news/sentenze/autorizzazione-sismica-massima-allerta-sulla-zona-3/>.
- [3] «Lo stato del territorio Italiano 2012 insediamento e rischio sismico e idrogeologico,» ANCE/CRESME, Roma , 2012.
- [4] «Edifici ed abitazioni censimento 2001 dati definitivi,» Istat, 2001.
- [5] G. C. Bellocchi, L. Milano e E. Antonacci, «Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura- Definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura, Volume II- Parte 1,» Convenzione di ricerca con la Regione Marche; Consiglio Nazionale delle Ricerche-Istituto per la tecnologia delle costruzioni- Sede di L'Acquila; Università degli Studi di L'Acquila, L'Acquila , 2005.
- [6] Miglioramento sismico:
https://unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione_Lab_Costr_Arch_ampl_sopraelevazioni.pdf.
- [7] G. Pasqualon, «Il comportamento delle strutture in muratura sotto l'azione del sisma,» *Ingenio*.
- [8] «Lavori Pubblici,» 28/02/19. “Cinematismi locali nella muratura: cosa dice la nuova circolare”:
<https://www.lavoripubblici.it/news/2019/02/STRUTTURE/21702/Cinematismi-locali-nella-muratura-cosa-dice-la-nuova-circolare->.
- [9] Milani G., *Verifiche dei cinematismi locali nelle strutture in muratura: teoria ed esempi pratici*. [seminario].
- [10] N. Augenti, *Teoria e tecnica delle strutture in muratura*, Hoepli.
- [11] M. R. Pecce, «calcolostrutturale.com,», “Edifici esistenti in c.a.”.
- [12] Prof. A. De Stefano, «Edifici esistenti in c.a.», Politecnico di Torino.
- [13] F. S. Onorio, «Terremoto in Abruzzo: il meccanismo di piano soffice nel crollo degli edifici,» 2009.
- [14] “Agibilità di strutture esistenti in c.a. danneggiate da eventi sismici”:
<https://www.ordingrieti.it/images/Materiale%20Corsi/Corso%20IPE/28%2001%202016%20Verderame%203.pdf>.



-
- [15] “Recupero edilizio: Riagggregazione e consolidamento delle murature”:
https://www.pirandello.it//sites/default/files/public/LEZ.%203.1_%20IL%20CONSOLIDAMENTO%20DELLE%20MURATURE,%20DELLE%20STRUTTURE%20IN%20C.A.%20,%20DEI%20SOLAI%20IN%20LEGNO,%20DEI%20SOLAI%20LATERO-CEMENTIZI.pdf.
- [16] R. Pinho, F. Bianchi e R. Nascimbene, “Valutazione sismica e tecniche di intervento per edifici esistenti in c.a.”, Maggioli editore, 2019.
- [17] Dispense del corso online “consolidamento e rinforzo delle strutture con materiali compositi” di Beta Formazione.
- [18] “Norme tecniche per le costruzioni”, 2018.
- [19] DPCM 9 febbraio 2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- [20] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE - Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
- [21] D. Brigante, Consolidamento strutturale con materiali compositi, Grafill, 2020.
- [22] Ing. C. Mazzoni, Criteri di calcolo per il rinforzo e la messa in sicurezza di strutture in muratura mediante materiali compositi.