

**ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE,
CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

In

PROGETTO IN ZONA SISMICA M

**VULNERABILITÀ SISMICA E MIGLIORAMENTO DI UN
EDIFICIO OSPEDALIERO IN C.A.**

Anno Accademico 2018/2019

CANDIDATO:

Biagini Stefano

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Diotallevi Pier Paolo

CORRELATORE

ESTERNO:

Ing. Gianluca Grazi

CORRELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Landi Luca

Indice

Introduzione	6
1 Rischio sismico.....	8
1.1 Pericolosità sismica.....	9
Metodi Probabilistici	10
1.2 Vulnerabilità sismica.....	11
2 Normativa sismica di riferimento	12
2.1 Evoluzione della normativa	12
2.2 Pericolosità sismica nella normativa corrente.....	17
2.3 Azione sismica	19
2.3.1 Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.....	20
2.3.2 Spettro di risposta elastico delle componenti verticali.....	23
2.4 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	24
2.5 Tipologie di Analisi strutturale	25
2.5.1 Analisi statica equivalente	26
2.5.2 Analisi dinamica modale con spettro di risposta	29
2.5.3 Analisi statica non lineare	32
2.5.4 Analisi dinamica non lineare.....	34
3 Vulnerabilità degli edifici esistenti e livello di sicurezza	35
3.1 Analisi storico-critica.....	38
3.2 Rilievo.....	39
3.3 Livelli di conoscenza	41
3.4 Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	44
3.4.1 Classificazione dei meccanismi fragili e duttili	44
3.4.2 Verifiche Duttili	46
3.4.3 Verifiche Fragili.....	49
3.5 Tipologie di Analisi per gli edifici esistenti in c.a.	52
3.5.1 Analisi lineare con spettro elastico	53
3.5.2 Analisi lineare con fattore di struttura.....	57
3.5.3 Analisi non lineare	64
3.6 Classificazione degli interventi	66
3.6.1 Interventi locali	67
3.6.2 Intervento di miglioramento.....	68

3.6.3	Intervento di adeguamento.....	70
4	Caso studio: Arcispedale Santa Maria Nuova	72
4.1	Evoluzione della Normativa sulla vulnerabilità sismica.....	72
4.1.1	Classificazione sismica	76
4.2	Descrizione della Struttura.....	78
4.2.1	Contesto edilizio	78
4.2.2	Analisi storico-critica.....	79
4.2.3	Organismo Strutturale dell'edificio	81
4.2.4	Prove sui Materiali	84
4.3	Unità Strutturale B1	92
4.3.1	Descrizione generale dell'opera.....	92
4.3.2	Livello di Conoscenza.....	93
4.3.3	Caratterizzazione dei materiali.....	94
4.3.4	Caratterizzazione Sismica del Sito.....	97
4.3.5	Parametri per la definizione dell'azione sismica di base del sito	98
4.3.6	Azioni sulla costruzione.....	99
4.3.7	Tipologia di analisi.....	105
5	Analisi di vulnerabilità sismica con ProSap	108
5.1	Definizione del modello geometrico.....	109
5.2	Introduzione Dati	110
5.2.1	Materiali.....	110
5.2.2	Sezioni.....	111
5.2.3	Carichi.....	116
5.2.4	Combinazioni di carico	120
5.3	Risultati dell'analisi	126
5.3.1	Modi di Vibrare.....	126
5.3.2	Percentuale di massa attivata	129
5.4	Verifiche.....	130
Verifiche allo stato limite ultimo (SLU).....		130
Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)		130
5.4.1	Criteri di progetto.....	131
5.4.2	Verifiche Duttili	133
5.4.3	Verifiche Fragili.....	135
5.5	Vulnerabilità sismica.....	142

6	Analisi di vulnerabilità sismica con Sap2000.....	143
6.1	Definizione del modello geometrico.....	144
6.2	Introduzione Dati.....	145
6.2.1	Materiali.....	145
6.2.2	Sezioni.....	146
6.2.3	Carichi.....	149
6.2.4	Combinazioni di carico.....	152
6.3	Risultati dell'analisi.....	153
6.3.1	Modi di vibrare.....	153
6.3.2	Confronto fra i modelli Sap2000 – ProSap.....	156
6.3.3	Sollecitazioni.....	158
6.4	Verifiche.....	161
6.4.1	Verifica a flessione delle Travi.....	162
6.4.2	Verifica a Taglio delle Travi.....	176
7	Interventi di rinforzo per strutture esistenti in ca.....	184
7.1	Interventi sul comportamento globale.....	188
7.1.1	Riduzione dell'irregolarità degli edifici.....	190
7.1.2	Riduzione delle masse.....	192
7.1.3	Variazioni di rigidezza e smorzamento del sistema.....	193
7.2	Interventi di rinforzo locale.....	197
7.2.1	Incamiciatura in c.a.....	198
7.2.2	Incamiciatura in acciaio.....	202
7.2.3	Rinforzi con materiali fibrorinforzati (FRP).....	207
7.2.4	Confronti tra i vari interventi locali.....	233
8	Intervento di miglioramento sull'Unità Strutturale B1.....	234
8.1	Analisi con azione sismica al 60%.....	235
8.1.1	Verifica delle travi.....	236
8.1.2	Verifica dei pilastri.....	237
8.1.3	Verifica dei nodi.....	238
8.1.4	Riassunto degli elementi non verificati.....	239
8.2	Scelta dell'intervento di rinforzo.....	242
8.3	Intervento di rinforzo con FRP.....	243
8.3.1	Intervento di rinforzo a Taglio sulle Travi.....	247
8.3.2	Intervento di rinforzo a Taglio sui Pilastri.....	250

8.3.3 Intervento di rinforzo sui nodi	323
Conclusioni	331
Indice delle figure	333
Bibliografia	345

INTRODUZIONE

Il patrimonio edilizio italiano è costituito da edifici e infrastrutture che sono state realizzate in epoche anche molto lontane, utilizzando tecniche di costruzione diverse e differenti riferimenti normativi. Ogni costruzione viene progettata basandosi sullo stato di conoscenza dell'epoca di costruzione ed è quindi affetta dalle carenze presenti nella normativa di riferimento di tale epoca; in particolare, una buona parte del patrimonio edilizio italiano è stato realizzato in assenza di criteri antisismici.

Attualmente, l'elevata conoscenza della dinamica delle strutture, dei materiali di costruzione e delle azioni a cui l'edificio è sottoposto, permette di progettare e realizzare costruzioni di nuova concezione, in grado di soddisfare diversi livelli prestazionali, gli Stati Limite.

Prima del 1974, data in cui furono emanate le prime normative tecniche in ambito sismico, in ottemperanza alla legge n.64, le costruzioni venivano progettate unicamente per carichi verticali e conseguentemente, possono presentare anche gravi carenze strutturali in caso di sisma.

Secondo i dati Istat, circa il 30% degli edifici italiani è stato costruito prima del 1945, mentre oltre il 60% è stato costruito prima del 1974.

Una delle criticità degli edifici esistenti è legata ai fenomeni di degrado dei materiali, in parte a causa di avverse condizioni ambientali e in parte dovuto alla mancanza di manutenzione nel corso degli anni. Le due categorie principali di vulnerabilità fisica degli edifici esistenti vengono classificate come degrado per vetustà e degrado per ragioni costruttive. Da uno studio del Censis del 1999 emerge che oltre 3 milioni di edifici sono a rischio statico, di cui il 36,5% per vetustà, e il restante 63,5% per ragioni costruttive.

Bisogna poi tenere conto dell'evoluzione dei principi normativi, in particolare relativi alla classificazione sismica del territorio; nel corso degli anni la classificazione sismica è mutata, così che vi sono molti edifici che furono progettati e costruiti in zone che all'epoca non erano considerate sismiche, e che oggi si trovano localizzati in zone con un livello di sismicità maggiore.

Risulta quindi evidente che la verifica di vulnerabilità per gli edifici esistenti assume un ruolo di estrema importanza e rappresenta una problematica di grande attualità, anche a causa del fatto che il territorio italiano è interessato da importanti eventi sismici. È necessario poi porre un'attenzione particolare agli edifici definiti "strategici" e "rilevanti", a causa della loro importanza ai fini di Protezione Civile e in termini di possibili perdite di vite umane in seguito a eventuali crolli. A questa categoria appartengono per esempio ospedali e scuole, edifici la cui sicurezza è necessaria e vantaggiosa per tutta la società. Il patrimonio edilizio sanitario è sottoposto ad indagini da parte delle istituzioni ai fini di valutarne la vetustà delle strutture. Da dati riportati dal "il Sole 24 ore, Sanità", emerge che circa il 15% degli edifici è stato costruito prima del 1900, mentre il 35% è stato costruito precedentemente alla prima guerra mondiale.

Non è semplice effettuare una valutazione della vulnerabilità sismica su un edificio esistente, in quanto, nella maggior parte dei casi, è presente una forte incertezza su quelle che sono le caratteristiche dei materiali e della struttura resistente.

Lo scopo della presente tesi è l'analisi di vulnerabilità sismica e l'elaborazione di un progetto di miglioramento per un edificio ospedaliero. La costruzione oggetto di studio è uno degli edifici che compongono la struttura dell'Arcispedale Santa Maria Nuova di Reggio Emilia.

Questo elaborato di tesi si articola in 8 capitoli.

Nel primo capitolo si ha una descrizione del rischio sismico espresso come il prodotto fra la pericolosità sismica, il rischio sismico e l'esposizione.

Nel secondo capitolo si descriveranno le prescrizioni imposte dalle attuali normative alle costruzioni in zona sismica, soffermandosi sugli aspetti innovativi delle nuove norme tecniche.

Nel terzo capitolo si procederà con una descrizione dell'iter procedurale previsto dalla normativa per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, distinguendo le possibili tipologie di analisi e le relative verifiche da svolgere.

Nel quarto capitolo si descriverà la struttura oggetto di analisi seguendo i criteri indicati al capitolo precedente: si effettueranno una descrizione del contesto edilizio, un'analisi storico-critica della struttura, una caratterizzazione dei materiali sulla base delle prove effettuate, una caratterizzazione sismica del sito e una descrizione delle diverse azioni agenti sulla costruzione.

Nel quinto capitolo si descriverà il modello realizzato sul software ProSap e si effettuerà un'analisi di vulnerabilità per valutare il livello di sicurezza della struttura tramite il software.

Nel sesto capitolo si descriverà un secondo modello, realizzato per confronto sul software Sap2000; dopo aver verificato che i due modelli sono congruenti, si andranno a effettuare manualmente le verifiche svolte in precedenza da ProSap, in modo da avere pieno controllo dei risultati dell'analisi.

Nel settimo capitolo si descriveranno le diverse tecniche di rinforzo per gli edifici in c.a. permesse dalla normativa vigente, in particolare si analizzeranno le differenze fra interventi che agiscono modificando il comportamento globale della struttura e interventi di rinforzo locale. Per quanto riguarda gli interventi di rinforzo locale si andrà a descrivere nel dettaglio pregi e svantaggi delle categorie di intervento permesse dall'attuale normativa; si descriveranno il rinforzo tramite incamiciatura in calcestruzzo, il rinforzo tramite incamiciatura in acciaio, il metodo CAM e il rinforzo mediante materiali fibrorinforzati.

Nell'ottavo capitolo si effettuerà un progetto di miglioramento per la struttura in esame. Inizialmente si eseguirà una verifica per un fissato livello di sicurezza, obiettivo del miglioramento; successivamente si procederà con la motivazione della scelta di un intervento di rinforzo mediante materiali fibrorinforzati per il caso in esame. Infine, si descriverà nel dettaglio il progetto dell'intervento di consolidamento per tutti gli elementi non verificati per il fissato livello di azione sismica.

1 RISCHIO SISMICO

Con il termine “rischio sismico” ci si riferisce alla misura dei danni che in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione, ci si può aspettare in un dato intervallo di tempo. Esso dipende da tre fattori e può essere espresso dalla formula:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Dove:

- *P* Indica la pericolosità del territorio;
- *V* Indica la vulnerabilità della costruzione;
- *E* Indica l'esposizione al rischio della costruzione.

La pericolosità sismica o sismicità di un territorio è determinata dalla frequenza e dalla forza degli eventi sismici che interessano il territorio stesso. Risulterà tanto più elevata quanto più elevata è la probabilità che un terremoto di una certa intensità si verifichi in quel territorio.

La vulnerabilità sismica indica la suscettività della struttura a subire danni in seguito al verificarsi dell'evento sismico e viene misurata attraverso il danno che la costruzione subisce a fronte di un evento sismico di elevata intensità. Una maggiore vulnerabilità indica maggiori danni provocati dall'evento sismico sulla costruzione.

L'esposizione sismica rappresenta la quantità e la qualità dei valori dei beni sul territorio che possono essere interessati dall'evento sismico; l'esposizione sismica indica essenzialmente il valore della struttura in termini di perdita sociale, considerando sia beni culturali che vite umane.

Considerando la frequenza e l'intensità degli eventi sismici che interessano il territorio italiano, il livello di pericolosità sismica è generalmente considerato medio-alto.

Anche l'esposizione sismica è elevata, se si tiene conto dell'elevata densità di popolazione e del patrimonio storico-artistico. Il rischio sismico sul territorio italiano è quindi elevato.

Per ridurre il rischio sismico, sarebbe teoricamente possibile ridurre uno o più dei tre fattori che lo determinano, ossia la pericolosità, l'esposizione o la vulnerabilità.

Naturalmente la pericolosità non può essere modificata, in quanto è legata alle sorgenti alle caratteristiche geologiche del territorio.

L'esposizione può essere ridotta variando la classe d'uso degli edifici e la loro densità abitativa.

La vulnerabilità può essere invece ridotta mediante interventi sia su elementi strutturali che non strutturali, raggiungendo in tal modo una riduzione del danno atteso per l'azione sismica.

1.1 PERICOLOSITÀ SISMICA

La pericolosità sismica fa riferimento alle caratteristiche geologiche del sito e alla frequenza con la quale il sisma si ripete. E' quindi un indicatore della gravità degli eventi sismici attesi. La pericolosità viene quindi valutata tramite dati storici e conoscenze geologiche.

Il territorio è suddiviso in zone sismogenetiche. Per zona sismogenetica si intende una zona omogenea da un punto di vista geologico e cinematico (Mezzina et al,2011); si riporta una mappa delle zone sismogenetiche redatta dall'INGV.

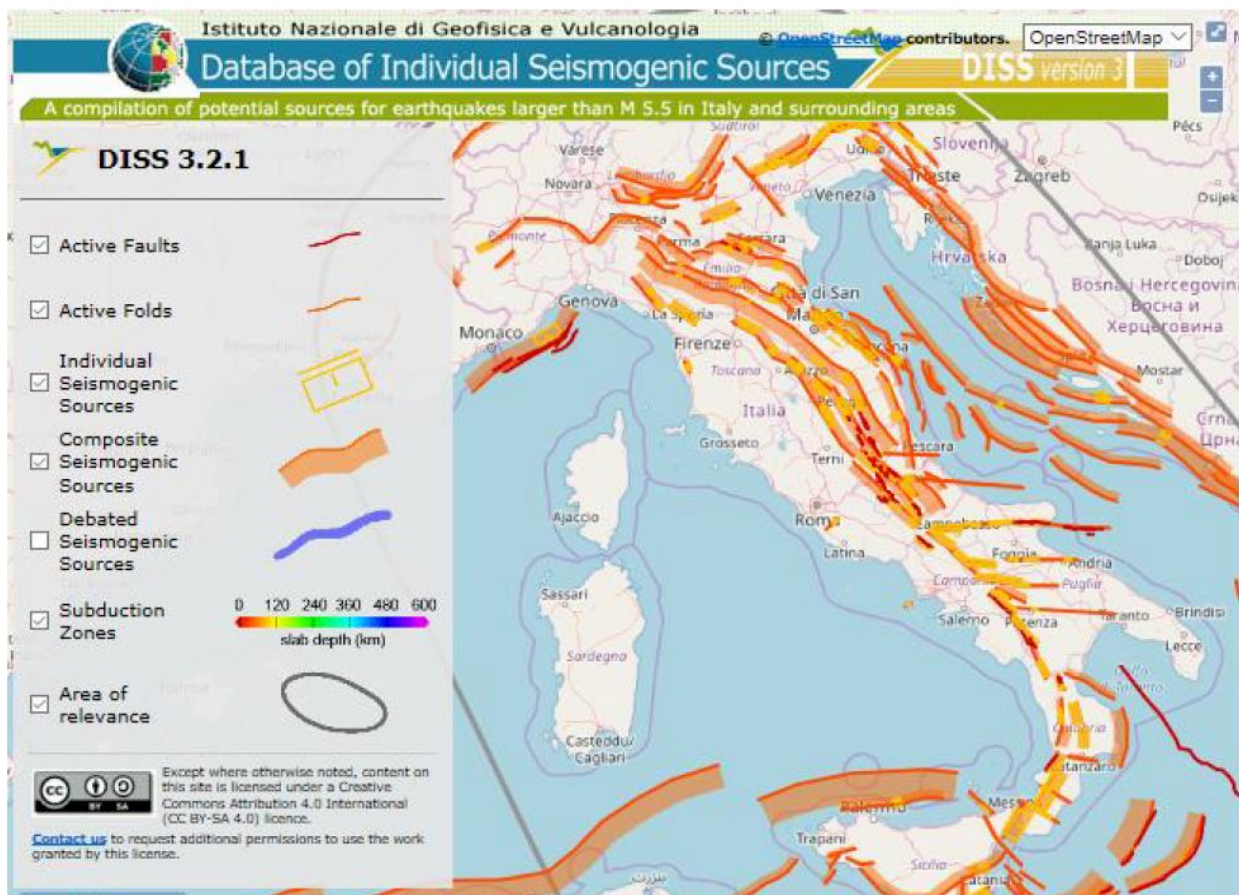


Figura 1.1.1 Zone sismogenetiche italiane, Fonte INGV.

I metodi utilizzati per un'analisi della pericolosità possono essere classificati in due tipologie:

- **Metodi Probabilistici:** consentono di ottenere una stima degli eventi futuri in un determinato sito e di valutare la probabilità di superamento di una determinata intensità, basandosi su analisi di tipo probabilistico degli eventi passati;
- **Metodi Deterministici:** considerano un singolo evento e la sua propagazione nel territorio, analizzandone gli effetti.

METODI PROBABILISTICI

I metodi di natura probabilistica si fondano su due ipotesi:

- 1- La distribuzione spaziale degli eventi viene ipotizzata uniforme all'interno delle zone sismogenetiche: questo significa che si considera la stessa probabilità di accadimento di un evento sismico, per le diverse micro-zone all'interno della stessa zona sismogenetica.
- 2- La distribuzione dell'occorrenza degli eventi viene ipotizzata di tipo poissoniano: questo significa che in un dato intervallo di tempo, il numero medio di eventi sismici non varia al passare dei secoli.

Gli approcci probabilistici sono i più utilizzati per la loro semplicità e hanno portato alla definizione della mappa di pericolosità 2004. Il metodo probabilistico più utilizzato è il metodo Cornell.

I passaggi di tale metodologia sono i seguenti (*Sito del dipartimento della Protezione civile*):

- 1) Individuazione delle zone sismogenetiche: *“In tali aree sono definite le faglie maggiori, responsabili degli eventi di maggiore energia, le faglie minori, responsabili degli eventi di minore energia, ed è definita la loro cinematica”*;
- 2) Definizione del numero di eventi per ciascuna zona, individuando una relazione tra numero di eventi e la loro intensità, definita tramite la magnitudo. Tale relazione è nota come legge di Gutenberg-Richter:

$$\log(N) = a - b \cdot I$$

Dove:

- N rappresenta il numero di eventi;
 - I l'intensità macrosismica;
 - a e b sono due costanti che dipendono dalle caratteristiche del sito.
- 3) Applicazione di una legge di attenuazione. Per un determinato territorio viene costruito un modello matematico che rappresenta la variazione dell'intensità con la distanza dall'epicentro; si considerano i parametri di pericolosità scelti al di sopra di una certa soglia, al di sotto del quale gli eventi sono considerati ininfluenti;
 - 4) Calcolo della pericolosità, sommando i contributi di tutte le zone sismogenetiche, tenendo conto della legge di attenuazione.

Sulla base dei valori di pericolosità così determinati, si procede con la definizione di una carta della pericolosità. Tali mappe sono rese disponibili dall' INGV (Interactive maps of seismic hazard), e indicano, in funzione delle coordinate del sito, i valori di accelerazione spettrale e di PGA (Peak Ground Acceleration).

1.2 VULNERABILITÀ SISMICA

La vulnerabilità sismica è una indicazione della capacità di un edificio di rispondere alle sollecitazioni sismiche, ovvero la sua suscettività a subire danni in seguito al verificarsi dell'evento sismico. La vulnerabilità rappresenta quindi una relazione tra l'azione sismica e il danno che essa provoca sulla struttura. Come parametro rappresentativo dell'azione sismica conviene considerare le grandezze spettrali, che hanno un chiaro significato meccanico e possono essere utilizzate anche in un'analisi strutturale per la valutazione del danno.

Il danno è invece calcolato in termini economici, mediante la valutazione del costo necessario al ripristino della struttura soggetta al sisma.

Una classificazione dei diversi metodi per stimare la vulnerabilità di un edificio, elenca le seguenti categorie:

- Metodi diretti: forniscono il risultato direttamente come indicazione del danneggiamento provocato dal sisma;
- Metodi indiretti: forniscono una relazione tra danno e sisma dopo la definizione di un indice di vulnerabilità;
- Metodi convenzionali (euristici): confrontano strutture diverse ubicate in zone aventi la stessa sismicità, e forniscono solo un'indicazione dell'indice di vulnerabilità.

I metodi per la stima della vulnerabilità vengono anche classificati come:

- Metodi quantitativi che danno un'indicazione numerica del danno;
- Metodi qualitativi che invece forniscono unicamente un giudizio relativo alla vulnerabilità, senza quantificarla.

2 NORMATIVA SISMICA DI RIFERIMENTO

2.1 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA

A causa del continuo progresso delle conoscenze tecniche e scientifiche, nel corso degli anni le normative tecniche hanno subito una continua evoluzione. La prima legge fondamentale per la regolamentazione degli edifici in c.a., con riferimento a quelli in zona sismica, è la legge n.64 del 1974. Fino a 12 anni fa il metodo utilizzato per le verifiche era quello delle tensioni ammissibili, che prevedeva che la tensione fosse determinata con un modello elastico. A partire dal D.M. del 1996 è stato proposto il metodo agli Stati Limite, un metodo alternativo di tipo semiprobabilistico. Con l'Ordinanza 3274 del 2003 prima e l'Ordinanza 3431 del 2005 poi, viene stabilita l'importanza della valutazione della azioni sismiche e dell'utilizzo del metodo agli Stati limite. Con il D.M. del 2005, si vuole fornire un "Testo unitario che abbia caratteristiche di coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità e sia improntato al più moderno indirizzo di normative prestazionali, piuttosto che prescrittiva".

Il 14 Gennaio 2008 vengono emanate con Decreto Ministeriale le Norme Tecniche per le Costruzioni, che rappresentano la normativa tecnica di riferimento per la progettazione sismo-resistente in Italia. Tale normativa ribadisce la scelta del metodo agli stati limite, consentendo il metodo delle tensioni ammissibili solo per "costruzioni di classe d'uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in zona 4".

Queste normative sono state recentemente aggiornate con il Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 e la relativa Circolare Ministeriale del 21 Gennaio del 2019. In questo capitolo, esporrò gli aspetti principali della normativa inerenti alla definizione delle azioni sismiche.

Le normative di vecchia concezione si basavano sul concetto di progettazione antisismica caratterizzata da un unico livello, concepito con l'obbiettivo principale di salvare le vite umane. Le normative più recenti prendono in considerazione anche l'importanza di preservare la funzionalità della struttura.

L'obbiettivo delle attuali normative è quindi molteplice, e mira ad una protezione nei confronti di un'ampia gamma di eventi sismici, da quelli di minore intensità a quelli più forti.

L'approccio delle recenti normative riprende quello di enti normativi degli Stati Uniti, che hanno redatto diversi normative, come Vision 2000, FEMA 356, FEMA 273.

In Vision 2000 (*Structural Engineers Association of California, SEAOC, 1995*) vengono definiti quattro diversi livelli di rischio, basati sulla probabilità di superamento:

- 1- Frequente con probabilità di superamento del 50 % in 30 anni;
- 2- Occasionale con probabilità di superamento del 50% in 50 anni;
- 3- Raro con probabilità di superamento del 10% in 50 anni;
- 4- Molto raro con probabilità di superamento del 10% in 100 anni.

La normativa individua anche quattro livelli prestazionali definiti in base al livello di danno subito dalla struttura:

- 1- Completamente operativa;
- 2- Operativa;
- 3- Salvaguardia della vita;
- 4- Collasso imminente.

Gli stessi concetti furono ripresi da ulteriori linee guida redatte dalla FEMA (*Federal Emergency Management Agency*).

La figura mostra gli obiettivi prestazionali che devono essere rispettati in funzione del tipo di edificio secondo le linee guida FEMA 356 (2000): in diagonale sono rappresentati gli obiettivi prestazionali, individuando:

- Obiettivo base;
- Obiettivo per edifici essenziali;
- Obiettivo per edifici critici.

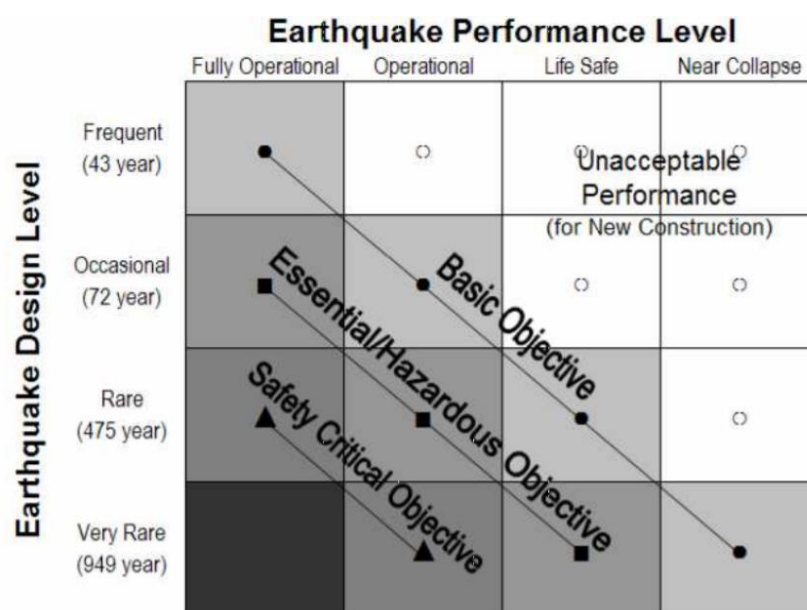


Figura 2.1.1 Obiettivi prestazionali degli edifici, Fonte FEMA 356.

In coerenza con questo approccio prestazionale la Normativa Italiana definisce quattro Stati Limite, riferendosi alle prestazioni della costruzione comprendendo elementi strutturali, non strutturali e impianti.

Gli Stati Limite di Esercizio sono rappresentati da:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati Limite Ultimi sono rappresentati da:

- Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV): si richiede che la costruzione a seguito del terremoto subisca rotture e crolli dei componenti non strutturali, e danni significativi dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; si richiede che la costruzione conservi invece una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali, e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto, si accetta che la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali, e danni molto gravi dei componenti strutturali, ma conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali, e un margine di sicurezza esiguo nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La normativa prevede la verifica nei confronti di uno o più stati limite, facendo riferimento ad un evento sismico, definito in termini di probabilità di superamento in un certo intervallo di tempo, o di periodo di ritorno. La normativa definisce i valori della probabilità di superamento P_{VR} per i diversi stati limite, associati ad un periodo di riferimento.

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

Tabella 2.1. Probabilità di superamento, Fonte NTC 2018.

Il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, viene determinato come prodotto di due valori:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

V_N è la vita nominale dell'opera, intesa come “il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata”:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 2.1.2 Tipi di costruzioni e relativa Vita Nominale, Fonte Tabella 2.4.I NTC 2018.

C_U è il coefficiente d'uso, il cui valore è associato alla classe d'uso dell'opera, e ne definisce l'importanza, e riportati al §2.4.2 delle NTC.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 2.1.3 Classi d'uso e relativi coefficienti, Fonte Tabella 2.4.II NTC 2018.

In ogni caso $V_R \geq 35$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi d'uso, definite come segue:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Dal periodo di riferimento V_R e dalla probabilità di superamento P_{VR} si può infine calcolare il periodo di ritorno dell'evento sismico T_R :

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

Con riferimento al periodo di ritorno si valuta la pericolosità sismica, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

2.2 PERICOLOSITÀ SISMICA NELLA NORMATIVA CORRENTE

La definizione delle azioni sismiche di progetto si basa sulla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La valutazione della pericolosità di base deriva da dati geologici e dati storici sulla sismicità del sito. Una griglia piuttosto fitta del territorio italiano riporta i valori dei parametri (su sito di riferimento rigido orizzontale) a_g , F_0 , T_{c^*} da utilizzare nella definizione dell’azione sismica. Tali parametri sono riportati nella tabelle 1 e 2 dell’Allegato B delle NTC 2018, e hanno il seguente significato:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale ($F_0 \geq 2,2$);
- T_{c^*} : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Si riporta una mappa di pericolosità espressa in termini di accelerazione massima del suolo.

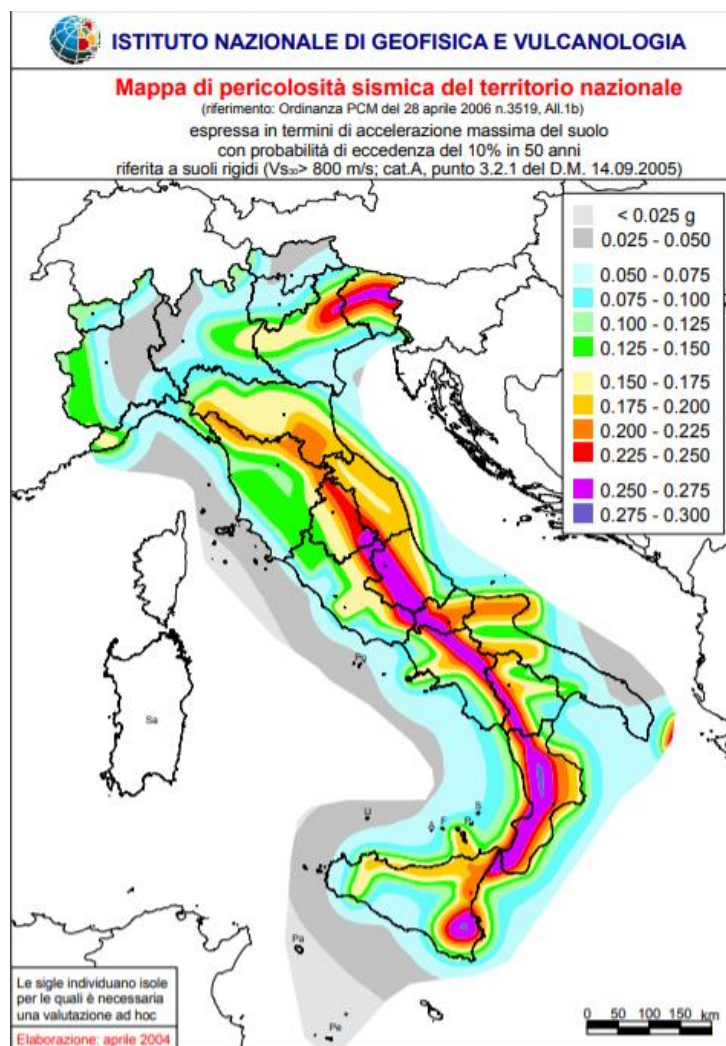


Figura 2.2.1 Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano, Fonte INGV.

La zonizzazione sismica è stata determinata ipotizzando condizioni ideali per un sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. Per considerare gli effetti della risposta sismica locale, occorre determinare le caratteristiche sismiche del suolo. In assenza di specifiche analisi riguardanti la risposta sismica locale, si può far riferimento alle tabelle riportate al §3.2.2 delle NTC 2018, che definiscono la categoria del sottosuolo e dalle caratteristiche topografiche del sito.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 2.2.2 Categorie di sottosuolo, Fonte Tabella 3.2.II NTC 2018.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Figura 2.2.3 Caratteristiche della superficie topografica, Fonte Tabella 3.2.III NTC 2018.

2.3 AZIONE SISMICA

La normativa definisce l'azione sismica agente sulla struttura oltre che in termini di accelerazione massima attesa, anche attraverso lo spettro di risposta elastico in accelerazione. Lo spettro di risposta fornito dalla normativa rappresenta un involucro degli spettri di risposta elastica dei terremoti attesi in un assegnato sito.

L'azione sismica prevista da normativa prevede due direzioni orizzontali e una verticale, tra loro indipendenti. Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche.

La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento sismico quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulti inferiore a 800, e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

2.3.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali, che fornisce l'accelerazione spettrale S_e , è definito dalle espressioni seguenti, che descrivono i quattro tratti dello spettro al variare del periodo di accelerazione T . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi, ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Le espressioni analitiche che definiscono lo spettro di risposta elastico orizzontale sono rappresentate da:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Dove:

- S è un fattore di amplificazione funzione del tipo di suolo e delle caratteristiche topografiche:

$$S = S_t \cdot S_s$$

- η è un fattore che modifica lo spettro per valori dello smorzamento diversi dal valore standard $\xi = 0,05$, secondo la relazione:

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0,55$$

- F_0 = fattore di amplificazione spettrale per accelerazioni orizzontali;
- T_c = periodo di inizio del tratto dello spettro avente velocità costante;
- T_b = periodo di inizio del tratto di spettro ad accelerazione costante.
- T_d = periodo di inizio del tratto di spettro a spostamenti costante.

Dunque, per determinare lo spettro di risposta in accelerazione $S_e(T)$ da utilizzare, si procede nel seguente modo:

- 1) Il primo parametro necessario per determinare gli altri è il tempo di ritorno che si vuole considerare T_R , che è noto non appena si è scelto lo stato limite per il quale si vuole valutare la struttura:

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = \frac{-C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

- 2) Noto T_R , si procede calcolando i parametri a_g , accelerazione del terreno, F_0 , fattore di amplificazione e T_C^* , periodo critico. Questi parametri, come descritto in precedenza, dipendono esclusivamente dal tempo di ritorno e dalle coordinate geografiche del sito. Pertanto, noto T_R , sono noti.

- 3) Noti a_g , F_0 e T_C^* , è possibile ricavare i parametri S_s , C_C e S_t necessari per la determinazione dello spettro di risposta, come indicato da normativa:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_C

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 2.3.1 Coefficienti S_s e C_C in funzione della categoria di sottosuolo, Fonte Tabella 3.2.IV NTC 2018.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_t

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_t
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 2.3.2 Coefficiente S_t in funzione della categoria topografica, Fonte Tabella 3.2.V NTC 2018.

4) In funzione di questi parametri è possibile determinare i periodi fondamentali per la determinazione dello spettro di risposta: T_B , T_C e T_D .

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla formula [3.2.5] dell'NTC 2018

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla formula [3.2.6] dell'NTC 2018:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla formula [3.2.7] dell'NTC 2018:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

5) Ora che è tutto noto, si può procedere a calcolare i valori di $S_e(T)$, per farlo è sufficiente utilizzare le funzioni fornite al §3.2.3.2.2 dell'NTC 2018, che descrivono ogni tratto dello spettro:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLE COMPONENTI VERTICALI

Lo spettro di risposta elastico delle componenti verticali si calcola con le formule [3.2.8] delle NTC 2018:

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Dove:

- F_V è un fattore di amplificazione spettrale per la componente verticale dell'azione sismica, definito dalla relazione:

$$F_V = 1,35 F_0 \sqrt{a_g/g}$$

- I parametri a_g, S, η, F_0 assumono lo stesso valore definito in precedenza;
- I parametri S_S, T_B, T_C, T_D sono definiti dalla seguente tabella, per tutti i tipi di suolo:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Figura 2.3.3 Parametri dello spettro di risposta elastico per accelerazioni verticali, Fonte Tabella 3.2.VI NTC 2018.

2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Essendo il sisma un evento raro, si considera che l'entità più probabile dei carichi verticali quando avviene un terremoto sia inferiore al valore di calcolo. Per questo le normative attuali prescrivono di considerare presenti quelli verticali quasi permanenti, cioè i valori di $g_k + \psi_2 \cdot q_k$. Tale combinazione è espressa dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono definiti al §2.5 delle NTC, e riportati nella figura sottostante.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2.4.1 Valori dei coefficienti di combinazione, Fonte Tabella 2.5.I NTC 2018.

Per quanto riguarda la combinazione degli effetti delle diverse componenti del sisma, occorre ricordare che il sisma comporta movimenti di due direzioni orizzontali e in una verticale. La componente verticale ha una minore importanza, anche per la minore entità dei carichi presenti durante il sisma, infatti viene presa in considerazione solo nei casi specifici definiti in precedenza. Le due componenti orizzontali invece non sono correlate, i massimi effetti non si avranno nello stesso istante. Per tale motivo le NTC 2018 prescrivono di effettuare una combinazione lineare fra gli effetti di una componente valutati al 100% a quelli dell'altra componente ridotti al 30%.

2.5 TIPOLOGIE DI ANALISI STRUTTURALE

Le attuali normative in ambito sismico distinguono due tipologie di analisi principali: analisi lineari e analisi non lineari. Le analisi lineari valutano le forze agenti sulla struttura e gli spostamenti in campo elastico lineare, pertanto, sono più facili da utilizzare; esse si basano sull'utilizzo degli spettri di risposta.

L'analisi non lineare tiene conto anche del comportamento non lineare degli elementi e consente una valutazione più realistica delle azioni agenti sulla struttura, implicando però un maggior onere computazionale e una maggior difficoltà di applicazione.

Le normative prevedono inoltre un'ulteriore distinzione delle analisi strutturali, definendo analisi statiche e dinamiche, a seconda che l'equilibrio venga trattato rispettivamente in maniera statica o dinamica.

In base a queste distinzioni, le NTC 2018, coerentemente con l'Eurocodice 8 e altri codici normativi internazionali, prevedono quattro tipologie di analisi, che sono descritte brevemente nei seguenti paragrafi.

La scelta della metodologia di analisi è a discrezione del progettista, entro i limiti di applicabilità previsti dalla norma.

Riassumendo, le metodologie di analisi previste dalla normativa sono le seguenti:

Metodi di analisi elastico-lineari

- Analisi Statica equivalente;
- Analisi modale con spettro di risposta.

Metodi di analisi non lineari

- Analisi statica non lineare (Push-over);
- Analisi dinamica non lineare.

2.5.1 ANALISI STATICA EQUIVALENTE

L'analisi statica lineare (§7.8.1.5.2 NTC 2018) consiste nell'applicazione di un sistema di forze statiche (equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica). E' un'analisi dinamica semplificata, e valuta l'effetto del primo modo di vibrazione, che risulta essere generalmente predominante. Si può applicare se il comportamento della struttura è piano, ovvero trasla senza rotazioni rilevanti, e se il periodo T_1 non è elevato. Queste limitazioni garantiscono che gli effetti relativi al primo modo di vibrare siano effettivamente predominanti. Le NTC 2018 riportano al §7.3.2:

“Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o analisi lineare statica”.

Successivamente al §7.3.3.2 scrivono:

“a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.”

Questo tipo di analisi può dunque essere fatto su strutture sufficientemente regolari e semplici e consiste in una distribuzione di forze orizzontali che rappresentano, in modo semplificato, l'effetto del primo modo di vibrare indotto dall'azione sismica.

Dunque, le condizioni per poter utilizzare questa metodologia di analisi sono:

- 1) Edificio regolare in altezza;
- 2) Periodo fondamentale della struttura $< 2,5 T_c$.

Sebbene non implichi un'analisi dinamica per la determinazione dei modi di vibrazione e dei relativi periodi questo tipo di analisi richiede la conoscenza del periodo fondamentale della struttura.

Il periodo fondamentale, in assenza di un calcolo rigoroso, può essere calcolato in maniera approssimata, riferendosi a delle formule semplificate fornite dalla normativa.

Le NTC 2008 fornivano, per edifici che non superano i 40 m di altezza, e la cui massa sia distribuita in maniera uniforme lungo l'altezza, la formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \qquad \qquad \qquad \text{NTC 2008}$$

Dove:

- H è l'altezza totale della costruzione;
- C_1 è un coefficiente che vale 0,085 per costruzioni con telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con telaio in calcestruzzo armato e 0,05 per qualsiasi altro tipo di struttura.

Novità NTC 2018

Con l'avvento dell'NTC 2018 la formula per il calcolo del periodo proprio della struttura valutata con analisi statica equivalente è cambiata:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \qquad \qquad \qquad \text{NTC 2018}$$

Dove:

- d è lo spostamento in sommità dovuto ai pesi W applicati orizzontalmente.

Questa nuova formulazione risulta meno comoda per un professionista che sta svolgendo un'analisi di questo tipo: infatti lo scopo dell'analisi statica equivalente è quello di ottenere risultati approssimati ma con un metodo speditivo. Con l'NTC 2008 il calcolo del periodo proprio fondamentale della struttura era immediato e si poteva procedere con l'analisi. Ora, con le nuove Norme Tecniche, per poter utilizzare un metodo speditivo e approssimato come questo appena descritto è necessario prima svolgere un'analisi statica per ricavare d e poi successivamente svolgere l'analisi statica equivalente.

Le forze F_i da applicare alla massa i -esima della costruzione per l'analisi statica equivalente sono date dalla formula [7.3.7] dell'NTC 2018:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

Dove:

- F_h è il taglio totale al piede della costruzione dato dalla relazione:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

- λ dipende dal numero dei piani della struttura: $\lambda = 0,85$ se i piani sono più di due, mentre $\lambda = 1$ se i piani sono meno di 3;

- W_i e W_j sono i pesi delle masse presenti all'impalcato i e j

- z_i e z_j sono le corrispondenti quote rispetto al piano di fondazione.

Quello che si ottiene con questo tipo di analisi è una distribuzione di forze equivalenti di tipo triangolare. L'idea alla base di questo metodo è che il primo modo di vibrare sia determinante e, esattamente come nell'analisi statica modale, le forze equivalenti devono essere proporzionali alla forma del modo di vibrare considerato.

Inoltre, essendo una delle due condizioni di validità del metodo quella che la struttura sia regolare in altezza, la massa non può variare di più del 25% fra un piano e l'altro: pertanto la distribuzione di forze equivalente che si ottiene ha un andamento triangolare come illustrato in figura.

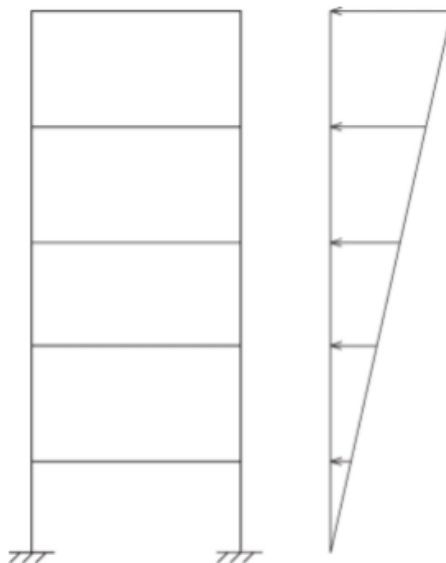


Figura 2.5.1 Andamento della distribuzione di forze di piano ottenute con l'analisi statica equivalente.

2.5.2 ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA

È il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica. È il metodo più generale e più utilizzato, in quanto può sempre essere applicato.

Si basa sulla valutazione delle risposte della struttura come combinazione lineare dei modi di vibrare, semplificando la risoluzione di problemi dinamici a molti gradi di libertà, consentendo la trasformazione di un sistema di equazioni accoppiate in un gruppo di equazioni disaccoppiate, in cui ogni equazione contiene un'unica variabile.

L'analisi dinamica modale con spettro di risposta, seguendo le prescrizioni delle NTC 2018, prevede i seguenti passaggi:

- 1- Analisi Modale: determinazione dei modi di vibrazione della costruzione;
- 2- Analisi Spettrale: calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3- Combinazione degli effetti.

La forza applicata all'*i*-esimo piano, per il *j*-esimo modo di vibrare è data dalla seguente equazione:

$$F_{ij} = m_i \cdot \phi_{ij} \cdot g_j \cdot S_d(T_j)$$

Dove:

- m_i è la massa relativa all'*i*-esimo grado di libertà, dunque all'*i*-esimo piano;
- ϕ_{ij} sono le componenti di spostamento normalizzate del *i*-esimo grado di libertà per il *j*-esimo modo di vibrare;
- g_j è il coefficiente di partecipazione modale del *j*-esimo modo di vibrare, dato dalla seguente formula:

$$g_j = \frac{\sum_i \phi_{ij} \cdot m_i}{\sum_i \phi_{ij} \cdot m_i \cdot \phi_{ij}}$$

- $S_d(T_j)$ è il valore dello spettro di progetto corrispondente al periodo del *j*-esimo modo di vibrare.

Procedendo come appena descritto, si otterrà una distribuzione di forze per ogni modo di vibrare, distribuzione che avrà una forma simile a quella del modo di vibrare, in quanto proporzionale ad esso. Applicate n distribuzioni di forze (n = numero dei modi di vibrare considerati), si dovranno svolgere n analisi statiche e combinare i risultati di queste analisi: l'effetto di un singolo modo può essere agevolmente determinato, ma per determinare l'effetto massivo complessivo è necessario tenere conto del fatto che i moti non sono sincroni, ovvero i massimi sono raggiunti in istanti differenti, e quindi non è possibile valutarlo come semplice somma dei massimi effetti di ciascun modo.

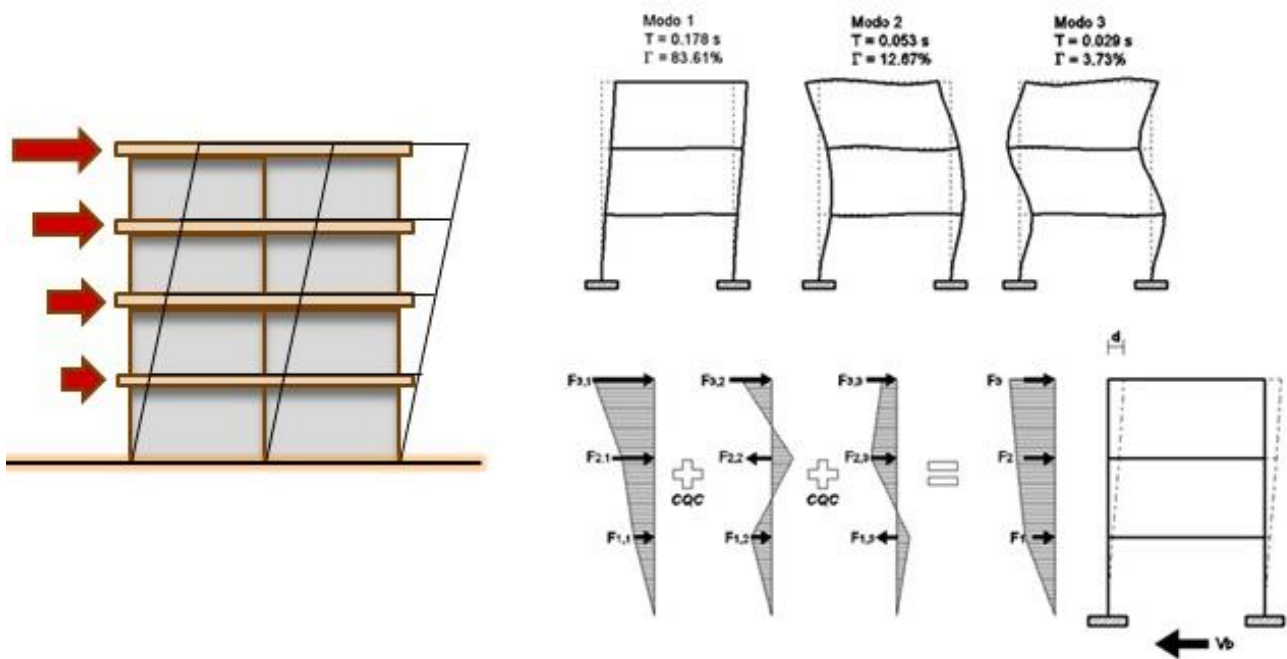


Figura 2.5.2 Esempio di Combinazione delle forze, Fonte: “NTC 2018: La liberalizzazione del pushover”.

E' necessario però stabilire dei criteri per la definizione dei modi di vibrare significativi, e delle regole per determinare il massimo effetto complessivo.

Le NTC 2018 richiedono di considerare nelle analisi modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% della massa totale, e in ogni caso un numero di modi la cui massa partecipante sia, almeno l'85% della massa totale.

Metodi di Combinazione

Sono possibili due diverse procedure per la combinazione degli effetti:

- 1) Metodo di Combinazione Quadratica Completa (**CQC**): (Formula [7.3.4] dell'NTC 2018)

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} \cdot E_{i,max} \cdot E_{j,max}}$$

Dove:

- E_i, E_j sono i valori dell'effetto relativo ai modi i e j
- ρ_{ij} è un coefficiente di correlazione tra modo i e j (compreso tra 0 e 1), calcolato con la formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2}$$

- ξ_{ij} è lo smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi:

$$\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

- 2) Metodo di Combinazione per Quadratura (**SRSS**):

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n E_j^2}$$

Come scritto nel capitolo 7.3.3.1 dell'NTC 2018, solo la prima di queste due formulazioni è permessa dalla normativa, ma, se i periodi che vengono considerati nell'analisi sismica differiscono di più del 10%, allora i risultati fra i due metodi arrivano a coincidere.

In questo caso conviene procedere con il secondo metodo, in quanto l'onere computazionale per svolgere l'SRSS è notevolmente minore rispetto al metodo CQC.

2.5.3 ANALISI STATICA NON LINEARE

Tale analisi fa riferimento ad un approccio basato sugli spostamenti (*displacement based design*), e consiste in un confronto tra la domanda di spostamento, cioè la misura dello spostamento che la struttura subisce in seguito al sisma, con la capacità di spostamento, intesa come l'abilità di resistere alla domanda sismica.

La capacità della struttura è rappresentata dalla curva di capacità o pushover, che mette in relazione il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo in sommità. L'analisi è svolta applicando un sistema di forze statiche incrementate in maniera proporzionale, fino alla condizione di collasso. Le NTC 2008 definivano dei limiti all'applicazione di questa metodologia, al §7.3.4.1 delle norme si precisa che *“il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%”*, o *“se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c ”*, escludendo così strutture per le quali il modo di vibrare non sia predominante sugli altri.

Novità NTC 2018

Le modifiche introdotte dalle nuove NTC 2018 consentono di estendere l'applicabilità dell'analisi statica non lineare ad un numero maggiore di strutture.

Infatti, come è noto, il metodo Pushover perde di significatività se il punto di controllo non rappresenta adeguatamente il comportamento globale della struttura.

In merito all'applicabilità dell'analisi esistono due ordini di problematiche da affrontare:

- la regolarità in pianta;
- la regolarità in altezza.

Il caso ideale di applicazione del metodo è la classica “pila da ponte” ma, anche grazie alle semplici considerazioni del metodo n°2 (Fajfar, Gaspersic – 1996), la verifica può essere estesa anche per edifici multipiano. In ogni caso le norme sottintendono che la risposta in spostamento della struttura aumenti con la quota, in modo da avere il suo massimo in sommità.

Per quanto riguarda la regolarità in pianta, la nuova indicazione del §7.3.4.2 delle NTC 2018 recita: *“... Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni...”*

In pratica, per la scelta dei punti di controllo è necessario effettuare un'analisi dinamica lineare in modo da capire l'effettivo contributo torsionale dei modi di vibrare fondamentali. Un edificio che presenta baricentri di massa e rigidità molto vicini “vibra” all'evento sismico con una grande prevalenza di moto traslazionale.

In altri casi come ad esempio le planimetrie a forma di “L”, la presenza di rientranze in pianta o la distribuzione asimmetrica delle tamponature contribuiscono a far aumentare il fattore di partecipazione torsionale dei modi di vibrare. In questi casi è opportuno tenere conto di altri punti di controllo, o in alternativa applicare metodi non lineari che tengano conto dell’andamento degli spostamenti delle forme modali (Fajfar - 2005).

Seguendo le indicazioni proposte dalla norma, se le analisi statiche non lineari danno risultati positivi per più punti di controllo significativi, allora l’esito totale della verifica sarà positivo.

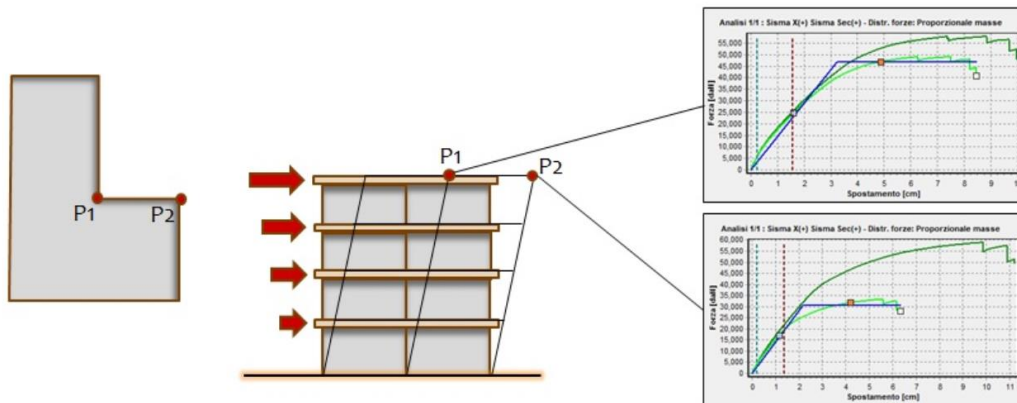


Figura 2.5.3 Analisi per diversi punti di controllo, Fonte: “NTC 2018: La liberalizzazione del pushover”.

La seconda novità, ben più importante, riguarda la possibilità di utilizzare l’analisi anche se il modo fondamentale non raggiunge un fattore di partecipazione delle masse almeno del 75%. In questo caso per la distribuzione di forze è possibile applicare una spinta alternativa a quella proporzionale alle altezze.

Anche in questa occasione la norma italiana recepisce le indicazioni dell’Eurocodice 8, e pertanto in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all’andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate mediante analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%.

Queste novità ampliano notevolmente l’ambito di applicazione del Pushover, in particolare per le strutture esistenti in c.a., per le quali era molto vincolante il limite del 75% sul fattore di partecipazione

2.5.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

È un'analisi molto complessa in quanto consiste nell'integrazione diretta delle equazioni differenziali del moto tenendo conto delle non linearità del materiale. Per questo motivo non si può procedere al disaccoppiamento delle equazioni anche se centro di massa e centro delle rigidità coincidono: questo rende l'onere computazionale molto elevato. Il modello risulta molto pesante perché la sollecitazione nell'elemento non dipende più dallo spostamento ma dalla storia di carico.

Nonostante la complessità viene utilizzata in alcune particolari situazioni in quanto consente di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, e valutare l'evoluzione nel tempo dei parametri di risposta della struttura.

Inoltre, tale metodologia presenta molteplici vantaggi in termini di affidabilità e aderenza alla realtà, ma risulta essere di difficile applicazione. Si pensi alle incertezze legate alla definizione di accelerogrammi rappresentativi, alle difficoltà legate alla definizione di un modello della struttura in grado di rappresentare il comportamento non lineare e ciclico della struttura, oltre all'onere computazionale elevato.

Tale metodologia inoltre è considerata obbligatoria dalle NTC 2018, per strutture dotate di dispositivi di isolamento alla base, quando non sia possibile applicare un'analisi equivalente.

3 VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI ESISTENTI E LIVELLO DI SICUREZZA

In questo capitolo si vuole analizzare il tema della valutazione sismica degli edifici esistenti, coerentemente con quanto prescritto dalla normativa vigente, in particolare dal capitolo 8 delle NTC 2018 e dalla Circolare Ministeriale del 2019. Il tema risulta di estrema attualità e di fondamentale importanza in ragione dei frequenti eventi sismici, con il conseguente aggiornamento della pericolosità sismica delle zone, e della continua evoluzione delle normative tecniche avvenuta nel corso degli anni.

Non è semplice effettuare una valutazione della vulnerabilità sismica su un edificio esistente, in quanto, nella maggior parte dei casi, è presente una forte incertezza su quelle che sono le caratteristiche dei materiali e della struttura resistente; quando si effettua un'analisi di questo tipo bisogna tenere in conto che gli edifici sono stati costruiti con tecniche differenti e seguendo riferimenti normativi differenti.

Le NTC 2018, per aiutare il progettista a fronteggiare questo problema, forniscono delle indicazioni da seguire per una corretta valutazione della vulnerabilità sismica. Tali prescrizioni fornite dalla normativa, evidenziano come sia di fondamentale importanza acquisire tutta la documentazione disponibile, stabilire l'anno di progettazione, ricostruire l'eventuale sequenza di esecuzione ed effettuare considerazioni basate sulla pratica progettuale dell'epoca in modo da individuare elementi che, per criterio di progetto o per condizioni di simmetria, siano stati dimensionati e armati allo stesso modo.

Le normative attuali definiscono “*esistente*”, la costruzione che:

“abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di interventi, la struttura completamente realizzata”.

Inoltre, indicano in quali situazioni sia obbligatorio effettuare una valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti:

- Risccontro di una riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti;
- Provati gravi errori di progetto e costruzione;
- Cambio di destinazione d'uso della costruzione o parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili;
- Interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscono, con elementi aventi funzione strutturale.

Per effettuare una valutazione del livello di sicurezza di un edificio esistente l'NTC 2018 introduce, per la prima volta, al § 8.3 il parametro ξ_E , scrivendo che:

“Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ξ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”.

Pertanto, questo coefficiente è così definito:

$$\xi_E = \frac{\text{Azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura esistente}}{\text{Azione sismica di progetto nel caso di una nuova costruzione}}$$

Questo parametro misura la vulnerabilità sismica e, quindi, il livello di sicurezza di un edificio esistente; questa valutazione della vulnerabilità viene eseguita con riferimento agli Stati Limite Ultimi, di salvaguardia della vita (SLV) o di prevenzione del collasso (SLC). In ragione della forte incertezza presente su una struttura esistente, la normativa sottolinea l'importanza di effettuare indagini in situ per valutare la geometria, le proprietà meccaniche dei materiali e i dettagli costruttivi, in modo da raggiungere un livello di conoscenza sulla struttura adeguato. È di rilevanza fondamentale conoscere le caratteristiche reali dei materiali quando si opera su una struttura esistente: infatti una sovrastima della resistenza dei materiali porterebbe il modello, le verifiche e tutta l'analisi di vulnerabilità sismica ad essere completamente scollegati da quella che è la struttura reale e le sue criticità.

Si riporta uno stralcio del documento *“linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili”* di ReLUIS

“ Un'errata o non perfetta esecuzione delle prove può influenzare significativamente i risultati dell'indagine al punto da compromettere la validità delle valutazioni sulla sicurezza dell'opera e delle decisioni progettuali, a partire da quella principale, riguardante la sua conservazione o la demolizione. Non è superfluo sottolineare che rispetto a quest'ultimo punto, una cattiva esecuzione delle indagini conoscitive dei materiali e della struttura possono condurre a incrementi di spesa ingiustificati e, nel caso in cui tale spesa sia a carico dello Stato, a un danno erariale.”

Dunque, in queste linee guida si sottolinea quanto appena descritto riguardo l'importanza della conoscenza delle caratteristiche dei materiali (derivanti da prove in situ) e l'influenza che queste possono avere sulla valutazione della sicurezza di un edificio esistente.

Seguendo quanto descritto al §8.5 dell'NTC 2018, si definisce l'iter progettuale per una corretta valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti:

- 1) **Analisi storico-critica:** è di fondamentale importanza, in quanto lo strumento che guida il progettista nella ricostruzione dello stato di sollecitazione attuale alla luce delle modifiche e degli eventi che hanno interessato l'edificio nel tempo;
- 2) **Rilievo:** è il primo passo quando ci si avvicina ad un edificio esistente, si definisce lo stato attuale della costruzione mediante rilievi plano-altimetrici, strutturali e dello stato di danno e deformativo della struttura;
- 3) **Caratterizzazione meccanica dei materiali:** consiste nella valutazione della capacità di resistenza dei materiali mediante indagini svolte in sito o in laboratorio;
- 4) **Definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza:** la norma definisce dei coefficienti riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali che si riducono al crescere del grado di approfondimento delle indagini;
- 5) **Analisi strutturale** e valutazione della sicurezza del sistema strutturale esistente;
- 6) **Proposta di eventuali interventi di adeguamento e valutazione del rapporto costi/benefici ottimale.**

3.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Al capitolo 8.5.1. le NTC 2018 scrivono:

“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l’hanno interessata.”

La conoscenza della storia di un fabbricato è un elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia. L’analisi storica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, le trasformazioni operate dall’uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell’assetto statico originario, gli eventi sismici che lo hanno interessato e agli eventuali danni rilevati. In tal senso l’indagine storica diventa una fonte di conoscenza finalizzata all’interpretazione del comportamento strutturale.

L’analisi deve iniziare con il reperimento di tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, eventuali relazioni di collaudo e deve riguardare:

- l’epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell’epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell’aggregato edilizio di cui l’edificio è parte.

Risulta, in generale, utile anche la conoscenza delle patologie o delle carenze costruttive evidenziate da edifici simili per tipologia ed epoca di costruzione.

In definitiva, questa fase deve permettere di interpretare la condizione attuale dell’edificio come risultato di una serie di vicende statiche e di trasformazioni che si sono sovrapposte nel tempo.

3.2 RILIEVO

Si tratta di una procedura fondamentale per l'acquisizione dei dati necessari per la realizzazione di un modello di calcolo rappresentativo dell'edificio esistente. L'indagine consiste nella definizione della geometria strutturale e dei dettagli costruttivi.

L'NTC 2018 al §8.5.2. scrive:

“Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.”

Questa prima fase è necessaria anche per individuare eventuali danni presenti nell'edificio e/o situazioni critiche che possono comportare una crisi imminente e dei meccanismi di danno. Il rilievo è finalizzato alla definizione sia della geometria esterna, sia dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi effettivamente raggiungibili, con funzione strutturale o meno.

Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (come ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Il rilievo di manufatti che non hanno funzione strutturale (pareti divisorie, controsoffitti, impianti) deve essere effettuato con l'obiettivo principale di identificare eventuali rischi per la sicurezza degli abitanti, connessi a problemi di stabilità dei manufatti stessi o delle strutture. Particolarmente pericolose si sono rivelate, in occasione di eventi sismici, le pareti di tamponamento formate da più paramenti accostati e privi di adeguati collegamenti tra loro e/o separati da intercapedini isolanti, soprattutto quando non sono contenute in riquadri strutturali.

Il rilievo geometrico degli elementi deve permettere:

- L'identificazione dell'organizzazione strutturale;
- L'individuazione della posizione e delle dimensioni di travi, pilastri, scale e setti;
- L'identificazione dei solai e della loro tipologia, orditura, sezione verticale;
- L'individuazione di tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali quali tamponamenti, tramezzature.

Le indagini devono riguardare prevalentemente elementi strutturali che maggiormente influenzano la risposta strutturale ma devono essere effettuate ponendo l'adeguata attenzione ai seguenti principi generali:

Per i Pilastri è sempre bene:

- Evitare di scegliere elementi con elevati tassi di lavoro;
- Individuato il pilastro, scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali (per esempio zone a metà altezza);
- Evitare gli estremi dell'elemento in quanto potrebbero dar luogo a risultati falsati dalla segregazione dei componenti del getto;
- Effettuare alcuni prelievi in modo da ottenere campioni indisturbati;
- Rispettare le norme UNI sul rapporto fra il diametro della carota e il diametro dell'interte massimo riscontrato:

$$\frac{\Phi_{carota}}{\Phi_{inerte\ max}} > 3$$

Per le Travi:

- Eseguire preferibilmente prove non distruttive;
- Nel caso di prove distruttive scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali (per esempio zone a distanza L/5 dai nodi);
- Rispettare le norme UNI sul rapporto fra il diametro della carota e il diametro dell'interte massimo riscontrato:

$$\frac{\Phi_{carota}}{\Phi_{inerte\ max}} > 3$$

Per i Nodi:

- È necessario che venga indagato almeno un nodo trave-pilastro non confinato, mediante parziale scalpellatura del copriferro e con l'aiuto di strumenti non distruttivi in modo da poter individuare i dettagli di ancoraggio delle armature della travi convergenti, l'eventuale presenza di staffe nel nodo, nonché il dettaglio della ripresa delle armature verticali al piano superiore.

3.3 LIVELLI DI CONOSCENZA

Nel caso di edifici esistenti, bisogna far fronte ad un grado di incertezza maggiore rispetto al caso di strutture da edificare, legato alla resistenza dei materiali e al comportamento degli elementi strutturali. Inoltre gli edifici esistenti sono costruiti in riferimento a norme tecniche differenti da quelle odierne e rispecchiano lo stato di conoscenza e le eventuali carenze del periodo storico a cui risale la costruzione. Infatti, le prime norme tecniche che disciplinano le costruzioni in zona sismica sono emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici, in ottemperanza alla legge 64 del 1974. Per questo spesso gli edifici esistenti situati in zona sismica non presentano requisiti antisismici.

Occorre considerare anche problemi di degrado che possono interessare gli edifici esistenti e che uno studio del Censis (“Rapporto del 1999 sulla situazione sociale italiana”) distingue in:

- Degrado per vetustà;
- Degrado per ragioni costruttive.

In questo studio emerge che in Italia 3.575.000 di abitazioni a rischio statico devono essere sottoposte a verifica; di queste il 36,5% per ragioni d’anzianità ed il 63,5% per cause tecniche.

Tab. 1.1 – Il patrimonio edilizio a rischio

TIPOLOGIA DI DEGRADO	ALLOGI A RISCHIO	VALORE % SUL TOTALE GENERALE
VETUSTA'		
- edilizia storica nelle grandi città	105.000	2,9
- edilizia storica nel resto del patrimonio nazionale	430.000	12,1
- edifici con oltre 40 anni di vita	770.000	21,5
TOTALE	1.305.000	36,5
RAGIONI COSTRUTTIVE		
- boom edilizio fine anni '70	680.000	19
- edifici abusivi multipiano*	1.590.000	44,5
TOTALE	2.270.000	63,5
TOTALE GENERALE	3.575.000	100

(*antecedenti al condono edilizio 1986/87) Fonte Censis 1999

Figura 3.3.1 Tipologia di degrado di edifici esistenti, Fonte: Censis “Rapporto del 1999 sulla situazione sociale italiana”.

Sulla base di queste considerazioni, l'NTC 2018 introduce tre livelli di conoscenza, ordinati per livello di informazione crescente:

- **LC1:** Livello di conoscenza limitata;
- **LC2:** Livello di conoscenza adeguata;
- **LC3:** Livello di conoscenza accurata.

Gli aspetti da considerare nella definizione dei livelli di conoscenza sono:

- Geometria: schema geometrico-strutturale;
- Dettagli costruttivi: disposizione di armatura, ancoraggi, staffe per strutture in c.a.;
- Materiali: proprietà meccaniche dei materiali;
- Connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

La Circolare Ministeriale del 2019 fornisce poi una guida alla stima dei Fattori di Confidenza (FC) definiti con riferimento ai tre Livelli di Conoscenza (LC) crescenti, definiti dalla normativa.

- **LC1:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo, indagini *limitate* sui dettagli costruttivi e prove *limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello di conoscenza è:

$$FC = 1,35$$

- **LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo, indagini *estese* sui dettagli costruttivi e prove *estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello di conoscenza è:

$$FC = 1,2$$

- **LC3:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, indagini *esaustive* sui dettagli costruttivi e prove *esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. il corrispondente fattore di confidenza per questo livello è da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate ed è:

$$FC = 1$$

Per non generare ambiguità sui termini utilizzati nella descrizione di indagini e prove in situ, la Circolare Ministeriale fornisce le seguenti tabelle per chiarire quantitativamente quando i rilievi effettuati possono essere definiti “limitati”, “estesi” e “esaustivi”, distinguendo il caso dei dettagli costruttivi e dei collegamenti.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

Figura 3.3.2 Definizione dei livelli di rilievo per edifici in c.a., Fonte: Tabella C8.5.V Circolare Ministeriale 2019

Tabella C8.5.VI – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro...)	
<i>limitato</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell’edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell’edificio
<i>esteso</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell’edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell’edificio
<i>esaustivo</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell’edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell’edificio

Figura 3.3.3 Definizione dei livelli di rilievo per edifici in acciaio, Fonte: Tabella C8.5.VI Circolare Ministeriale 2019

Questi fattori di confidenza appena descritti hanno un duplice utilizzo, descritto al C8.7.2.2. della Circolare Ministeriale del 2019:

- 1) Per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili: le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive devono essere divise per i fattori di confidenza;
- 2) Per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili: in questo caso le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, devono essere moltiplicate per i fattori di confidenza.

I fattori di confidenza sono dunque dei coefficienti che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Lo scopo di questi coefficienti è quello di aggravare le verifiche a favore di sicurezza, in ogni situazione in cui sia presente un certo grado di incertezza.

3.4 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

La conoscenza delle caratteristiche dei materiali sarà ancora basata sulla documentazione disponibile e su prove in situ. Il paragrafo 8.5.3 delle Norme Tecniche stabilisce che:

“le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche, nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà essere considerato l’impatto in termini di conservazione del bene”.

La normativa prescrive l’utilizzo di prove sia di tipo distruttivo che non distruttivo, ai fini di una caratterizzazione meccanica dei materiali. I valori delle resistenze dei materiali vengono desunti dalle prove effettuate prescindendo dalle classi discretizzate previste dalle norme. Un’altra possibilità per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è fare riferimento alle norme dell’epoca della costruzione.

3.4.1 CLASSIFICAZIONE DEI MECCANISMI FRAGILI E DUTTILI

Per quanto riguarda l’analisi di vulnerabilità sismica di un edificio esistente, seguendo quanto indicato dalla Circolare Ministeriale del 2019, è necessario distinguere verifiche duttili e verifiche fragili per una corretta valutazione delle caratteristiche dei materiali.

Questa distinzione è importante anche per un edificio nuovo ma, grazie alle prescrizioni imposte dalla normativa una struttura di nuova costruzione viene progettata mediante il criterio della gerarchia delle resistenze e, di conseguenza, questo porta ad evitare la formazione di meccanismi fragili. Infatti il comportamento sismico ottimale delle strutture intelaiate in c.a. è legato alla formazione di meccanismi di collasso di tipo globale che coinvolgono l’intera struttura. In particolare la gran parte dell’energia sismica in gioco viene dissipata durante la formazione di cerniere plastiche alle estremità degli elementi. Inoltre, la sequenza di formazione di tali cerniere si deve manifestare con un preciso ordine di formazione (gerarchia), la quale richiede un’accurata progettazione antisismica proprio evitando i collassi locali delle zone critiche di tipo fragile.

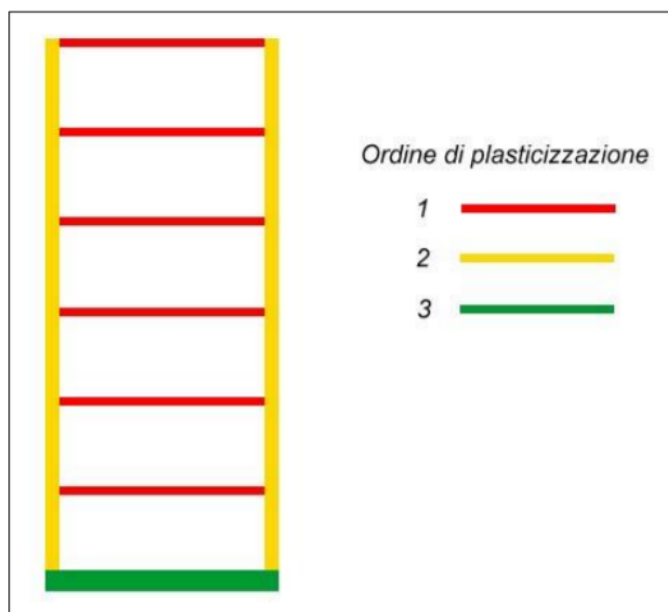


Figura 3.4.1 Ordine di plasticizzazione, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

A parità di energia sismica da dissipare, il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali di un solo piano, comporta un notevole aggravio di deformazione sugli elementi interessati e una bassa capacità dissipativa. Spesso il piano coinvolto è il piano terra in quanto alti valori di compressione non favoriscono il comportamento duttile dei pilastri, e determinano rotture fragili che potrebbero coinvolgere la stabilità di tutta la struttura.

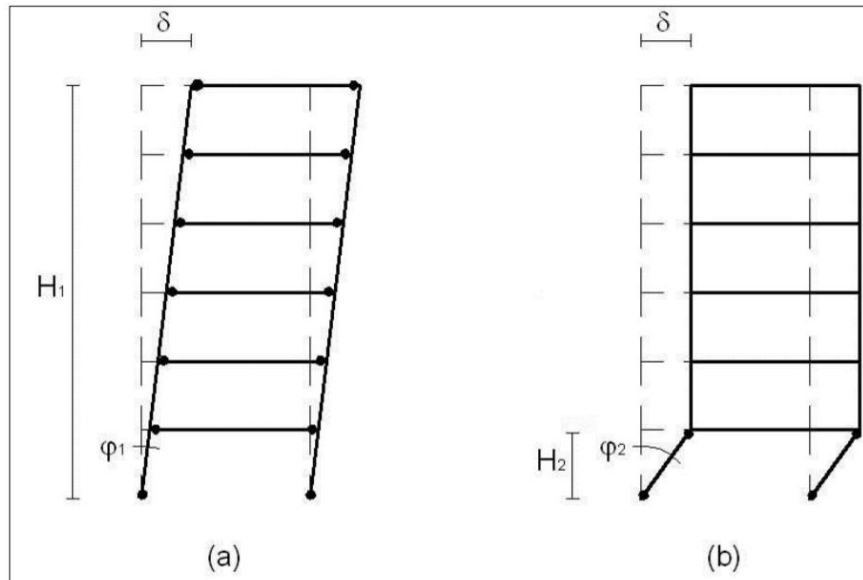


Figura 3.4.2 Collasso per meccanismo di piano, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Per un edificio esistente, non progettato seguendo gli attuali criteri di gerarchia delle resistenze, comprendere la distinzione fra questi due meccanismi diventa un aspetto di cruciale importanza; infatti, la formazione di collassi di tipo duttile (ad esempio rottura a flessione che precede la rottura a taglio) consente agli elementi di mantenere residue capacità portanti ai carichi verticali. Viceversa, rotture di tipo fragile innescano possibili sequenze di collasso di altri elementi adiacenti con conseguente perdita di portanza nei riguardi dei carichi verticali. La modalità di collasso di tipo fragile porta frequentemente alla perdita di vite umane, in quanto spesso le rotture fragili si manifestano senza fenomeni di preavviso come è illustrato nell’immagine seguente.

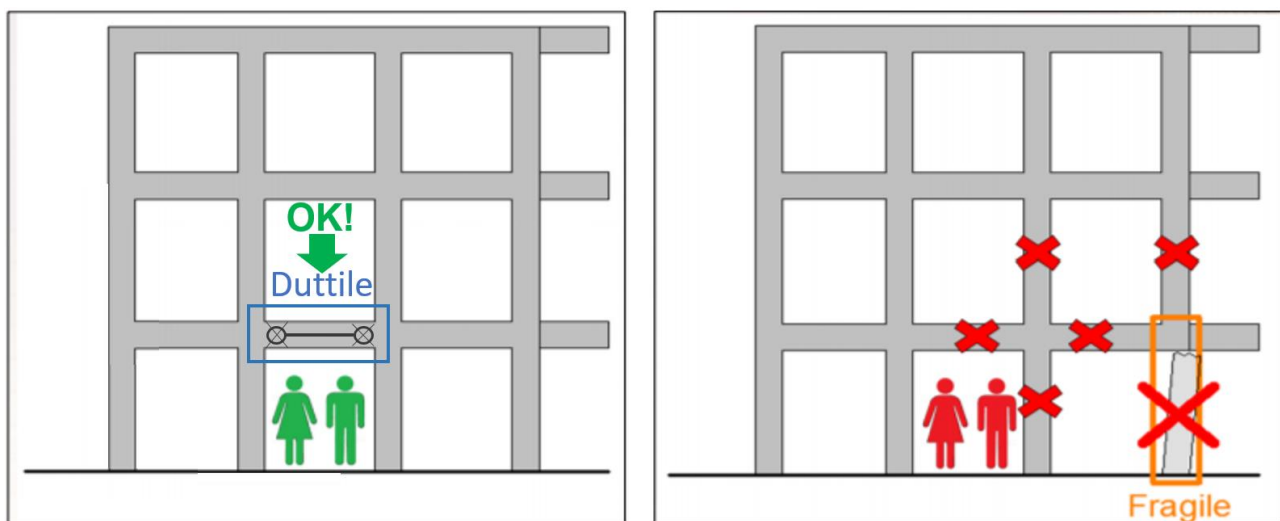


Figura 3.4.3 Pericolosità dei meccanismi fragili, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Le strutture in c.a. esistenti, spesso progettate per i soli carichi verticali, sono caratterizzate da bassi quantitativi di armatura longitudinale nei pilastri rispetto alle armature a taglio. Inoltre essendo la discriminante principale il carico verticale, anche le travi risultano abbondantemente armate in direzione longitudinale e a taglio rispetto ai pilastri. Queste condizioni descritte si identificano in modo chiaro nel meccanismo di collasso “travi forti – colonne deboli”.

3.4.2 VERIFICHE DUTTILI

Con il termine “Verifiche Duttile” si fa riferimento alle verifiche di elementi strutturali che danno luogo a un meccanismo duttile quando la sollecitazione supera la resistenza. Un meccanismo duttile rappresenta la capacità dell’elemento strutturale di deformarsi, una volta che la verifica non è più soddisfatta, esibendo visibili deformazioni plastiche prima di giungere a rottura.

Per questo tipo di verifica la Circolare Ministeriale al §C8.7.2.2. scrive che se si sta effettuando un’analisi lineare con spettro elastico, un’analisi lineare con fattore di struttura q o un’analisi non lineare, “*la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC*”.

Dunque le caratteristiche dei materiali per questo tipo di verifica si valutano nel seguente modo:

$$f_d = \frac{f_m}{FC}$$

Dove:

- f_d rappresenta la resistenza di progetto del materiale;
- f_m rappresenta la resistenza media del materiale, ricavata da prove in situ;
- FC rappresenta il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

3.4.2.1 *Verifiche Duttile per una struttura in c.a.*

Nel caso specifico di una struttura in calcestruzzo armato la caratteristiche dei materiali si valutano nel seguente modo:

Calcestruzzo

Per maggiore chiarezza si ritiene utile effettuare il confronto fra la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo per un materiale nuovo e per un materiale esistente quando si effettua una verifica duttile:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} \quad \text{Materiale nuovo}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot f_{cm}}{1 \cdot FC} = \frac{f_{cm}}{FC} \quad \text{Materiale esistente – Verifica Duttile}$$

Dove:

- f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo nuovo;
- f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo esistente ricavata da prove in situ;
- α_{cc} è il coefficiente di invecchiamento del materiale, che per un materiale nuovo è pari a 0,85, mentre per un materiale esistente è pari a 1;
- γ_c è il coefficiente di sicurezza del calcestruzzo che per un materiale nuovo è pari a 1,5, mentre per le verifiche duttili di un materiale esistente è pari a 1;
- FC è il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Acciaio

Per maggiore chiarezza si ritiene utile effettuare il confronto fra la valutazione della resistenza a trazione dell'acciaio presente nelle barre di armatura per un materiale nuovo e per un materiale esistente quando si effettua una verifica duttile:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad \text{Materiale nuovo}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{ym}}{1 \cdot FC} = \frac{f_{ym}}{FC} \quad \text{Materiale esistente – Verifica Duttile}$$

Dove:

- f_{yd} è la resistenza di progetto a trazione dell'acciaio;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio nuovo;
- f_{ym} è la resistenza media a trazione dell'acciaio esistente ricavata da prove in situ;
- γ_s è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio che per un materiale nuovo è pari a 1,15, mentre per le verifiche duttili di un materiale esistente è pari a 1;
- FC è il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

La normativa impone di effettuare le verifiche duttili con i valori di resistenza dei materiali appena descritti. Le verifiche che rientrano all'interno della denominazione "verifiche duttili" dipendono dal materiale con il quale è realizzata la costruzione ed dal tipo di analisi che si è scelto di utilizzare, come si vedrà in dettaglio in seguito.

3.4.3 VERIFICHE FRAGILI

Con il termine “Verifiche Fragili” si fa riferimento alle verifiche di elementi strutturali che danno luogo a un meccanismo fragile quando la sollecitazione supera la resistenza. Un meccanismo fragile rappresenta l’istantanea rottura che si genera non appena la verifica non è più soddisfatta, senza mostrare visivamente nessun preavviso. Questo genere di rottura è estremamente pericoloso nell’ingegneria strutturale a causa della sua imprevedibilità, pertanto è necessario tutelarsi maggiormente su questo fronte.

Per questo tipo di verifica la Circolare Ministeriale al §C8.7.2.2. scrive che se si sta effettuando un’analisi lineare con spettro elastico, un’analisi lineare con fattore di struttura q o un’analisi non lineare, “*la capacità degli elementi fragili in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale*”.

Dunque le caratteristiche dei materiali per questo tipo di verifica si valutano nel seguente modo:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC}$$

Dove:

- f_d rappresenta la resistenza di progetto del materiale;
- f_m rappresenta la resistenza media del materiale, ricavata da prove in situ;
- γ_m rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza del materiale;
- FC rappresenta il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

3.4.3.1 Verifiche Fragili per una struttura in c.a.

Nel caso specifico di una struttura in calcestruzzo armato le caratteristiche dei materiali si valutano nel seguente modo:

Calcestruzzo

Per maggiore chiarezza si ritiene utile effettuare il confronto fra la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo per un materiale nuovo e per un materiale esistente quando si effettua una verifica fragile:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} \quad \text{Materiale nuovo}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot f_{cm}}{1,5 \cdot FC} = \frac{f_{cm}}{1,5 \cdot FC} \quad \text{Materiale esistente – Verifica Fragile}$$

Dove:

- f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo nuovo;
- f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo esistente ricavata da prove in situ;
- α_{cc} è il coefficiente di invecchiamento del materiale, che per un materiale nuovo è pari a 0,85, mentre per un materiale esistente è pari a 1;
- γ_c è il coefficiente di sicurezza del calcestruzzo che sia per un materiale nuovo che per un materiale esistente quando si effettuano verifiche fragili è pari a 1,5;
- FC è il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Acciaio

Per maggiore chiarezza si ritiene utile effettuare il confronto fra la valutazione della resistenza a trazione dell'acciaio presente nelle barre di armatura per un materiale nuovo e per un materiale esistente quando si effettua una verifica fragile:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad \text{Materiale nuovo}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{ym}}{1,15 \cdot FC} = \frac{f_{ym}}{1,15 \cdot FC} \quad \text{Materiale esistente – Verifica Fragile}$$

Dove:

- f_{yd} è la resistenza di progetto a trazione dell'acciaio;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio nuovo;
- f_{ym} è la resistenza media a trazione dell'acciaio esistente ricavata da prove in situ;
- γ_s è il coefficiente di sicurezza dell'acciaio che sia per un materiale nuovo che per un materiale esistente quando si effettuano verifiche fragili è pari a 1,15;
- FC è il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

La normativa impone di effettuare le verifiche fragili con i valori di resistenza dei materiali appena descritti. Le verifiche che rientrano all'interno della denominazione "verifiche fragili" dipendono dal materiale con il quale è realizzata la costruzione ed dal tipo di analisi che si è scelto di utilizzare, come si vedrà in dettaglio in seguito.

3.5 TIPOLOGIE DI ANALISI PER GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

In funzione del tipo di analisi che si decide di utilizzare per un edificio esistente in cemento armato, la norma fornisce precise indicazioni riguardo quali siano le verifiche duttili e fragili da dover effettuare.

Per le strutture in c.a. sono previsti 3 metodi di analisi:

- 1) **Analisi lineare con spettro elastico;**
- 2) **Analisi lineare con fattore di struttura q ;**
- 3) **Analisi non lineare.**

La scelta del tipo di analisi da utilizzare è funzione anche del livello di conoscenza raggiunto, come si può vedere nella seguente tabella.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 3.5.1 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile, Fonte: Tabella C8.5.IV Circolare 2019.

La tabella riassume quanto descritto riguardo ai livelli di conoscenza e i relativi fattori di confidenza. Si può osservare come ad un livello di conoscenza maggiore corrisponde un minore fattori di confidenza, in modo da non penalizzare le verifiche strutturali con un fattore elevato. Inoltre, si può notare che per un livello di conoscenza limitato sulle strutture in c.a. è possibile utilizzare solamente un'analisi di tipo lineare, statica o dinamica e non un analisi non lineare. Questo perché alla base del metodo c'è la capacità degli elementi, ovvero il momento ultimo delle sezioni; se non si ha la certezza che le armature siano quelle ipotizzate e che il momento negli elementi strutturali sia quello effettivamente ipotizzato si basa l'analisi su dei dati ipotetici. Per questo motivo la normativa permette di realizzare questo tipo di analisi solamente se si è almeno in LC2.

Si procede ora ad effettuare una breve descrizione delle varie tipologie di analisi permesse dalla normativa per gli edifici esistenti, esponendo le condizioni necessarie e le verifiche duttili e fragili richieste dalla normativa per ciascun tipo di analisi.

3.5.1 ANALISI LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Si può effettuare un'analisi sia statica equivalente che dinamica modale purchè siano rispettate le condizioni specifiche per il tipo di analisi scelto e purchè sia rispettato il controllo di accettazione del modello lineare descritto al C8.7.2.2.1. della Circolare Ministeriale del 2019. Questo serve a controllare che la duttilità non sia concentrata solo in alcuni elementi della struttura ma, anzi, che sia diffusa su tutti gli elementi strutturali. Per effettuare questo controllo si calcola il rapporto:

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i}$$

Dove:

- D_i è la domanda in termini di momento flettente sull'elemento i-esimo;
- C_i è la capacità in termini di momento resistente dell'elemento i-esimo;

Affinchè il metodo sia utilizzabile dovranno essere rispettate le seguenti due condizioni:

- 1) Considerando solamente i coefficienti $\rho_i > 1$, si deve valutare il coefficiente di variazione fra di essi; questo coefficiente deve essere minore di 0,5.
- 2) La capacità dei meccanismi fragili deve risultare sempre maggiore della corrispondente domanda. La domanda a taglio da rapportare alla capacità del meccanismo fragile deve essere calcolata in funzione dell'effettivo raggiungimento della formazione delle cerniere plastiche, pertanto, per la domanda a taglio si deve utilizzare:
 - Taglio Sollecitante derivante dall'analisi, se il $\rho_i < 1$;
 - Taglio sollecitante derivante dall'equilibrio con la resistenza degli elementi duttili se il $\rho_i > 1$.

Una volta effettuato il controllo di accettazione del modello lineare, se l'esito del controllo è positivo, si può procedere con l'analisi e con le verifiche.

3.5.1.1 Verifiche Duttile – Analisi lineare con spettro elastico

Le verifiche duttili richieste dalla normative per l'analisi lineare con spettro elastico consistono nella verifica di rotazione rispetto alla corda come indicato al C8.7.2.3.2. della Circolare Ministeriale del 2019.

Verifica di rotazione rispetto alla corda

La formula da utilizzare per il calcolo della capacità in termini di rotazione massima della corda ϑ_u è la [C8.7.2.1]:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d})$$

Dove:

- $\gamma_{el} = 1,5$ per gli elementi primari ed $= 1$ per gli elementi secondari;
- L_V è la luce di taglio;
- h è l'altezza della sezione;
- $v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione;
- $\omega = A_s f_y / A_c f_c$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale in trazione;
- $\omega' = A'_s f_y / A_c f_c$ è la percentuale meccanica di armatura longitudinale in compressione;
- f_c , f_y e f_{yw} sono rispettivamente le resistenze medie a compressione del calcestruzzo, a trazione dell'acciaio per l'armatura longitudinale e a trazione dell'acciaio per l'armatura trasversale, ricavate da prove in situ e divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto;
- $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale (s_h interasse delle staffe nella zona critica);
- ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;
- α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$$

- b_0 e h_0 dimensioni del nucleo confinato;
- b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Questa rotazione deve essere confrontata con la rotazione derivante dall'analisi della struttura. La verifica è soddisfatta se la domanda in termini di rotazione massima, derivante dall'analisi per ogni elemento strutturale risulta minore della relativa capacità in termini di rotazione massima ϑ_u .

3.5.1.2 Verifiche Fragili – Analisi lineare con spettro elastico

Le verifiche fragili richieste dalla normative per l'analisi lineare con spettro elastico consistono in:

- Verifica a Taglio delle Travi;
- Verifica a Taglio dei Pilastri;
- Verifica dei Nodi.

Verifica a Taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio di travi e pilastri si utilizzano le formule previste dalla normativa per un edificio nuovo, ovvero le formule presenti al §4.1.2.3.5.2. dell'NTC 2018.

Si calcola, dunque, il taglio resistente lato calcestruzzo e lato acciaio. La capacità a taglio dell'elemento sarà data dal minore dei due valori.

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot \vartheta^2)}$$

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{\Delta x} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

La capacità a taglio dell'elemento dovrà essere confrontata con il taglio sollecitante derivante dall'analisi.

La verifica si ritiene soddisfatta se il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante derivante dall'analisi per tutti gli elementi strutturali.

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

Verifica dei nodi

La Circolare Ministeriale scrive a riguardo nel C8.7.2.3.5.:

“La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.”

La definizione di nodo interamente confinato è presente al § 7.4.4.3 delle NTC 2018, che scrive:

“Si distinguono due tipi di nodi:

- **interamente confinati**: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- **non interamente confinati**: quando non appartenenti alla categoria precedente.”

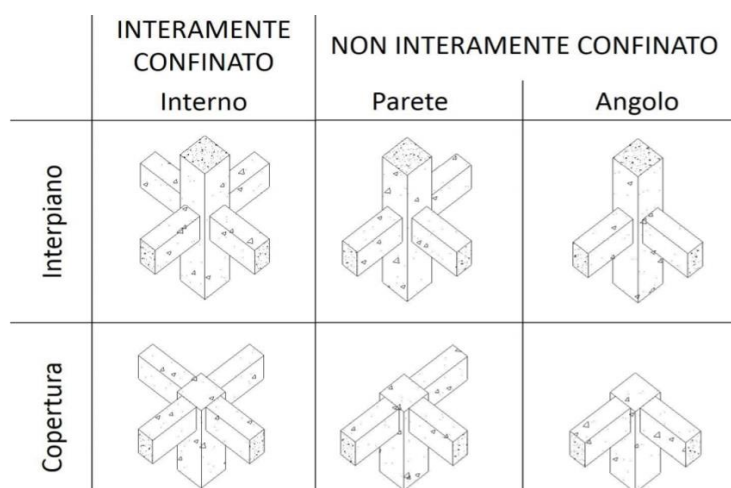


Figura 3.5.2 Nodi interamente confinati e non, Fonte: “Dissesti strutturali e da sisma delle opere in c.a.”.

Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- Per la resistenza a trazione [C8.7.2.11]:

$$\sigma_{jt} = \left\| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione [C8.7.2.12]:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0,5 f_c$$

Questa verifica risulta essere molto gravosa in quanto si va a confrontare la tensione di trazione e di compressione presente nel nodo con la resistenza del calcestruzzo senza tenere conto dell'eventuale presenza di staffe nel nodo. Fattore determinante in questa verifica è la dimensione del nodo: se sono presenti travi in spessore il nodo non avrà una grande area e la resistenza sarà così molto scarsa.

3.5.2 ANALISI LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA

Il secondo metodo di analisi proposto dalla normativa per gli edifici esistenti è l'analisi lineare con fattore di struttura. Si può effettuare un'analisi sia statica equivalente che dinamica modale purchè siano rispettate le condizioni specifiche per il tipo di analisi, descritte nei capitoli precedenti.

Per questo tipo di analisi la Circolare Ministeriale scrive al C8.7.2.2.1:

“È possibile utilizzare lo spettro di progetto ... assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.”

Inoltre, aggiunge:

“Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi duttili del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi fragili del fattore di comportamento $q = 1,5$.”

Dunque, le verifiche riguardano esclusivamente un confronto fra la resistenza dell'elemento e la corrispondente sollecitazione che dipende dal meccanismo di rottura che si genera.

Nello studio di una struttura con questo metodo di analisi è necessario realizzare due modelli differenti:

- 1) **Modello per le Verifiche Duttile** con fattore di struttura:

$$1,5 \leq q \leq 3$$

- 2) **Modello per le Verifiche Fragili** con fattore di struttura:

$$q = 1,5.$$

Modello per le Verifiche Duttili

Per determinare il coefficiente di struttura da utilizzare nel modello per le verifiche duttili si deve procedere effettuando una valutazione di q come per un edificio nuovo, tenendo conto però dei limiti imposti dalla Circolare Ministeriale.

Pertanto, si fa riferimento al § 7.3.1. dell'NTC 2018 per il calcolo del fattore di struttura q , che riporta:

“Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale.”

Per il calcolo del limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV si fa riferimento alla [7.3.1] dell'NTC 2018:

$$q_{lim} = K_R \cdot q_0$$

Dove:

- K_R è un fattore che tiene conto della regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza;
- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV e dipende dalla Classe di Duttibilità, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 .
- α_u/α_1 rappresenta il beneficio plastico, ovvero la sovreresistenza che la struttura può avere in caso di crisi: α_u rappresenta il valore del moltiplicatore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo, mentre α_1 rappresenta il valore del moltiplicatore per il quale si forma la prima cerniera plastica.

Si riporta uno stralcio della tabella 7.3.II che descrive i valori massimi di q_0 per gli edifici in c.a. in funzione della Classe di duttilità scelta e della tipologia strutturale.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Figura 3.5.3 Valori massimi per q_0 per strutture in c.a., Fonte: Tabella 7.3.II NTC 2018.

Per poter determinare il beneficio plastico α_u/α_1 di una struttura sarebbe necessario effettuare della analisi di tipo non lineare come l'analisi push-over o l'analisi dinamica non lineare. Non avrebbe senso scegliere di effettuare un'analisi lineare con spettro di risposta se per procedere con essa fosse necessario effettuare un'analisi di tipo non lineare. Pertanto, le norme permettono di ricavare i valori del rapporto α_u/α_1 in maniera tabellare, in funzione della regolarità in pianta e della tipologia strutturale; in particolare come riportato al 7.4.3.2. dell'NTC 2018 si ha che:

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

1) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai:

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

2) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti:

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u/\alpha_1 = 1$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Per strutture non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w , con:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

Una volta effettuato il calcolo del fattore di struttura come appena descritto, bisognerà effettuare il controllo che il valore così determinato sia compreso nel seguente intervallo:

$$1,5 \leq q \leq 3$$

Se dovesse risultare un valore maggiore di $q > 3$, si dovrà utilizzare $q = 3$.

Verifiche Duttile – Analisi lineare con fattore di struttura

Le verifiche duttili richieste dalla Normativa vigente per questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Verifica a Flessione delle Travi;
- Verifica a Presso-flessione dei Pilastri.

Per quanto riguarda la verifica a Flessione delle travi e a Presso-flessione dei pilastri si fa riferimento a quanto descritto nel capitolo 4.1.2.3.4.2. dell'NTC 2018. In particolare, si dovrà confrontare il momento resistente della sezione con il momento sollecitante derivante dall'analisi, come indicato nella formula [4.1.18a]:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{sd}) \geq M_{sd}$$

Per valutare il momento resistente della sezione della trave, con il quale si effettua la verifica, occorre valutare e quantificare gli sforzi interni alla sezione nella condizioni di crisi incipiente. Pertanto, note le caratteristiche dei materiali, le sezioni e le armature presenti si calcolerà il momento resistente effettuando l'equilibrio della sezione.

Modello per le Verifiche Fragili

Per questo modello il fattore di struttura è già determinato ed è pari a:

$$q = 1,5$$

Verifiche Fragili – Analisi lineare con fattore di struttura

Le verifiche fragili richieste dalla Normativa vigente per questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Verifica a Taglio delle Travi;
- Verifica a Taglio dei Pilastri;
- Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo;
- Verifica dei Nodi.

Verifica a Taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio di travi e pilastri si utilizzano le formule previste dalla normativa per un edificio nuovo, ovvero le formule presenti al §4.1.2.3.5.2. dell'NTC 2018.

Si calcola, dunque, il taglio resistente lato calcestruzzo e lato acciaio. La capacità a taglio dell'elemento sarà data dal minore dei due valori.

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot^2 \vartheta)}$$

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{\Delta x} \cdot (\cot g \theta + \cot g \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

La capacità a taglio dell'elemento dovrà essere confrontata con il taglio sollecitante derivante dall'analisi.

La verifica si ritiene soddisfatta se il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante derivante dall'analisi per tutti gli elementi strutturali.

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

Verifica a compressione massima del calcestruzzo

Per questa verifica si fa riferimento a quanto scritto al §7.4.4.2.1. dell'NTC 2018:

“Per le strutture in CD “A” e in CD “B” la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.”

Questo tipo di verifica rientra all'interno delle verifiche fragili, come riportato al C8.7.2.3. della Circolare Ministeriale:

“Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- *duttili: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;*
- *fragili: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;*

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.”

Pertanto, in questa verifica si dovrà utilizzare la resistenza a compressione del calcestruzzo, valutata per i meccanismi fragili. La verifica è soddisfatta se:

$$\sigma_c \leq \frac{N_{sd,max}}{A_{cls} \cdot 0,55 f_{cd}} \quad \text{per CD "A"}$$

$$\sigma_c \leq \frac{N_{sd,max}}{A_{cls} \cdot 0,65 f_{cd}} \quad \text{per CD "B"}$$

Verifica dei nodi

La Circolare Ministeriale scrive a riguardo nel C8.7.2.3.5.:

“La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.”

La definizione di nodo interamente confinato è contenuta all'interno del capitolo § 7.4.4.3 delle NTC 2018, che scrive:

“Si distinguono due tipi di nodi:

- **interamente confinati**: *quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;*
- **non interamente confinati**: *quando non appartenenti alla categoria precedente.”*

Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- Per la resistenza a trazione [C8.7.2.11]:

$$\sigma_{jt} = \left\| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione [C8.7.2.12]:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0,5 f_c$$

Questa verifica risulta essere molto gravosa in quanto si va a confrontare la tensione di trazione e di compressione presente nel nodo con la resistenza del calcestruzzo senza tenere conto dell'eventuale presenza di staffe nel nodo. Fattore determinante in questa verifica è la dimensione del nodo: se sono presenti travi in spessore il nodo non avrà una grande area e la resistenza sarà così molto scarsa.

3.5.3 ANALISI NON LINEARE

Per poter eseguire l'analisi non lineare su un edificio esistente è necessario rispettare le prescrizioni imposte al § 7.3.4 dell'NTC 2018, il quale scrive:

“L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni. Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- *se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti: distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2, distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;*
- *in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.*

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;*
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;*
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.”*

Oltre alle indicazioni sopra citate, si deve tenere conto delle limitazioni presenti nella TabC8.5.IV:

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 3.5.4 Metodi di analisi utilizzabili in funzione del livello di conoscenza Fonte: Tabella C8.5.IV Circolare 2019.

Dunque la norma impone di avere un livello di conoscenza almeno pari a LC2 per poter eseguire un'analisi non lineare; questo è dovuto al fatto che alla base del metodo c'è la capacità degli elementi e il momento ultimo delle sezioni: se non si è sicuri delle armature presenti negli elementi strutturali l'analisi e i risultati sono privi di significato.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sui meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali.

Le verifiche duttili sono eseguite mediante calcolo dello spostamento, confrontando la domanda in termini di deformazioni ottenuta dall'analisi con la relativa capacità.

Le verifiche degli elementi fragili sono eseguita mediante il calcolo delle resistenze confrontando la domanda in termini di sollecitazioni con la relativa capacità.

Nel caso di analisi statica non lineare con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:
 - 1) si valuta il taglio massimo alla base V_{bu} sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare;
 - 2) si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio;
 - 3) se lo spostamento d_{max} relativo allo stato limite considerato è minore di d_{cu} , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{max} ;
 - 4) se $d_{max} > d_{cu}$, la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{cu} .

3.6 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Le NTC 2018 prevedono 3 diverse tipologie di intervento su un edificio esistente, come descritto al § 8.4.:

- 1) **interventi locali:** interventi che interessano porzioni limitate della struttura, pur garantendo un incremento delle condizioni di sicurezza preesistenti;
- 2) **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione;
- 3) **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione.

Per poter descrivere le diverse tipologie di intervento si fa riferimento al parametro per la valutazione del livello di sicurezza ξ_E , introdotto dall'NTC 2018 al § 8.3 e descritto al capitolo 3 di questa trattazione:

$$\xi_E = \frac{\text{Azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura esistente}}{\text{Azione sismica di progetto nel caso di una nuova costruzione}}$$

Questo parametro per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente risulta fondamentale per la scelta e l'applicabilità del metodo di intervento. Per meglio comprendere il concetto di “Azione orizzontale massima sopportabile” si chiarisce che il livello di sicurezza viene attribuito ad ogni verifica richiesta dalla normativa e il livello di sicurezza della struttura è dato dal minore dei livelli di sicurezza di tutte le sue verifiche: in questo modo si ottiene il valore massimo della forza orizzontale che la struttura può fronteggiare senza incontrare crisi in nessuna delle verifiche richieste dalla normativa.

Si procede, ora, effettuando una breve descrizione delle diverse tipologie di intervento.

3.6.1 INTERVENTI LOCALI

Sono interventi che interessano porzioni limitate della struttura, pur garantendo un incremento del livello di sicurezza della struttura esistente. Il § 8.4.1. delle NTC 2018 scrive:

“Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- *ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;*
- *migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;*
- *impedire meccanismi di collasso locale;*
- *modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.*

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti”

Dunque, ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza ξ_E di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari).

Per questa categoria di intervento non è necessario realizzare un modello globale della struttura, è sufficiente realizzare un modello che riguarda la variazione del livello di sicurezza locale dell'elemento.

Dunque, per l'intervento locale, sarà necessario:

- 1) effettuare un modello locale della porzione di struttura interessata;
- 2) analizzare il livello di sicurezza valutando la percentuale di azione sismica per la quale le verifiche relative a quel determinato elemento, duttili e fragili, siano soddisfatte;
- 3) progettare un possibile intervento tramite un incremento di rigidità, resistenza o capacità deformativa a seconda della necessità;
- 4) controllare che il livello di sicurezza ξ_E post operam della porzione di costruzione analizzata sia aumentato.

3.6.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Sono interventi atti ad aumentare il livello di sicurezza dell'edificio esistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione.

Si riporta quanto scritto al § 8.4.2. dell'NTC 2018:

“La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ξ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ξ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ξ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\xi_E = 1,0$.”

Dunque, l'intervento di miglioramento deve essere finalizzato a conseguire un aumento del livello di sicurezza della costruzione.

In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale della struttura.

Si può eseguire un intervento di miglioramento sismico tramite variazioni di rigidezza, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali le azioni del vento, le azioni sismiche o le azioni gravitazionali; è questo il caso di strutture esistenti progettate seguendo un vecchio ordinamento, che non prevedeva la resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, alle quali la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.

La valutazione del livello di sicurezza per questo tipo di intervento deve riguardare necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Inoltre, l'NTC 2018 fornisce informazioni fondamentali sui valori che il coefficiente ξ_E può assumere in funzione della classe d'uso dell'edificio esistente che si sta analizzando. In generale, essendo un intervento di miglioramento ξ_E può essere minore dell'unità ma, nello specifico, per le costruzioni di classe d'uso III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ξ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6; per le rimanenti costruzioni di classe d'uso III e per quelle di classe d'uso II il valore di ξ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1. Anche questa è una novità introdotta dall'NTC 2018: con il vecchio ordinamento era possibile, dal punto di vista normativo, effettuare un miglioramento anche se questo incrementava il livello di sicurezza di 0,01. Ora è necessario un incremento della vulnerabilità sismica almeno del 10%.

Nel caso si scelga di effettuare un intervento di miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo elastico. Pertanto, per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore di ξ_E deve essere assunto pari a 1,0, ovvero il miglioramento sismico con isolatori, di fatto coincide con un intervento di adeguamento sismico.

Dunque, per il miglioramento sismico, sarà necessario:

- 1) effettuare un modello globale della struttura;
- 2) analizzare il livello di sicurezza valutando la percentuale di azione sismica per la quale tutte le verifiche, duttili e fragili, siano soddisfatte;
- 3) progettare un possibile intervento di miglioramento tramite un incremento di rigidità, resistenza o capacità deformativa a seconda della necessità;
- 4) analizzare il livello di sicurezza post-operam;
- 5) controllare che il livello di sicurezza raggiunto rispetti le condizioni imposte dalla normativa in funzione della classe d'uso e che la variazione del livello di sicurezza sia maggiore o uguale di 0,1.

3.6.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Sono interventi atti ad aumentare il livello di vulnerabilità sismica della struttura preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione.

Il § 8.4.3 delle NTC 2018 scrive:

“L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

a) sopraelevare la costruzione;

b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;

c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica ... includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani;

e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo. Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\xi_E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\xi_E \geq 0,80$.

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti”.

Dunque, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il livello di sicurezza richiesto dalle NTC 2018 per un edificio di nuova costruzione.

Ovviamente non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) previste per le costruzioni nuove, è sufficiente siano soddisfatte le verifiche di resistenza o duttilità a seconda dell'analisi che si sta effettuando.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ξ_E . Solamente nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) è ammesso un valore minimo di ξ_E pari a 0,8.

A tal riguardo, come riporta la Circolare Ministeriale del 2019 al § C8.4.3 :

“È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza ... ma non ricadente nei casi a), b) o d).”

Per gli edifici esistenti in muratura, particolarmente quelli storici, in cui il regime delle sollecitazioni è frutto della sovrapposizione delle vicende statiche subite dalla costruzione nel tempo, la previsione degli effetti degli interventi sul comportamento strutturale risulta estremamente difficile. Per questo motivo, è conveniente limitare l'alterazione dello stato di fatto per non creare situazioni di esito incerto; particolare cautela deve pertanto essere adottata nel caso di interventi di tipo a), b) e d).

In merito all'ultimo capoverso riportato del § 8.4.3 delle NTC 2018, esso stabilisce che non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni b), c), d) od e), solo nel caso di “variazione dell'altezza dell'edificio” causata dalla realizzazione di cordoli sommitali oppure causata da variazioni della copertura, che non comportino incrementi di superficie abitabile significativi dal punto di vista strutturale.

Il ragionamento dietro a questa disposizione è di permettere, in queste situazioni, la realizzazione di interventi di possibile beneficio strutturale, senza dover necessariamente adeguare l'intera costruzione.

Dunque, per l'adeguamento sismico, sarà necessario:

- 1) effettuare un modello globale della struttura;
- 2) analizzare il livello di sicurezza valutando la percentuale di azione sismica per la quale tutte le verifiche, duttili e fragili, siano soddisfatte;
- 3) progettare un possibile intervento di adeguamento tramite un incremento di rigidità, resistenza o capacità deformativa a seconda della necessità;
- 4) analizzare il livello di sicurezza post-operam;
- 5) controllare che il livello di sicurezza raggiunto rispetti le condizioni imposte dalla normativa in funzione della casistica nella quale ci si trova.

4 CASO STUDIO: ARCISPEDALE SANTA MARIA NUOVA

A fronte dei nuovi eventi sismici, del conseguente aggiornamento della pericolosità sismica delle zone e della continua evoluzione delle normative tecniche nel corso degli anni sulle costruzioni di edifici in zona sismica, sorge il problema di capire come ci si debba comportare nei confronti di edifici che sono stati realizzati prima che tutto ciò avvenisse. Pertanto, si ritiene utile fare un breve riassunto dell'evoluzione che la normativa italiana ha subito nel corso degli anni, riguardo lo studio della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti.

4.1 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SULLA VULNERABILITÀ SISMICA

Per quanto riguarda la valutazione di vulnerabilità sismica e gli interventi sugli edifici esistenti, la prima normativa di riferimento è la **OPCM n° 3274 del 2003**. Questo provvedimento scrive nell'articolo 2, comma 3:

“È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2, secondo quanto definito nell'allegato”.

Il termine ultimo per questa ordinanza ha subito numerose proroghe negli anni successivi, ultima delle quali, stabilita dalla **Legge n° 228 del 24 Dicembre 2012**, ha prorogato il termine ultimo al 31 Marzo 2013.

Scaduto il termine ultimo dell'OPCM 3274/2003, le amministrazioni hanno dovuto eseguire la valutazione di vulnerabilità sismica per gli edifici di interesse strategico e rilevante situati in zone sismiche 3 e 4.

Il 4 novembre 2010 è stata diffusa la circolare del Capo Dipartimento della Protezione Civile con i chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche (**DPC/SISM/0083283**), condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3, dell'OPCM 3274/2003. In particolare, con riferimento alle costruzioni esistenti di particolare rilevanza o con funzioni strategiche, si è ribadito che la verifica è obbligatoria ma non lo è l'intervento:

“la necessità di adeguamento sismico degli edifici e delle opere ... sarà tenuta in considerazione dalle Amministrazioni pubbliche nella redazione dei piani triennali ed annuali ... nonché ai fini della predisposizione del piano straordinario di messa in sicurezza antisismica ...”.

Nella stessa Circolare DPC/SISM/0083283 si ricorda che:

- ai sensi dell'OPCM 3274/2003, i proprietari e/o gestori di opere strategiche o di particolare rilevanza hanno l'obbligo di sottoporre a verifica sismica dette opere ma non l'obbligo immediato d'intervento, bensì soltanto l'obbligo di programmazione degli interventi stessi;
- ai sensi delle Norme Tecniche del 2008 i proprietari di qualsiasi costruzione hanno l'obbligo di effettuare la verifica di sicurezza nel caso in cui ricorra una almeno delle 4 circostanze riportate al paragrafo 8.3 (evidente diminuzione capacità portante, gravi errori di progetto, cambio della destinazione d'uso, riduzione della resistenza e/o modifiche della rigidità); le NTC-2008 specificano anche quando è obbligatorio l'adeguamento (sopraelevazione, ampliamento, variazione carichi in fondazione, trasformazione della costruzione) o il miglioramento;
- secondo quanto riportato al capitolo 8.3 della Circolare n. 617 del 02.02.2009, *“la gestione del risultato della verifica viene decisa dal proprietario o gestore dell'opera entro un tempo prestabilito definito in base alla vita nominale restante ed alla classe d'uso”*.

Nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 Febbraio 2011: “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” si definiscono due parametri che possono fornire una misura del rischio:

- il fattore di accelerazione, pari al rapporto tra l'accelerazione di ancoraggio (al periodo $T=0$) corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita effettivo della struttura e l'accelerazione di ancoraggio corrispondente allo Stato limite di Salvaguardia della Vita per una vita nominale pari a 50 anni;
- il tempo entro il quale attivare l'intervento in termini di “vita nominale compatibile con la capacità dell'opera”, ovvero la vita nominale corrispondente al tempo di ritorno dell'azione sismica che porta la struttura allo stato limite di salvaguardia della vita.

Il Comitato Tecnico-Scientifico della Regione Emilia Romagna, nella seduta del 27 Luglio del 2010, chiarisce che:

“In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza”.

ed ha aggiunto:

“ ... e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione ... si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:

$$\frac{T_{INT} C_U}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0.1) = 0.105$$

oppure:

$$\frac{T_{INT} C_U}{T_{SLC}} = -\ln(1 - 0.05) = 0.051$$

Essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV} (oppure T_{SLC}) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV -Stato Limite di salvaguardia della Vita (oppure SLC – Stato limite di Collasso).”.

Calcolato il tempo di intervento:

“Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali

T_{INT} risulti maggiore di 30 anni

accettando con ciò che una modesta “inadeguatezza” possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi). Sul fronte opposto, si intende che nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi “particolari elementi a rischio”, i provvedimenti necessari alla riduzione di quest’ultimo a valori accettabili debbano essere adottati nel minor tempo possibile. Oltre ad elementi specifici che il tecnico incasato potrà individuare, per gli aspetti sismici è ragionevole ritenere (anche sulla base dei risultati delle verifiche finora condotte) “particolari elementi di rischio” i meccanismi caratterizzati da

$T_{INT} < 2$ anni”.

Più recentemente, il Comitato Tecnico-Scientifico nelle “Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni” del 2017, definisce l’indice di rischio α come indice di sicurezza, pari al rapporto tra l’accelerazione di picco al suolo relativa alla capacità (PGA_C), che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita, e l’accelerazione di picco al suolo relativa alla domanda (PGA_D), che la norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio.

$$\alpha = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Dalla definizione si comprende che l’indice di sicurezza rapporta la vulnerabilità della struttura alla pericolosità del sito. Pertanto, un dato valore dell’indice di vulnerabilità sismica fornisce lo stesso grado di sicurezza sia in un’area ad alta sismicità sia in un’area a bassa sismicità.

Con l'uscita delle Norme Tecniche delle Costruzioni il 17 Gennaio del 2018 viene finalmente codificato l'indice di rischio sismico di una struttura mediante l'introduzione di un coefficiente denominato ξ_E con lo scopo di quantificare la vulnerabilità sismica di una struttura esistente. Infatti il §8.4.3 dell'NTC 2018 scrive:

“Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ξ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.”

Pertanto, il coefficiente di vulnerabilità sismica ξ_E è così definito:

$$\xi_E = \frac{\text{Azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura esistente}}{\text{Azione sismica di progetto nel caso di una nuova costruzione}}$$

Il coefficiente ξ_E era di fatto già utilizzato per sintetizzare il risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica di una struttura esistente, ma non era ancora stato esplicitamente codificato dalla Normativa.

Questo parametro risulta ora fondamentale per la scelta e la tipologia di intervento su un edificio esistente; infatti l'NTC 2018, parlando di un intervento di miglioramento sismico, scrive al § 8.4.2:

“Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ξ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ξ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ξ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.”

Dunque, dovendo progettare un intervento di miglioramento per un edificio ospedaliero di classe d'uso IV, come nel caso in esame, si deve tenere conto del fatto che la vulnerabilità sismica deve raggiungere almeno il valore di 0,6 e che, inoltre, deve aumentare almeno di 0,1 a seguito dell'intervento.

Nel caso studio di questo lavoro di tesi, per poter progettare un intervento sarà quindi necessario effettuare un'analisi di vulnerabilità sismica e ricavare l'attuale livello di sicurezza ξ_E .

4.1.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Con il termine Classificazione sismica, si intende la suddivisione del territorio della Repubblica Italiana in specifiche aree, caratterizzate da un comune rischio sismico.

È importante ricordare che la classificazione sismica non interferisce con la determinazione dell'azione sismica, necessaria per la progettazione e la realizzazione degli interventi di prevenzione del rischio sismico. Infatti, l'azione sismica è definita per ogni sito dai parametri di pericolosità sismica previsti dalle norme tecniche per le costruzioni NTC 2018, mentre la classificazione sismica costituisce un riferimento tecnico-amministrativo per graduare l'attività di controllo dei progetti e la priorità delle azioni e misure di prevenzione e mitigazione del rischio sismico.

Si riporta l'immagine rappresentativa della classificazione della zona sismica per la regione Emilia Romagna.

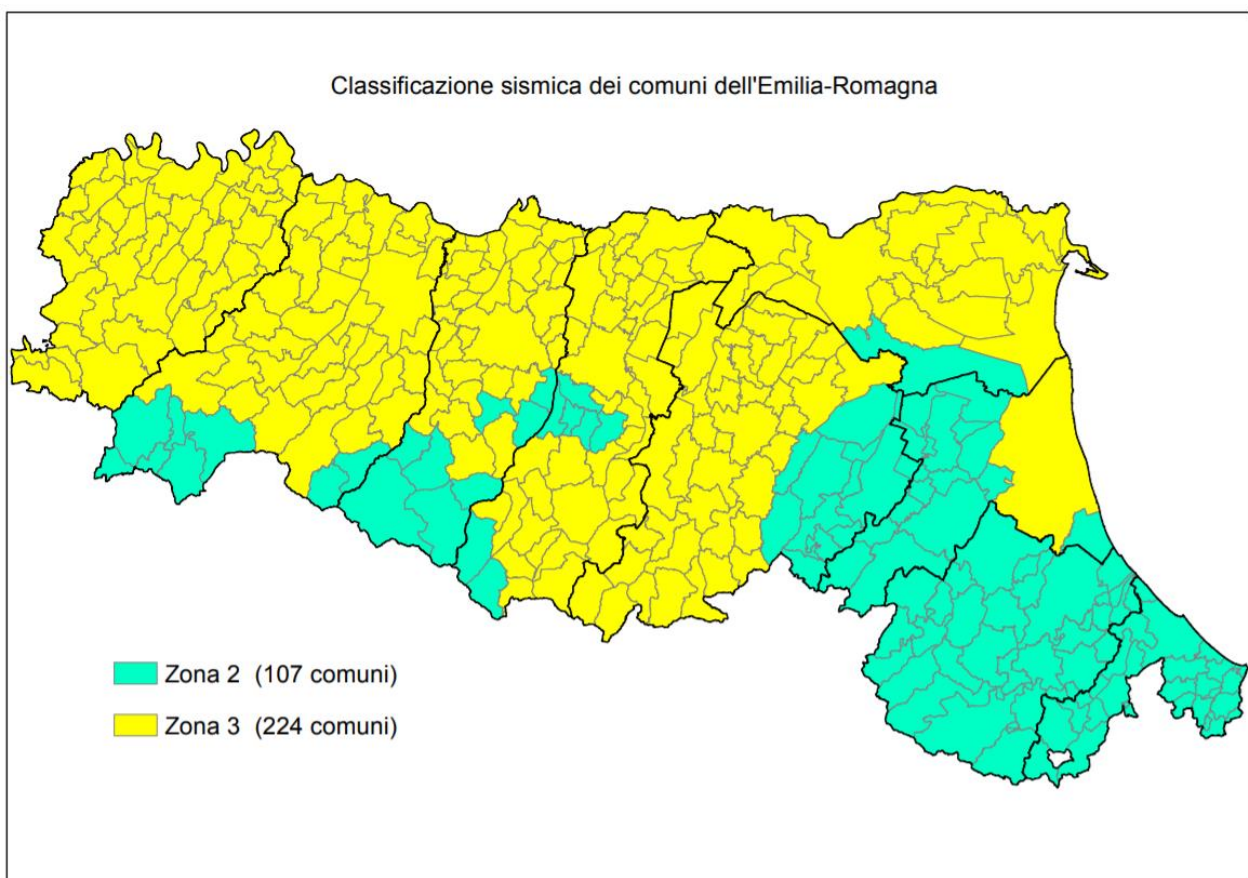


Figura 4.1.1 Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia-Romagna DGR 1164/2018.

Il comune di Reggio Emilia è classificato sismicamente in zona 3 a bassa sismicità dal Decreto della Giunta Regionale n°1164 del 23/07/2018.

Regione	Province	CodiceIstat	Denominazione	Classificazione 2019
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35027	Montecchio Emilia	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35028	Novellara	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35029	Poviglio	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35030	Quattro Castella	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35032	Reggiolo	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35033	Reggio nell'Emilia	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35034	Rio Saliceto	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35035	Rolo	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35036	Rubiera	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35037	San Martino in Rio	3
Emilia-Romagna	Reggio nell'Emilia	35038	San Polo d'Enza	3

Figura 4.1.2 Classificazione del comune di Reggio nell'Emilia secondo DGR 1164/2018.

Dunque, in base a quanto descritto in precedenza, scaduto il termine ultimo dell'OPCM 3274/2003, nel 2013, si è dovuto procedere con una valutazione di vulnerabilità sismica per l'Arcispedale Santa Maria Nuova di Reggio Emilia, in quanto edificio di interesse strategico situato in zona sismica 3.

4.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

In questo capitolo verrà descritta la struttura oggetto dello studio e delle analisi strutturali al fine di valutarne la vulnerabilità sismica e, successivamente, ipotizzare un intervento di miglioramento sismico.

4.2.1 CONTESTO EDILIZIO

L'edificio in esame fa parte del complesso dell'Arcispedale Santa Maria Nuova di Reggio Emilia e si trova nella periferia della città a pochi minuti dal centro storico. Il sito è in zona pianeggiante.



Figura 4.2.1 Vista satellitare dell'Arcispedale Santa Maria Nuova con indicazione dell'ubicazione del padiglione oggetto di analisi (Fonte: Google Earth).



Figura 4.2.2 Prospetto anteriore dell'Arcispedale Santa Maria Nuova (Fonte: Google Earth).

4.2.2 ANALISI STORICO-CRITICA

Come riportano le NTC 2018 al §8.5.1:

“ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l’hanno interessata.”

Si procede effettuando un’analisi storico-critica della struttura in esame.

Il processo costruttivo dell’edificio è stato molto articolato e pieno di vicissitudini. I primi lavori iniziarono nel 1945 su progetto dell’architetto Enea Manfredini e nel 1950 la struttura principale in c.a., compresi i solai e le scale, erano già stati realizzati. Successivamente, a causa della morte del committente Alfredo Gallinari, i lavori si interruppero nel 1952 e la struttura rimase completamente esposta alle azioni atmosferiche fino al 1956, quando l’amministrazione dell’ospedale decise di proseguire l’impresa. Il nuovo ospedale venne inaugurato nel 1965. In seguito furono effettuati altri interventi ma di scarso rilievo strutturale, principalmente di manutenzione e di adeguamento degli impianti ospedalieri al progredire della scienza medica.



Figura 4.2.3 Scheletro della struttura dell’Arcispedale, rimasto esposto alle intemperie dal 1952 al 1956.

Del progetto degli anni '40 non è rimasta alcuna traccia storica di alcun elaborato progettuale, se non i disegni architettonici presso l'archivio comunale che evidenziano una diversa distribuzione dei collegamenti verticali rispetto a quanto oggi esistente e la realizzazione di un solaio in più rispetto a quelli in opera effettivamente.

Del progetto del 1956 si è ritrovata una relazione con alcuni disegni presso l'archivio di stato, comunque di importanza relativa riguardo le strutture, trattandosi fondamentalmente di particolari architettonici delle opere di finitura da realizzare ai fini del completamento della struttura allora esistente.

Nel 2013 è stata effettuata una campagna di indagini e rilievo strutturale che ha incontrato diverse difficoltà in ordine alla necessità di non interrompere le normali attività ospedaliere e, nel 2016, sono stati ritrovati, presso l'archivio dell'ospedale, alcuni dei disegni strutturali, con i particolari delle armature delle travi e dei pilastri, che rispecchiano fedelmente quanto rilevato sia per i diametri che per gli interassi delle armature presenti negli elementi strutturali.



Figura 4.2.4 Ingresso principale Arcispedale Santa Maria Nuova.

4.2.3 ORGANISMO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

Il complesso ospedaliero è composto da diversi edifici realizzati nel corso degli anni. Il nucleo storico di questo complesso è costituito dai cosiddetti “Monoblocchi”. In particolare, si possono individuare 3 diversi corpi di fabbrica principali:

- Monoblocco A: edificio con prospetto principale su Viale Risorgimento, in principio adibito ad ospitare gli uffici dell'amministrazione;
- Monoblocco B: edificio separato dal precedente da una zona centrale di due soli piani fuori terra e la prima funzione era quella di filtro fra il Monoblocco A e il Monoblocco C;
- Monoblocco C: edificio collegato con il Monoblocco B da una zona centrale di pari altezza, in principio la funzione principale era quella di degenza dei malati.

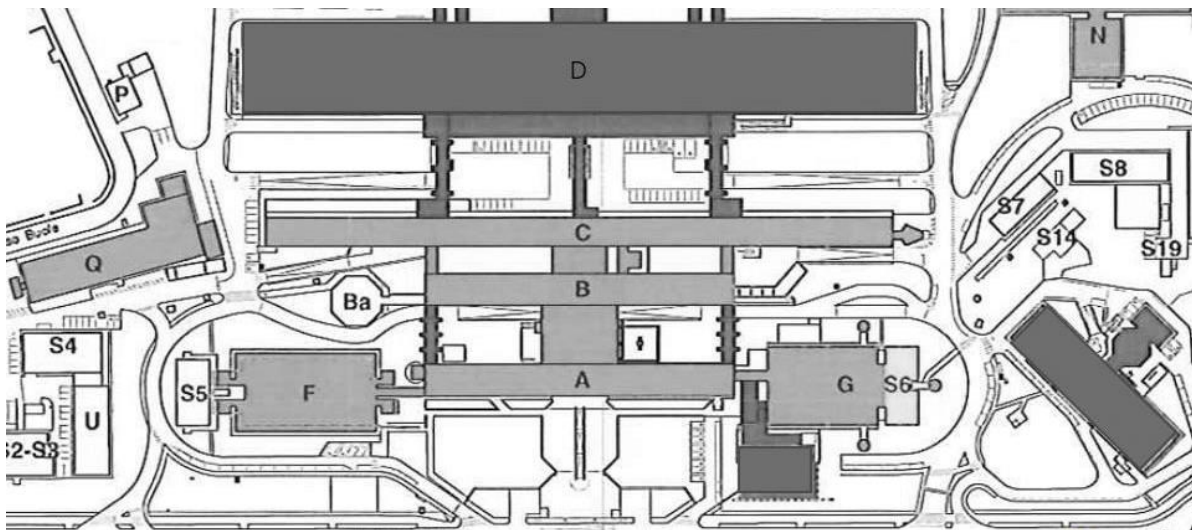


Figura 4.2.5 Planimetria di inquadramento Arcispedale Santa Maria Nuova.

La conformazione in pianta dei tre monoblocchi è molto simile tra loro: di forma rettangolare con dimensione trasversale ridotta rispetto a quella longitudinale. Data la notevole lunghezza, l'edificio presenta diversi giunti di dilatazione della larghezza di 5 cm per limitare il formarsi di sollecitazioni interne dovute alle variazioni di temperatura. Tutti i giunti presentano il raddoppio della trave e del pilastro tale da rendere le strutture tra loro indipendenti. La posizione degli stessi è indicata schematicamente nella figura seguente.

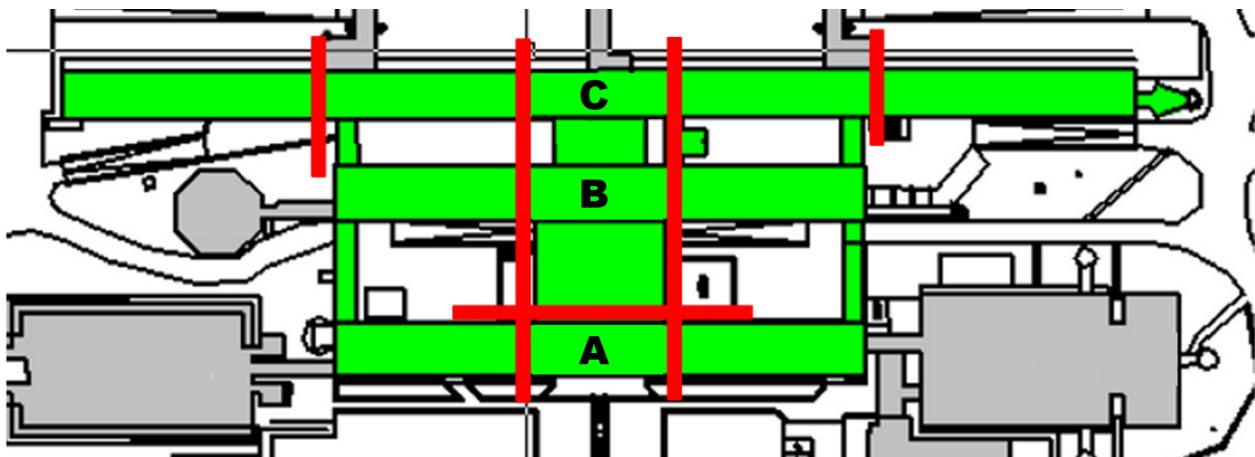


Figura 4.2.6 Posizione qualitativa dei giunti di dilatazione.

I Monoblocchi sono quindi suddivisibili in unità strutturali differenti, in funzione della posizione dei giunti termici:

- Monoblocco A:
 - Unità Strutturale A1: ala in direzione Nord Est;
 - Unità Strutturale A2: zona centrale giuntata lateralmente da US A1 e US A3;
 - Unità Strutturale A3: ala in direzione Sud Ovest, simmetrica a US A1.
- Monoblocco B:
 - Unità Strutturale B1: ala in direzione Nord Est;
 - Unità Strutturale B2: ala in direzione Sud Ovest, simmetrica a US B1.
- Monoblocco C:
 - Unità Strutturale C1: ala più esterna in direzione Nord Est;
 - Unità Strutturale C2: ala interna in direzione Nord Est;
 - Unità Strutturale C3: ala interna in direzione Sud Ovest, simmetrica a US C2;
 - Unità Strutturale C4: ala più esterna in direzione Sud Ovest, simmetrica a US C1.
- Zona Centrale:
 - Unione di unità strutturali appartenenti alla zona di ingresso, ai monoblocchi B e C e al collegamento fra questi.

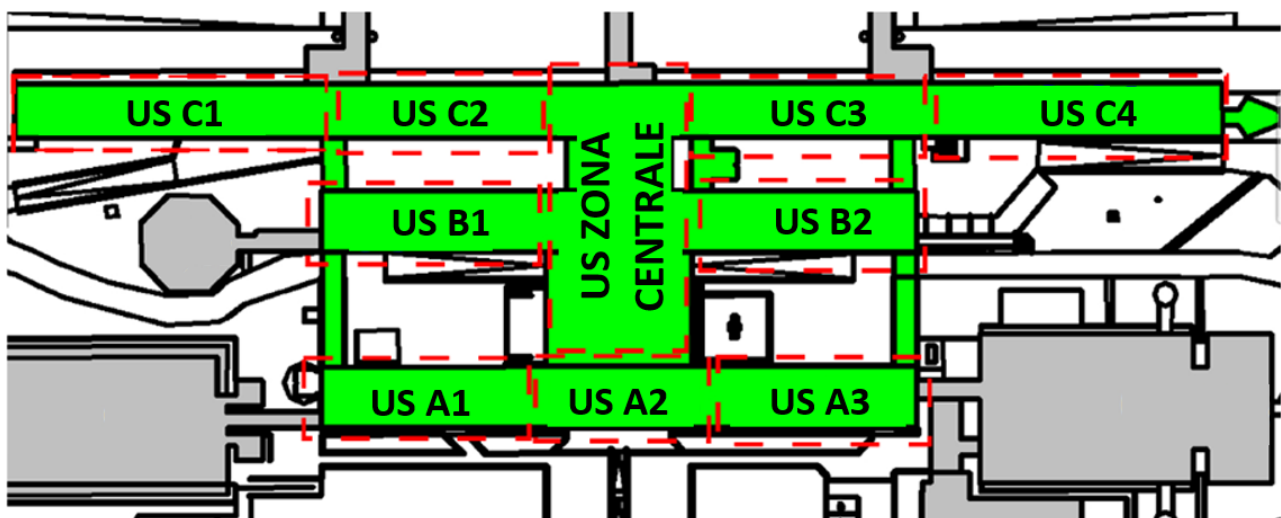


Figura 4.2.7 Inquadramento delle Unità Strutturali dei Monoblocchi.

Le varie unità strutturali appena elencate presentano caratteristiche molto simili fra di loro: fatta eccezione per la Zona Centrale, sono tutte strutture in conglomerato cementizio armato interamente realizzato in opera, con telai orditi in entrambe le direzioni. L'orditura principale dei telai è in direzione trasversale allo sviluppo principale delle costruzioni.

Le unità strutturali appartenenti ai monoblocchi A e B presentano dei telai a due campate nella direzione principale, mentre le unità strutturali del monoblocco C hanno una sola campata. Tutte queste strutture presentano telai con luci e sezioni dei pilastri simili fra di loro, come si può vedere nell'immagine seguente.

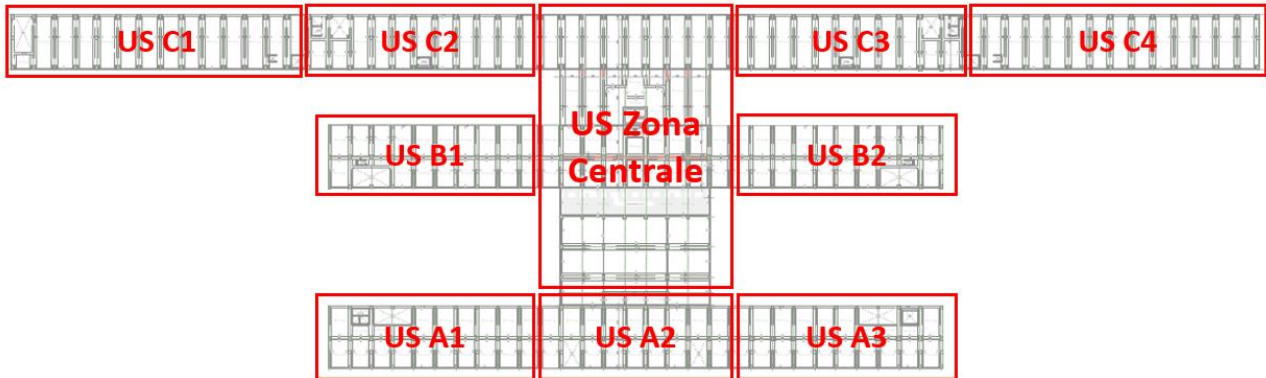


Figura 4.2.8 Pianta del Piano terra con inquadramento delle Unità Strutturali dei Monoblocchi.

Pertanto, in questo lavoro di tesi si è scelto di effettuare una valutazione di vulnerabilità sismica e il relativo progetto di miglioramento per una sola di queste unità strutturali, tenendo conto che il lavoro realizzato per una di esse può facilitare una futura valutazione di vulnerabilità delle altre unità strutturali.

In particolare, si è scelto di studiare l'Unità Strutturale B1.

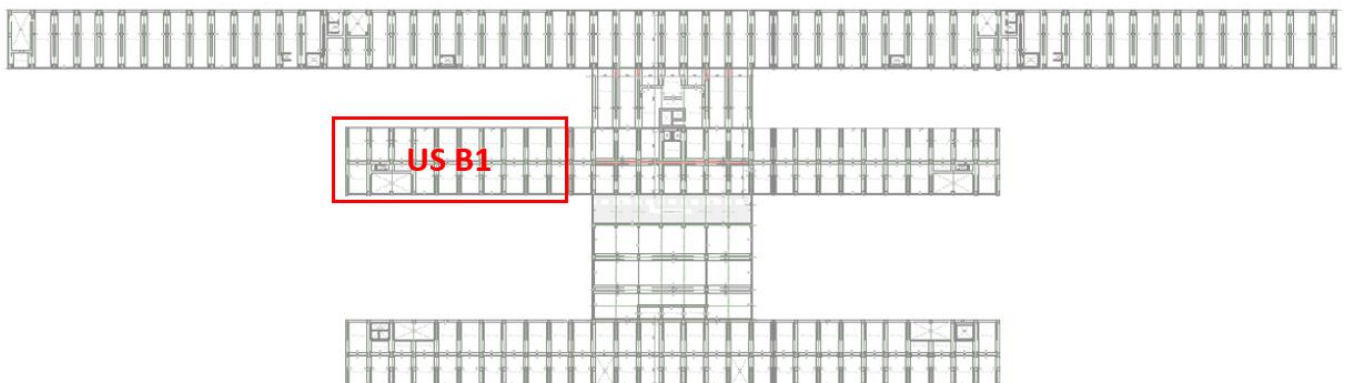


Figura 4.2.9 Pianta del Piano terra con inquadramento dell' Unità Strutturale B1, oggetto di studio.

4.2.4 PROVE SUI MATERIALI

Al fine di valutare le reali caratteristiche del calcestruzzo costituente la struttura sono state effettuate diverse tipologie di prove:

- Prove di Pull-out;
- Prove Ultrasoniche;
- Prove di Carotaggio e Carbonatazione;

4.2.4.1 Prove di Pull – out

Descrizione della strumentazione e metodologia

La metodologia d'indagine consente di determinare la resistenza media del calcestruzzo, R_{mc} , mediante l'estrazione di un tassello post-inserito. Il sistema è stato sviluppato in modo da permettere l'inserimento di un tassello post-opera. Il tassello viene inserito in un foro appositamente svasato internamente e, tramite un martinetto oleodinamico che tira il tassello, si determina la rottura di un cono di calcestruzzo. Il valore della forza massima necessaria consente, attraverso delle curve sperimentali di correlazione, di pervenire al valore della R_{mc} . La rottura della parte sottoposta a tensione avviene per compressione-taglio tra la parte allargata del tassello e la base del martinetto. La strumentazione, oltre a comandare elettricamente il funzionamento del martinetto, consente una misura precisa della pressione oleodinamica, depurata degli attriti nella fase di taratura, e una stampa dei valori rilevati.

La curva di correlazione fra forza massima di estrazione e R_{mc} espressa in MPa che è stata utilizzata è la seguente:

$$R_{mc} = 0,95 F + 9$$

Con F espresso in daN.

La procedura di prova può essere così sintetizzata:

- Rilevazione attraverso un Pachometro della presenza di ferri di armatura nell'area di prova;
- Esecuzione del foro, alle distanze dai ferri previste a norma, con svasatura interna;
- Perfetta pulizia del foro;
- Inserimento del tassello con battitura della testa;
- Fissaggio del martinetto di estrazione;
- Estrazione comandata elettricamente;
- Visione immediata e stampa del risultato.

Complessivamente per i monoblocchi storici sono state così realizzate 32 prove di Pull-out su altrettanti pilastri.



Figura 4.2.10 Prove di Pull-out: a sinistra su un pilastro esterno, a destra su un pilastro interno.

4 EMME PULL-OUT V3 F = 23,63 kN RMC = 29,9 MPa 1A	4 EMME PULL-OUT V3 F = 13,92 kN RMC = 27,4 MPa 2A	4 EMME PULL-OUT V3 F = 29,47 kN RMC = 36,3 MPa 3A	4 EMME PULL-OUT V3 F = 13,60 kN RMC = 21,6 MPa 4A
4 EMME PULL-OUT V3 F = 17,21 kN RMC = 24,9 MPa 1B	4 EMME PULL-OUT V3 F = 17,56 kN RMC = 25,2 MPa 2B	4 EMME PULL-OUT V3 F = 24,52 kN RMC = 31,7 MPa 3B	4 EMME PULL-OUT V3 F = 13,79 kN RMC = 21,8 MPa 4B
4 EMME PULL-OUT V3 F = 14,97 kN RMC = 22,6 MPa 1C	4 EMME PULL-OUT V3 F = 27,82 kN RMC = 34,7 MPa 2C	4 EMME PULL-OUT V3 F = 38,18 kN RMC = 36,9 MPa 3C	4 EMME PULL-OUT V3 F = 14,83 kN RMC = 22,8 MPa 4C
4 EMME PULL-OUT V3 F = 23,46 kN RMC = 30,7 MPa 5A	4 EMME PULL-OUT V3 F = 29,23 kN RMC = 36,8 MPa 6A	4 EMME PULL-OUT V3 F = 17,06 kN RMC = 25,2 MPa 7A	4 EMME PULL-OUT V3 F = 22,16 kN RMC = 29,3 MPa 8A
4 EMME PULL-OUT V3 F = 17,68 kN RMC = 25,4 MPa 5B	4 EMME PULL-OUT V3 F = 27,11 kN RMC = 34,1 MPa 6B	4 EMME PULL-OUT V3 F = 25,76 kN RMC = 35,6 MPa 7B	4 EMME PULL-OUT V3 F = 28,81 kN RMC = 28,8 MPa 8B
4 EMME PULL-OUT V3 F = 23,69 kN RMC = 30,9 MPa 5C	4 EMME PULL-OUT V3 F = 31,47 kN RMC = 39,1 MPa 6C	4 EMME PULL-OUT V3 F = 15,97 kN RMC = 21,0 MPa 7C	4 EMME PULL-OUT V3 F = 17,56 kN RMC = 25,2 MPa 8C

Figura 4.2.11 Scontrini delle prove di Pull-out.

Risultati

Si riportano i risultati delle 32 prove di Pull-out in termini di resistenza media del calcestruzzo R_{mc} , suddivise per piano, all'interno del seguente istogramma.

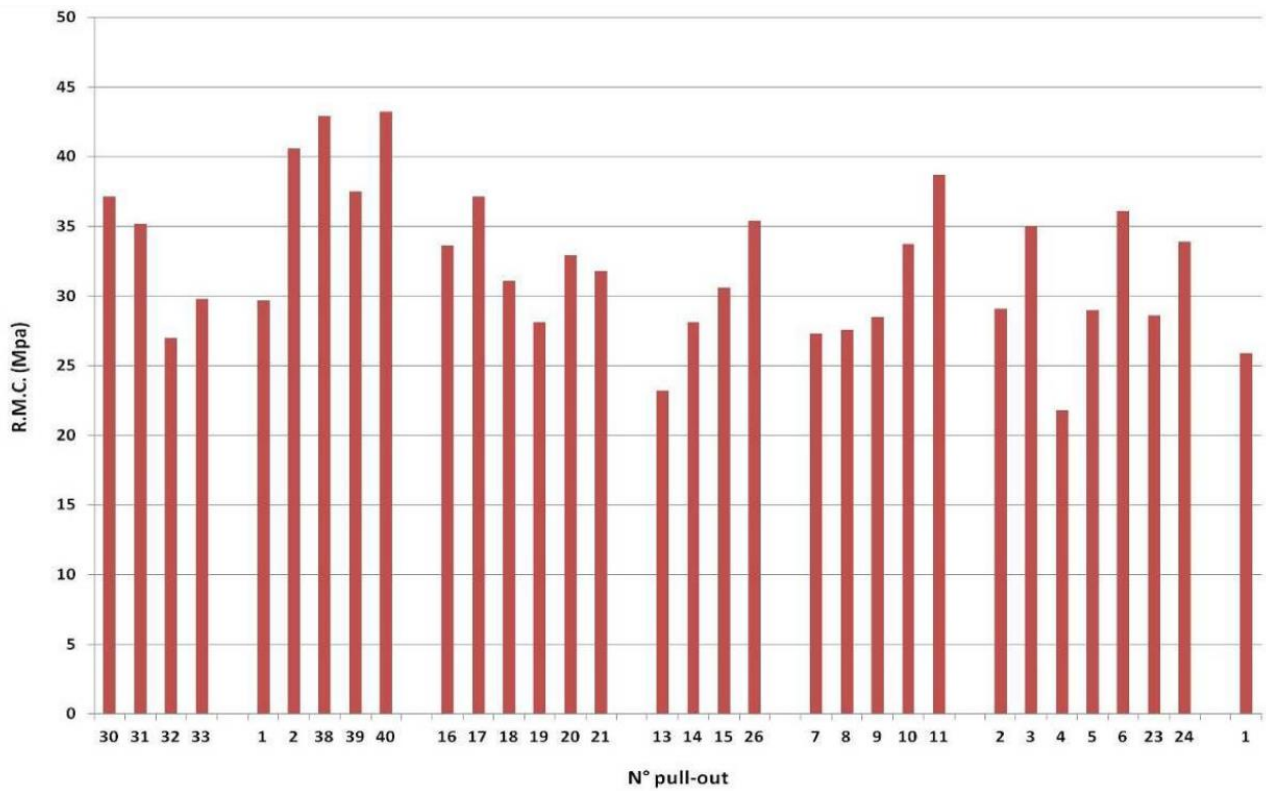


Figura 4.2.12 Istogramma indagini Pull-out, suddivise per piano.

4.2.4.2 Prove ultrasoniche

Descrizione della strumentazione e metodologia

Lo scopo della prova è quello di eseguire un'indagine non distruttiva per il controllo della qualità del calcestruzzo, dell'omogeneità o comunque della ricerca di eventuali difetti nel corpo dell'elemento analizzato; tramite una sonda emittente si producono impulsi ultrasonici con una frequenza prestabilita, che vengono captati da una sonda ricevente dopo che tali impulsi hanno attraversato il materiale interposto. Se gli impulsi captati dalla sonda ricevente presentano delle differenze di risposta allora il materiale non è omogeneo al suo interno.

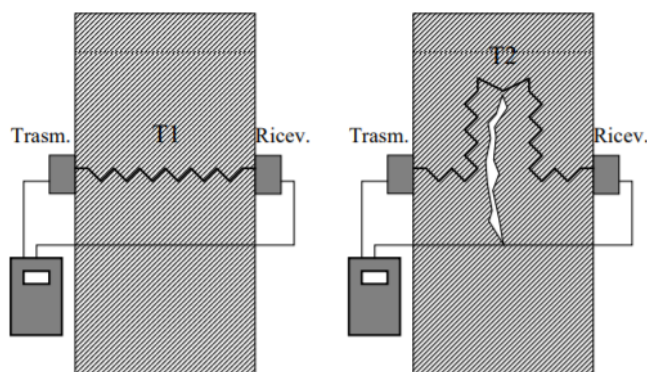


Figura 4.2.13 Funzionamento della prova ultrasonica.

Per le indagini sulla qualità del calcestruzzo è stato utilizzato un rilevatore ad ultrasuoni Mod. IMG 5100 CSD, particolarmente studiato per i controlli ultrasonici dei manufatti in calcestruzzo o similari. Lo strumento è composto da una centralina di acquisizione dati, da una sonda trasmittente e una ricevente con trasmettitore piezoelettrico ad alta potenza. La elevata sensibilità dei ricevitori piezoelettrici di tipo attivo, con frequenza propria 50 KHz, consentono di effettuare misure per indagini in sito su pilastri e travi in calcestruzzo. La centralina di acquisizione ha al suo interno una scheda che permette di digitalizzare i segnali acquisiti e visualizzarli come su un oscilloscopio con scala tempi-altezza. I segnali vengono visualizzati, elaborati e memorizzati direttamente da un computer integrato nella centralina che gestisce la visualizzazione, memorizzazione ed elaborazione dei segnali.



Figura 4.2.14 Rilevatore ad ultrasuoni Mod. IMG 5100 CSD, utilizzato per le prove.

Esistono diverse metodologie per effettuare questo tipo di indagine, in funzione della possibilità di posizionamento delle due sonde. A seconda della metodologia utilizzata variano le correlazioni che si possono utilizzare per ricavare il modulo elastico del materiale analizzato.



Figura 4.2.15 Diverse metodologie per effettuare la prova ultrasonica.

Nel caso in esame si è utilizzato il metodo diretto: infatti gli elementi strutturali si prestavano a questa metodologia essendo in rilievo rispetto ai tamponamenti.

In totale sono state effettuate prove ultrasoniche su 9 pilastri.



Figura 4.2.16 Prova ultrasonica realizzata con metodo diretto.

Risultati

I risultati per questo tipo di indagine hanno dato esiti positivi: non sono stati riscontrati difetti all'interno dei 9 pilastri analizzati come si può vedere nell'immagine seguente.

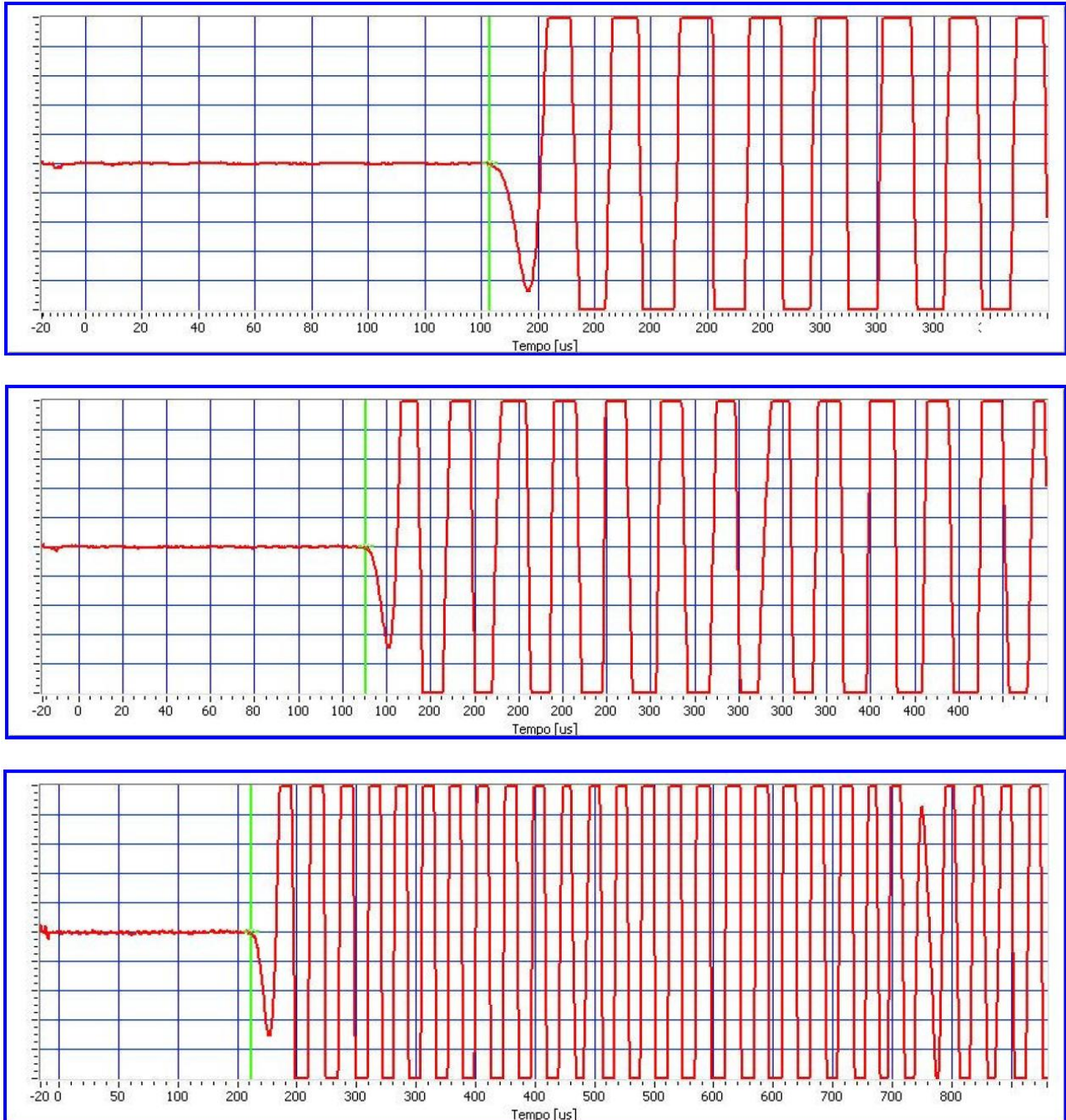


Figura 4.2.17 Risultati prove ultrasoniche sui pilastri.

4.2.4.3 Prove di carotaggio e carbonatazione

Descrizione della strumentazione e metodologia

Il prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo in una struttura esistente mediante carotaggio consente di ottenere i provini, denominati carote, che vengono accuratamente esaminati, e successivamente, sottoposti a una prova di compressione, secondo quanto descritto dalla normativa vigente, al fine di valutare la resistenza meccanica del calcestruzzo in opera.

Preliminare all'operazione del carotaggio è una indagine pacometrica mediante la quale vengono rilevate le barre di armatura prossime alla zona in cui si intende eseguire il prelievo, al fine di escluderle dal carotaggio stesso. La prova viene eseguita attraverso una carotatrice, ossia uno strumento motorizzato che fa ruotare un carotiere munito di corona diamantata raffreddata ad acqua, il cui diametro utilizzato è scelto in relazione alla dimensione massima dell'aggregato presente nella matrice di calcestruzzo. La dimensione della carota di calcestruzzo deve essere maggiore di 3 volte la dimensione massima dell'aggregato.

I rapporti preferenziali lunghezza/diametro per la carota sono:

- 2:1 se il risultato di resistenza deve essere paragonato alla resistenza cilindrica;
- 1:1 se il risultato deve essere paragonato alla resistenza cubica.

Le carote estratte devono essere attentamente esaminate, identificate in modo chiaro ed indelebile, fotografate, ed infine opportunamente protette e sottoposte a prova di rottura a compressione secondo la norma UNI EN 12390-3.



Figura 4.2.18 Estrazione della carota di calcestruzzo.

Risultati

Il valore della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo R_{cm} è stato ricavato come media dei valori di resistenza delle prove:

- $R_{cm} = 19.277 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 15.999 \text{ N/mm}^2$

Carbonatazione

Subito dopo il prelievo delle carote, è stata spruzzata mediante nebulizzatore una soluzione di fenolftaleina direttamente sul calcestruzzo. La fenolftaleina è una sostanza che vira al rosso al contatto con materiali il cui pH sia maggiore di 9,2.

L'analisi del pH della carota è importante per capire se avviene o meno il fenomeno della passivazione dei ferri.

La passivazione è un fenomeno di natura elettrochimica che può rallentare o impedire completamente la reazione di corrosione delle armature presenti all'interno del calcestruzzo. Il calcestruzzo possiede un pH di circa 12,5, questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'acciaio dell'armatura contro la corrosione; la carbonatazione del calcestruzzo, dovuta al contatto con l'anidride carbonica, può portare a una riduzione del pH del calcestruzzo e, dunque, a una minor protezione dei ferri.

Qualora, dopo aver spruzzato la soluzione sulla carota appena estratta, questa non si colora, significa che le armature all'interno di quel calcestruzzo non sono più adeguatamente protette alla corrosione.

Nel caso in esame, l'esito della prova è stato positivo: la carbonatazione non è avvenuta; infatti la soluzione spruzzata sopra la carota estratta si è colorata correttamente.



Figura 4.2.19 Verifica Carbonatazione.

Le indagini sperimentali eseguite hanno permesso un'adeguata conoscenza del calcestruzzo e del suo degrado.

4.3 UNITÀ STRUTTURALE B1

4.3.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La costruzione è realizzata in conglomerato cementizio armato interamente gettato in opera.

La struttura principale è costituita da un telaio di due campate e 7 livelli, di cui il primo seminterrato, in direzione trasversale allo sviluppo principale della costruzione. L'interpiano è di 4,50 m, fatta eccezione per il piano interrato che presenta un'altezza di 3,15 m.

I telai sono tra loro collegati non solo dalle travi di bordo che reggono i tamponamenti di chiusura esterni, ma anche da una trave in spessore centrale.

I solai latero-cementizi sono orditi in direzione longitudinale NE-SO e hanno spessore 16 cm e presentano una soletta collaborante armata dello spessore di 4 cm. L'intero pacchetto di solaio ha spessore 60 cm.

Il vano scala è stato realizzato con solette a ginocchio, verosimilmente alleggerite con elementi in laterizio. All'interno è presente anche un vano ascensore in c.a. tutto compreso all'interno di una maglia della struttura in c.a. e ad essa scollegata se non tramite il solaio stesso. Per questo motivo, nei modelli spaziali agli elementi finiti del telaio non verrà inserito il vano ascensore, mentre si considereranno i carichi del vano scale.

4.3.2 LIVELLO DI CONOSCENZA

Nel caso in esame, facendo riferimento alla Tabella C8.5.V della Circolare Ministeriale del 2019, non è stato eseguito un numero di prove sufficiente a poter definire “esteso” il livello di indagini e prove, pertanto, si utilizza un livello di conoscenza pari a LC1; il relativo fattore di confidenza FC utilizzato è pari a 1,35.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

Figura 4.3.1 Definizione orientativa livelli di rilievo e prova per edifici in c.a. con inquadramento del livello raggiunto, Fonte: Tabella C8.5V Circolare Ministeriale 2019.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 4.3.2 Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile con inquadramento del livello raggiunto, Fonte: Tabella C8.5.IV Circolare 2019.

Il livello di conoscenza, come descritto in precedenza e sintetizzato nella tabella C8.5.IV, influisce sul tipo di analisi che si può utilizzare nello studio di un edificio esistente. Avendo un livello di conoscenza LC1, non sarà possibile utilizzare un’analisi non lineare.

4.3.3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Dalle prove eseguite e descritte precedentemente si sono ricavati i valori medi dei materiali, utilizzati per le verifiche.

Calcestruzzo

Le diverse prove eseguite hanno permesso di determinare i valori medi di resistenza a compressione per il calcestruzzo:

- $R_{cm} = 19.277 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 15.999 \text{ N/mm}^2$

Acciaio

Non avendo potuto eseguire prove a trazione su barre d'armatura, si fa riferimento all'articolo di Reluis: "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980", del quale si riporta la tabella:

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957			D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974				
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio			aderenza migliorata (a.m)		liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Figura 4.3.3 Evoluzione temporale delle indicazioni normative riguardo gli acciai di armatura, Fonte. "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980" Reluis.

Pertanto, essendo la costruzione iniziata nel 1945, le caratteristiche dell'acciaio utilizzate sono quelle dell' "Acciaio Dolce":

- $f_y = 230 \text{ N/mm}^2$
- $f_t = 0.83 \cdot R_{cm} = 420 \text{ N/mm}^2$

4.3.3.1 Resistenza dei materiali - Verifiche Duttile

Si riportano le caratteristiche dei materiali, valutate per le verifiche duttili come descritto nel capitolo 3.4.1 di questo elaborato:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot f_{cm}}{1 \cdot 1,35} = \frac{f_{cm}}{1,35}$$

Calcestruzzo – Verifica Duttile

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{ym}}{1 \cdot 1,35} = \frac{f_{ym}}{1,35}$$

Acciaio d'armatura – Verifica Duttile

VERIFICHE DUTTILI				
CLS Esistente C10/15			Acciaio DOLCE	
Rcm [Mpa]	19.28		fy [Mpa]	230
fc _m [Mpa]	16.00		γ _s (Verifiche duttili)	1
E _{cm} [Mpa]	24126.000		Fattore di Confidenza FC	1.35
γ _c [kN/m ³]	25		f_{yd} [Mpa]	170.37
α _{cc} (invecchiamento)	1		E _s [Mpa]	210000
γ _c (Verifiche duttili)	1		ε _{yd}	0.000811287
Fattore di Confidenza FC	1.35			
f_{cd} [Mpa]	11.85			

Figura 4.3.4 Caratteristiche di calcestruzzo e acciaio, valutati per meccanismi di rottura duttile.

4.3.3.2 Resistenza dei materiali - Verifiche Fragili

Si riportano le caratteristiche dei materiali, valutate per le verifiche fragili come descritto nel capitolo 3.4.2 di questo elaborato:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot f_{cm}}{1,5 \cdot 1,35} = \frac{f_{cm}}{1,5 \cdot 1,35} \quad \text{Calcestruzzo – Verifica Fragile}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{ym}}{1,15 \cdot 1,35} = \frac{f_{ym}}{1,15 \cdot 1,35} \quad \text{Acciaio d'armatura – Verifica Fragile}$$

VERIFICHE FRAGILI				
CLS Esistente C10/15		Acciaio DOLCE		
Rcm [Mpa]	19.28		fy [Mpa]	230
fcm [Mpa]	16.00		Ys (Verifiche duttili)	1.15
Ecm [Mpa]	24126.000		Fattore di Confidenza FC	1.35
γc [kN/m3]	25		f_{yd} [Mpa]	148.15
α _{cc} (invecchiamento)	1		Es [Mpa]	210000
Yc (Verifiche Fragili)	1.5		ε _{yd}	0.000705467
Fattore di Confidenza FC	1.35			
f_{cd} [Mpa]	7.90			

Figura 4.3.5 Caratteristiche di calcestruzzo e acciaio, valutati per meccanismi di rottura fragile.

4.3.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Il sito si presenta pianeggiante, pertanto verrà adottato, nella definizione dell'azione sismica, un coefficiente topografico $S_T = 1,0$.

Dal punto di vista geologico si fa riferimento ad una relazione geologico geotecnica datata Novembre 2009 del dott. Geol. Mario Mambrini (Geolog s.c.), redatta per la realizzazione del nuovo Polo Oncologico (CORE) dell'Arcispedale Santa Maria Nuova. Questa richiama diverse indagini effettuate nel tempo per i successivi ampliamenti dell'ospedale, perfeziona la caratterizzazione del terreno con un sondaggio a rotazione nel sito di costruzione del nuovo fabbricato, ma soprattutto specifica secondo le Norme Tecniche NTC 2008 la caratterizzazione del sottosuolo dal punto di vista sismico.

Il sottosuolo è fondamentalmente composto di argille limose intercalate a vari livelli da sabbie e sabbie limose di diverso spessore. È stata effettuata una indagine sismica con metodologia MASW (Multichannel Acquisition Surf Wave) con obiettivo quello di ricostruire il profilo sismo-stratigrafico di un sito, valutando in particolare la distribuzione della velocità delle onde "S" sia per la ricostruzione del profilo del sottosuolo che per la definizione in situ della $V_{s,30}$. $V_{s,30}$ rappresenta il parametro meccanico fondamentale che caratterizza le proprietà sismiche delle diverse tipologie del suolo, stando alla normativa vigente.

Sono state condotte due prove separate e si è ottenuta una velocità $V_{s,30} = 237$ m/s per la linea MASW 1 e $V_{s,30} = 232$ m/s per la linea MASW 2, pertanto si classifica il sottosuolo di fondazione nella **categoria C** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s". Le diverse categorie dei terreni di fondazione sono descritte nel paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 4.3.6 Tabella per Categorie di Sottosuolo, Fonte: Tabella 3.2.II NTC 2018.

Da queste considerazioni si calcola il coefficiente di amplificazione stratigrafica caratteristico per il sito in questione che assume valore pari a $S_S = 1,415$ per SLV. Il valore del coefficiente di sottosuolo complessivo è quindi $S = S_T \cdot S_S = 1,415$.

4.3.5 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO

Vita Nominale

L'opera si configura tra le "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per cui si considera una vita nominale:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Tenendo presente il fatto che la struttura è esistente da 75 anni, non si ritiene sensato verificare la struttura per una vita nominale maggiore.

Classe d'uso

Avendo il fabbricato una funzione strategica e pubblica in caso di calamità naturale, si è considerata **Classe d'uso IV**, con corrispondente coefficiente:

$$C_U = 2$$

Periodo di riferimento

Dalle considerazioni precedenti, il valore del periodo di riferimento dell'azione sismica è:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

Categoria del Sottosuolo

Dalle considerazioni effettuate nel capitolo precedente sulla Caratterizzazione sismica del luogo, facendo riferimento al § 3.2.2 dell'NTC 2018, si considera una categoria di sottosuolo C.

Categoria Topografica

Dalle considerazioni effettuate nel capitolo precedente sulla Caratterizzazione sismica del luogo, facendo riferimento al § 3.2.2 dell'NTC 2018, si considera una categoria topografica T1.

Coordinate geografiche del sito

Localizzazione della struttura		
Località	REGGIO EMILIA (RE)	
Comune	REGGIO EMILIA (RE)	
Provincia	REGGIO NELL'EMILIA	
Regione	EMILIA-ROMAGNA	
Longitudine	10.630088° (WGS84)	10.631100° (ED50)
Latitudine	44.684666° (WGS84)	44.685607° (ED50)

Tabella 4.1. Coordinate geografiche del sito in cui è localizzata la struttura.

4.3.6 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

La costruzione è adibita ad uso ospedaliero, le azioni agenti su di essa e i livelli di sicurezza da raggiungere sono quelli definiti per la classe d'uso IV come definita al § 2.4.2 delle NTC 2018. La vita nominale considerata è $V_N = 50$ anni. Come previsto dal § 8.3 delle NTC 2018, trattandosi di edificio esistente si può fare riferimento al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Tutte le combinazioni faranno quindi riferimento a questo. Si definiscono i **carichi statici**, il **carico neve** e l'**azione sismica** agenti sulla struttura.

Carichi Statici

Sovraccarichi Accidentali

I sovraccarichi accidentali sono quelli tipici della destinazione d'uso residenziale che è assegnata al fabbricato. Nel caso in esame, con riferimento alla tabella 3.1.II dell'NTC 2018:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Figura 4.3.7 Tabella 3.1.II, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

Analisi dei Carichi

Carichi Superficiali [kN/m²]

- Solaio di Interpiano

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pavimento in ceramica	-		0,40
G _{2,k}	Massetto	20,00	8	1,60
G _{1,k}	Solaio a travetti h=16 cm	-	16	1,50
	Vuoto		24	0,00
G _{2,k}	Solaio di controsoffitto laterizio		9	0,80
G _{2,k}	Intonaco	20,00	1,5	0,30
Tot peso proprio G _{1,k}				1,50
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,00
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				3,10
Carico accidentale cat. C1 Q _{s,k}				3,00
Carico totale				7,60

Figura 4.3.8 Analisi dei Carichi: solaio di interpiano.

- Solaio di Copertura

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Impianti e struttura a copertura di questi	-		1,00
G _{2,k}	Pavimento in ceramica	-		0,40
G _{2,k}	Massetto	20,00	8	1,60
G _{1,k}	Solaio a travetti h=16 cm	-	16	1,50
	Vuoto		24	0,00
G _{2,k}	Solaio di controsoffitto laterizio		9	0,80
G _{2,k}	Intonaco	20,00	1,5	0,30
Tot peso proprio G _{1,k}				1,50
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,00
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				3,10
Carico Neve cat. H Q _{n,k}				1,20
Carico totale				5,80

Figura 4.3.9 Analisi dei Carichi: solaio di copertura.

- **Scala Interna**

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pedata +alzata in marmo (sp = 3 cm)	25,00	$(16+30)*3.3*3/100 = 4,55 \approx 5$	1,25
G _{2,k}	Malta di posa (sp = 2 cm)	20,00	$(16+30)*3.3*2/100 = 3,03 \approx 3$	0,60
G _{2,k}	Falsi gradini cls armato (3,5 al metro)	20,00	$16*30/2*3.3/100 = 7,92 \approx 8$	1,60
G _{1,k}	Soletta alleggerita con laterizio		25	2,20
G _{2,k}	Intonaco	20,00	1,5	0,30
Tot peso proprio G _{1,k}				2,20
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,00
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				3,15
Carico accidentale cat. A Q _{s,k}				4,00
Carico totale				9,35

Figura 4.3.10 Analisi dei Carichi: scala interna.

Carichi Lineari [kN/m]

- **Tamponamenti esterni**

Il tamponamento esterno è un muro in laterizio a doppia cassa, con un faccia vista esterno. Per l'altezza di 4,5 m, si considera un carico al metro lineare di 14,0 kN/m. A favore di sicurezza, si trascura la presenza di eventuali finestre e/o forature.

$$q_{\text{Tamponamento Esterno}} = 14 \text{ kN/m}$$

- **Tamponamenti interni**

Il vano scala è chiuso da un tamponamento forato, il cui peso viene assimilato per semplicità e a favore di sicurezza, a quello del tamponamento esterno.

$$q_{\text{Tamponamento Interno}} = 14 \text{ kN/m}$$

Carichi Puntuali [kN]

Non sono presenti peculiarità che portino a dover definire carichi puntuali agenti sulla struttura in esame.

Carico Neve

Per il carico neve agente sulla struttura si fa riferimento al § 3.4 dell'NTC 2018.

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

Dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_e è il coefficiente di esposizione al vento;
- C_t è il coefficiente termico.

Località: REGGIO NELL'EMILIA;
Provincia: REGGIO NELL'EMILIA;
Regione: EMILIA-ROMAGNA;
Altitudine s.l.m.: 61,0 m;
Zona I Mediterranea;
Falda inclinata con angolo $\alpha = 16^\circ$.

Dunque, per il caso in esame, si ricavano i seguenti parametri:

- $q_{sk} = 1.5 \text{ kN/m}^2$;
- $C_e = 1$;
- $\mu_i = 0,8$;
- $C_t = 1$;

Il carico neve risulta:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “*pericolosità sismica di base*”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Attualmente, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera mediante una media pesata e un'interpolazione come indicato nell'allegato alle NTC 2018. L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Nel caso in esame, si è ricavato:

$$V_r = 100 \text{ anni}$$

Si riportano i parametri necessari a determinare la pericolosità sismica della struttura.

Parametri della struttura	
Classe d'uso	IV
Vita nominale V_n [anni]	50
Coeff. d'uso C_u	2
Periodo di rif. V_R	100
Tipologia suolo	C
Categoria Topografica	T1

Figura 4.3.11 Parametri per il calcolo della pericolosità sismica della struttura .

Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r come indicato al capitolo 2.3 di questa trattazione.

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = \frac{-C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
SLO	60	0,065	2,486	0,267
SLD	100	0,082	2,472	0,274
SLV	950	0,199	2,383	0,305
SLC	1950	0,250	2,433	0,314

Figura 4.3.12 Parametri di pericolosità sismica legati ai vari stati limite.

Lo spettro elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita e per lo stato limite di danno ricavato in questo modo è riportato nell'immagine seguente:

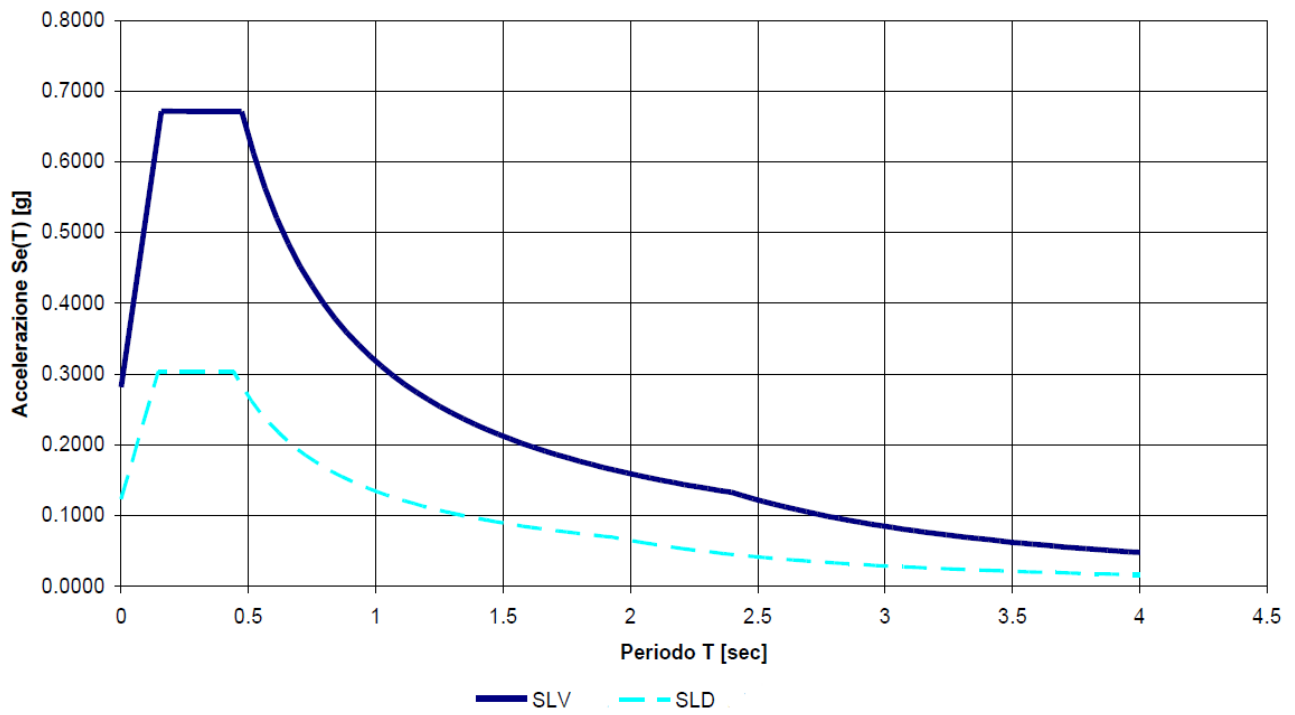


Figura 4.3.13 Spettro elastico per l'SLV e l'SLD.

4.3.7 TIPOLOGIA DI ANALISI

L'analisi scelta per studiare l'edificio, nei rispetti dell'NTC 2018 e della Circolare Ministeriale del 2019 è l'**analisi dinamica modale con fattore di struttura**; analisi permessa dal attuale livello di conoscenza della struttura in quanto analisi lineare.

Per la trattazione di questo tipo di analisi si fa riferimento a quanto descritto al capitolo 3.5.2 di questo elaborato.

Dunque è necessario realizzare due diversi modelli:

- 1) **Modello per le Verifiche Duttile** con fattore di struttura:

$$1,5 \leq q \leq 3$$

- 2) **Modello per le Verifiche Fragili** con fattore di struttura:

$$q = 1,5.$$

4.3.7.1 *Modello per le Verifiche Duttile*

Per determinare il coefficiente di struttura da utilizzare nel modello per le verifiche duttili si deve procedere effettuando una valutazione di q come per un edificio nuovo, tenendo conto però dei limiti imposti dalla Circolare Ministeriale.

Per poter determinare il fattore di struttura è necessario prima definire la classe di duttilità e se l'edificio è regolare in pianta e in altezza.

Regolarità dell'edificio

L'NTC 2018 al § 7.2.1 scrive:

*“Una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

- a) la distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;*
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;*
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.”*

Inoltre, sempre al § 7.2.1 scrive:

*“una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;*
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;*
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.”*

Per l'unità strutturale US B1 si ha che:

Regolarità in Pianta:

- a) SÌ
- b) SÌ
- c) SÌ

La struttura è **regolare in pianta**.

Regolarità in Altezza:

- d) SÌ
- e) SÌ
- f) SÌ
- g) SÌ

La struttura è **regolare in altezza**.

Si può procedere ora al calcolo del fattore di struttura nel modello per le verifiche duttili.

Calcolo del fattore di struttura

Per il calcolo del limite superiore q_{lim} si fa riferimento alla [7.3.1] dell'NTC 2018:

$$q_{lim} = K_R \cdot q_0 \cdot k_w$$

Dove:

- $K_R = 1$ perché la struttura è regolare in altezza;
- $q_0 = 3,0 \alpha_u/\alpha_1$.
- $k_w = 1,00$ perché la struttura è a telaio.
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ perché la struttura una struttura a telaio a più piani e più campate;

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Figura 4.3.14 Valori massimi per q_0 per strutture in c.a. con inquadramento, Fonte: Tabella 7.3.II NTC 2018.

Dunque, si ha:

$$q_{lim} = 1 \cdot 3 \cdot 1,3 \cdot 1 = 3,45$$

Essendo che la norma impone il seguente intervallo limite:

$$1,5 \leq q \leq 3$$

Allora il fattore di struttura q , sia in direzione x che in direzione y , nel modello dell'unità strutturale US B1 per le verifiche duttili vale:

$$q_x = q_y = 3$$

4.3.7.2 Modello per le Verifiche Fragili

Il modello per le verifiche fragili sarà del tutto uguale a quello realizzato per le verifiche duttili, ma avrà un fattore di struttura, per entrambe le direzioni x e y pari a:

$$q_x = q_y = 1,5$$

5 ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA CON PROSAP

La modellazione della struttura rappresenta un aspetto fondamentale della procedura di analisi sismica ed è finalizzata a riprodurre in maniera realistica la struttura. In generale, per determinare gli effetti delle azioni sismiche, il modello di calcolo deve essere in grado di:

- Considerare la tridimensionalità della struttura;
- Valutare l'effettiva distribuzione delle masse;
- Valutare l'effettiva distribuzione delle rigidezze La struttura è stata modellata facendo riferimento alle carpenterie dei vari impalcati.

Il modello dell'unità strutturale US B1 è stato realizzato su ProSap.

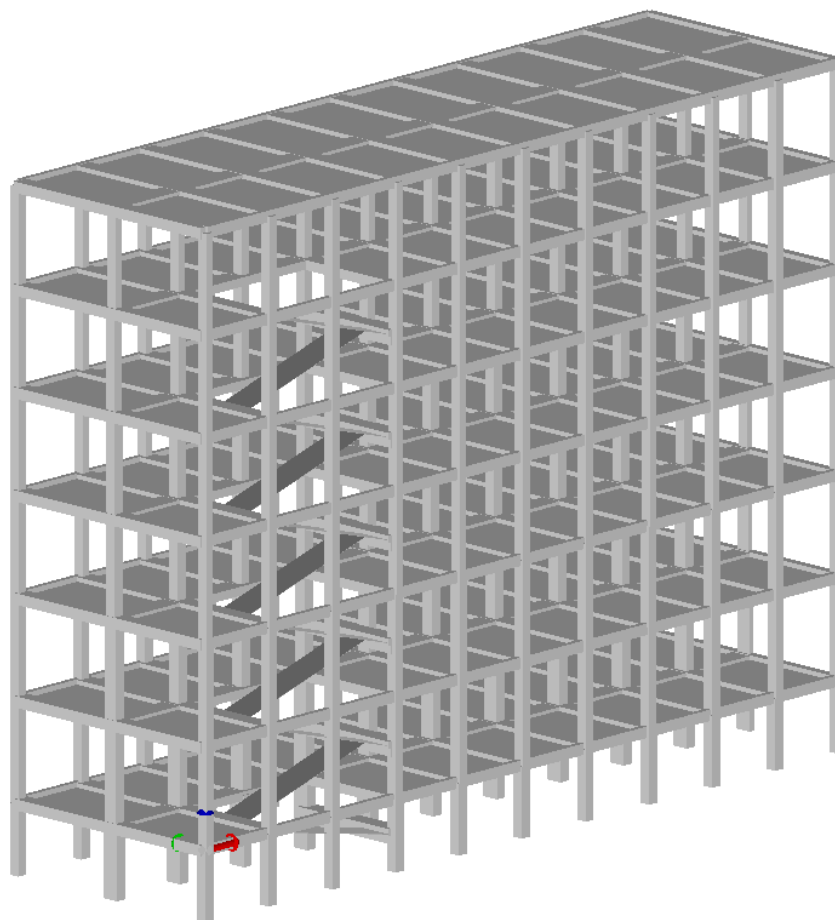


Figura 4.3.1 Modello US B1 - PROSAP, vista solida.

5.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO

Il primo passo è andare a modellare tutti gli elementi strutturali quali pilastri, travi e solai.

Per modellare la struttura sono stati utilizzati degli *elementi D2* per travi e pilastri, e degli *elementi solai* per modellare i solai di interpiano, del vano scale e della copertura.

In questa prima fase non si assegnano le sezioni agli elementi, questi vengono semplicemente rappresentati come elementi analitici, privi di massa e rigidità.

La struttura è considerata incastrata alla base in virtù del reticolo di travi di fondazione presente che non viene modellato per maggiore semplicità; avendo queste travi sezioni molto importanti (2 metri di altezza) si considera il vincolo di incastro alla base un'ottima approssimazione del comportamento reale che la struttura presenta.

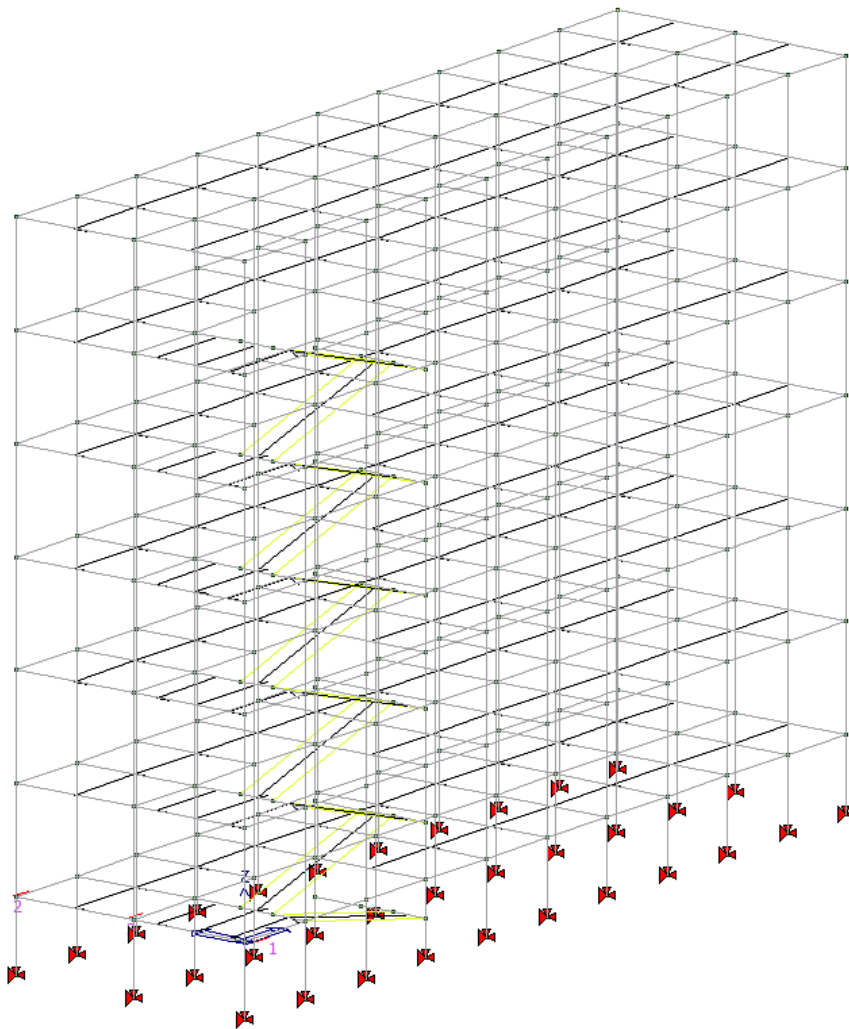


Figura 5.1.1 Modello US B1 - PROSAP, vista elementi D2, elementi solai e vincoli esterni.

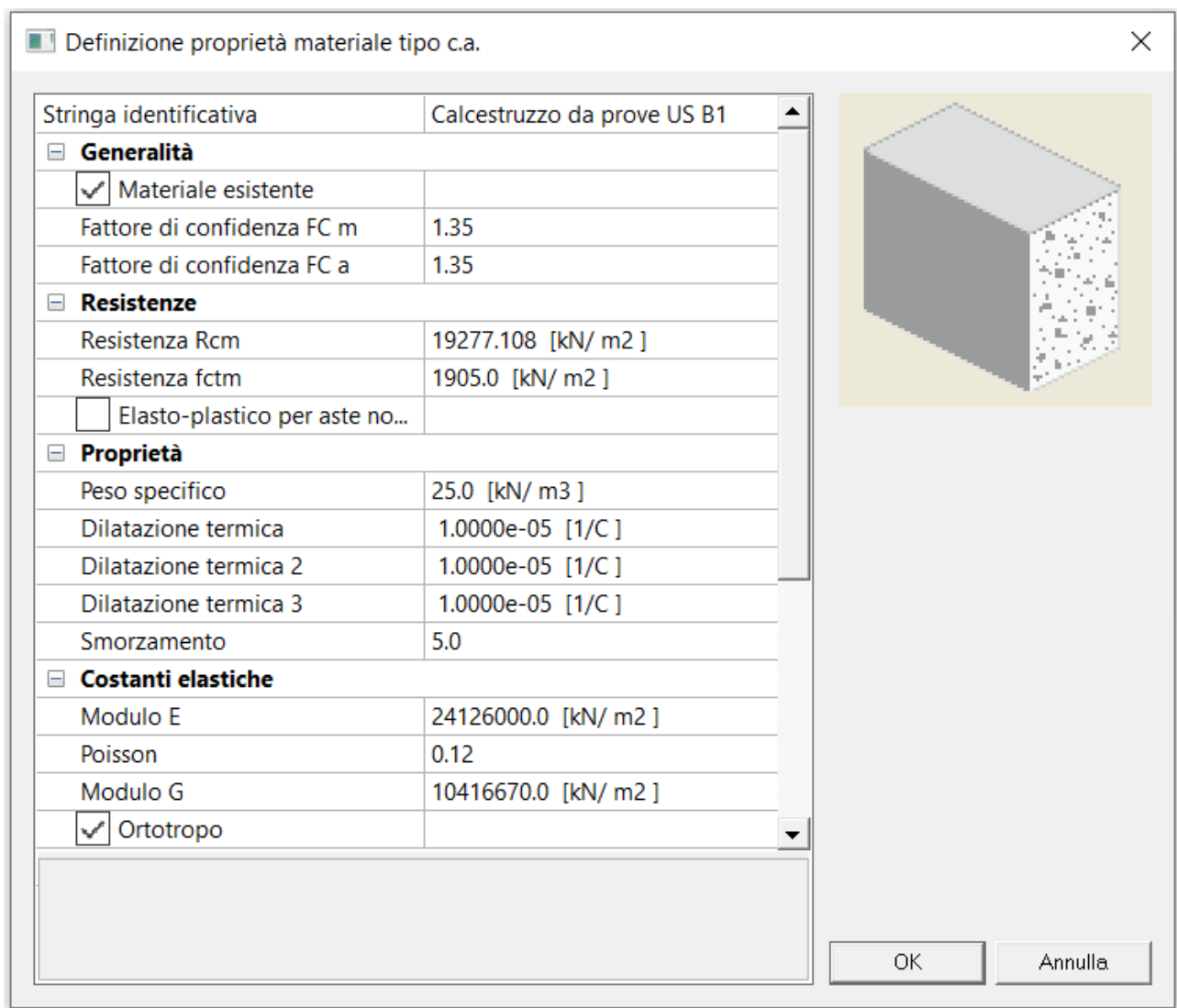
5.2 INTRODUZIONE DATI

Dopo aver modellato correttamente la geometria della struttura si procede con la definizione dei materiali, delle sezioni e dei carichi presenti all'interno della struttura.

5.2.1 MATERIALI

Per definire i materiali su PROSAP si utilizza il rispettivo archivio presente all'interno del modulo "introduzione dati". È necessario spuntare "Materiale esistente" per abilitare le verifiche sull'edificio esistente all'interno del programma.

I parametri inseriti sono quelli definiti al capitolo 4.3.3. di questa trattazione.



Stringa identificativa	Calcestruzzo da prove US B1
Generalità	
<input checked="" type="checkbox"/> Materiale esistente	
Fattore di confidenza FC m	1.35
Fattore di confidenza FC a	1.35
Resistenze	
Resistenza Rcm	19277.108 [kN/ m2]
Resistenza fctm	1905.0 [kN/ m2]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste no...	
Proprietà	
Peso specifico	25.0 [kN/ m3]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 2	1.0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 3	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
Costanti elastiche	
Modulo E	24126000.0 [kN/ m2]
Poisson	0.12
Modulo G	10416670.0 [kN/ m2]
<input checked="" type="checkbox"/> Ortotropo	

Figura 5.2.1 Modello US B1 - PROSAP, Definizione proprietà dei materiali: Calcestruzzo.

5.2.2 SEZIONI

Per la struttura in esame sono presenti 15 diversi tipi di sezioni per gli elementi strutturali. Si riporta l'inquadramento delle diverse sezioni di travi e pilastri all'interno del modello.

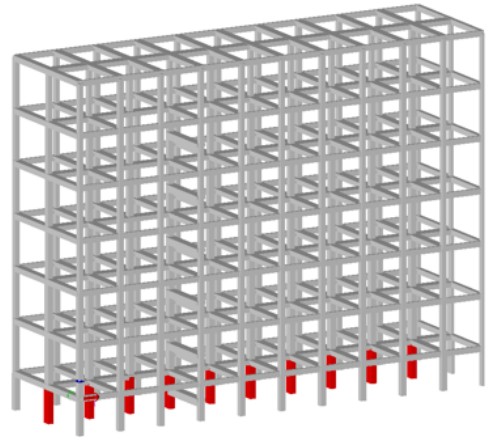


Figura 5.2.2 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 1: Pilastro 50 x 80, con inquadramento.

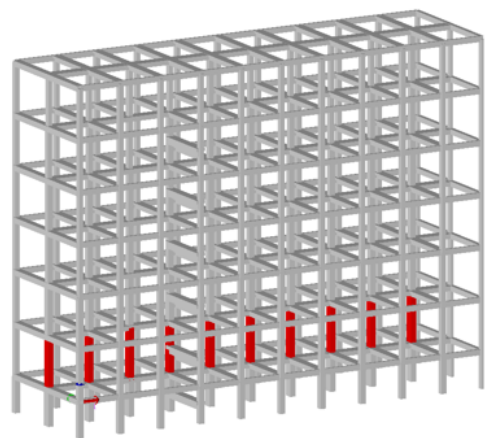
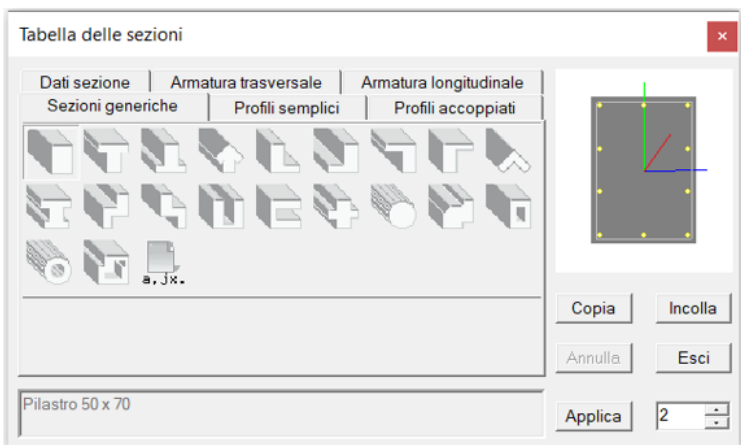


Figura 5.2.3 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 2: Pilastro 50 x 70, con inquadramento.

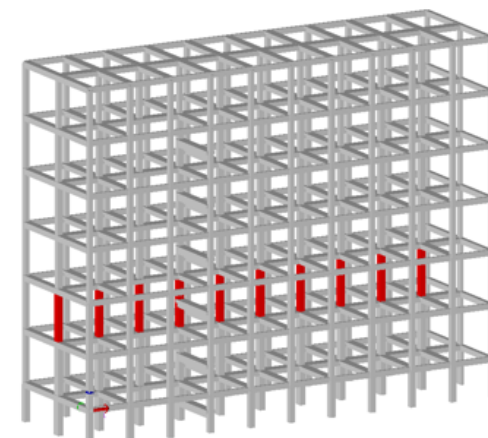


Figura 5.2.4 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 3: Pilastro 50 x 60, con inquadramento.

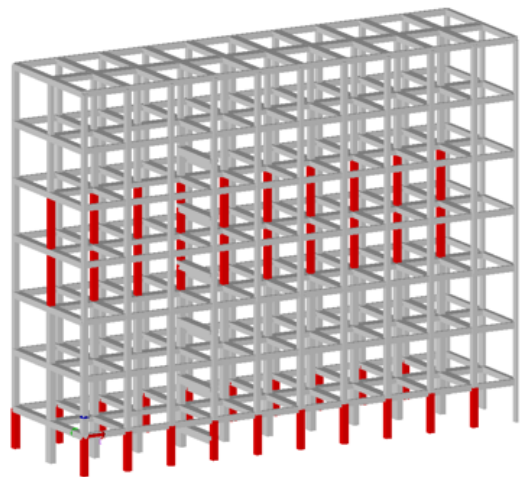
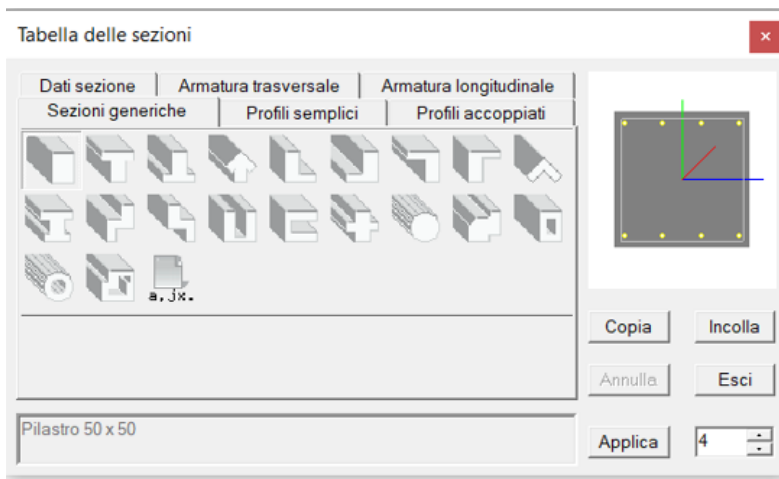


Figura 5.2.5 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 4: Pilastro 50 x 50, con inquadramento.

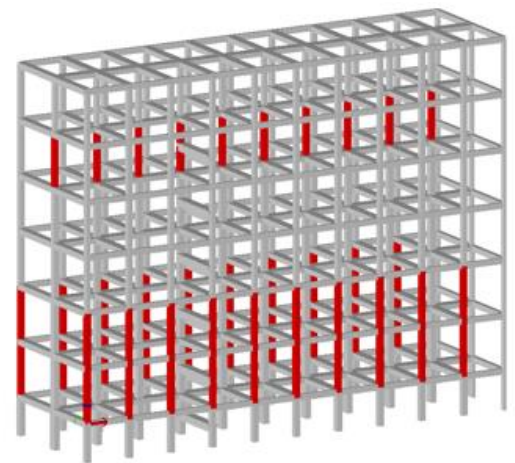


Figura 5.2.6 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 5: Pilastro 45 x 50, con inquadramento.

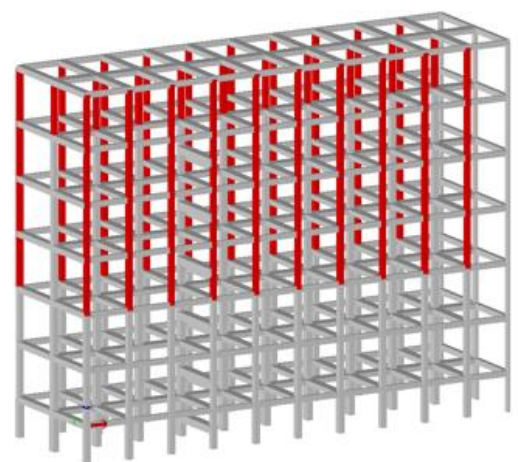
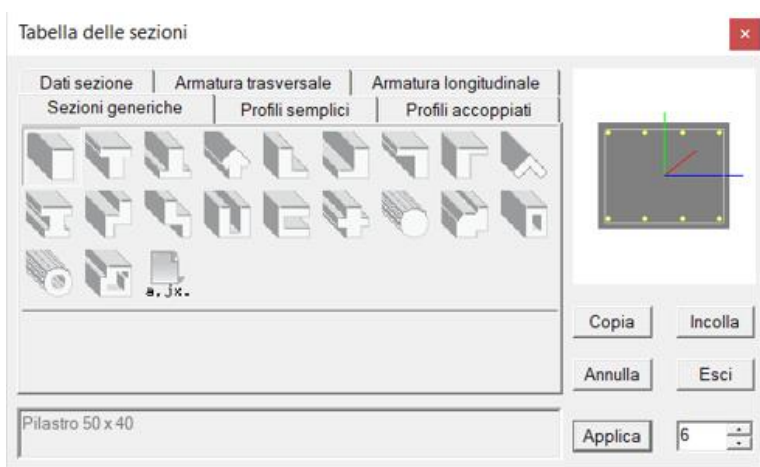


Figura 5.2.7 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 6: Pilastro 40 x 50, con inquadramento.

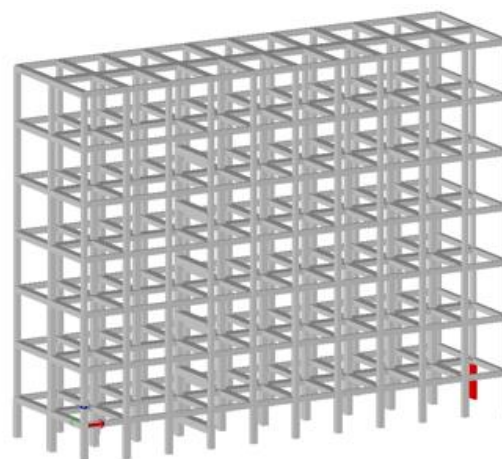
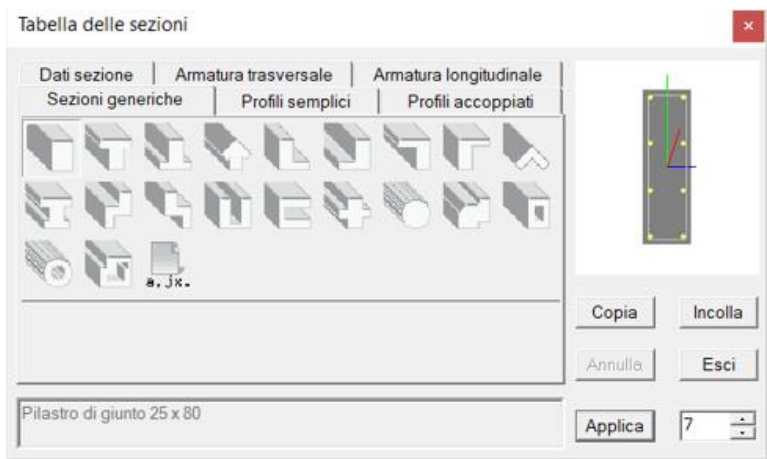


Figura 5.2.8 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 7 Pilastro di giunto 25 x 80, con inquadramento.

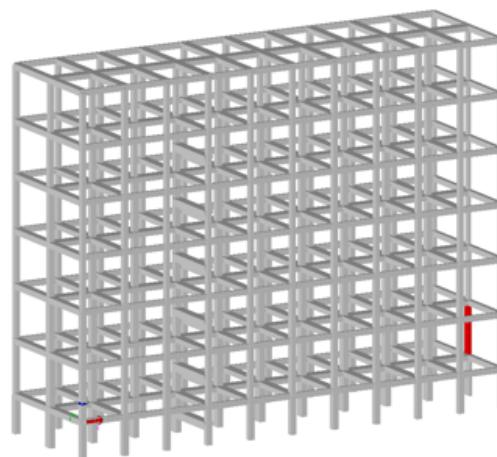


Figura 5.2.9 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 8 Pilastro di giunto 25 x 70, con inquadramento.

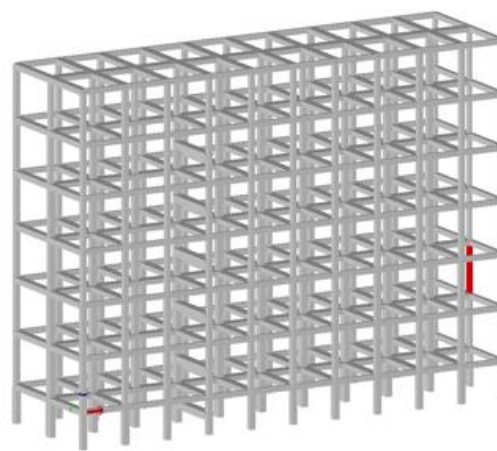
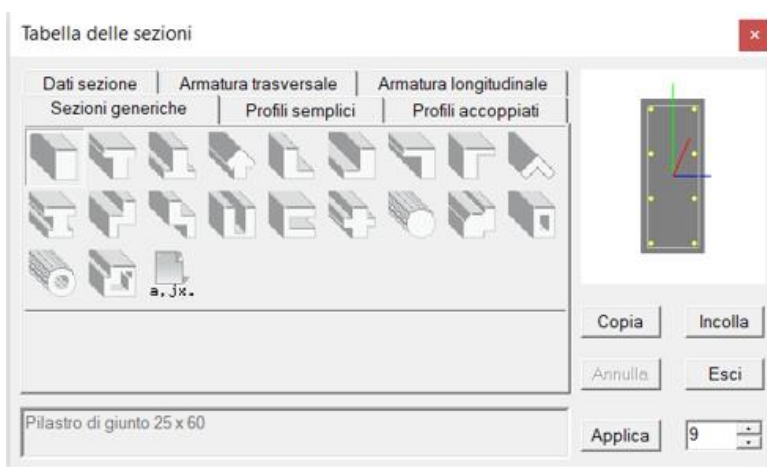


Figura 5.2.10 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 9 Pilastro di giunto 25 x 60, con inquadramento.

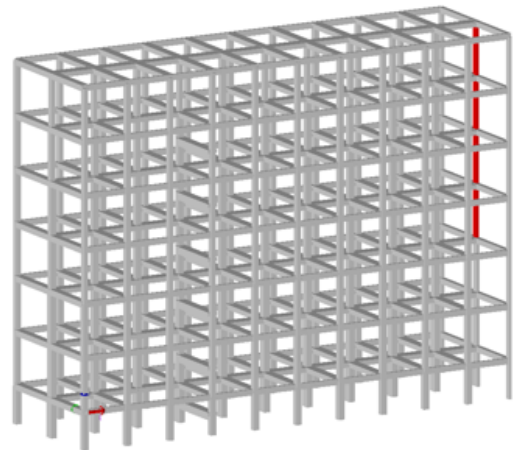
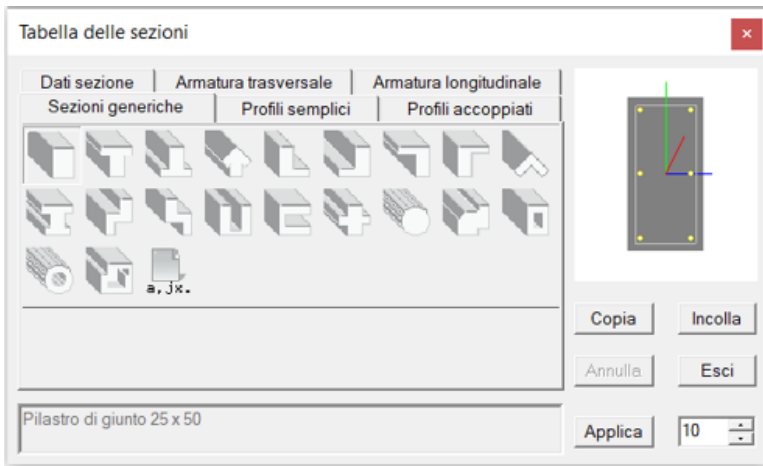


Figura 5.2.11 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 10 Pilastro di giunto 25 x 50, con inquadramento.

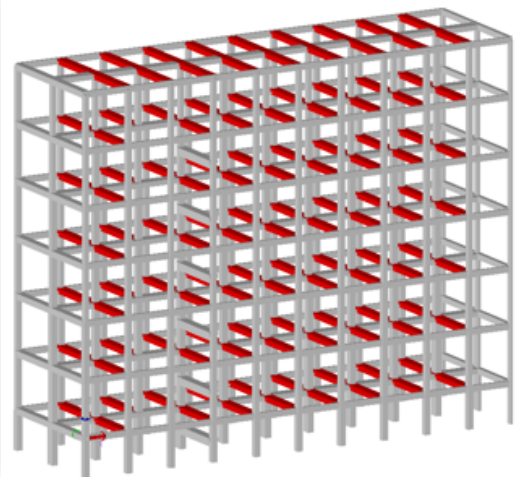
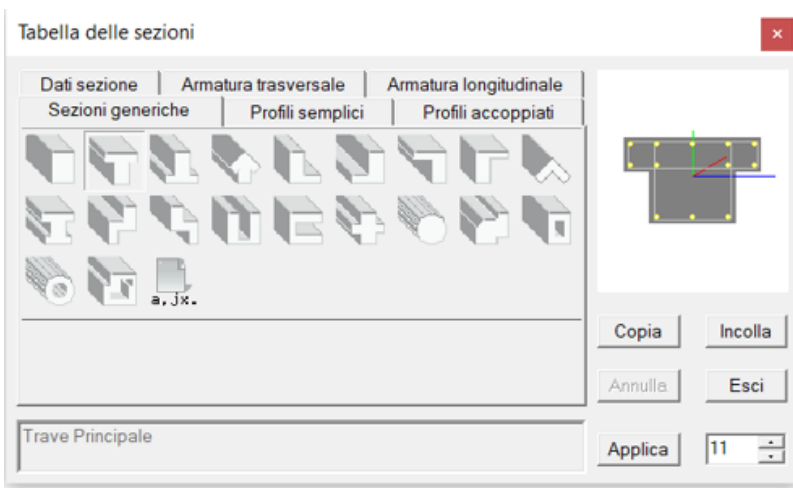


Figura 5.2.12 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 11 Trave Principale, con inquadramento.

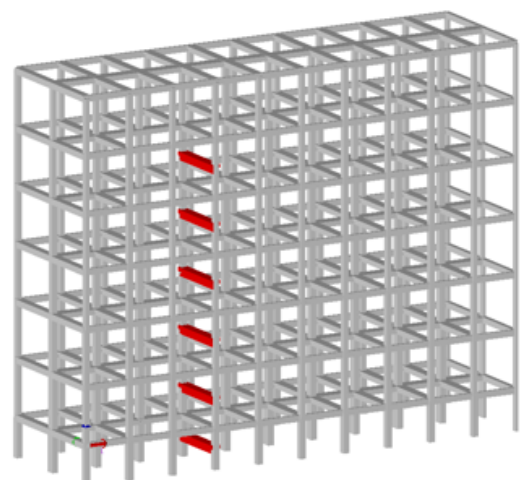


Figura 5.2.13 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 12 Trave Princ. Vano Scale, con inquadramento.

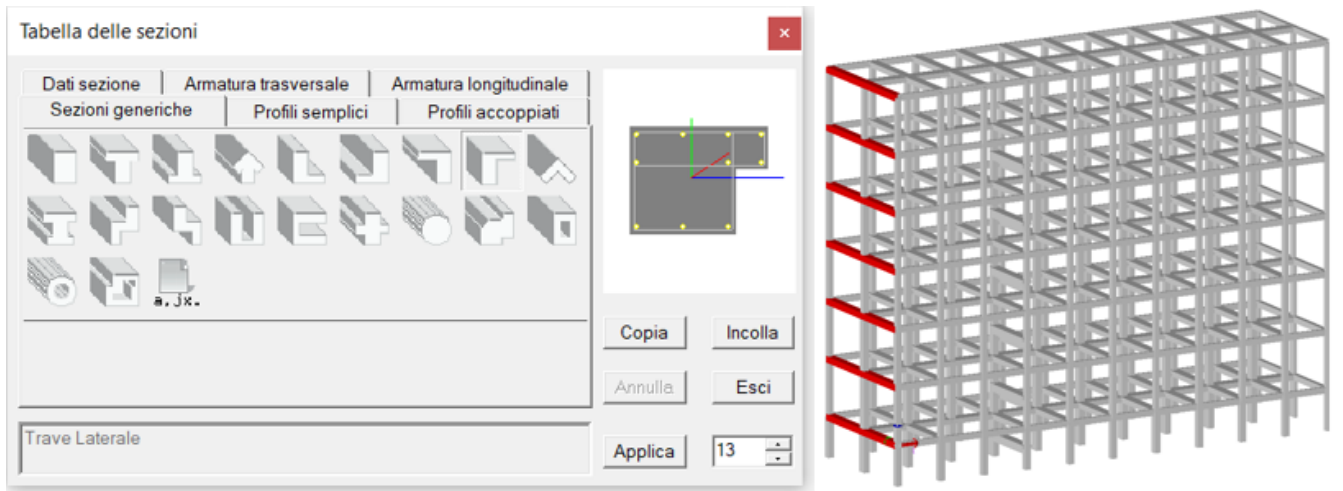


Figura 5.2.14 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 13 Trave Laterale, con inquadramento.

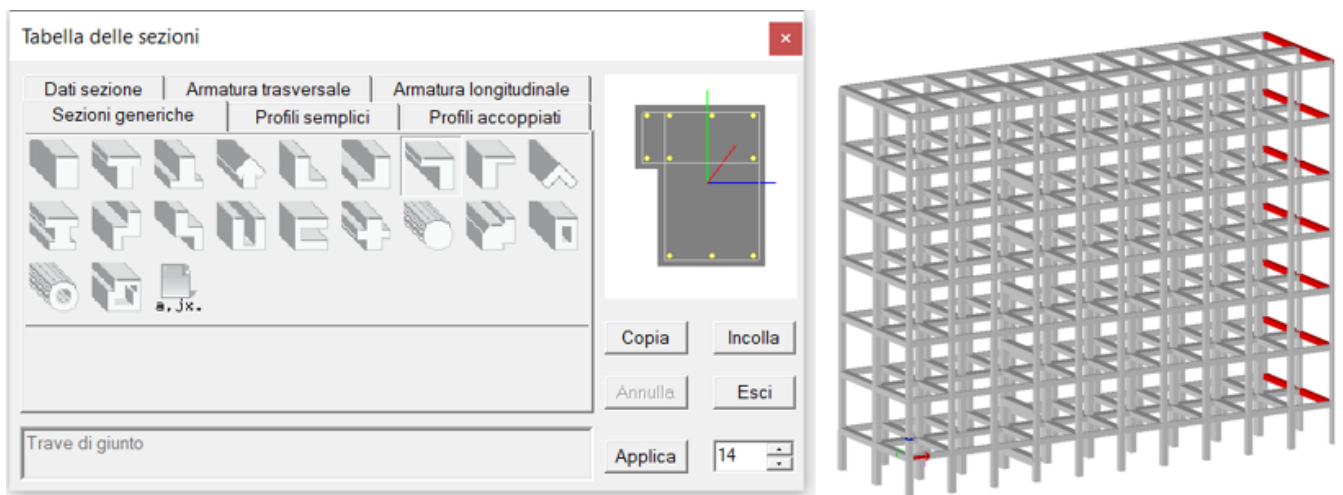


Figura 5.2.15 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 14 Trave di giunto, con inquadramento.

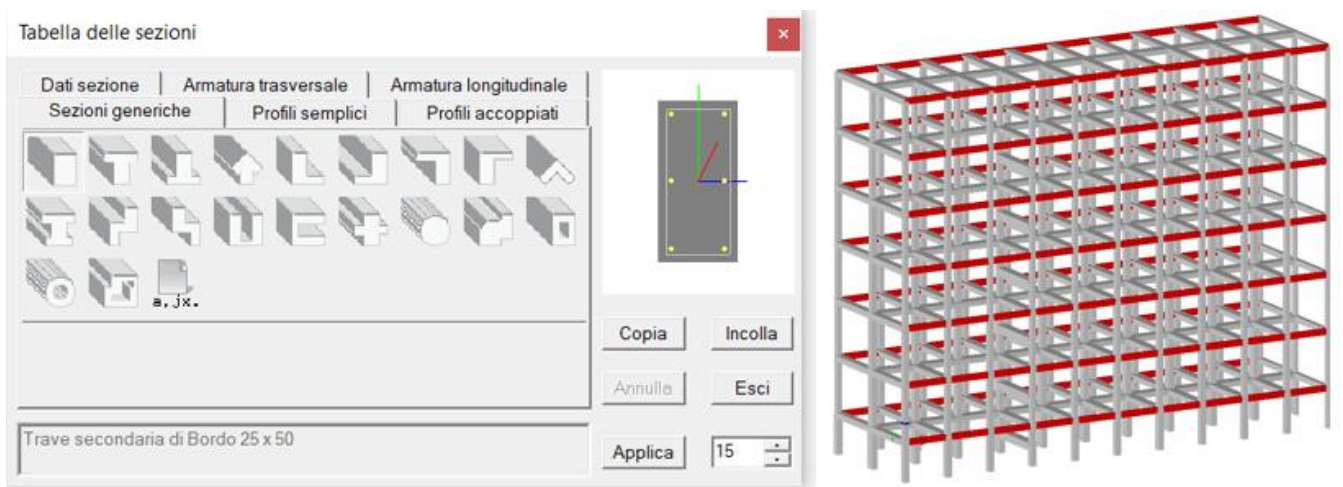


Figura 5.2.16 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 15 Trave Secondaria di bordo, con inquadramento.

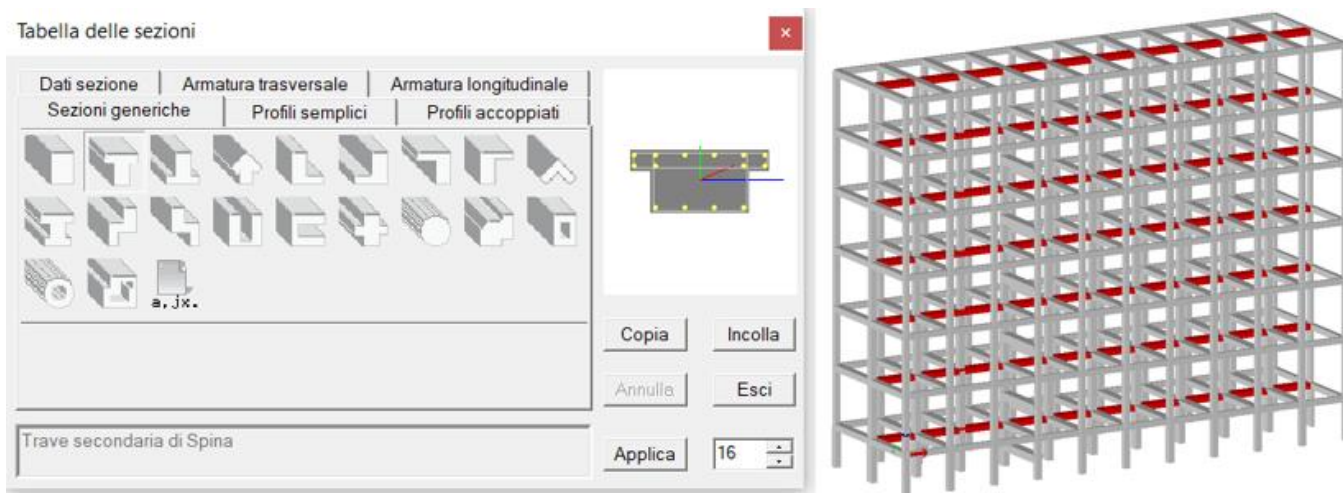


Figura 5.2.17 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 15 Trave Secondaria di spina, con inquadramento.

5.2.3 CARICHI

I carichi presenti sulla struttura sono quelli descritti al capitolo 4.3.6 di questa trattazione.

I carichi statici sono inseriti nel modello all'interno con la definizione degli archivi di solaio; in particolare, sono stati definiti 3 diverse tipologie di solaio coerentemente con quanto definito precedentemente. Si riportano le proprietà assegnate dei solai e il loro inquadramento all'interno del modello.

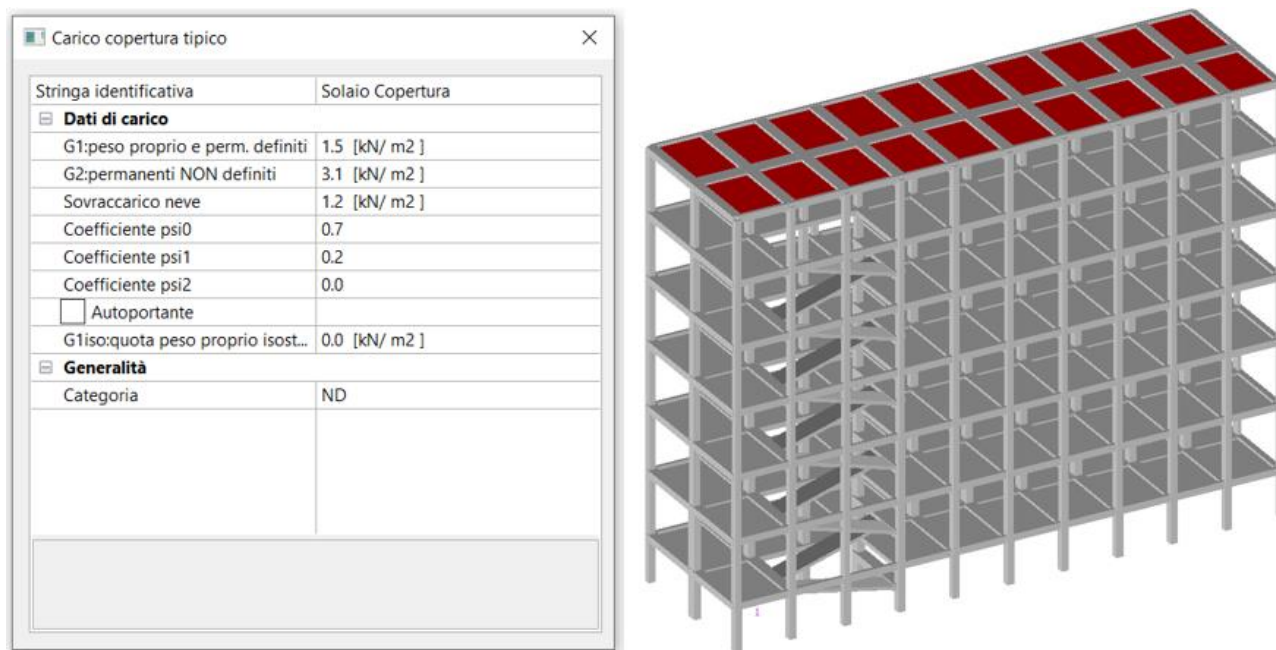


Figura 5.2.18 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Solai, Proprietà n°1 Solaio di copertura, con inquadramento.

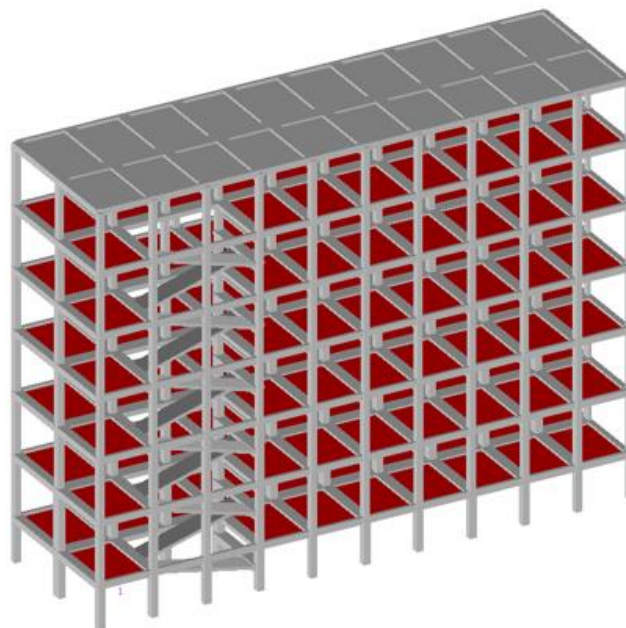
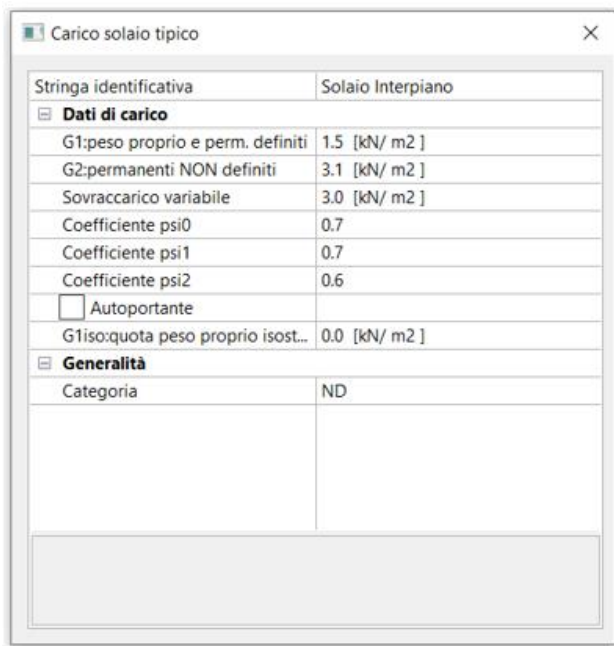


Figura 5.2.19 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Solai, Proprietà n°2 Solaio di interpiano, con inquadramento.

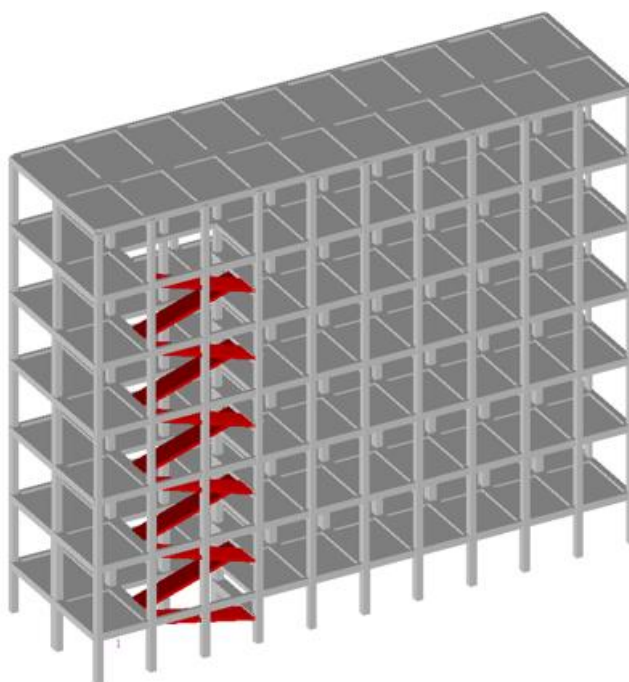
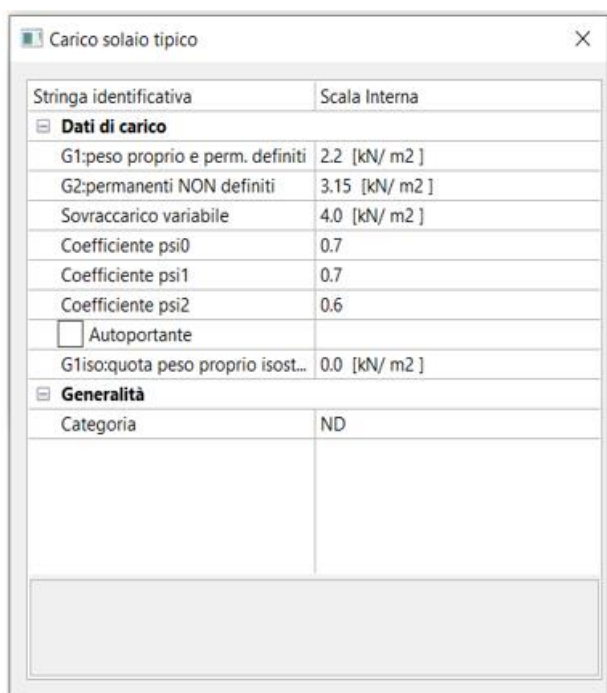


Figura 5.2.20 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Solai, Proprietà n°3 Scala Interna, con inquadramento.

Come si può notare dalle immagini precedenti, all'interno della definizione degli archivi di solaio si definiscono già i coefficienti ψ_2 che verranno utilizzati nelle varie combinazioni di carico.

In aggiunta al carico dei solai si è andato ad inserire il carico lineare dato dai tamponamenti esterni e dai tamponamenti interni del vano scale come carico permanente distribuito all'interno del modello. I valori sono quelli calcolati in precedenza.

Per le travi del vano scale, che sostenevano solo metà altezza del tamponamento questo valore è stato opportunamente dimezzato.

Nella zona di giunto non è stato inserito nessun carico in quanto non sono presenti tamponamenti.

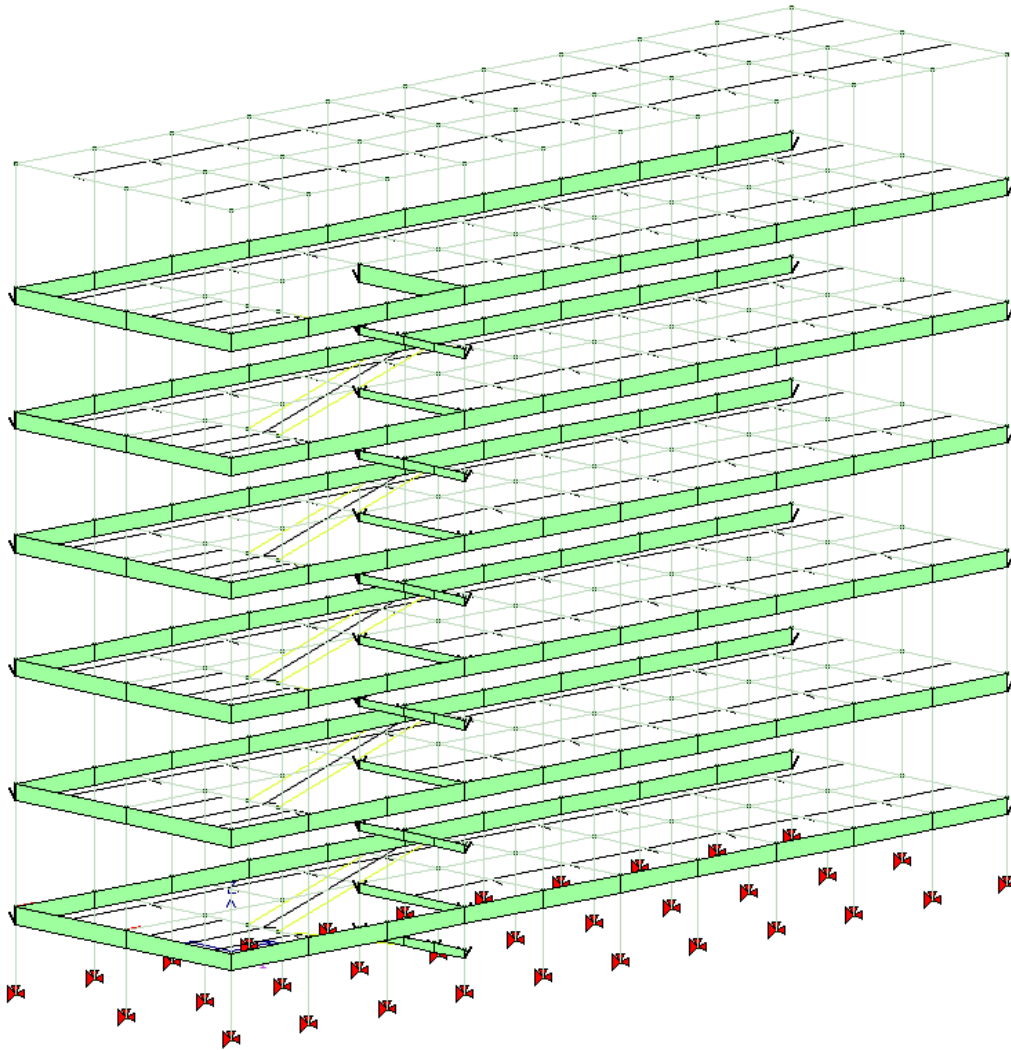


Figura 5.2.21 Modello US B1 - PROSAP, Carico permanente dato dai Tamponamenti.

Si riporta una vista del modello in cui si possono osservare tutte le proprietà appena descritte.

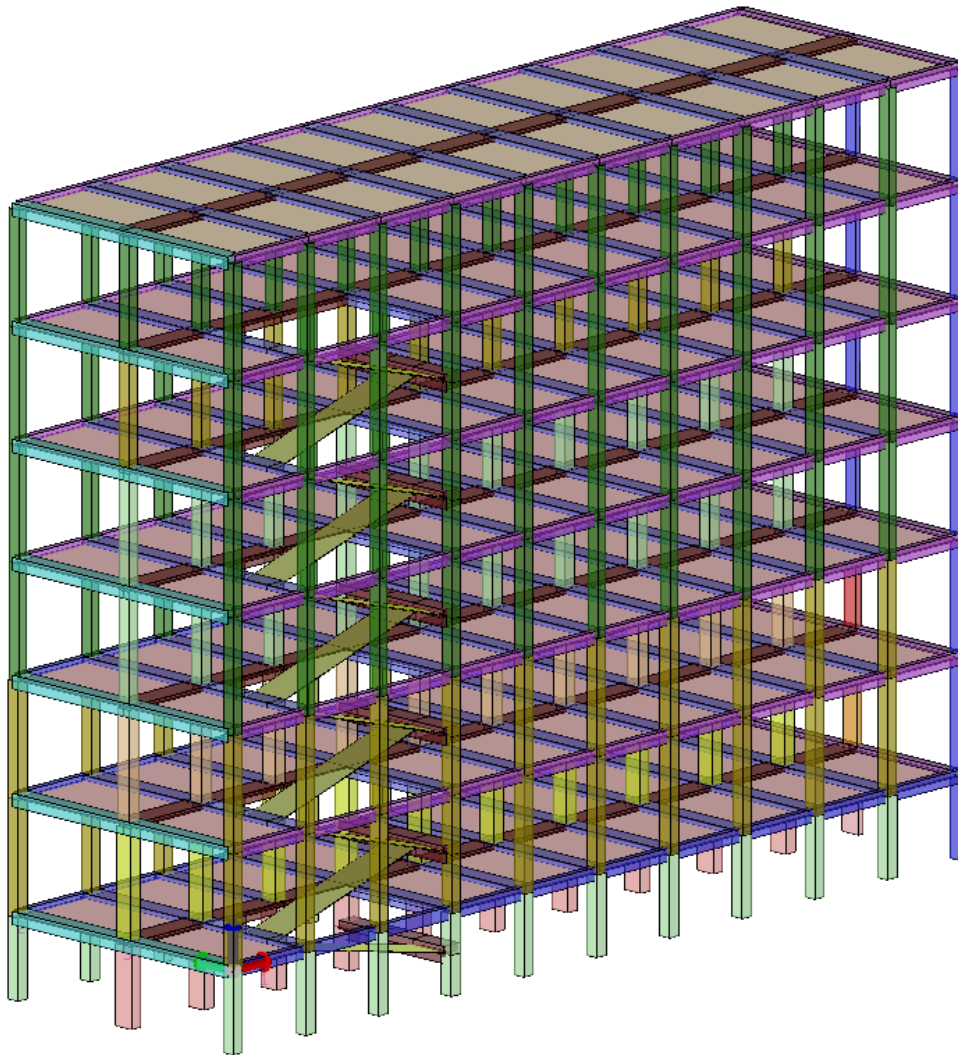


Figura 5.2.22 Modello US B1 - PROSAP, visualizzazione delle proprietà degli elementi strutturali.

5.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Per quanto riguarda le combinazioni di carico si è utilizzato il comando all'interno del modulo di Assegnazione carichi, "casi di carico: aiuti" con il quale sono state definite le combinazioni di carico per lo Stato limite Ultimo, lo Stato limite di Salvaguardia della Vita e lo Stato limite di Danno, così come definite al § 2.5.3 dell'NTC 2018.

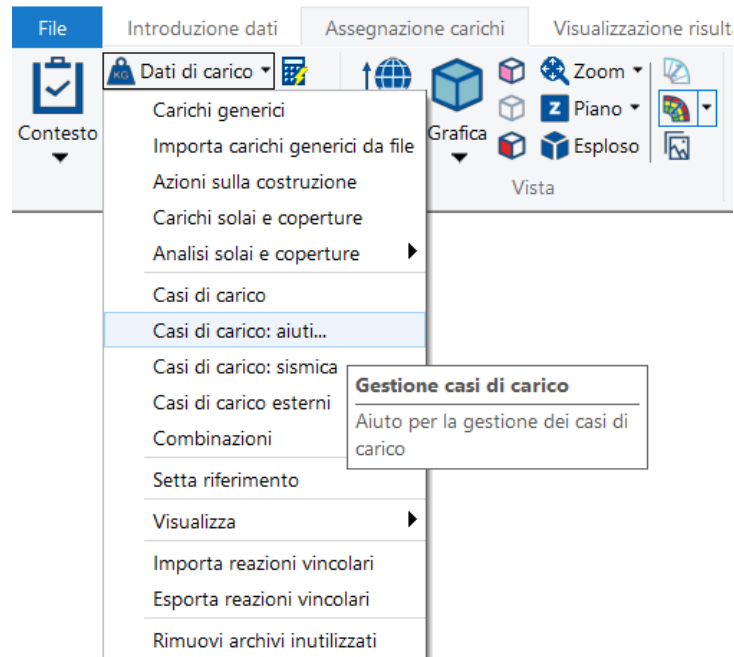


Figura 5.2.23 Modello US B1 - PROSAP, inserimento combinazioni di carico sul programma.

Combinazione fondamentale: per le verifiche statiche allo SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente: per le verifiche SLD per lo spostamento di interpiano:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica: per le verifiche agli SLV connesse all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove i coefficienti utilizzati sono quelli riportati nelle tabelle 2.5.I e 2.6.I dell'NTC 2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 5.2.24 Valori dei coefficienti di combinazione, Fonte: Tabella 2.5.I NTC 2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 5.2.25 Valori dei coefficienti di combinazione, Fonte: Tabella 2.6.I NTC 2018.

Successivamente, all'interno dello stesso modulo si utilizza il comando "casi di carico: sismici" per definire l'azione sismica agente sulla struttura. In questo menù si inseriscono tutti i parametri per la caratterizzazione sismica del sito che sono riportati al capitolo 4.3.4. di questa trattazione.

Questo comando apre un menù diviso in vari step:

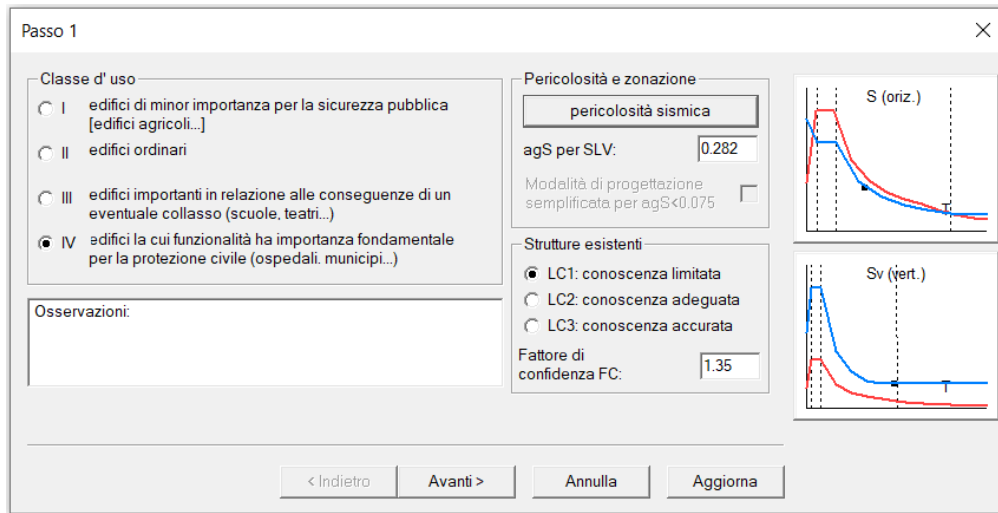


Figura 5.2.26 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 1.

All'interno dello step 1 è presente la definizione della pericolosità sismica; in questa finestra è possibile settare il livello di sicurezza che si vuole raggiungere: in questo modo il programma andrà a frazionare l'azione sismica con la percentuale che si indica all'interno del "livello di sicurezza". Questo strumento è molto utile quando si effettua un'analisi di vulnerabilità sismica.

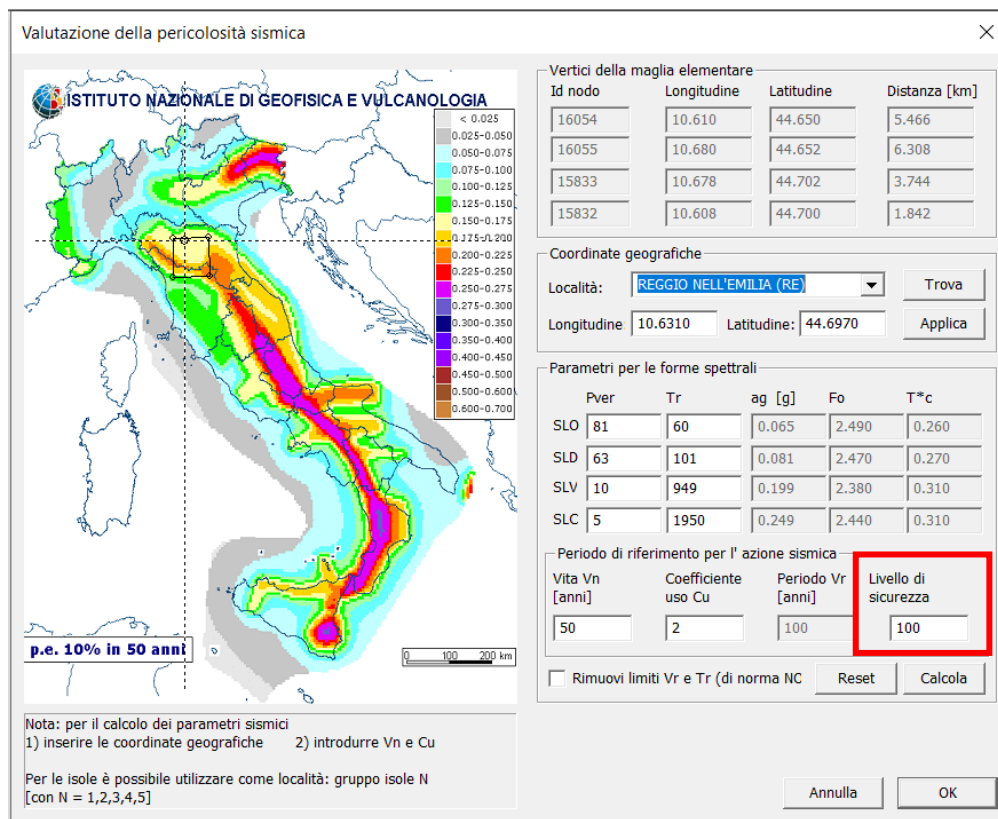


Figura 5.2.27 Modello US B1 - PROSAP, Definizione della pericolosità sismica e livello di sicurezza.

Nello step 3 per la definizione dell'azione sismica è possibile settare il fattore di struttura da utilizzare per le verifiche fragili e per le verifiche duttili; si utilizzano i coefficienti di struttura calcolati al capitolo 4.3.7 di questo elaborato.

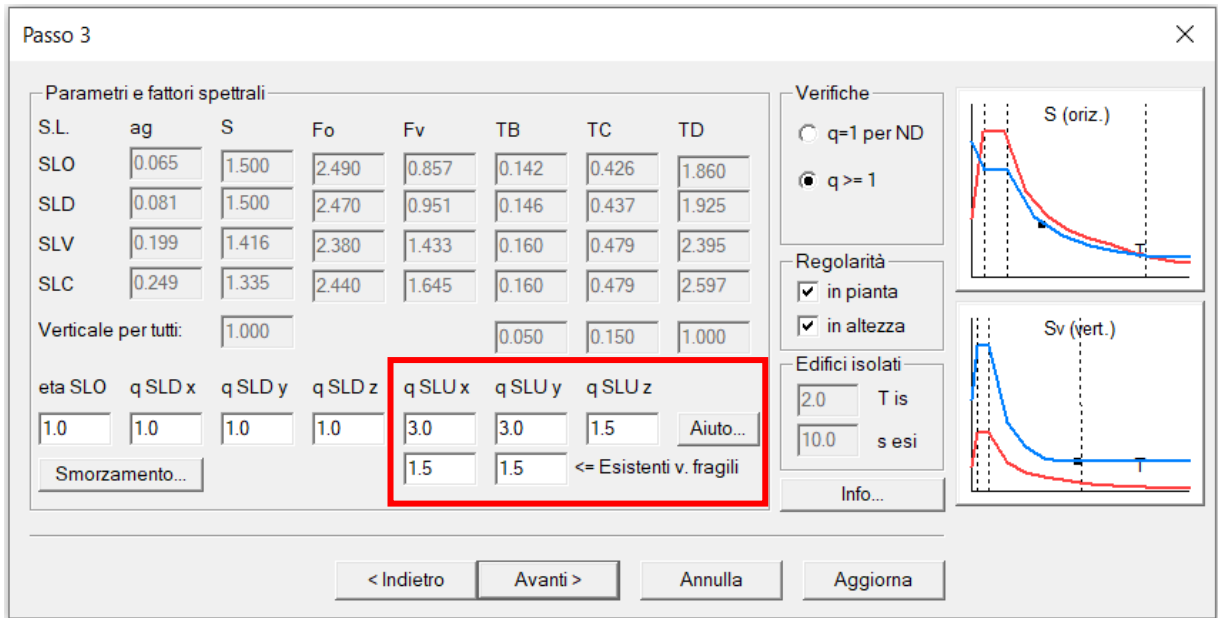


Figura 5.2.28 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 3, Definizione dei fattori di struttura per le verifiche fragili e duttili.

Allo step 4 si possono inserire i seguenti dati riguardanti l'analisi dinamica: il numero dei modi di vibrare da considerare, il fattore di rigidezza secante e l'eccentricità accidentale.

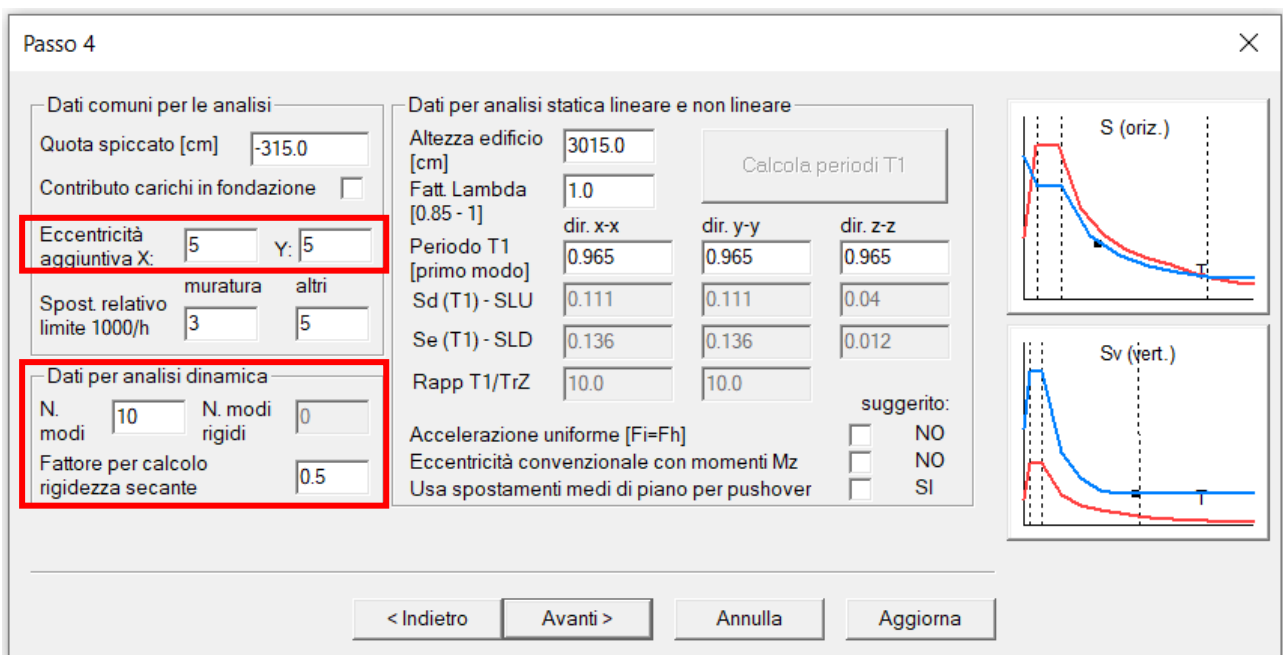


Figura 5.2.29 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 4, Definizione dei parametri per l'analisi dinamica.

Per la scelta del numero dei modi di vibrare da considerare nell'analisi dinamica si deve rispettare quanto indicato al § 7.3.3.1 dell' NTC 2018:

“Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.”

Nel caso in esame, con 10 modi di vibrare entrambe le due condizioni sono rispettate.

Il fattore di rigidità secante rappresenta il fattore che va a ridurre il modulo elastico del calcestruzzo in virtù della fessurazione che si genera quando la struttura è sottoposta ad azioni cicliche, come il sisma. Al § 7.2.6 dell'NTC 2018 è scritto:

“Nel rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.”

Per questo motivo si utilizza un fattore di rigidità secante pari a 0,5; l'utilizzo di questo fattore non è obbligatorio ma può essere d'aiuto in quanto a seguito di un calo della rigidità del materiale ne comporta un aumento del periodo della struttura e, nel caso in esame come nella maggior parte dei casi, questo porta ad una riduzione dell'azione sismica su di essa. Bisogna però tenere conto del fatto che una rigidità minore porterà inevitabilmente a spostamenti maggiori in quanto proporzionali al modulo elastico.

Si riporta un'immagine esplicativa di quanto appena descritto.

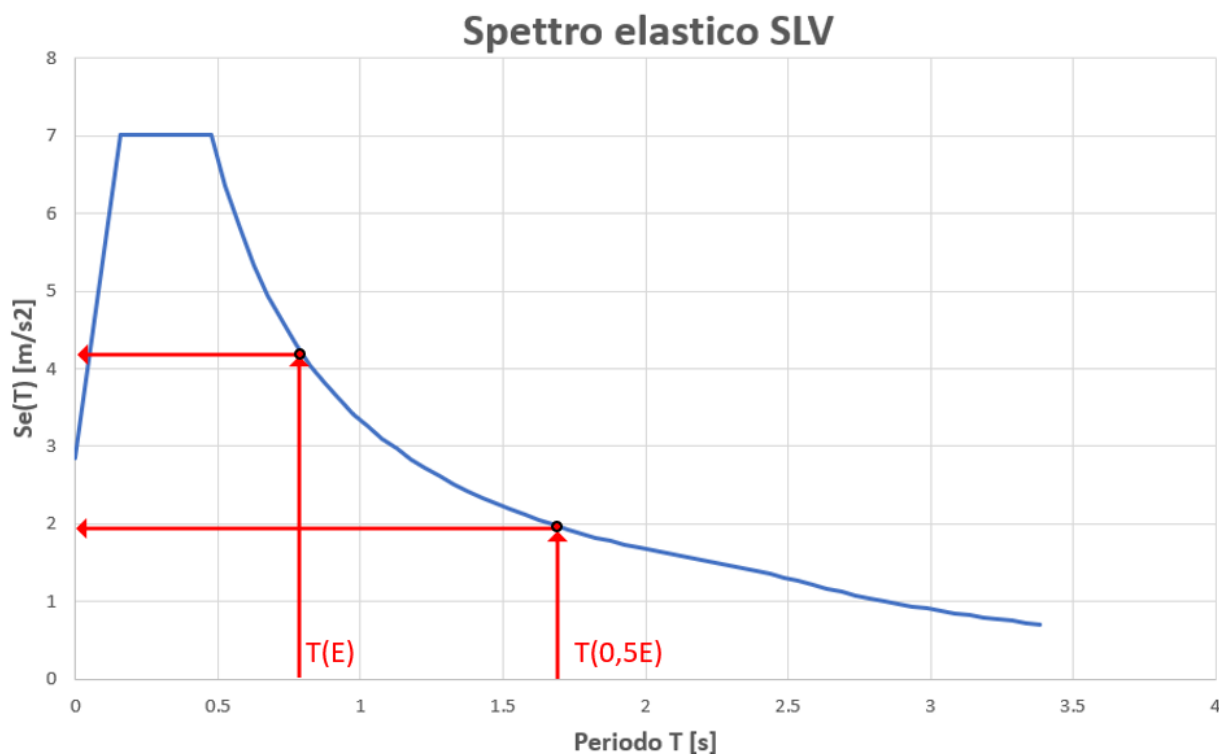


Figura 5.2.30 Influenza della riduzione del modulo di elasticità sull'azione sismica agente sulla struttura.

L'eccentricità aggiuntiva è posta uguale a 0,05 e rappresenta l'eccentricità accidentale, definita al § 7.6 dell'NTC 2018:

“Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.”

Nel quinto e ultimo step per la definizione dell'analisi sismica si definiscono le masse sismiche che devono essere utilizzate per l'analisi modale. Il programma calcola in automatico le masse sismiche dai carichi verticali, considerando la combinazione dei carichi sismica come definita in precedenza; in questo caso è sufficiente lasciare pari a 1.00 tutti i coefficienti presenti nella tabella: il programma andrà ad utilizzare i coefficienti ψ definiti in precedenza nell'archivio dei solai. Se si hanno dei carichi aggiuntivi, come il peso dei tamponamenti esterni nel caso in esame, è necessario inserire il coefficiente moltiplicativo all'interno della tabella relativamente al caso di carico desiderato.

Passo 5

C.D.C. sismico Nodo cont. 0 (**)

C.D.C.

Analisi modale di riferimento Sfogli... Modo rifer. 0 (**)

Sisma	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4 [*]	LC 5 [*]	LC 14
LC U 6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC U 7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC U 8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC U 9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC D 10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LC D 11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

NOTA: (*) coefficienti per carichi variabili Q
cdc Qk : utilizzare psi 2
cdc Qsk/Qnk : utilizzare di regola 1 (psi 2 da archivio carico)

(**) 0 per default in pushover

Definizione masse automatica

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro Fine Annulla Stampa spettri

Figura 5.2.31 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 5, Definizione delle masse sismiche.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi si utilizza una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, come indicato al § 7.3.3.1 dell' NTC 2018.

Una volta definita l'azione sismica è possibile procedere con il calcolo delle sollecitazioni mediante l'analisi della struttura.

5.3 RISULTATI DELL'ANALISI

5.3.1 MODI DI VIBRARE

Si riportano i periodi e le deformate dei primi tre modi di vibrare della struttura ricavati dall'analisi, in quanto quelli che influenzano principalmente l'analisi.

Modello US B1 - PRO_SAP	
Periodo dei principali Modi di Vibrare della Struttura	
T1 [s]	1.44742
T2 [s]	1.38423
T3 [s]	1.32948

Figura 5.3.1 Modello US B1 - PROSAP, Periodo dei principali Modi di vibrare della Struttura.

Il primo modo di vibrare della struttura è il modo prevalente in direzione X come si può vedere nell'immagine seguente:

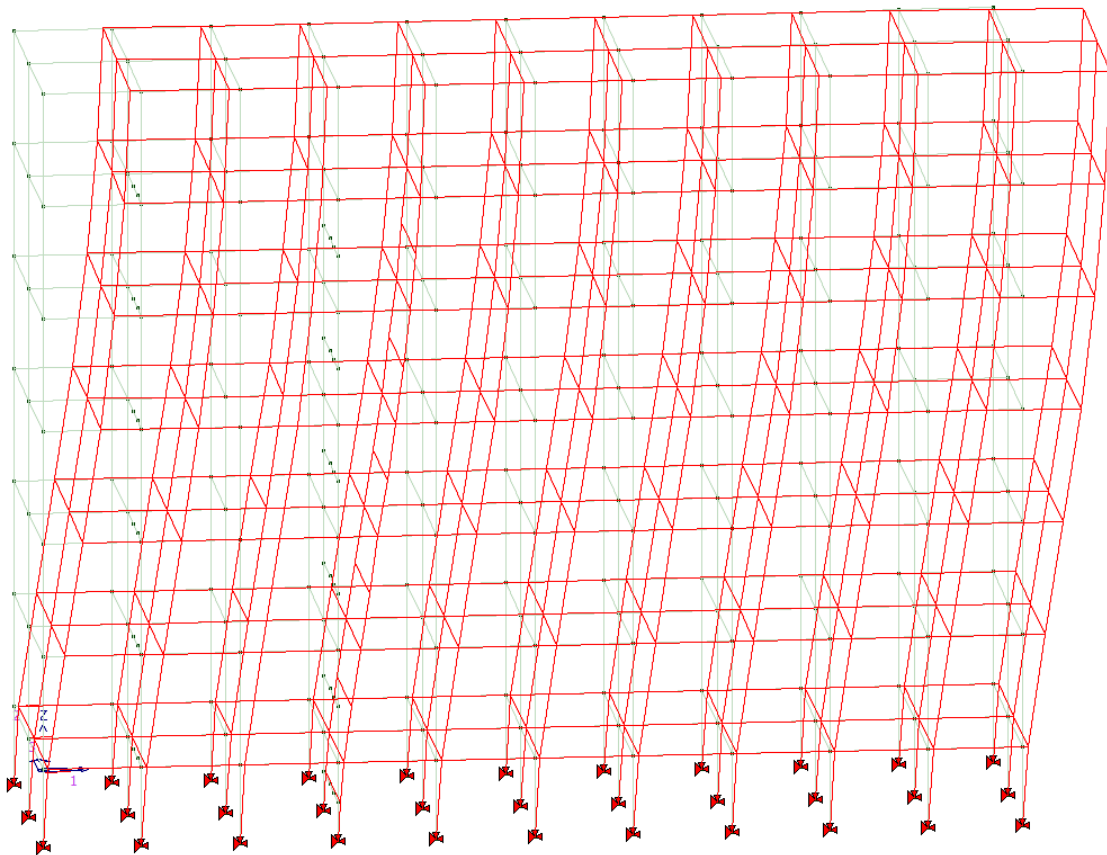


Figura 5.3.2 Modello US B1 - PROSAP, 1° modo di vibrare della struttura.

Il secondo modo e il terzo modo di vibrare risentono della presenza del vano scale, pertanto, entrambi risultano un'unione del modo principale in Y e del modo principale Torsionale della struttura.

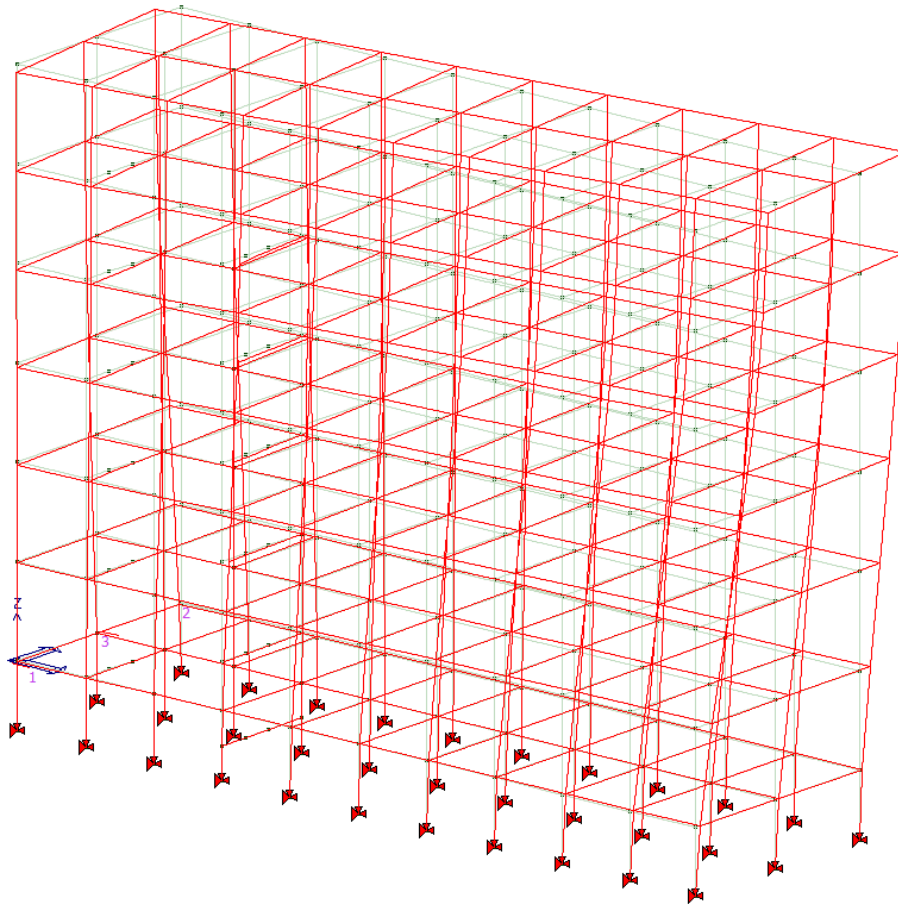


Figura 5.3.3 Modello US B1 - PROSAP, 2° modo di vibrare della struttura.

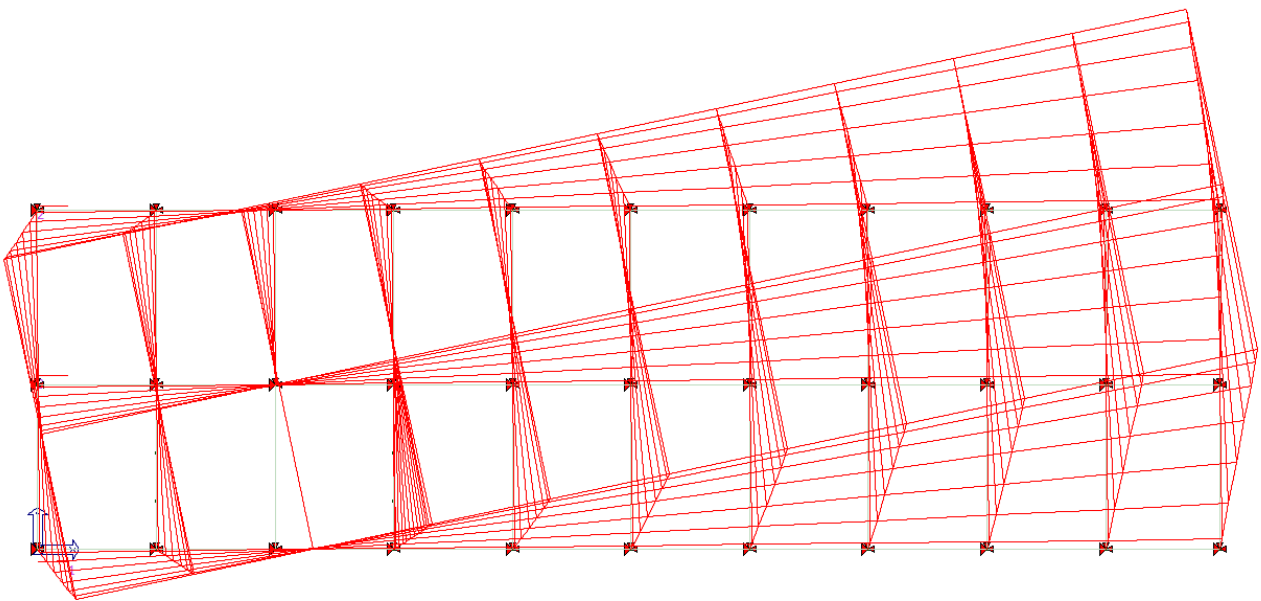


Figura 5.3.4 Modello US B1 - PROSAP, 2° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.

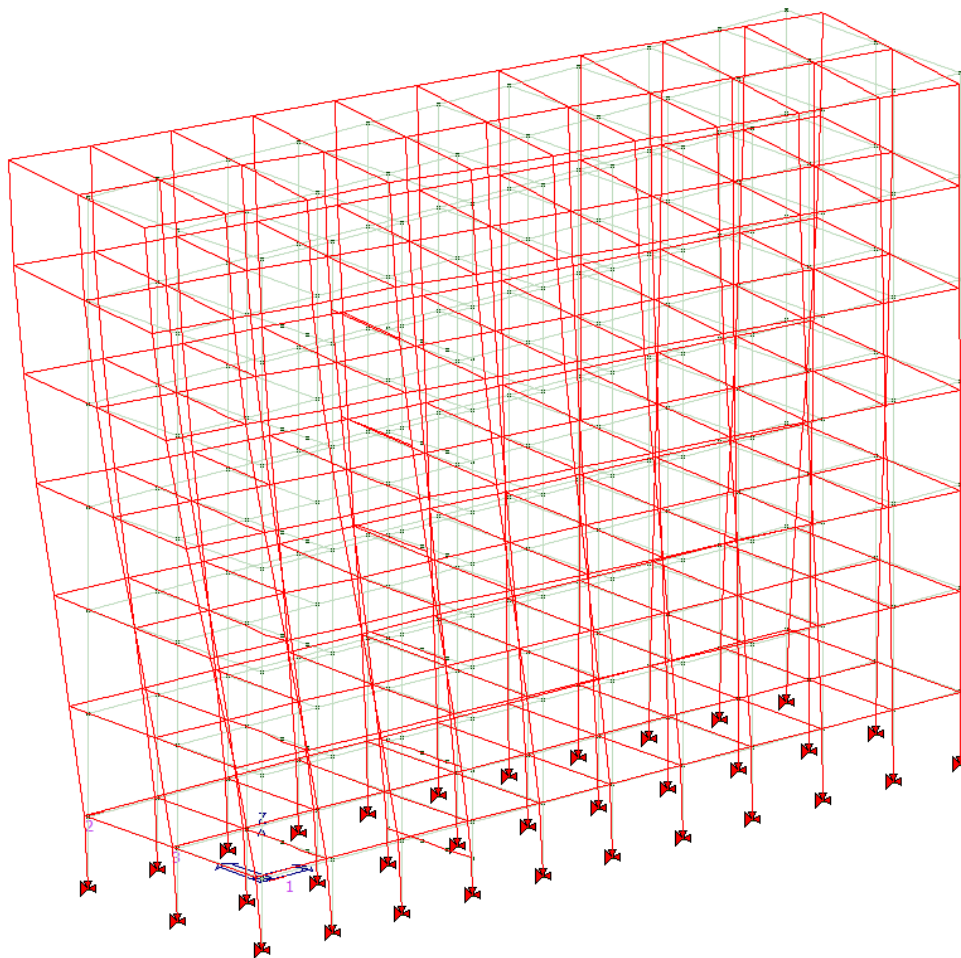


Figura 5.3.5 Modello US B1 - PROSAP, 3° modo di vibrare della struttura.

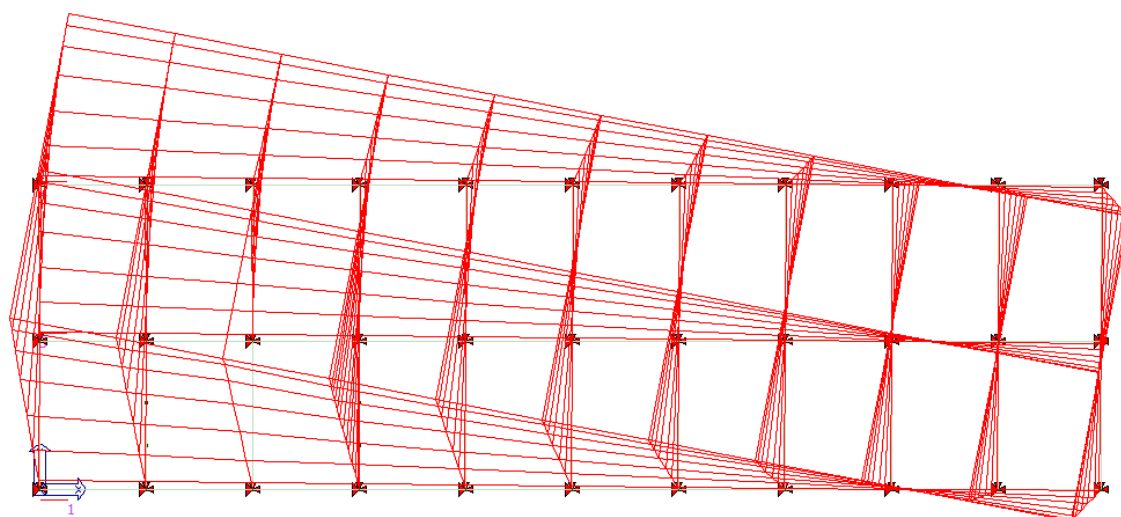


Figura 5.3.6 Modello US B1 - PROSAP, 3° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.

5.3.2 PERCENTUALE DI MASSA ATTIVATA

Si riportano le tabelle contenenti le informazioni riguardo la percentuale di massa attivata dai modi di vibrare utilizzati nell'analisi. Si può notare come sia per la direzione X che per la direzione Y siano rispettate entrambe le due condizioni imposte dalla normativa:

- La somma della massa attivata supera l'85% di quella totale;
- Sono stati considerati tutti i modi che attivano almeno il 5% della massa: effettuando un'analisi iniziale con 60 modi di vibrare si è visto che nessun modo raggiungeva il 5%.

n° Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Acc. Spettrale [g]	Massa efficace in X · g [kN]	%
1	0.691	1.447	0.074	3.14E+04	75.5
2	0.722	1.384	0.077	18.57	4.46E-02
3	0.752	1.329	0.08	4.01	9.63E-03
4	2.01	0.498	0.215	4304.42	10.3
5	2.167	0.461	0.223	0.51	1.23E-03
6	2.248	0.445	0.223	0.22	5.27E-04
7	3.335	0.3	0.223	1643.6	3.9
8	3.696	0.271	0.223	0.09	2.14E-04
9	3.814	0.262	0.223	0.07	1.63E-04
10	4.369	0.229	0.223	1.12E-05	0
Totale				3.74E+04	89.86

Figura 5.3.7 Modello US B1 - PROSAP, Massa attivata dai 10 modi di vibrare in direzione X.

n° Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Acc. Spettrale [g]	Massa efficace in Y · g [kN]	%
1	0.691	1.447	0.074	1.89	4.53E-03
2	0.722	1.384	0.077	1.38E+04	33
3	0.752	1.329	0.08	1.71E+04	41.1
4	2.01	0.498	0.215	0.01	2.71E-05
5	2.167	0.461	0.223	1903.67	4.6
6	2.248	0.445	0.223	2750.22	6.6
7	3.335	0.3	0.223	1.44E-04	0
8	3.696	0.271	0.223	687.33	1.7
9	3.814	0.262	0.223	1049.03	2.5
10	4.369	0.229	0.223	4.24	1.02E-02
Totale				3.72E+04	89.46

Figura 5.3.8 Modello US B1 - PROSAP, Massa attivata dai 10 modi di vibrare in direzione Y.

5.4 VERIFICHE

Le verifiche sono espresse come il rapporto fra la domanda massima agente sull'elemento e la relativa capacità resistente; pertanto le verifiche saranno soddisfatte se questo rapporto è minore di 1.

$$Verifica = \frac{Domanda}{Capacità}$$

Per lo studio della vulnerabilità sismica dell'edificio si riporteranno, per ogni tipo di verifica, i risultati con l'azione sismica al 100% e, successivamente, i risultati delle verifiche con l'azione sismica ridotta in modo tale che la verifica in esame sia soddisfatta: il coefficiente che riduce l'azione sismica così ottenuto, rappresenta il livello di sicurezza della struttura nei confronti della verifica che si sta analizzando.

In questo modo si definisce un coefficiente per ogni tipo di verifica e il livello di sicurezza della struttura sarà dato dal minore di questi coefficienti.

Le verifiche duttili e fragili richieste dalla normativa per questo tipo di analisi, su un edificio esistente, sono ampiamente descritte al capitolo 3.5.2 di questo elaborato e sono le seguenti:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

- **Verifiche Duttili:**

- 1) Verifica a Flessione delle Travi;
- 2) Verifica a Presso-flessione dei Pilastri;

- **Verifiche Fragili:**

- 3) Verifica a Taglio delle Travi;
- 4) Verifica a Taglio dei Pilastri;
- 5) Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo;
- 6) Verifica dei Nodi.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

- 7) Verifica spostamento di interpiano.

5.4.1 CRITERI DI PROGETTO

Per poter effettuare le verifiche su PROSAP è necessario prima assegnare ad ogni elemento l'armatura longitudinale e trasversale ricavata durante la fase di rilievo. Successivamente si deve assegnare ad ogni elemento un "criterio di progetto" che consiste nella definizione dei criteri che si vogliono utilizzare nella verifica di quell'elemento. All'interno di uno stesso criterio di progetto sono contenuti i criteri di verifica dei diversi elementi strutturali, in maniera indipendente gli uni dagli altri: se si decide di progettare una trave con un certo coefficiente di sicurezza è possibile, all'interno dello stesso criterio di progetto, utilizzarne uno differente per i pilastri.

La distinzione fra il modello per le verifiche duttili e il modello per le verifiche fragili avviene in questo passaggio in quanto si ha la necessità di distinguere i coefficienti di sicurezza di calcestruzzo e acciaio per i meccanismi duttili e per i meccanismi fragili. Nel caso delle travi, ad esempio, si impone per le verifiche duttili lo snervamento relativo all'acciaio come definito al capitolo 4.3.3 questo elaborato e i coefficienti di sicurezza unitari.

Tabella dei criteri di progetto

Travi acc.		Muratura		Legno		XLAM	
Pareti c.a.	Gusci c.a.	Travi c.a.	Pilastri c.a.	Solai e pannelli	Aste acc.	Pilastri acc.	
Generalità							
<input type="checkbox"/> Progetta a filo							
<input type="checkbox"/> Af inf: da traliccio							
Af inf: da q^*L^2/L				0.0			
<input type="checkbox"/> Solo dettagli capitolo 4 NTC							
<input type="checkbox"/> Progettazione non dissipativa							
<input type="checkbox"/> No gerarchia V							
Luce di taglio per GR				0.0 [cm]			
traliccio MTR				Imposta			
Armatura							
Stati limite ultimi							
Tensione f_y				230000.0 [kN/ m2]			
Tensione f_y staffe				230000.0 [kN/ m2]			
Tipo acciaio				tipo C			
Coefficiente γ_s				1.0			
Coefficiente γ_c				1.0			
<input checked="" type="checkbox"/> Verifiche con N costante							
Fattore di redistribuzione				0.0			
Modello per il confinamento							
Staffe							
Avanzate (non lineare)							
Avanzate (non lineare)							
Verifiche Duttili							

Copia Incolla Applica Annulla Esci 1

Figura 5.4.1 Modello US B1 - PROSAP, Tabella criteri di progetto, Criterio n°1: Verifiche Duttili.

Per le verifiche fragili, invece, sempre prendendo come esempio il criterio di progetto delle travi, si impone la stessa tensione di snervamento per l'acciaio ma si utilizzano i coefficienti di sicurezza non unitari, ma come definiti dall'NTC 2018.

Tabella dei criteri di progetto

Travi acc.		Muratura		Legno		XLAM	
Pareti c.a.	Gusci c.a.	Travi c.a.	Pilastrici c.a.	Solai e pannelli	Aste acc.	Pilastrici acc.	
Generalità							
<input type="checkbox"/>	Progetta a filo						
<input type="checkbox"/>	Af inf: da traliccio						
	Af inf: da $q^*L^2 /$		0.0				
<input type="checkbox"/>	Solo dettagli capitolo 4 NTC						
<input type="checkbox"/>	Progettazione non dissipativa						
<input type="checkbox"/>	No gerarchia V						
	Luce di taglio per GR		0.0 [cm]				
	traliccio MTR		Imposta				
Armatura							
Stati limite ultimi							
	Tensione f_y		230000.0 [kN/ m2]				
	Tensione f_y staffe		230000.0 [kN/ m2]				
	Tipo acciaio		tipo C				
	Coefficiente gamma s		1.15				
	Coefficiente gamma c		1.5				
<input checked="" type="checkbox"/>	Verifiche con N costante						
	Fattore di redistribuzione		0.0				
Modello per il confinamento							
Staffe							
Avanzate (non lineare)							
Avanzate (non lineare)							
Verifiche Fragili							

Copia Incolla Applica Annulla Esci 2

Figura 5.4.2 Modello US B1 - PROSAP, Tabella criteri di progetto, Criterio n°2: Verifiche Fragili.

Dunque, per lo studio delle verifiche duttili e fragili si realizza un unico modello come descritto in precedenza e si svolge l'analisi per il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura. Successivamente si inseriscono le armature e i due criteri di progetto, si applica il primo per le verifiche duttili a tutti gli elementi strutturali e si fa svolgere le verifiche al programma, di queste verifiche si guardano i risultati solamente di quelle legate ai meccanismi duttili. In seguito, si assegna il secondo criterio di progetto per le verifiche fragili a tutti gli elementi e si eseguono nuovamente le verifiche, dei risultati ottenuti si tiene conto solamente delle verifiche derivanti dai meccanismi fragili.

In questo modo si tiene conto correttamente di quanto indicato dalla normativa sulle verifiche degli edifici esistenti.

5.4.2 VERIFICHE DUTTILI

1) Verifica a Flessione delle Travi

Azione sismica al 100%

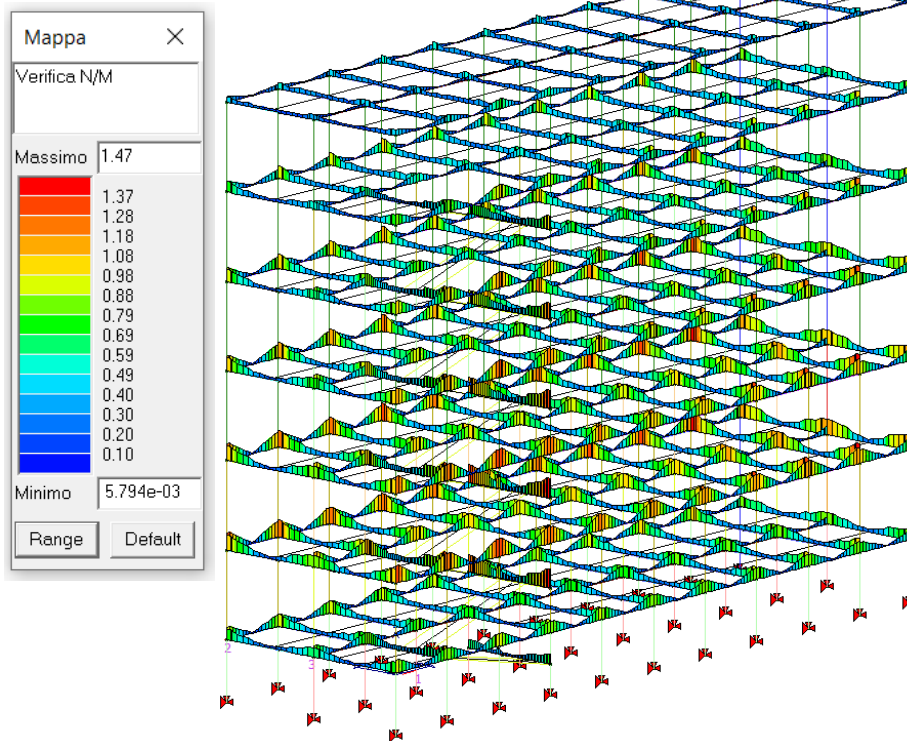


Figura 5.4.3 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione delle Travi: azione sismica al 100%.

Azione sismica al 60%

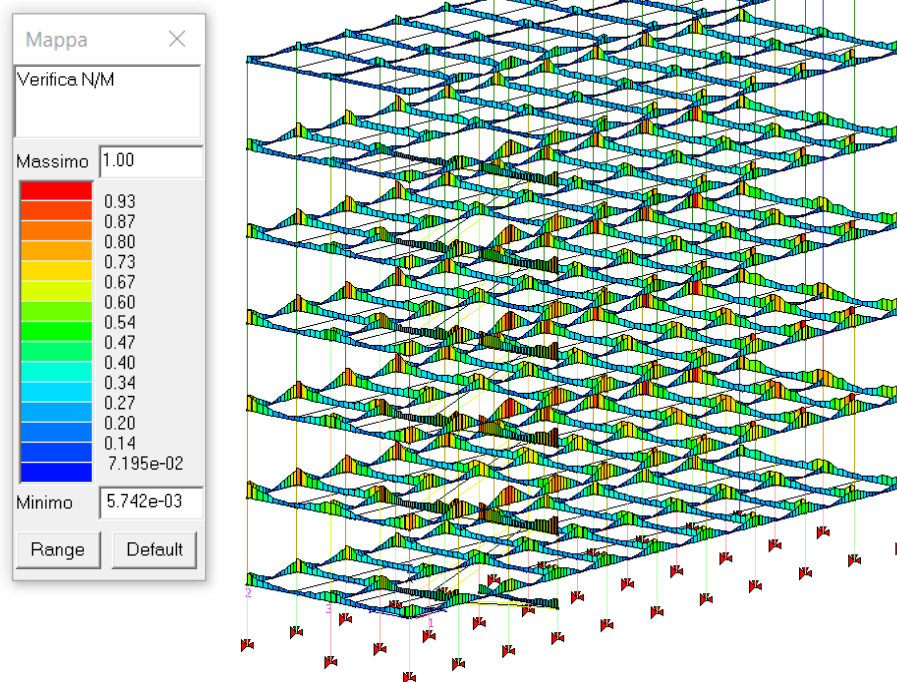


Figura 5.4.4 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione delle Travi: azione sismica al 60%.

2) Verifica a Pressoflessione dei Pilastri

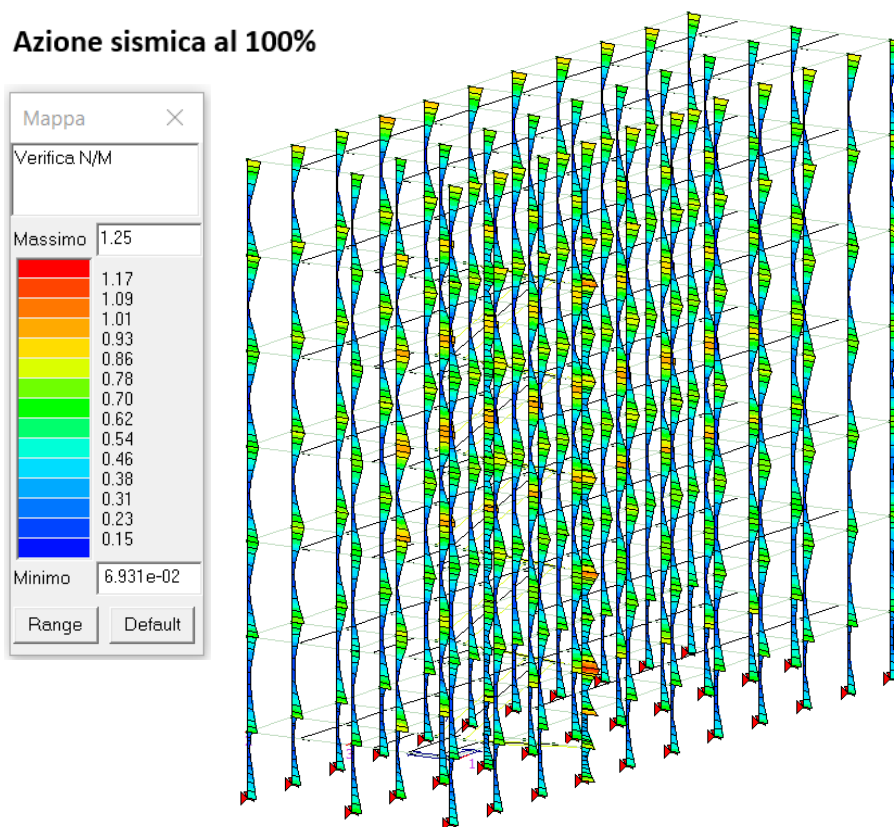


Figura 5.4.5 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione dei Pilastri: azione sismica al 100%.

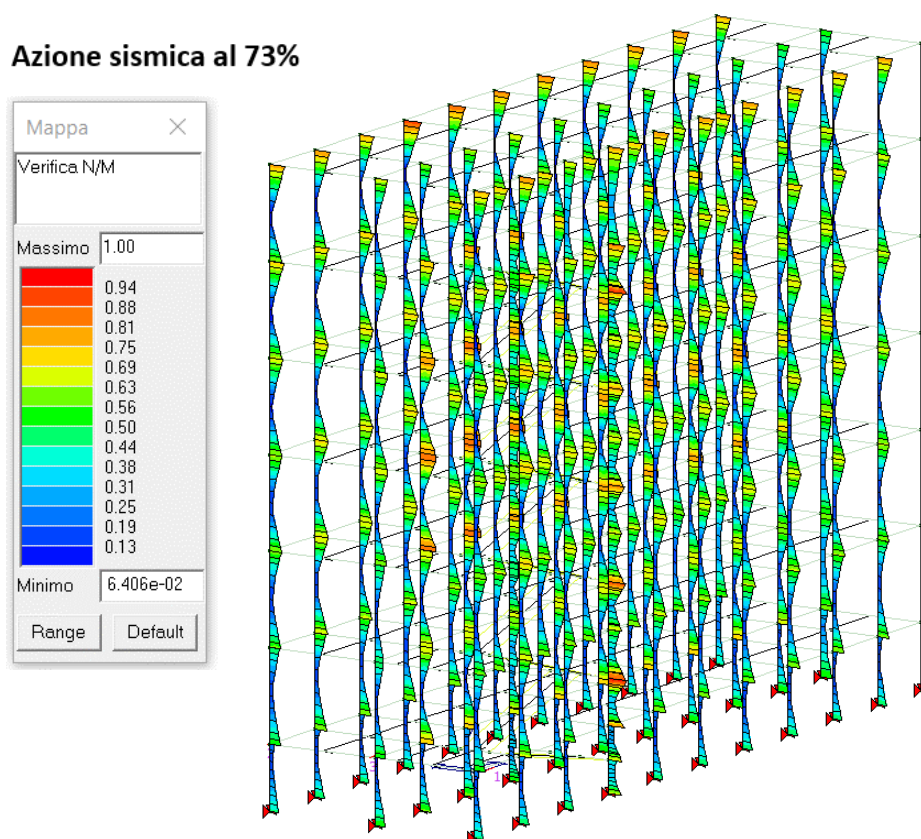


Figura 5.4.6 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione dei Pilastri: azione sismica al 73%.

5.4.3 VERIFICHE FRAGILI

3) Verifica a Taglio delle Travi: Lato Calcestruzzo

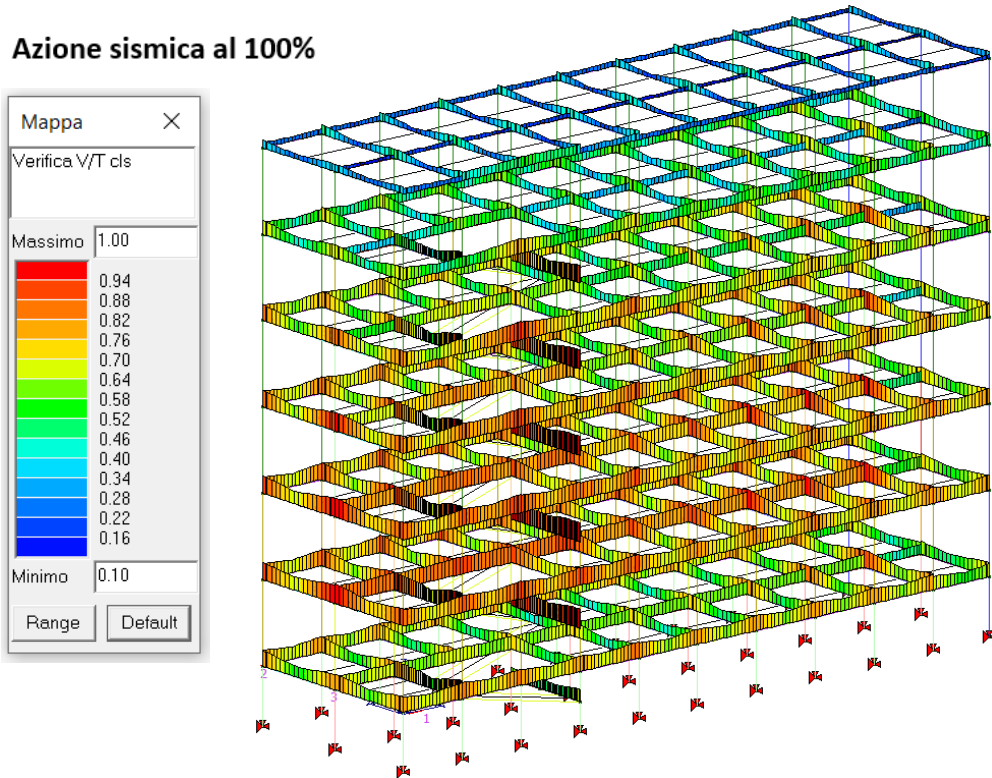


Figura 5.4.7 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Calcestruzzo: azione sismica al 100%.

3) Verifica a Taglio delle Travi: Lato Acciaio

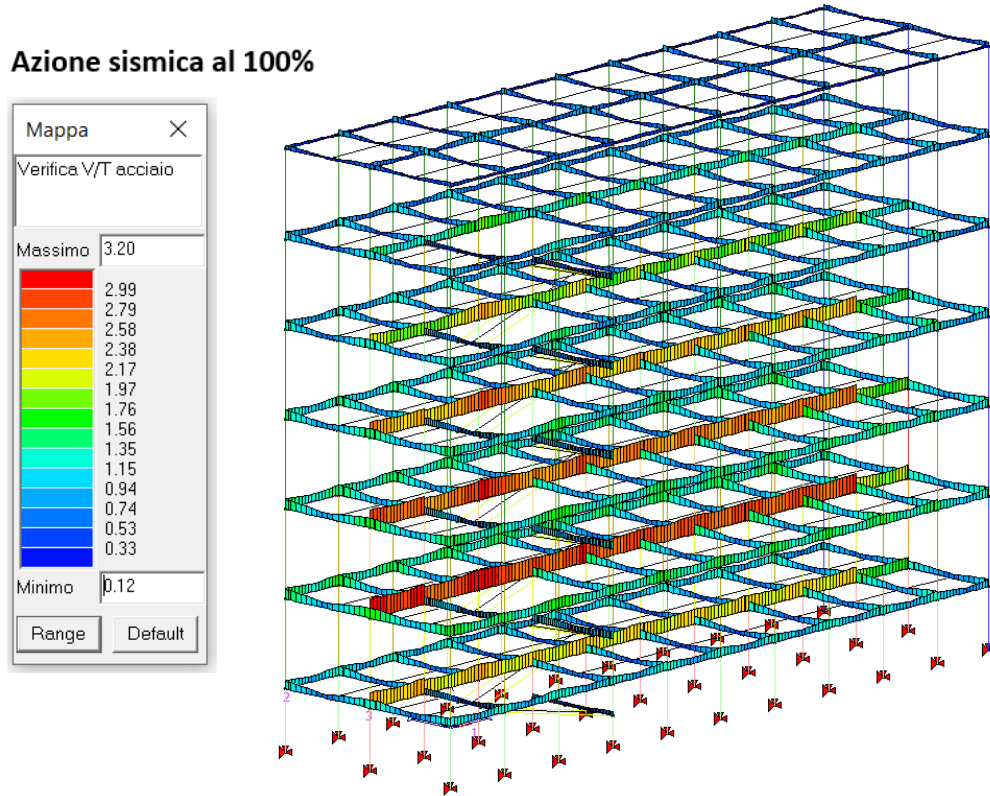


Figura 5.4.8 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Acciaio: azione sismica al 100%.

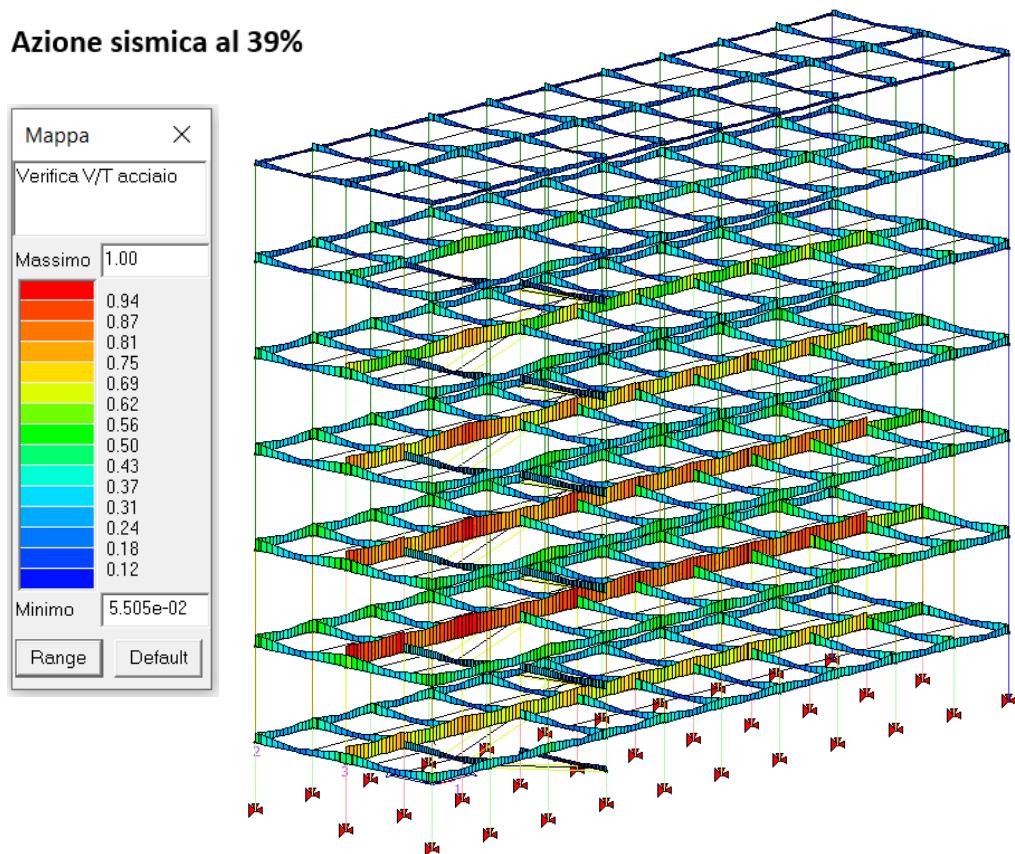


Figura 5.4.9 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Acciaio: azione sismica al 39%.

4) Verifica a Taglio dei Pilastri: Lato Calcestruzzo

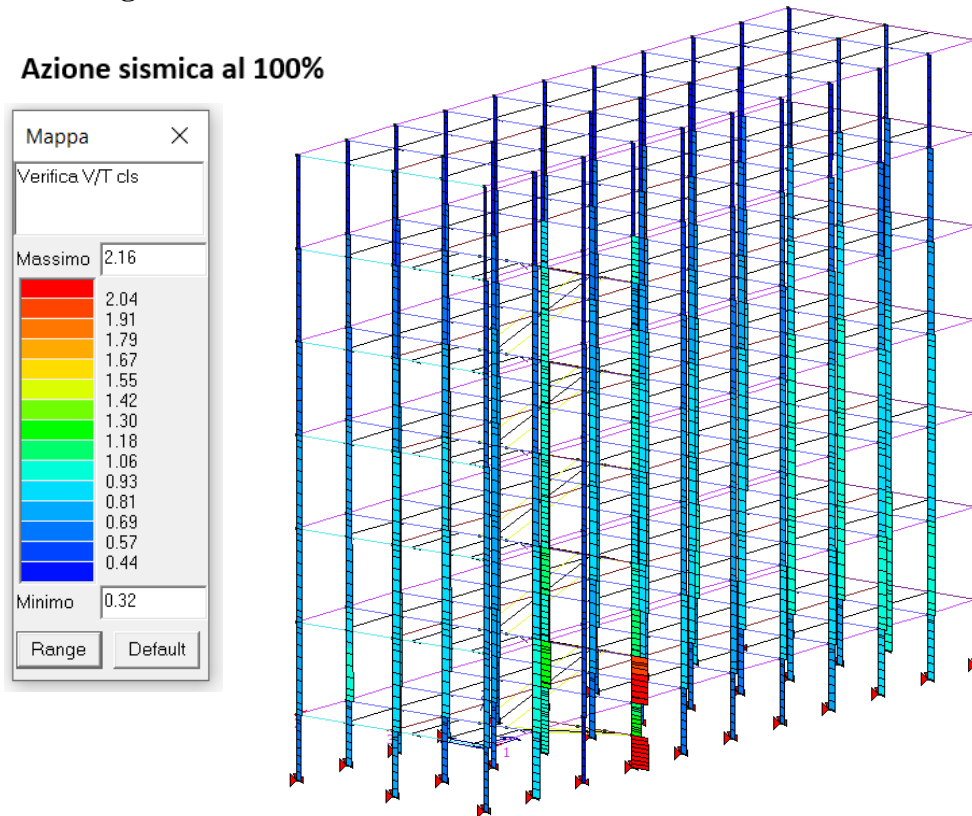


Figura 5.4.10 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Calcestruzzo: azione sismica al **100%**.

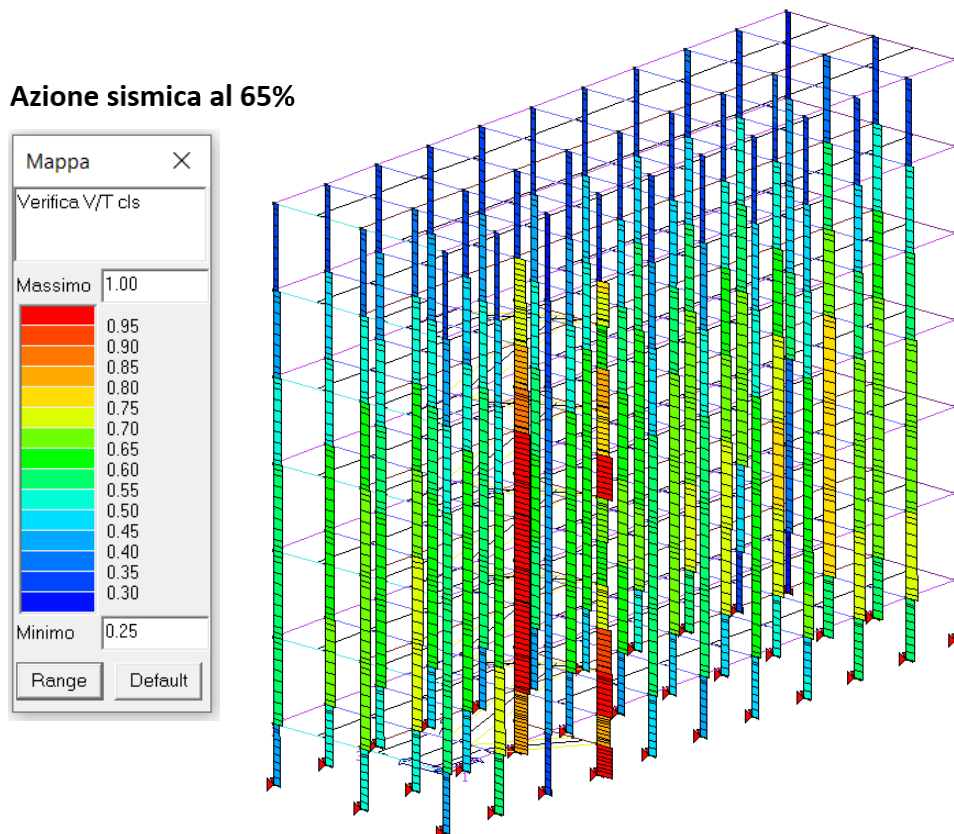


Figura 5.4.11 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Calcestruzzo: azione sismica al **65%**.

4) Verifica a Taglio dei Pilastri: Lato Acciaio

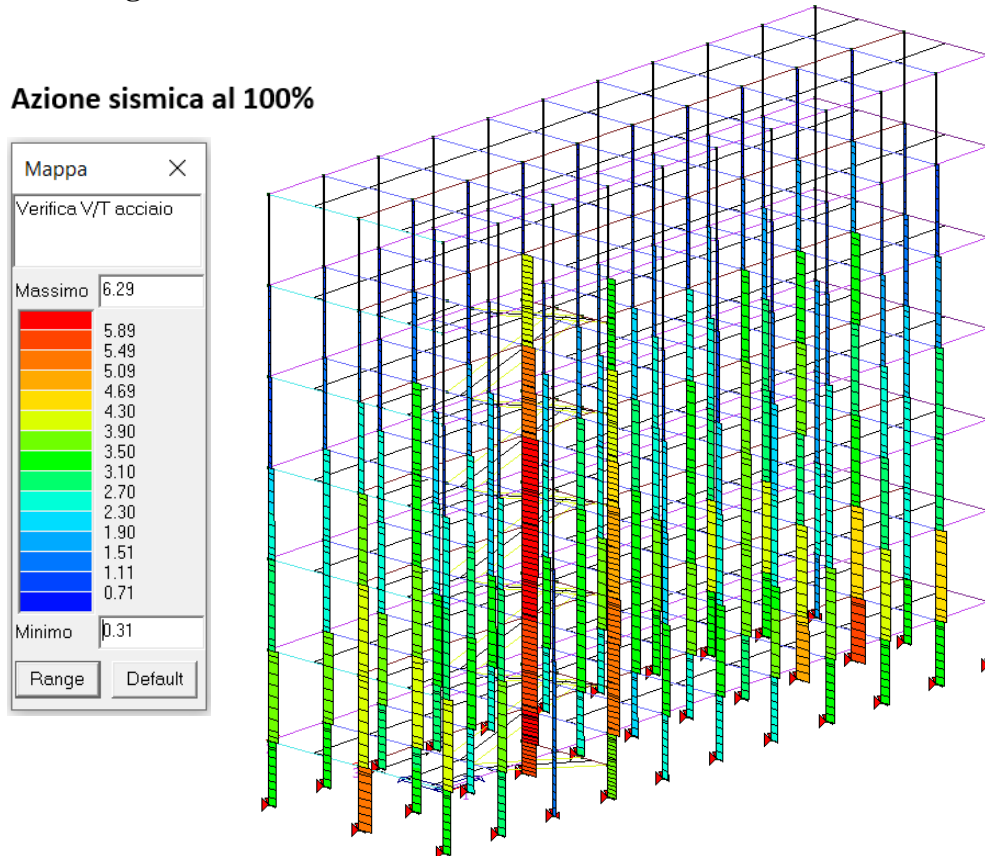


Figura 5.4.12 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Acciaio: azione sismica al 100%.

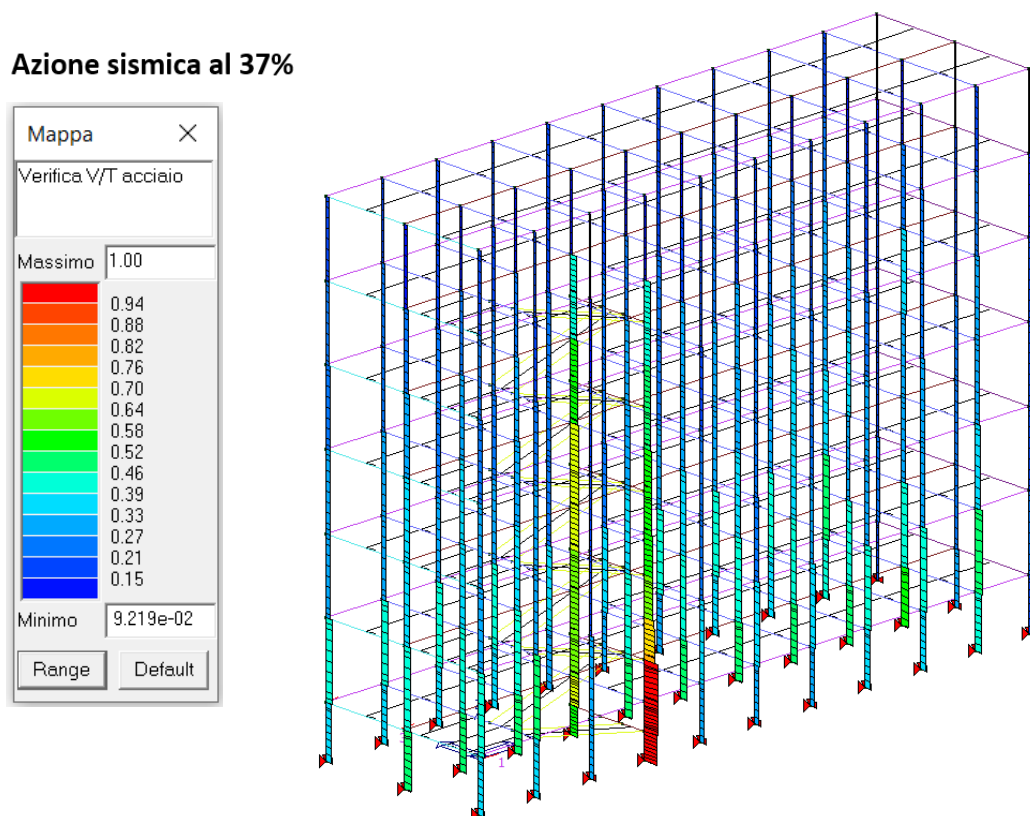


Figura 5.4.13 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Acciaio: azione sismica al 37%.

5) Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo

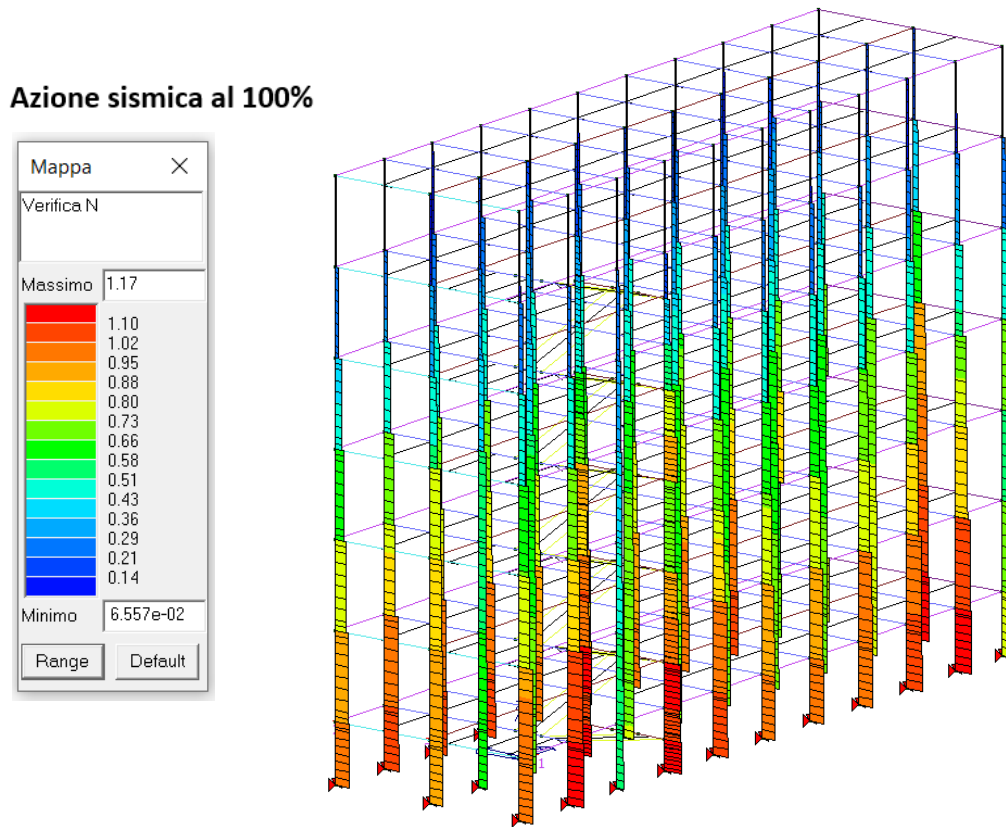


Figura 5.4.14 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo: azione sismica al 100%.

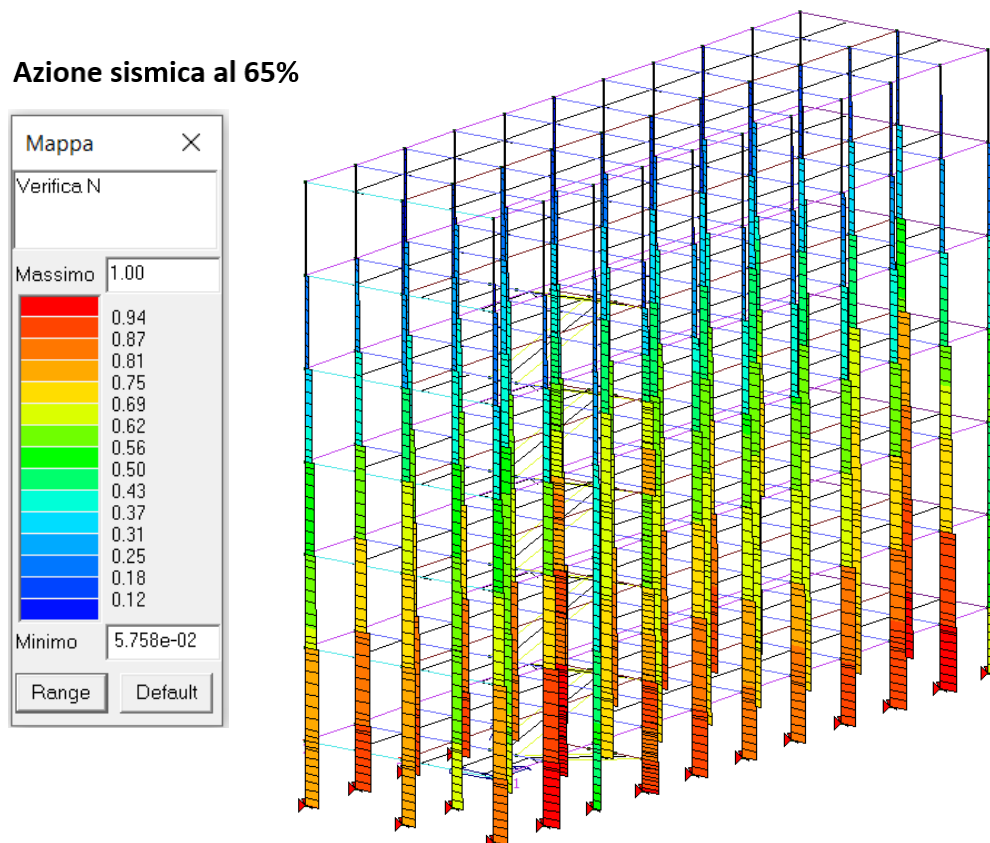


Figura 5.4.15 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo: azione sismica al 65%.

6) Verifica dei nodi

Azione sismica al 100%

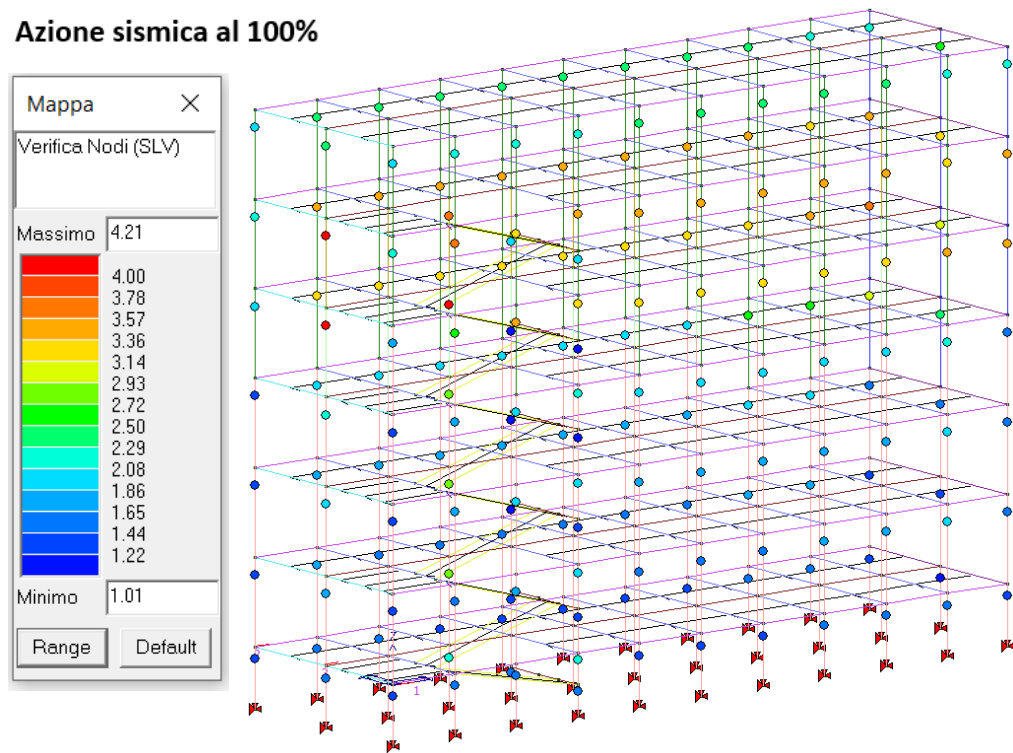


Figura 5.4.16 Modello US B1 - PROSAP, Verifica dei Nodi: azione sismica al 100%.

Azione sismica al 33%

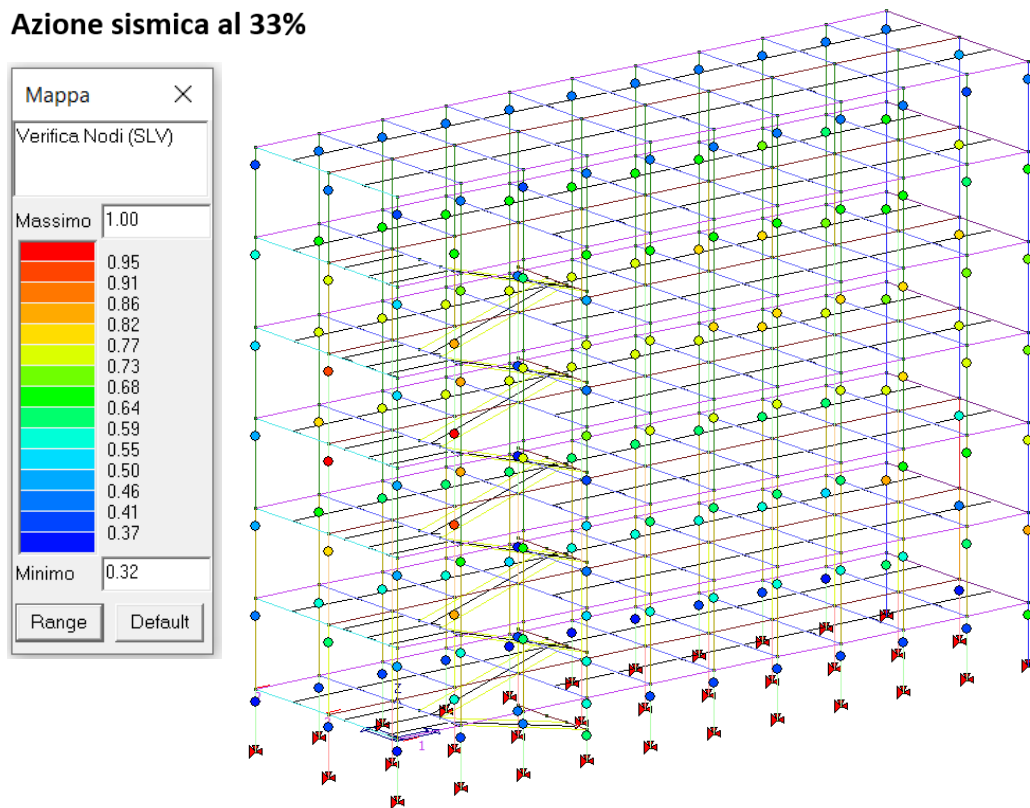


Figura 5.4.17 Modello US B1 - PROSAP, Verifica dei Nodi: azione sismica al 33%.

7) Verifica Spostamenti di interpiano

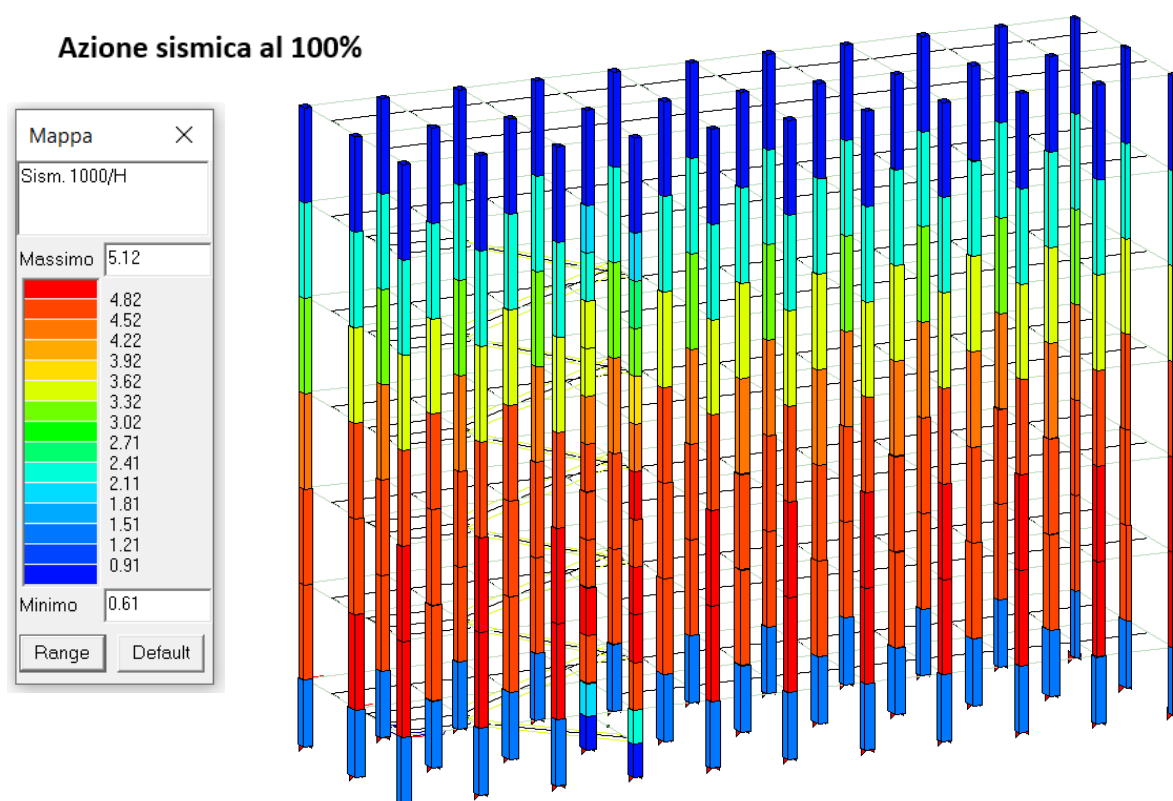


Figura 5.4.18 Modello US B1 - PROSAP, Verifica Spostamento di interpiano: azione sismica al **100%**.

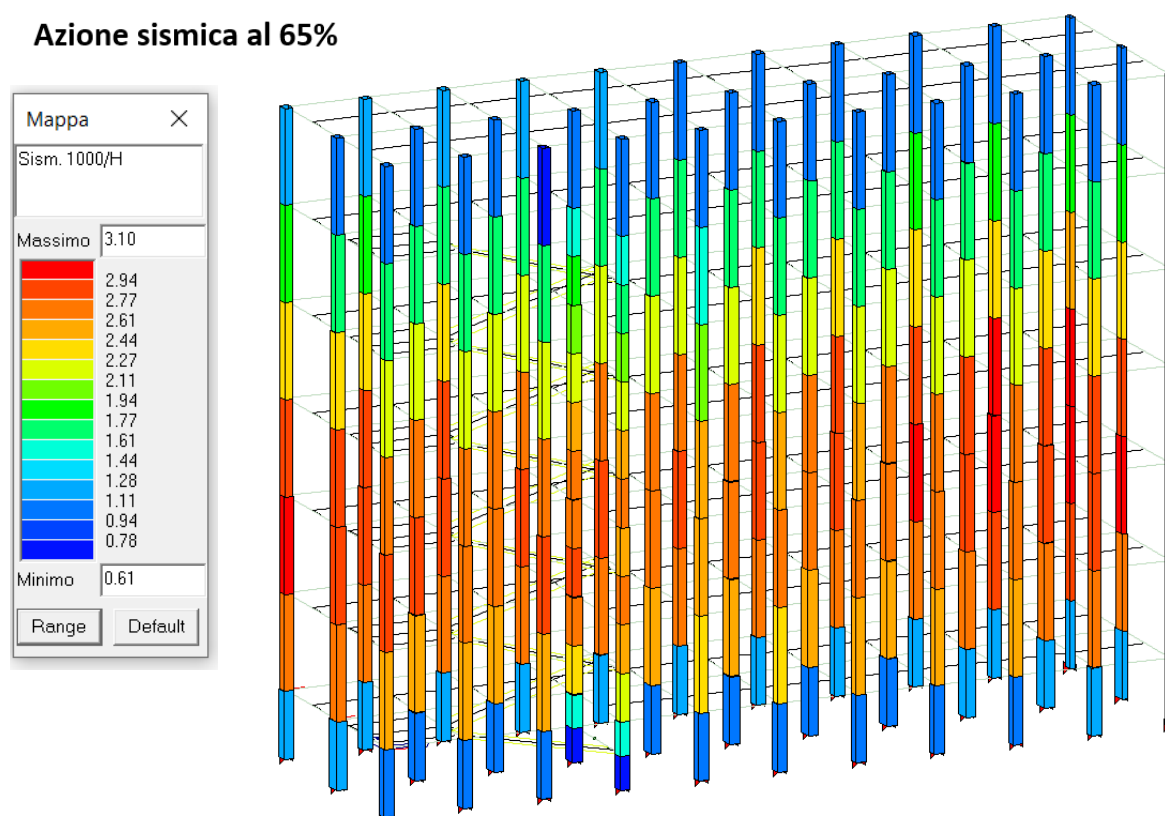


Figura 5.4.19 Modello US B1 - PROSAP, , Verifica Spostamento di interpiano: azione sismica al **65%**.

5.5 VULNERABILITÀ SISMICA

La vulnerabilità sismica rappresenta il livello di sicurezza che l'edificio esistente ha nei confronti dell'azione sismica come descritto al capitolo 3 di questa trattazione. L'NTC 2018 al § 8.3 scrive:

“Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ξ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”.

Dunque, per ogni verifica imposta dalla normativa, è possibile assegnare un coefficiente ξ_E che rappresenta il livello di sicurezza dell'edificio esistente rispetto a quella specifica verifica.

Il livello di sicurezza dell'edificio sarà dato dal minore di tutti questi coefficienti, in quanto non appena avviene crisi in uno di questi meccanismi il comportamento dell'edificio esistente non è noto e, dunque, non è più sicuro.

Si riassumono le verifiche effettuate nella seguente tabella:

Verifiche Duttili (RES)		Livello di sicurezza ξ_E
1)	Verifica a Flessione Travi	0,6
2)	Verifica a Pressoflessione Pilastrri	0,73
Verifiche Fragili (RES)		
3)	Verifica a Taglio Travi: Lato Cls	1
3)	Verifica a Taglio Travi: Lato Acciaio	0,39
4)	Verifica a Taglio Pilastrri: Lato Cls	0,65
4)	Verifica a Taglio Pilastrri: Lato Acciaio	0,37
5)	Verifica Compressione Max Cls	0,65
6)	Verifica dei Nodi	0,33
Verifiche SLE (RIG)		
7)	Spostamento di interpiano	0,65
Livello di sicurezza di US B1 = Min { $\xi_{E,i}$ }		0,33
Vulnerabilità sismica US B1		33%

Figura 5.5.1 Tabella riassuntiva dell'analisi di Vulnerabilità Sismica per l'US B1.

Il livello di sicurezza della struttura è governato dalla verifica fragile dei nodi.

Dunque il livello di sicurezza per l'Unità Strutturale B1 è:

$$\xi_E = 0,33$$

6 ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA CON SAP2000

Per avere un confronto e maggiore controllo dei risultati si è realizzato un secondo modello per la stessa struttura mediante il software Sap2000. In questo capitolo si descriverà brevemente come è stato realizzato il modello e si effettuerà un confronto in termini di frequenze proprie, deformate modali e sollecitazioni derivanti dall'analisi.

Dopo aver verificato che i due modelli sono congruenti, si andrà a svolgere nuovamente l'analisi di vulnerabilità sismica per l'unità strutturale US B1 effettuando manualmente le verifiche svolte in precedenza da ProSap, prendendo i valori delle sollecitazioni generate dal modello su Sap2000.

Infine si effettuerà un confronto fra le verifiche effettuate dal software ProSap e le verifiche calcolate manualmente su fogli di calcolo elettronici derivanti dal modello su Sap2000.

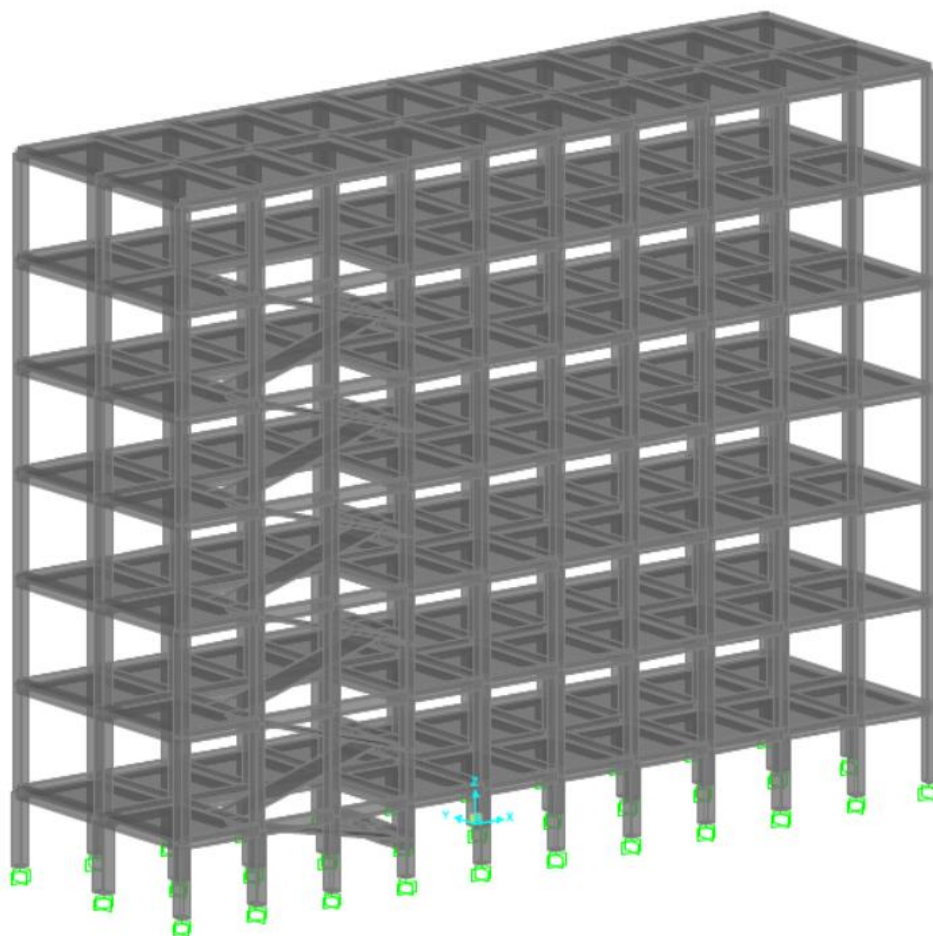


Figura 5.5.1 Modello US B1 – Sap2000, vista solida.

6.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO

Il primo passo è andare a modellare tutti gli elementi strutturali quali pilastri, travi e solai.

Per modellare la struttura sono stati utilizzati degli *elementi D2* per travi e pilastri, e degli *elementi plate* per modellare i solai di interpiano, del vano scale e della copertura.

In questa prima fase non si assegnano le sezioni agli elementi, questi vengono semplicemente rappresentati come elementi analitici, privi di massa e rigidità.

La struttura, come descritto nel capitolo precedente, è considerata incastrata alla base in virtù del reticolo di travi di fondazione presente che non viene modellato per maggiore semplicità; avendo queste travi sezioni molto importanti (2 metri di altezza) si considera il vincolo di incastro alla base un'ottima approssimazione del comportamento reale che la struttura presenta.

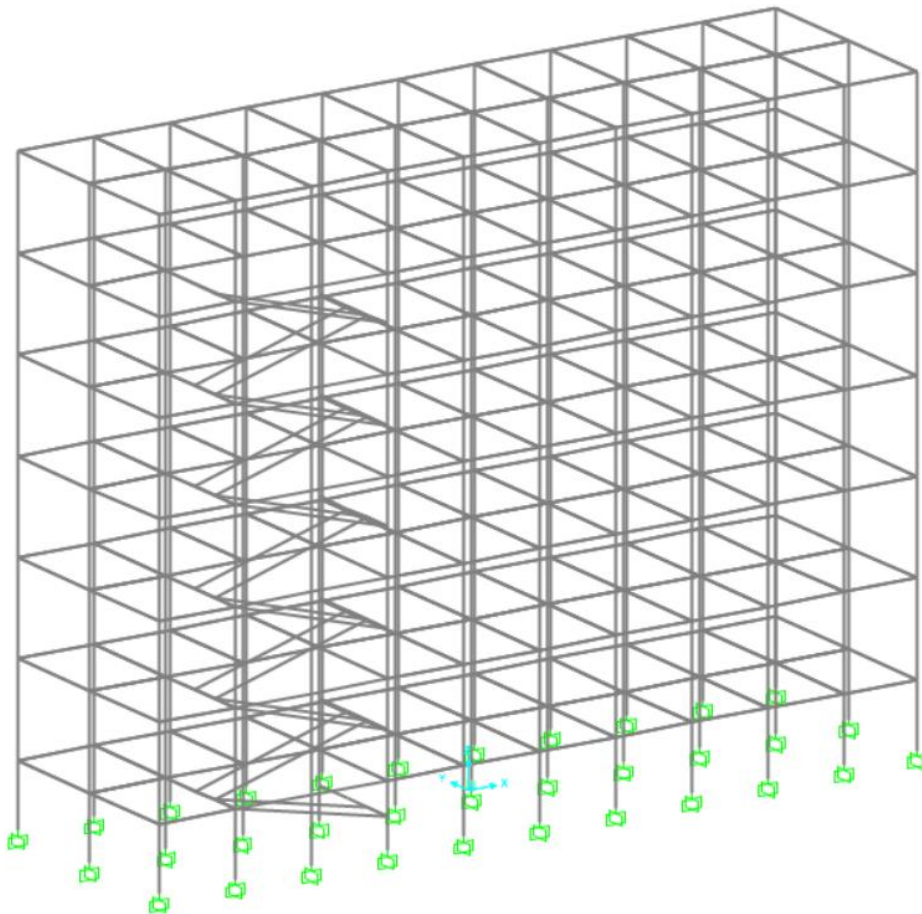


Figura 6.1.1 Modello US B1 – Sap2000, vista elementi D2, elementi solaio e vincoli esterni.

6.2 INTRODUZIONE DATI

Dopo aver modellato correttamente la geometria della struttura si procede con la definizione dei materiali, delle sezioni e dei carichi presenti all'interno della struttura.

6.2.1 MATERIALI

Per definire i materiali su Sap2000 si utilizza il comando "Define Materials". I parametri inseriti sono quelli definiti al capitolo 4.3.3. di questa trattazione.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections for defining material properties. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (Calcestruzzo da prove US B1), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section includes 'Weight per Unit Volume' (25) and 'Mass per Unit Volume' (2,5493). The 'Units' section includes 'Units' (KN, m, C). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (24126000), 'Poisson, U' (0,2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1,000E-05), and 'Shear Modulus, G' (10052500). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, fc' (18823), 'Expected Concrete Compressive Strength' (18823), and a checkbox for 'Lightweight Concrete' (unchecked). There is also a 'Shear Strength Reduction Factor' field. At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 6.2.1 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà dei materiali: Calcestruzzo.

6.2.2 SEZIONI

Per quanto riguarda le sezioni si definiscono mediante il comando “Define Sections”, all’interno della sezione è possibile assegnare il materiale e modificare alcuni parametri in funzione delle ipotesi che si vogliono utilizzare nel modello.

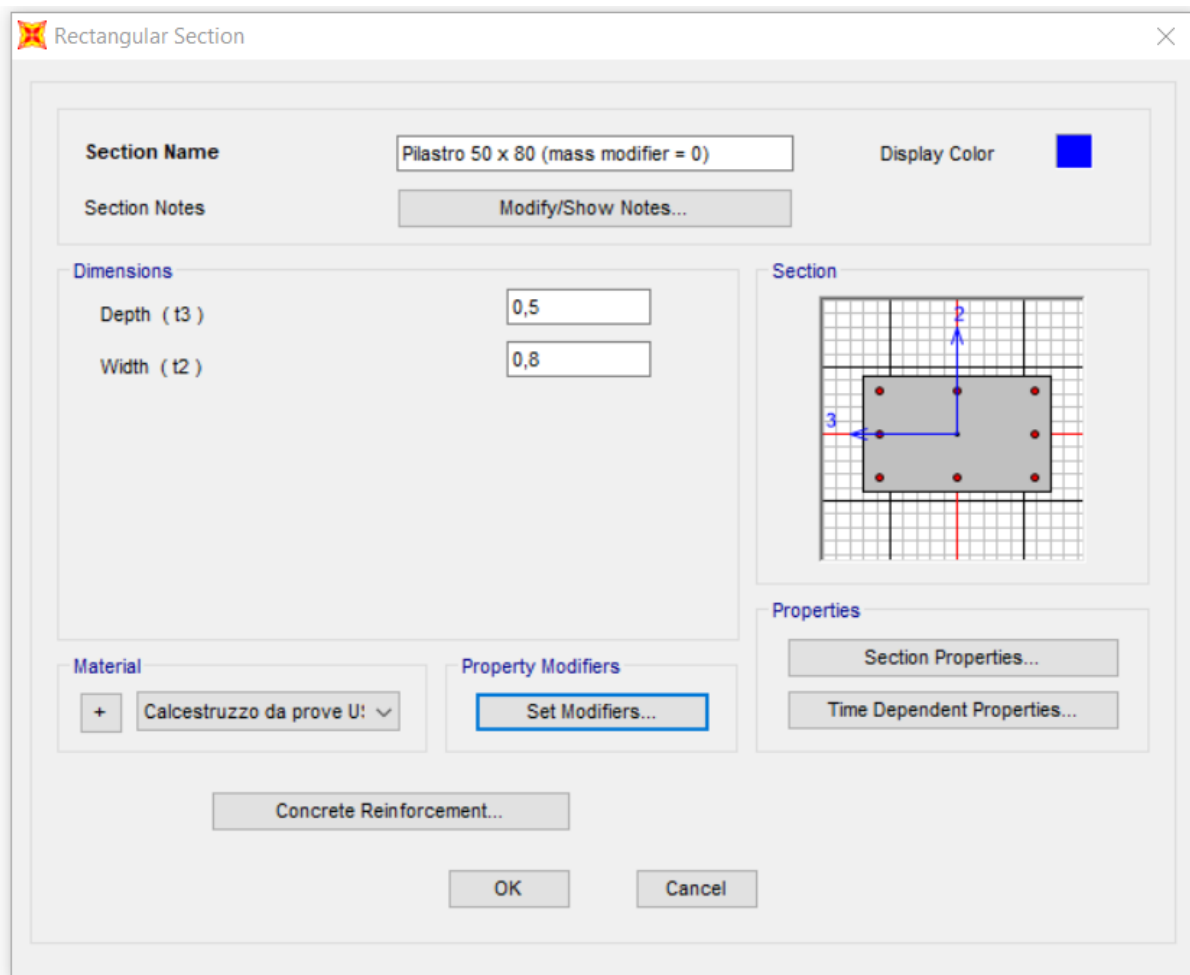


Figura 6.2.2 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà delle sezioni.

Infatti, cliccando il comando “Set modifiers” si può andare a modificare l’inerzia flessionale o torsionale della sezione nelle varie direzioni e annullarne la massa o il peso. Nel caso in esame si sceglie di annullare la massa in quanto si considererà la massa sismica derivante dai carichi verticali, pertanto se non si procedesse azzerando questo moltiplicatore il programma calcolerebbe due volte il peso proprio degli elementi: una volta derivante dal peso proprio e una volta derivante dalla massa.

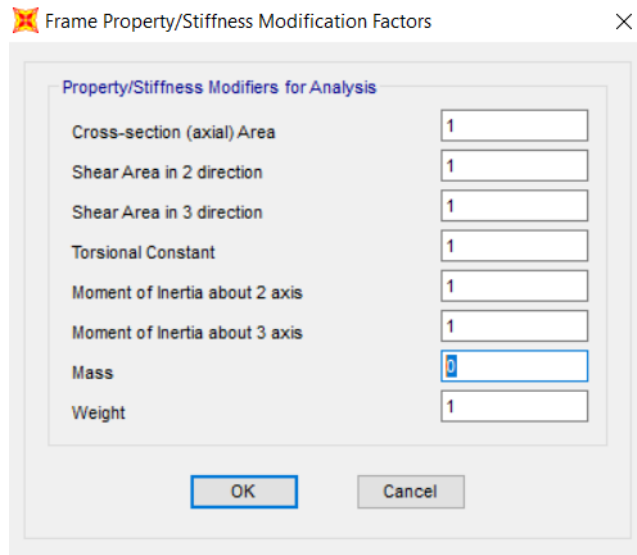


Figura 6.2.3 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà delle sezioni, “set modifiers”.

Le sezioni di travi e pilastri e il loro inquadramento è lo stesso riportato nel modello su ProSap del capitolo precedente.

Per la modellazione dei solai invece si utilizzano degli elementi “Shell -Thin”, ma essendo che si desidera modellarli come solai esclusivamente infinitamente rigidi nel loro piano, si utilizza nuovamente il comando “Set Modifiers” per azzerare le inerzie flessionali e torsionali che l’elemento shell avrebbe e che porterebbe a differenze con il modello precedente.

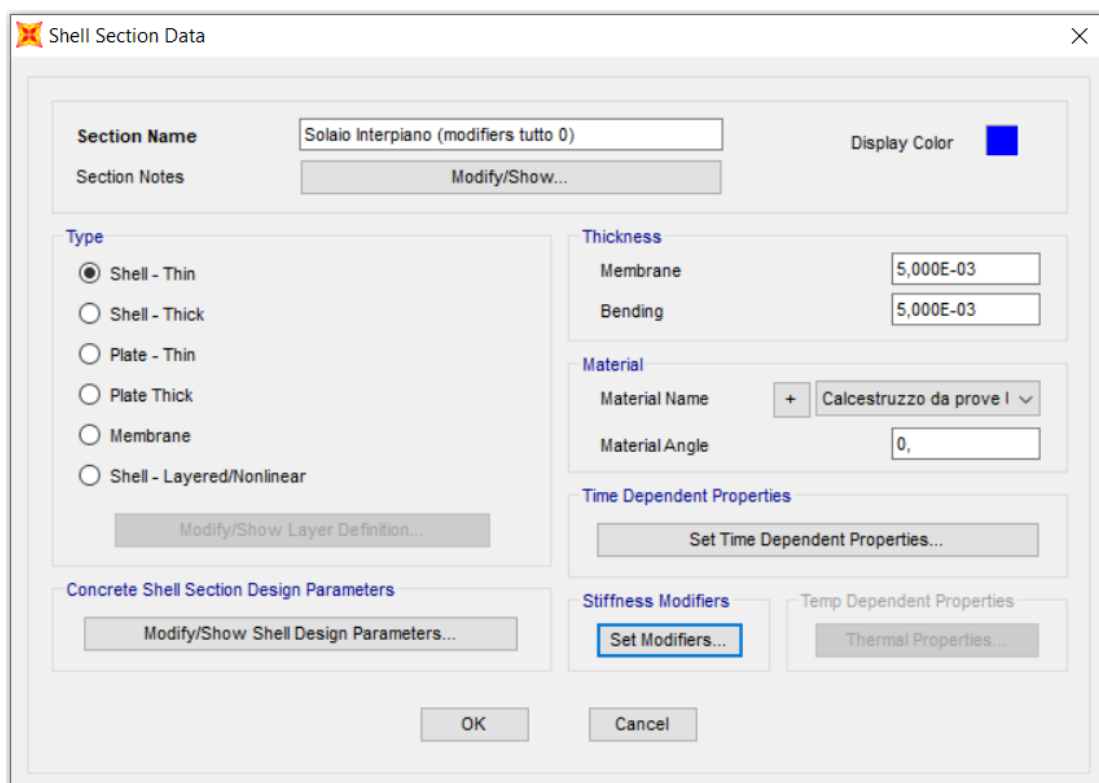


Figura 6.2.4 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà delle sezioni: Solaio di interpiano.

Per rendere i solai infinitamente rigidi nel loro piano è necessario introdurre dei vincoli interni, in particolare si utilizza il “costrain Diaphragm”. Si definiscono 7 diversi costrain, ciascuno dei quali viene assegnato ai nodi del rispettivo piano: questo serve ad evitare che il programma consideri eventuali moti rigidi della struttura.

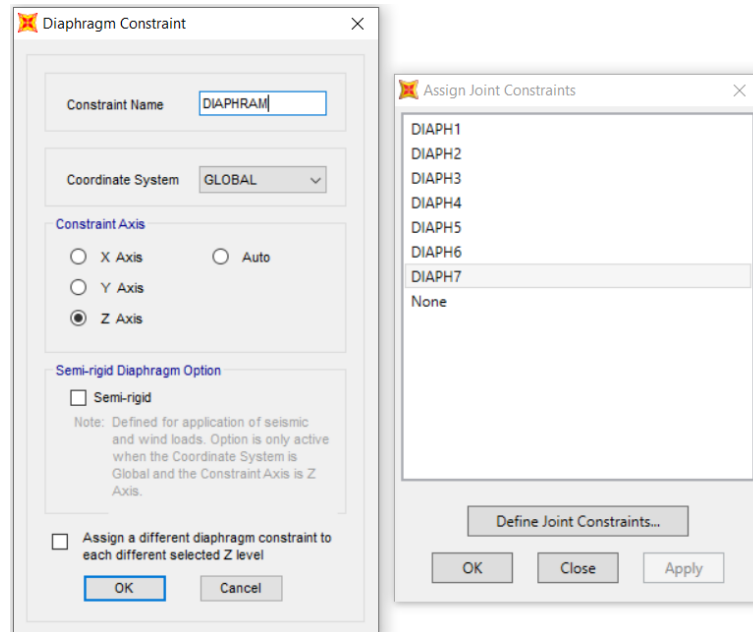


Figura 6.2.5 Modello US B1 – Sap2000, Definizione vincolo di Diaframma per generare solai infinitamente rigidi.

Si riporta una vista del modello in cui si mostrano tutte le proprietà degli elementi strutturali.

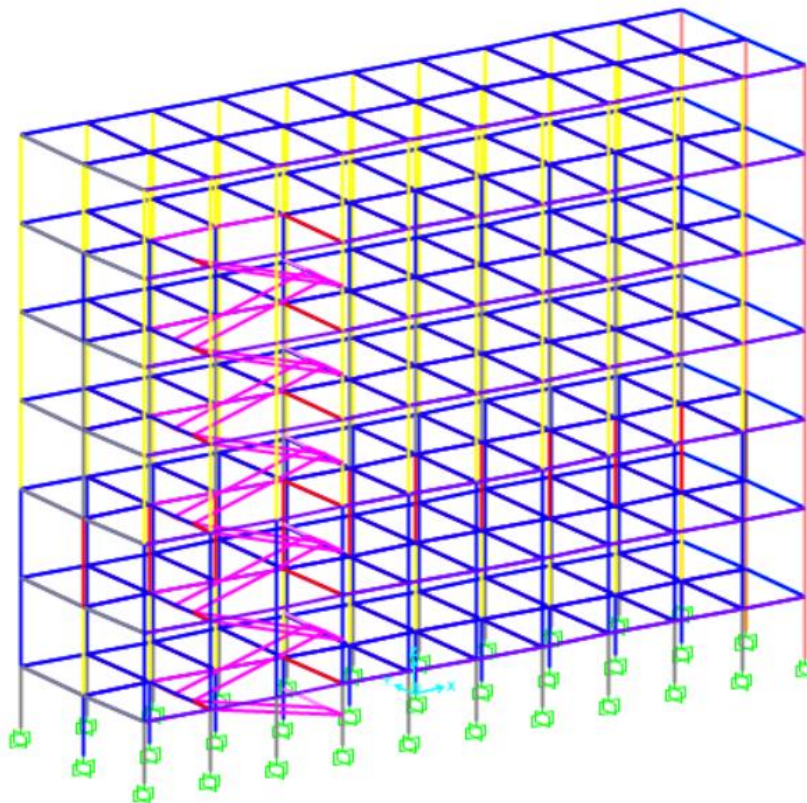


Figura 6.2.6 Modello US B1 – Sap2000, visualizzazione delle proprietà degli elementi strutturali.

6.2.3 CARICHI

Per la definizione dei carichi all'interno di Sap2000 è necessario definire prima i singoli schemi di carico, con i valori indicati al capitolo 4.3.6 di questo elaborato. All'interno di questa definizione sarà necessario inserire un moltiplicatore del peso proprio pari a 1 solamente per uno schema di carico e 0 per tutti gli altri, altrimenti il programma considererà più volte il peso proprio degli elementi strutturali.

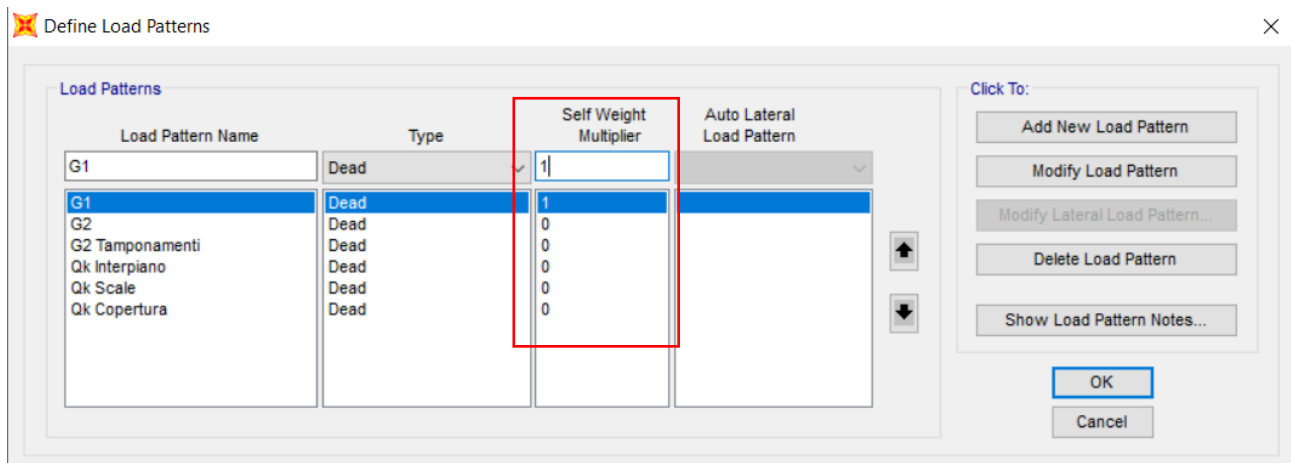


Figura 6.2.7 Modello US B1 – Sap2000, Definizione Schemi di Carico, inquadramento Self Weight Multiplier.

Una volta definiti gli schemi di carico si definiscono i Casi di carico, all'interno dei quali si specifica il tipo di analisi con i quali devono essere ricavati. All'interno dei casi di carico si può inserire l'azione sismica derivante dall'analisi modale.

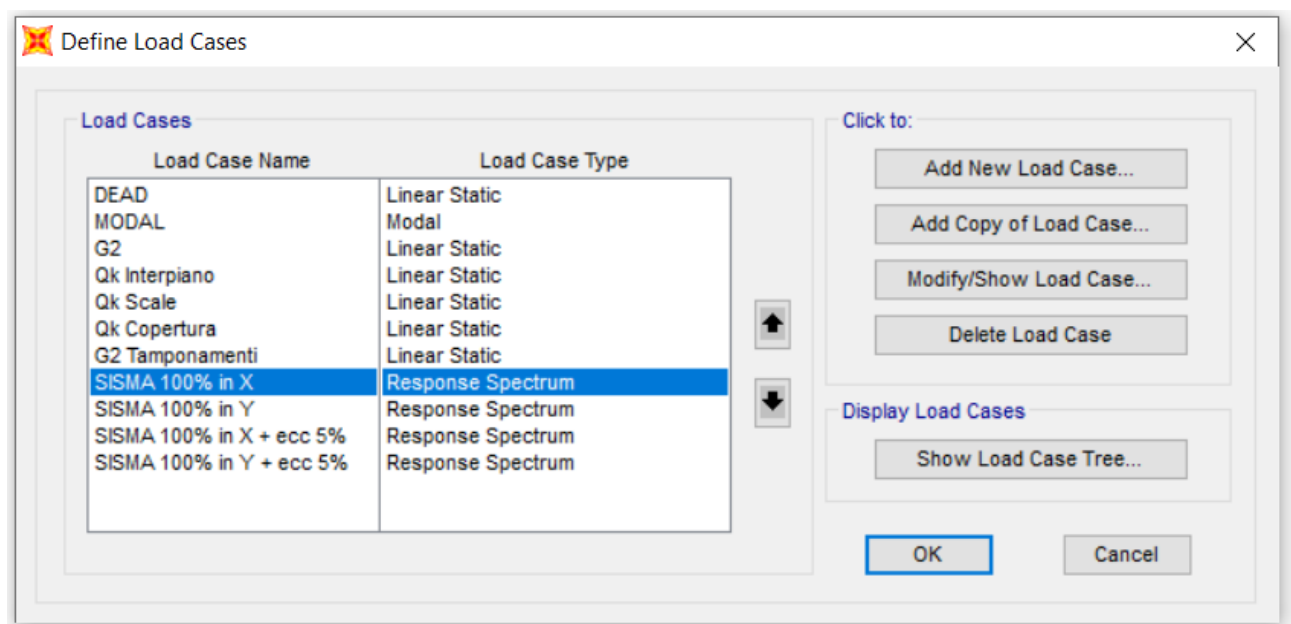


Figura 6.2.8 Modello US B1 – Sap2000, Definizione Casi di Carico.

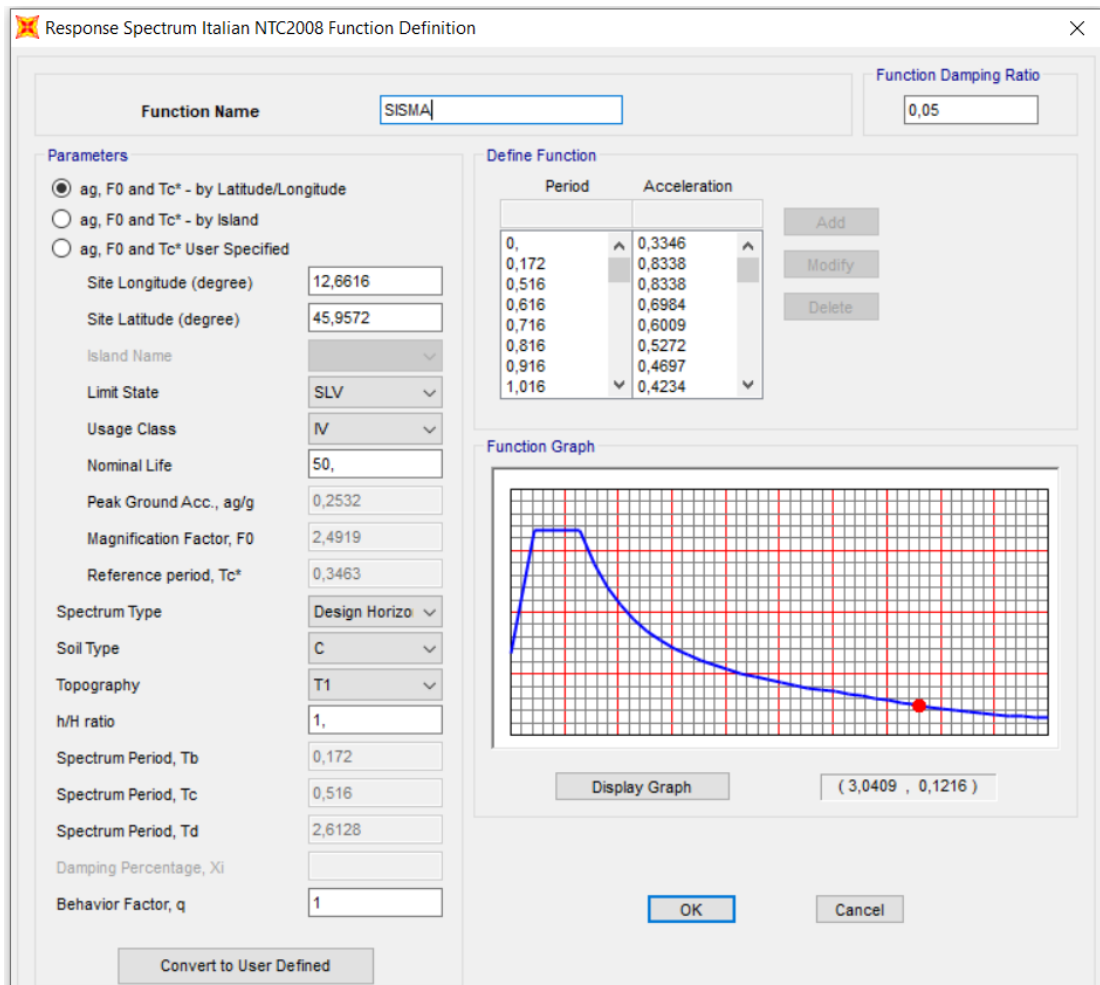


Figura 6.2.9 Modello US B1 – Sap2000, Definizione dello Spettro elastico delle accelerazioni.

All'interno di questa interfaccia è possibile settare tutte le caratteristiche dell'azione sismica, come definite in precedenza al capitolo 4.3.4 di questo elaborato.

Per il caso in esame si è utilizzato il comando “Convert to User Defined” e si è importato un file di testo contenente lo spettro calcolato da ProSap per cercare di ottenere esattamente le stesse sollecitazioni sugli elementi strutturali.

Per quanto riguarda invece la definizione delle masse per l'analisi modale si utilizza l'apposito comando "Mass Source" all'interno del quale si inseriscono gli schemi di carico che si vuole utilizzare nella valutazione delle masse, il coefficiente moltiplicativo e si può scegliere di considerare le masse derivanti:

- esclusivamente dai carichi verticali;
- esclusivamente dalle masse presenti;
- da entrambe queste due fonti.

Nel caso in esame si è scelto di utilizzare entrambe le fonti ma è stata rimossa la massa dagli elementi strutturali, così che il peso proprio degli elementi venga considerato una sola volta.

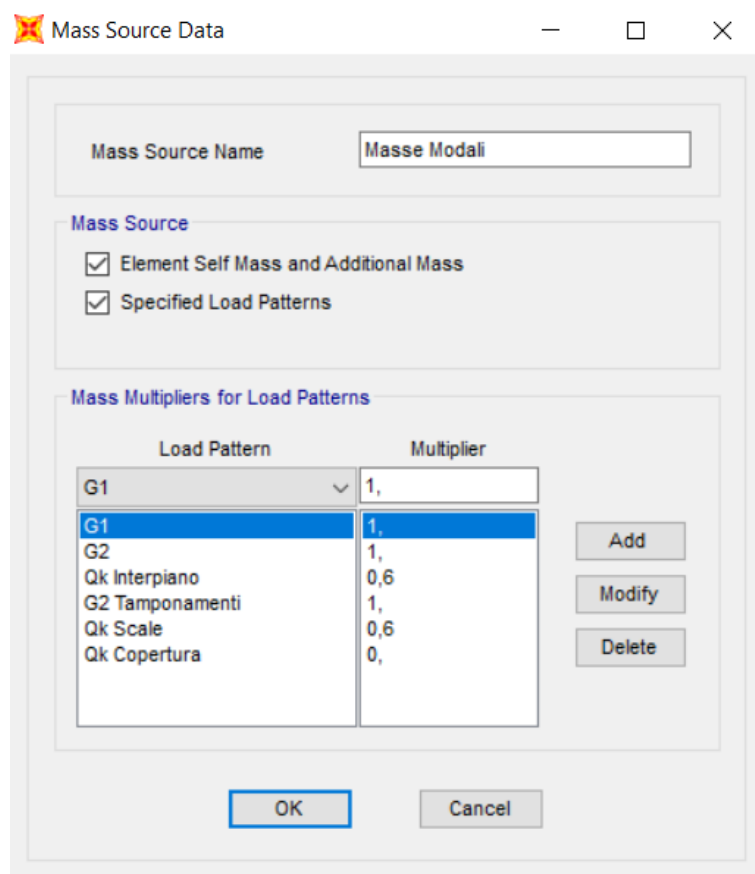


Figura 6.2.10 Modello US B1 – Sap2000, Definizione delle Masse Modali.

6.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Successivamente sono state inserite tutte le combinazioni di carico allo stato limite di salvaguardia della vita ed allo stato limite ultimo come definite al capitolo 5.2.4. di questa trattazione, mediante il comando “Load Combination”.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
SISMA 100% in X + ecc 5%	Response Spectrum	1,
SISMA 100% in X + ecc 5%	Response Spectrum	1,
SISMA 100% in Y + ecc 5%	Response Spectrum	0,3
G1 + G2 + Psi2 Qk	Combination	1,

Figura 6.2.11 Modello US B1 – Sap2000, Combinazioni di carico.

6.3 RISULTATI DELL'ANALISI

6.3.1 MODI DI VIBRARE

Si riportano i periodi e le deformate dei primi tre modi di vibrare della struttura ricavati dall'analisi, in quanto quelli che influenzano principalmente l'analisi.

Modello US B1 - Sap2000	
Periodo dei principali Modi di Vibrare della Struttura	
T1 [s]	1.45659
T2 [s]	1.37784
T3 [s]	1.32597

Figura 6.3.1 Modello US B1 – Sap2000, Periodo dei principali Modi di vibrare della Struttura.

Il primo modo di vibrare della struttura è il modo prevalente in direzione X come si può vedere nell'immagine seguente:

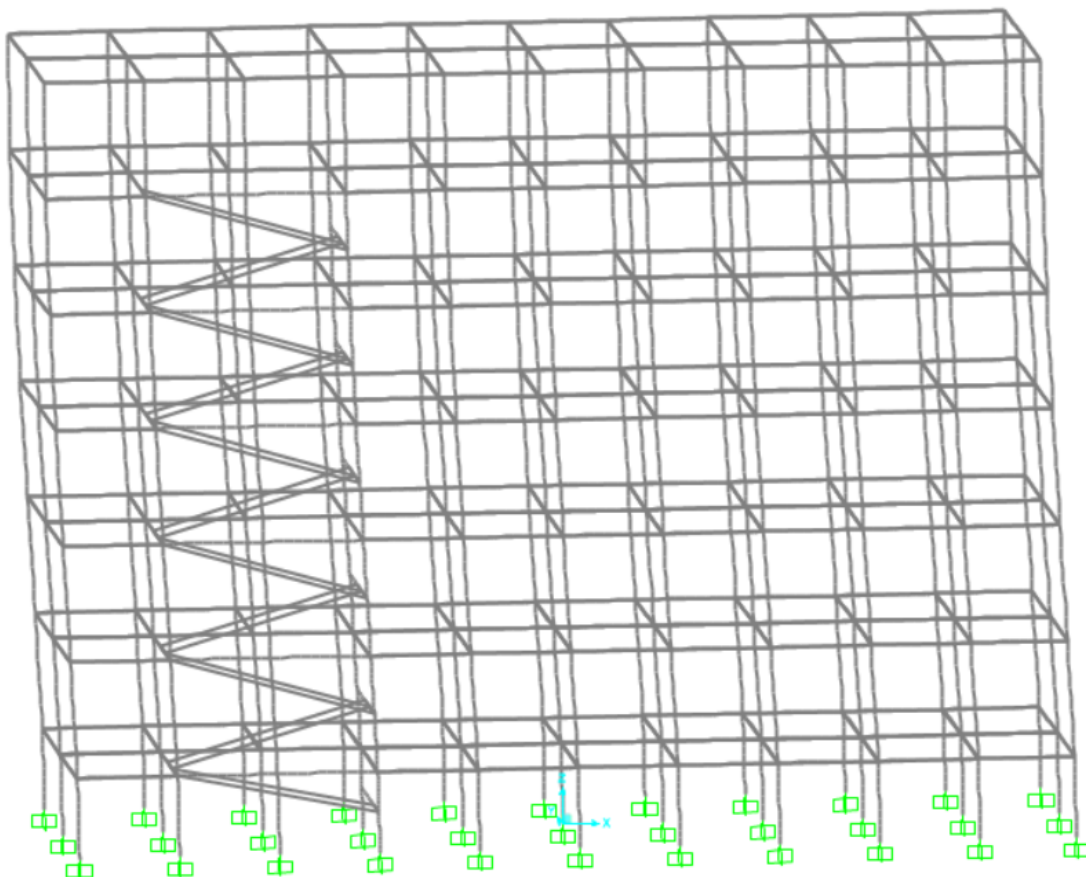


Figura 6.3.2 Modello US B1 – Sap2000, 1° modo di vibrare della struttura.

Il secondo modo e il terzo modo di vibrare risentono, come su ProSap della presenza del vano scale, pertanto, entrambi risultano un'unione del modo principale in Y e del modo principale Torsionale della struttura.

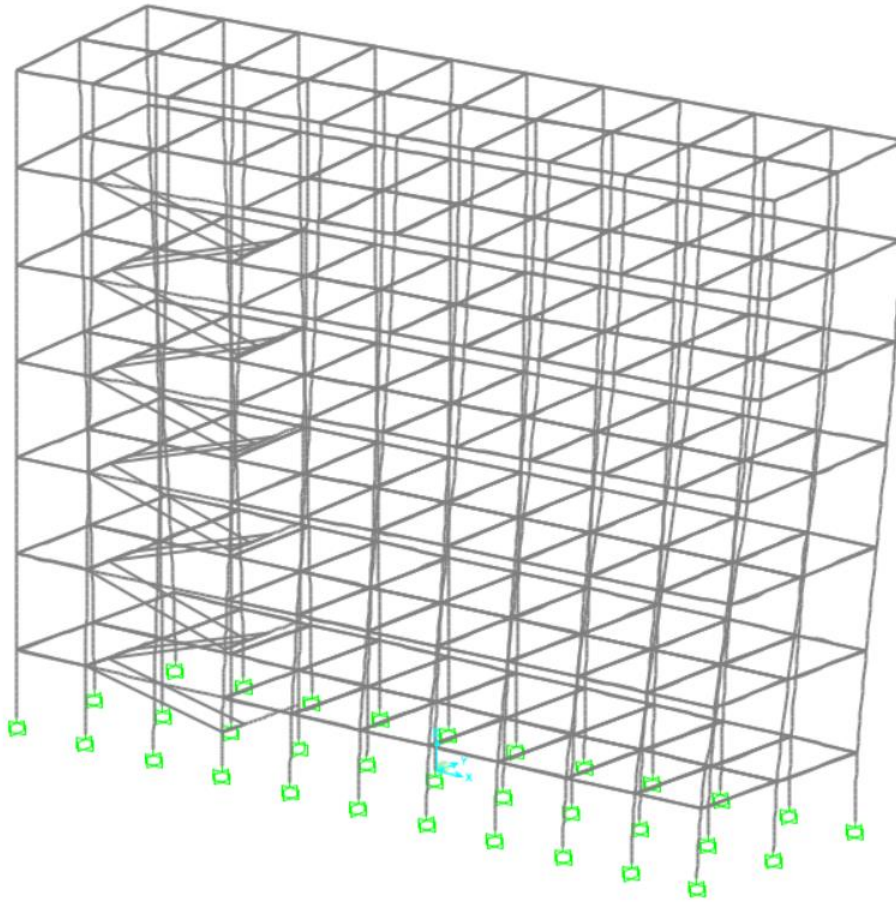


Figura 6.3.3 Modello US B1 – Sap2000, 2° modo di vibrare della struttura.

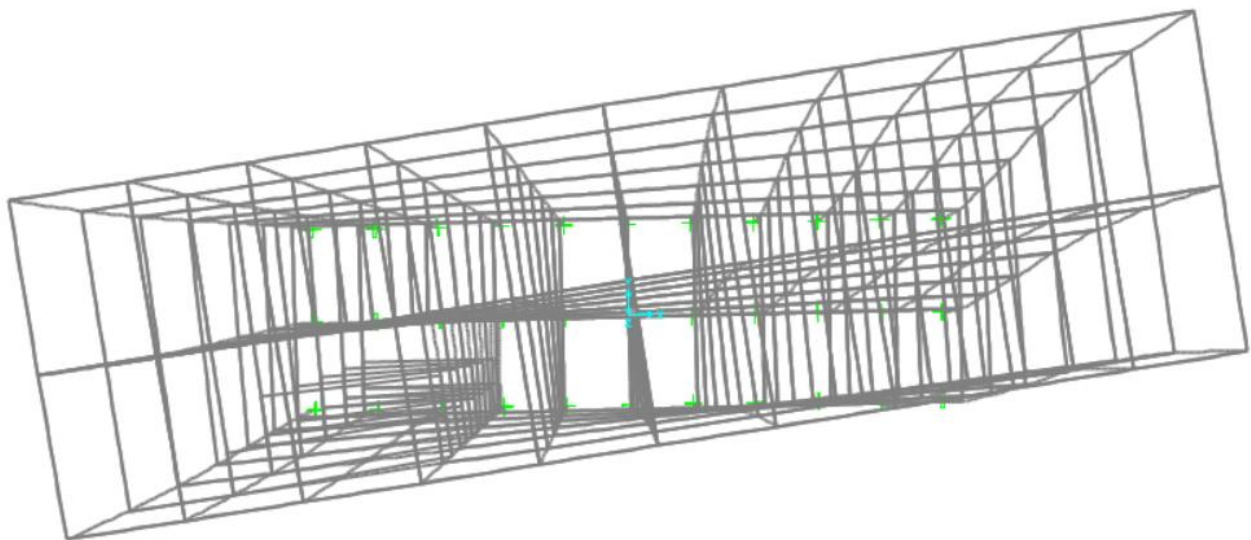


Figura 6.3.4 Modello US B1 – Sap2000, 2° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.

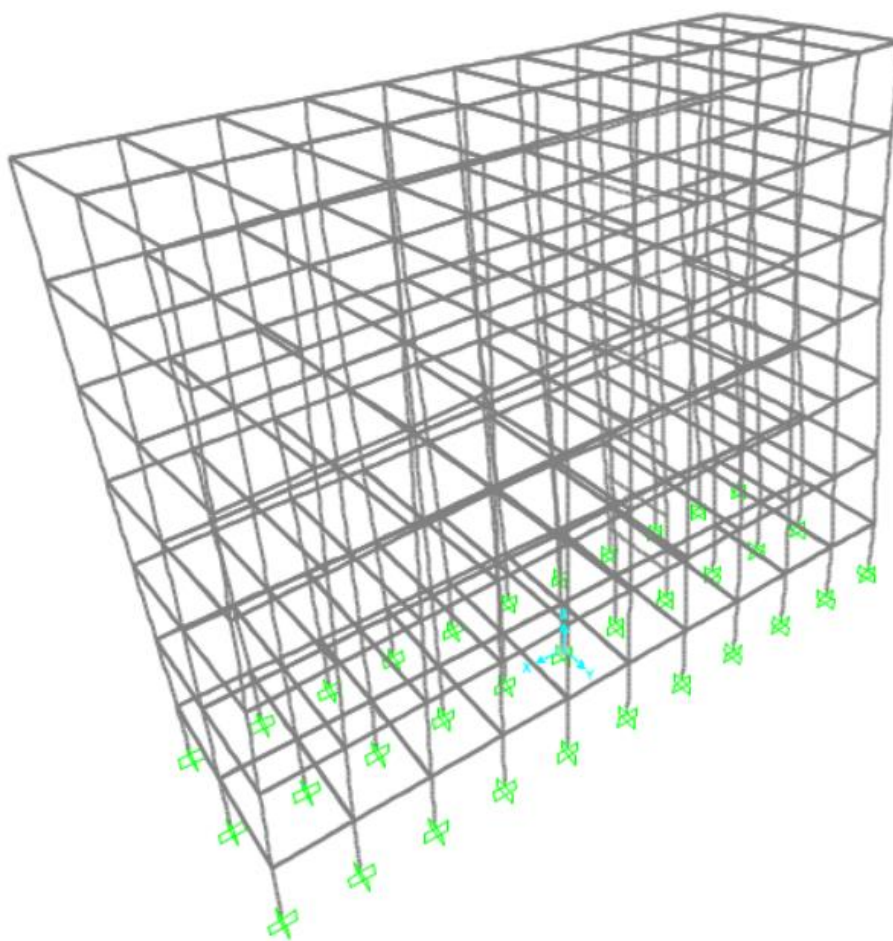


Figura 6.3.5 Modello US B1 – Sap2000, 3° modo di vibrare della struttura.

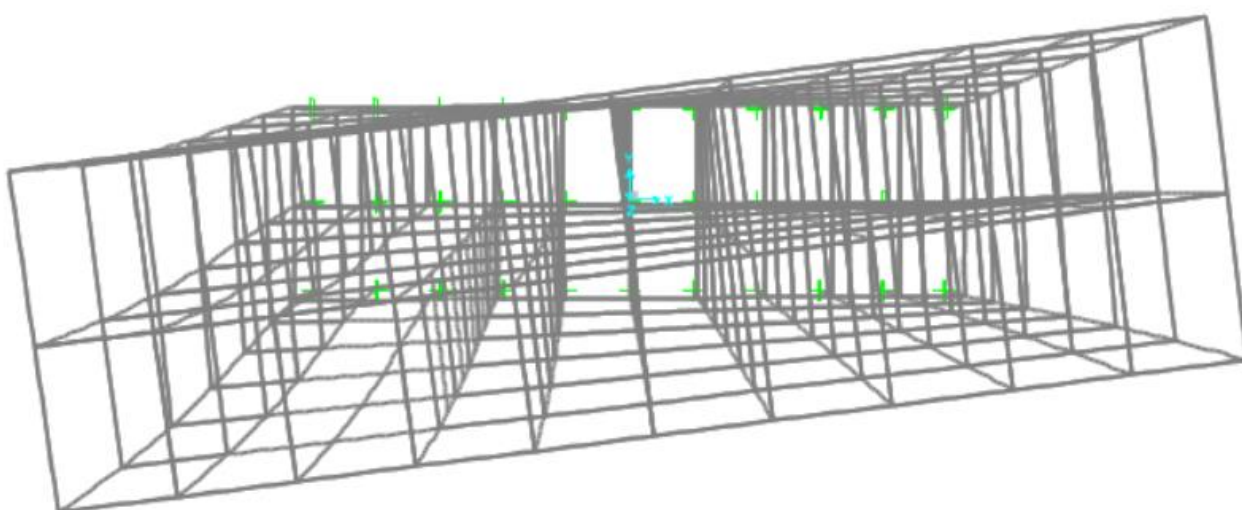


Figura 6.3.6 Modello US B1 – Sap2000, 3° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.

6.3.2 CONFRONTO FRA I MODELLI SAP2000 – PROSAP

Le caratteristiche principali inserite all'interno di un modello agli elementi finiti sono la distribuzione delle masse, la distribuzione delle rigidezze, mediante le quali il software calcola, in funzione dei carichi applicati, la risposta della struttura in termini di sollecitazioni.

Per effettuare un confronto fra due modelli realizzati su software differenti nei quali si è inserita la stessa classificazione sismica, si analizzano:

- **La reazione verticale totale della struttura:** se questa è uguale significa che le masse sono state modellate in maniera coerente all'interno dei due modelli;
- **Le frequenze proprie:** essendo che le frequenze proprie dipendono dal rapporto fra la distribuzione delle rigidezze e la distribuzione delle masse se dall'analisi modale le frequenze proprie coincidono, questo significa che le distribuzioni sono coerenti;
- **Taglio alla base e sollecitazioni su un elemento campione per uno stesso caso di carico:** come controllo finale, si verifica che, dato uno stesso caso di carico la reazione orizzontale complessiva sia la stessa. Inoltre, preso uno stesso elemento all'interno dei due modelli, si verifica che per lo stesso caso di carico le sollecitazioni su di esso siano circa le stesse; per quest'ultimo controllo è ammesso un piccolo errore a causa delle possibili differenze fra gli algoritmi risolutivi dei diversi software.

Si riporta il confronto fra i principali modi di vibrare e le reazioni verticali dei due modelli.

Modello US B1 - PRO_SAP		Modello US B1 - Sap 2000		
Periodo dei principali Modi di Vibrare della Struttura		Periodo dei principali Modi di Vibrare della Struttura		errore %
T1 [s]	1.4474	T1 [s]	1.4542	0.4635
T2 [s]	1.3842	T2 [s]	1.3941	0.7058
T3 [s]	1.3295	T3 [s]	1.3396	0.7532
Reazioni Verticali [kN] 41990.75		Reazioni Verticali [kN] 41989.52		0.0029

Figura 6.3.7 Confronto fra i modelli dell'US B1 Sap2000 – ProSap, Periodi propri e Reazioni verticali.

La massa totale è la stessa all'interno dei due modelli essendo la reazione verticale quasi identica (errore dello 0,0029%); anche il rapporto fra la distribuzione delle masse e delle rigidezze è stato modellato coerentemente sui due diversi modelli portando ad un errore massimo dello 0,75%, che in termini ingegneristici è irrilevante.

Inoltre, i modi di vibrare risultano avere lo stesso andamento anche graficamente come si può vedere nelle immagini riportate in precedenza.

Per ulteriore controllo, fissato il caso di carico in cui è presente solamente la distribuzione delle forze orizzontali, derivanti dal il sisma in direzione X, si effettua un confronto fra il taglio alla base dei due modelli e le sollecitazioni di taglio sui pilastri alla base della struttura.

SOLO SISMA 100% in X	PROSAP	SAP2000	errore %
Taglio Pilastro centrale alla base [kN]	247.82	244.56	1.32
Taglio Pilastro di bordo alla base [kN]	133.38	135.12	1.29
Taglio Pilastrata centrale di giunto [kN]	54.40	54.04	0.66
Taglio Pilastrata centrale di giunto [kN]	29.80	29.96	0.53
TAGLIO ALLA BASE [kN]	5084.26	5082.56	0.03

Figura 6.3.8 Confronto fra i modelli dell'US B1 Sap2000 – Taglio alla base della struttura.

Come si evince dalla tabella riportata, anche il taglio alla base e le sollecitazioni sui pilastri presentano un errore irrisorio dal punto di vista ingegneristico.

I due modelli risultano dunque perfettamente coerenti l'uno con l'altro e si può procedere ad effettuare le verifiche manuali su fogli di calcolo elettronici, prendendo le sollecitazioni dal modello su Sap2000.

6.3.3 SOLLECITAZIONI

Si riportano gli involuপি dai quali sono state ricavate le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche.

Inviluppo Momento Flettente sulle Travi

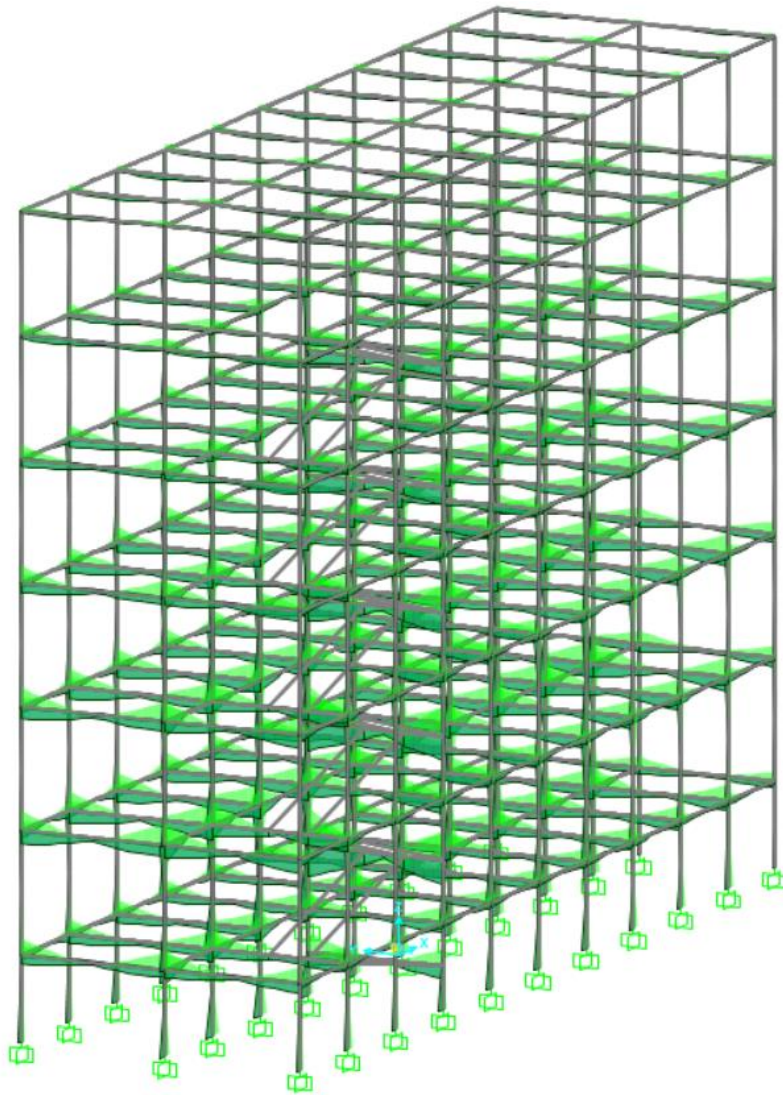


Figura 6.3.9 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Momento Flettente sulle Travi.

Inviluppo Taglio Sollecitante sulle Travi

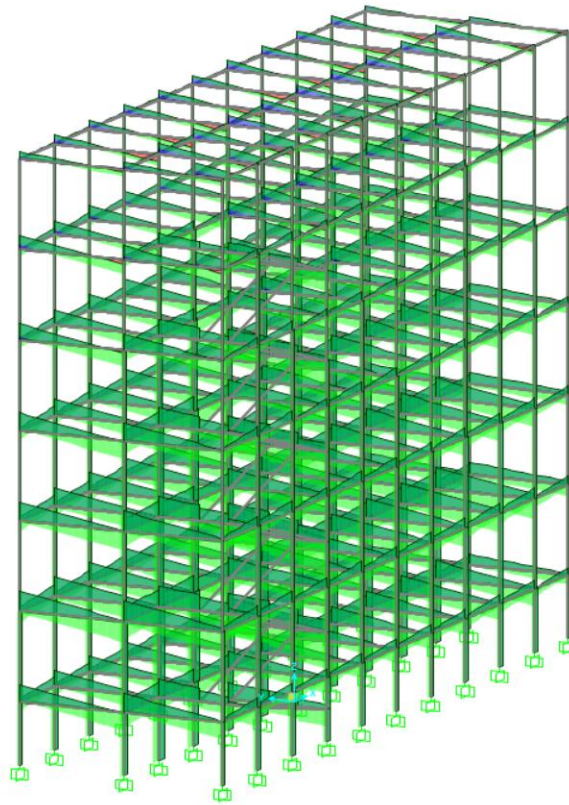


Figura 6.3.10 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Taglio sulle Travi.

Inviluppo Momento Flettente sui Pilastr

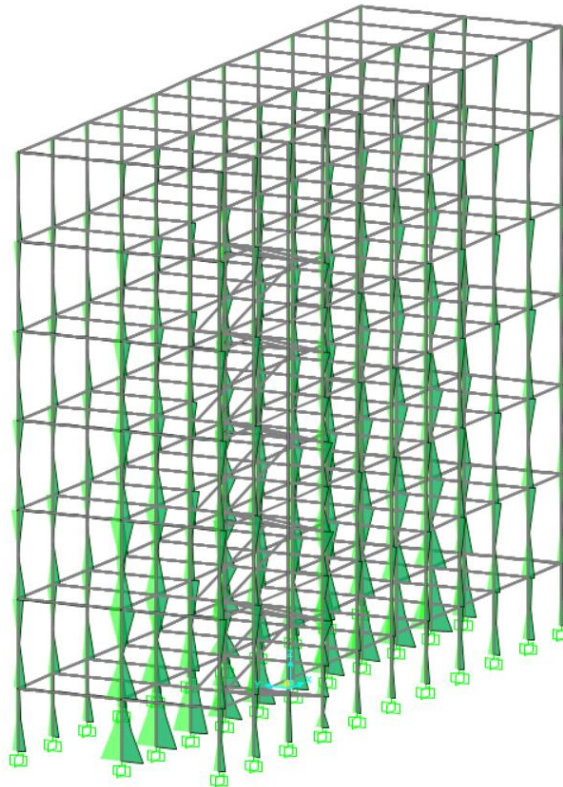


Figura 6.3.11 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Momento Flettente sui Pilastr.

Inviluppo Taglio Sollecitante sui Pilastr

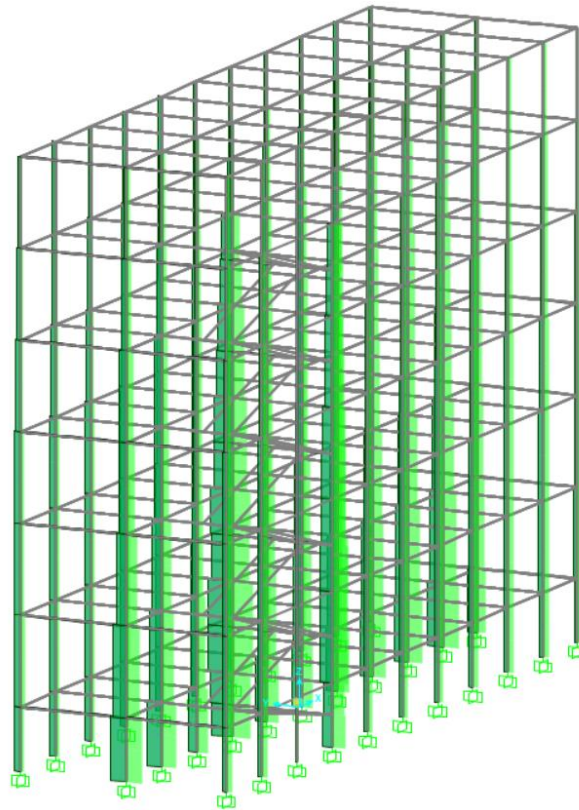


Figura 6.3.12 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Taglio sui Pilastr.

Inviluppo Sforzo Normale sui Pilastr

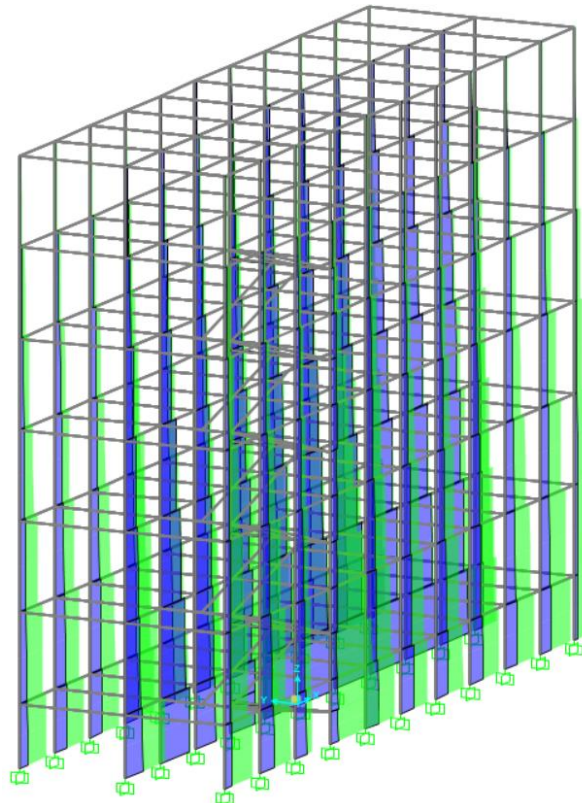


Figura 6.3.13 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Sforzo Normale sui Pilastr.

6.4 VERIFICHE

Le verifiche prescritte dalla normativa per l'analisi lineare con fattore di struttura per edifici in c.a. sono descritte ampiamente al capitolo 3.5.2 di questa tattazione e sono le seguenti:

- **Verifiche Duttili:**

- 1) Verifica a Flessione delle Travi;
- 2) Verifica a Presso-flessione dei Pilastrì;

- **Verifiche Fragili:**

- 3) Verifica a Taglio delle Travi;
- 4) Verifica a Taglio dei Pilastrì;
- 5) Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo;
- 6) Verifica dei Nodi.

Per avere un maggiore controllo dei risultati delle verifiche forniti dal modello realizzato su ProSap nel capitolo precedente di questo elaborato, si procede effettuando le verifiche manualmente su fogli di calcolo elettronici e confrontandone poi gli esiti.

Le verifiche saranno espresse come:

$$Verifica = \frac{Domanda}{Capacità}$$

Dove:

- *Domanda* è presa dalle rispettive sollecitazioni calcolate nell'analisi con Sap2000;
- *Capacità* sarà calcolata manualmente su un foglio di calcolo elettronico.

Prima di illustrare gli esiti di ciascuna delle verifiche si riportano i ragionamenti e le formule inserite all'interno del foglio di calcolo elettronico con i quali si è effettuato il calcolo della capacità dell'elemento strutturale.

Gli elementi studiati e sottoposti a confronto saranno quegli elementi critici che, nel modello su ProSap, hanno determinato il livello di sicurezza ξ_E rispetto a una determinata verifica.

6.4.1 VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI

Ipotesi di Calcolo

Le ipotesi, per il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, sono quelle classiche:

- 1- Conservazione delle sezioni piane;
- 2- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- 3- Calcestruzzo non reagente a trazione;
- 4- Legami costitutivi parabola rettangolo per il calcestruzzo e elastico perfettamente plastico per l'acciaio;
- 5- La crisi della sezione avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo.

Campi di Rottura per le sezioni inflesse

Come conseguenza diretta delle ipotesi fatte, i possibili Campi di Rottura sono:

- “**Campo 2**” o “**Campo delle deboli armature**”: questo campo contiene tutte le configurazioni che prevedono l'acciaio teso che raggiunge la deformazione ultima ϵ_{ud} , mentre il calcestruzzo con una deformazione compresa fra 0 e ϵ_{cu} ;

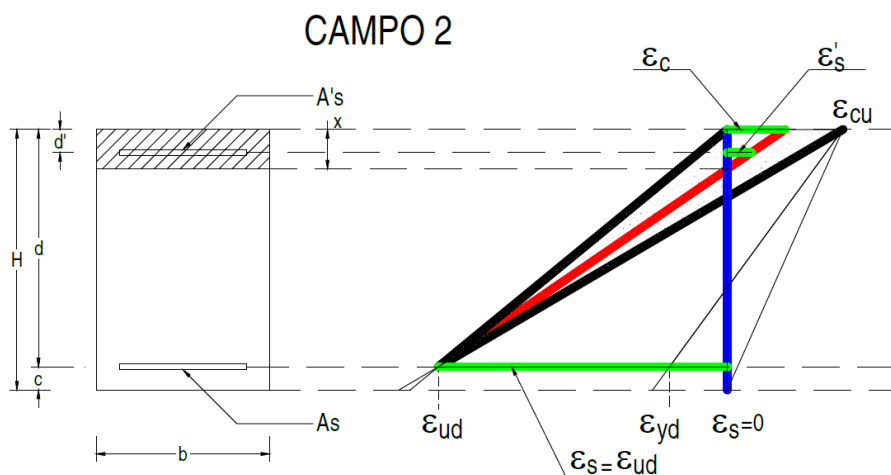


Figura 6.4.1 Campo 2 di rottura per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: "Dispensa di Tecnica delle costruzioni" L. Vincenzi.

- “**Campo 3**” o “**Campo delle medie armature**”: questo campo contiene tutte le configurazioni che prevedono il calcestruzzo che raggiunge la deformazione ultima ϵ_{cu} , mentre l’acciaio con una deformazione compresa fra ϵ_{yd} e ϵ_{ud} ;

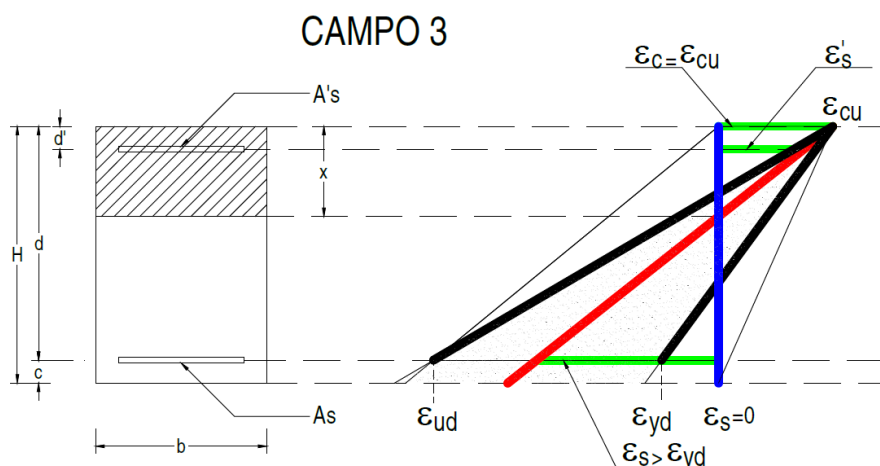


Figura 6.4.2 Campo 3 per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: “Dispensa di Tecnica delle costruzioni” L. Vincenzi.

- “**Campo 4**” o “**Campo delle forti armature**”: questo campo contiene tutte le configurazioni che prevedono il calcestruzzo che raggiunge la deformazione ultima ϵ_{cu} , mentre l’acciaio con una deformazione compresa fra 0 e ϵ_{yd} .

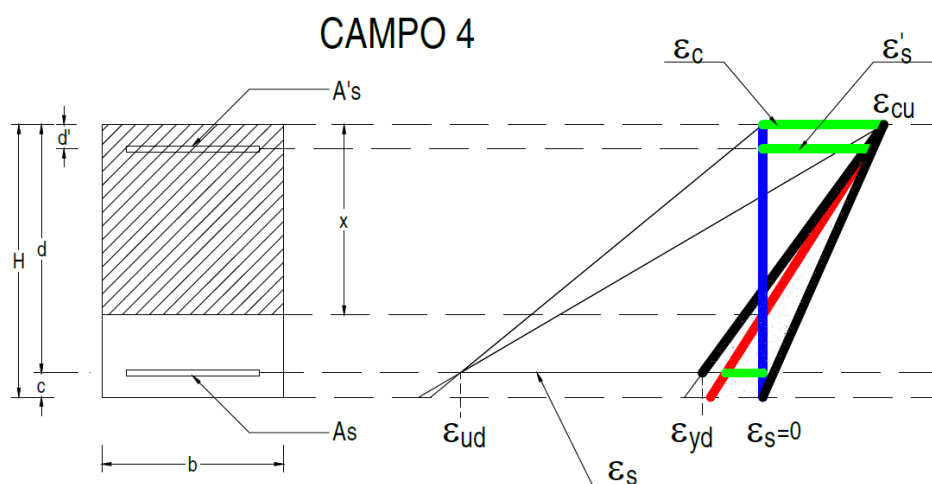


Figura 6.4.3 Campo 4 per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: “Dispensa di Tecnica delle costruzioni” L. Vincenzi.

La rottura per raggiungimento della deformazione ultima dell’acciaio è esclusa dall’attuale normativa, in quanto si effettua l’ipotesi che la rottura possa avvenire solamente lato calcestruzzo (ipotesi n°5), per questo motivo non si considerano, in fase di verifica, le possibili soluzioni presenti all’interno del Campo 2.

Inoltre, essendo che la rottura che avviene per il Campo 4 è una rottura fragile e improvvisa, è errato progettare la sezione in questo campo; infatti, i limiti imposti dall’NTC 2018 per la progettazione dei nuovi edifici impediscono alla sezione di arrivare a crisi in Campo 4.

Procedura di verifica

Quando si effettua la verifica di un edificio esistente, progettato seguendo un vecchio ordinamento o semplicemente mal progettato, bisogna contemplare anche la possibilità che la crisi della sezione arrivi anche in Campo 4. Nel caso in esame, essendo che si sta verificando una struttura esistente, si valuterà la possibilità di una crisi della sezione in Campo 3 e in Campo 4, escludendo l'ipotesi della rottura in Campo 2, in quanto andrebbe in contraddizione con le ipotesi fatte in partenza.

La procedura di verifica che si utilizza è la seguente:

- 1- Si ipotizza di essere in Campo 3.

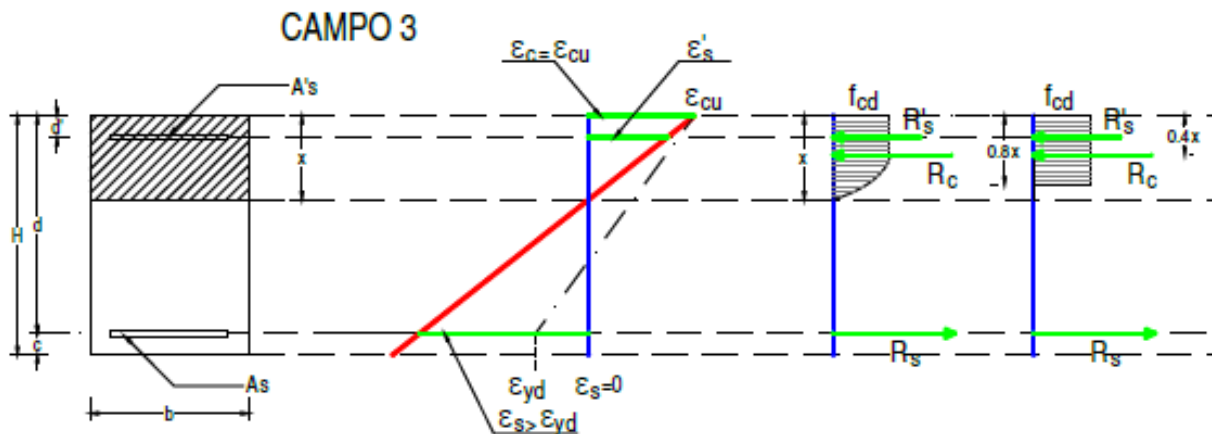


Figura 6.4.4 Campo 3 per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: "Dispensa di Tecnica delle costruzioni" L. Vincenzi.

Dove:

- R'_s è la risultante dell'acciaio compresso e vale: $R'_s = \sigma'_s \cdot A'_s$
- R_c è la risultante del calcestruzzo compresso e vale: $R_c = 0,8 x \cdot b \cdot f_{cd}$
- R_s è la risultante nell'acciaio compresso e vale: $R_s = \sigma_s \cdot A_s$
- x è la posizione dell'asse neutro, misurata a partire dalla zona compressa;
- b è la larghezza della sezione in zona compressa.

- 2- Si effettua l'ipotesi iniziale che entrambe le armature siano snervate (ipotesi entrambe da verificare in quanto non si conosce ancora in quale dei due Campi di rottura si trova la sezione considerata).

Quindi, le risultanti diventano:

- $R'_s = f_{yd} \cdot A'_s$
- $R_c = 0,8 x \cdot b \cdot f_{cd}$
- $R_s = f_{yd} \cdot A_s$

3- Si effettua l'equilibrio alla traslazione e si ricava, così, la posizione dell'asse neutro:

$$0,8 x \cdot b \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A'_s - f_{yd} \cdot A_s = 0$$

$$x = \frac{f_{yd} (A_s - A'_s)}{0,8 b \cdot f_{cd}}$$

Per comodità di notazione si sceglie di esprimere l'asse neutro in forma adimensionale, rapportandolo all'altezza utile d , con la seguente notazione:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{f_{yd} \cdot A_s (1 - \beta)}{0,8 d \cdot b \cdot f_{cd}} = 1,25 \rho_m (1 - \beta)$$

Dove:

- $\xi = \frac{x}{d}$
- $\beta = \frac{A'_s}{A_s}$
- $\rho_m = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{d \cdot b \cdot f_{cd}}$

4- Nota la posizione dell'asse neutro ricavata in questo modo bisogna effettuare un'operazione di verifica per controllare che l'acciaio teso e l'acciaio compresso siano effettivamente entrambi snervati.

Avendo supposto la rottura lato calcestruzzo, avendo ricavato la posizione dell'asse neutro ed essendo la deformazione lineare (per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane), ora la deformazione è nota: si ha una retta passante per questi due punti. Si va, quindi, a ricavare la deformazione dell'acciaio compresso ε'_s e la deformazione dell'acciaio teso ε_s per verificare che l'ipotesi fatta inizialmente sia corretta.

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} \qquad \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

Da cui si ricava:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} \qquad \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x}$$

Mentre, in forma adimensionalizzata:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{\xi - \xi'}{\xi} \qquad \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{1 - \xi}{\xi}$$

- 5- Ricavate le deformazioni per l'acciaio teso e compresso ε_s e ε'_s , le si confronta con la deformazione a snervamento ε_{yd} .

Questo duplice controllo porta a 4 diverse possibilità:

$$5a)- \text{ Se: } \begin{cases} \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd} \\ \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

questo significa che l'ipotesi effettuata inizialmente è corretta, pertanto, la posizione dell'asse neutro calcolata in questo modo è esatta, e si può procedere con il calcolo del momento resistente tramite l'equilibrio alla rotazione.

$$M_{rd} = A_s \cdot f_{yd} \left[(d - 0,4x) + \frac{A'_s}{A_s} (0,4x - d') \right]$$

$$5b)- \text{ Se: } \begin{cases} \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{yd} \\ \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

questo significa che l'ipotesi fatta inizialmente, dalla quale si è ricavata la posizione dell'asse neutro con l'equilibrio alla traslazione, non era corretta. Solamente l'armatura tesa è veramente snervata, mentre quella compressa non lo è. È necessario tenere conto che il valore della tensione nell'acciaio è effettivamente minore. Quindi, si calcola il reale valore della tensione dell'acciaio compresso, in funzione della posizione dell'asse neutro, mediante la legge di Hooke:

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s$$

Ma essendo la deformazione lineare:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x}$$

Di conseguenza, si ricava:

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x}$$

Inserendo questa equazione all'interno dell'equilibrio alla traslazione, si ottiene un'equazione di secondo grado in x . Risolvendo quest'equazione, si trova la posizione dell'asse neutro corretta.

Ora, noto x , si procede, calcolando il momento resistente tramite l'equilibrio alla rotazione.

$$M_{rd} = A_s \cdot f_{yd} (d - 0,4x) + A'_s \cdot \sigma'_s (0,4x - d')$$

$$5c)- \text{Se: } \begin{cases} \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd} \\ \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

Anche in questo caso l'ipotesi fatta inizialmente, dalla quale si è ricavata la posizione dell'asse neutro con l'equilibrio alla traslazione, non era corretta. Solamente l'armatura compressa è veramente snervata, mentre quella tesa non lo è: la sezione si trova nel Campo 4 delle "Forti Armature".

È necessario tenere conto che il valore della tensione nell'acciaio teso è effettivamente minore. Come nel caso precedente, si calcola il reale valore della tensione dell'acciaio teso, in funzione della posizione dell'asse neutro, mediante la legge di Hooke:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

Ma essendo la deformazione lineare:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x}$$

Di conseguenza, si ricava:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x}$$

Inserendo questa equazione all'interno dell'equilibrio alla traslazione, si ottiene un'equazione di secondo grado in x . Risolvendo quest'equazione, si trova la posizione dell'asse neutro corretta.

Ora, noto x , si procede, calcolando il momento resistente tramite l'equilibrio alla rotazione.

$$M_{rd} = A_s \cdot \sigma_s (d - 0,4 x) + A'_s \cdot f_{yd} (0,4 x - d')$$

$$5d)- \text{Se: } \begin{cases} \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{yd} \\ \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

L'ipotesi fatta inizialmente, dalla quale si è ricavata l'asse neutro con l'equilibrio alla traslazione, non era corretta. Nessuna delle due armature è veramente snervata: anche in questo caso la sezione si trova nel Campo 4 delle "Forti Armature". È necessario tenere conto che il valore della tensione nell'acciaio è effettivamente minore. Come nei casi precedenti, si calcola il reale valore della tensione dell'acciaio, in funzione della posizione dell'asse neutro, mediante la legge di Hooke:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \qquad \sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s$$

Ma essendo la deformazione lineare:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \qquad \varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x}$$

Di conseguenza, si ricavano:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \qquad \sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x}$$

Inserendo queste equazioni all'interno dell'equilibrio alla traslazione, si ottiene un'equazione di secondo grado in x . Risolvendo questa equazione, si trova la posizione dell'asse neutro corretta.

Ora, noto x , si procede, calcolando il momento resistente tramite l'equilibrio alla rotazione.

$$M_{rd} = A_s \cdot \sigma_s (d - 0,4 x) + A'_s \cdot \sigma'_s (0,4 x - d')$$

- 6- Una volta ricavato il momento resistente della sezione, si verifica che il momento resistente sia maggiore del momento sollecitante massimo agente sulla sezione.

$$M_{rd} \geq M_{sd}$$

Risultati

Si riporta il calcolo del momento resistente e della verifica a flessione per la Trave Principale che, nel modello su ProSap, è l'elemento critico che porta alla definizione del livello di sicurezza nei confronti della verifica a flessione delle travi con $\xi_E = 0,6$

Per un più chiaro inquadramento della travata considerata, si riportano le immagini dei modelli in vista solida e con la numerazione degli elementi mediante la quale si possono ricavare le sollecitazioni agenti direttamente da Sap2000.

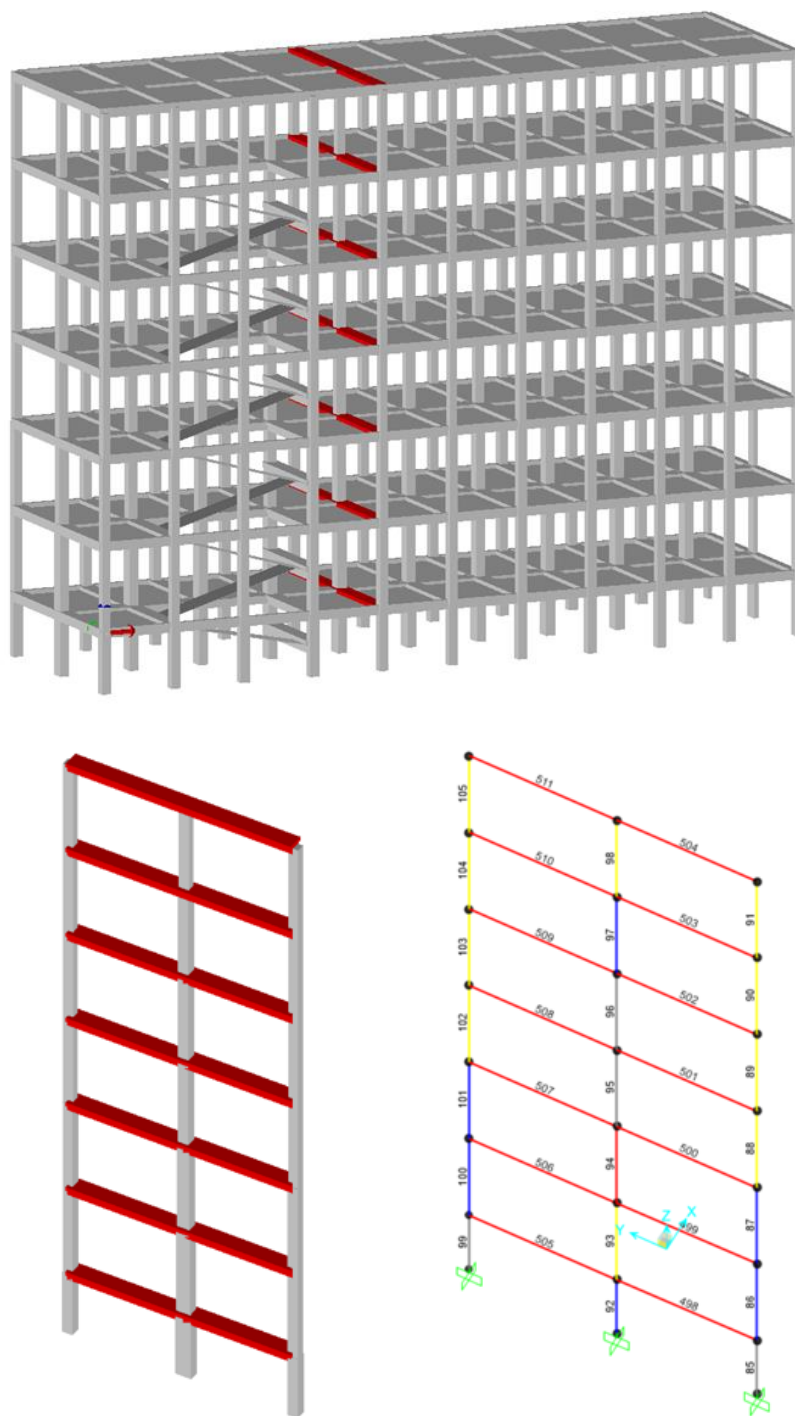


Figura 6.4.5 Verifiche manuali su Foglio Excel, Inquadramento Trave Principale considerata.

Le sollecitazioni sulle travi sono circa le stesse ad ogni piano, fatta eccezione per le travi di copertura che sono meno sollecitate; si procede dunque effettuando il calcolo del momento resistente e la verifica per una generica trave appartenente a questa travata.

Si definiscono le sezioni di verifica agli appoggi e in mezzera delle due campate.

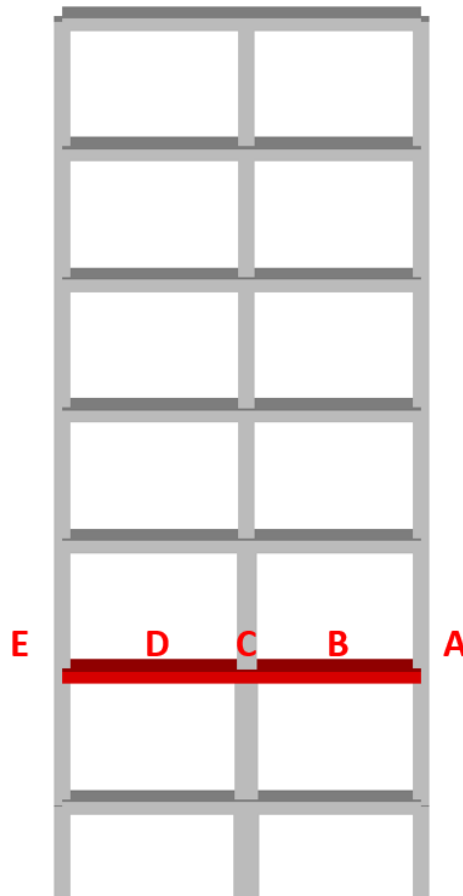


Figura 6.4.6 Verifiche manuali su Foglio Excel, Sezioni di verifica per la Trave Principale considerata.

Le caratteristiche della sezione sono:

Trave Principale			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5	copriferro c' [m]	0.05
Ht [m]	0.5	Altezza utile d' [m]	0.45
Bs [m]	0.8	copriferro c [m]	0.05
Hs [m]	0.2	Altezza utile d [m]	0.45

The diagram shows a T-beam cross-section. The bottom flange has a width labeled B_i . The top flange has a width labeled B_s . The total height of the section is labeled H_t . The height of the web (the part between the flanges) is labeled H_s .

Figura 6.4.7 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Caratteristiche della sezione.

Sezione d'Appoggio A			
Momenti sollecitanti [kNm]			
Msd- con Azione Sismica al 100% [kNm]		-229.4196	
Msd- con Azione Sismica al 75% [kNm]		-201.9324	
Msd- con Azione Sismica al 60% [kNm]		-182.2232	
Armatura longitudinale superiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
4	20	8	16
As,sup tot [mm²]		2865.1325	
Armatura longitudinale inferiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
9	16	0	0
As,inf tot [mm²]		1809.557368	
Verifica Armatura longitudinale			
M-			
$\beta = A_{s,inf} / A_{s,sup}$		0.631578947	
$\rho_m = A_{s,sup} f_{yd} / (B_1 d' f_{cd})$		0.183051162	
$\xi' = c/d'$		0.111111111	
Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup e As,inf snervate		Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup non snervata	
$\xi = x/d'$	0.084299827	$\xi = x/d'$	0.1316
x [mm]	37.93494468	x [mm]	59.23
$x_{lim} = \zeta_{ecu} / (\zeta_{cu} \cdot \epsilon_y)$	65.08691374	σ_s' [MPa]	114.57
$x > x_{lim}$	As' non snervata	$\sigma_s' < f_{yd}$	VERO
Mrd As' snervata	201.5165415	Mrd As' non snervata	202.64
Mrd [kNm]	202.6406045	> Msd	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 100%	1.13	< 1	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 75%	1.00	< 1	VERO
Verifica Sisma 60%	0.90	< 1	VERO

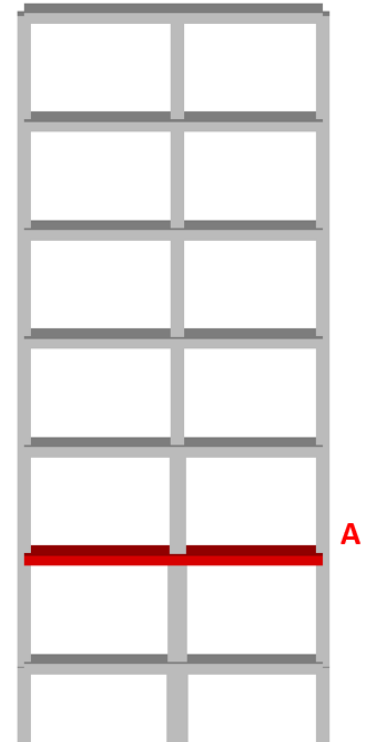


Figura 6.4.8 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione d'appoggio A.

Sezione d'Appoggio A - Confronto Verifica SAP2000 vs PROSAP			
% Azione Sismica	Verifica Manuale sollecitazioni SAP2000	Verifica PROSAP	Errore %
100%	1.13	1.127	0.45
75%	1.00	0.994	0.25
60%	0.90	0.902	0.31

Figura 6.4.9 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione d'appoggio A con ProSap.

Sezione in Mezzeria B			
Momenti sollecitanti [kNm]			
Msd+ con Azione Sismica al 100% [kNm]		119.8564	
Armadura longitudinale superiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
3	16	0	0
As,sup tot [mm ²]		603.1857895	
Armadura longitudinale inferiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
8	20	2	16
As,inf tot [mm ²]		2915.397983	
Verifica Armatura longitudinale			
M+			
$\beta = A_{s,sup} / A_{s,inf}$		0.206896552	
$\rho_m = A_{s,inf} f_{yd} / (B2 d f_{cd})$		0.116414116	
$\xi' = c'/d$		0.111111111	
Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup e As,inf snervate		Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup non snervata	
$\xi = x/d$	0.115410546	$\xi = x/d$	0.128202141
x [mm]	51.93474569	x [mm]	57.69096343
$x_{lim} = c' \cdot \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} \cdot \eta \cdot \gamma_c)$	65.08691374	σ_s' [MPa]	97.98515721
$x > x_{lim}$	As' non snervata	$\sigma_s' < f_{yd}$	VERO
Mrd As' snervata	210.1920634	Mrd As' non snervata	210.4605907
Mrd [kNm]	210.4605907	> Msd	VERO
Verifica Sisma 100%	0.57	< 1	VERO

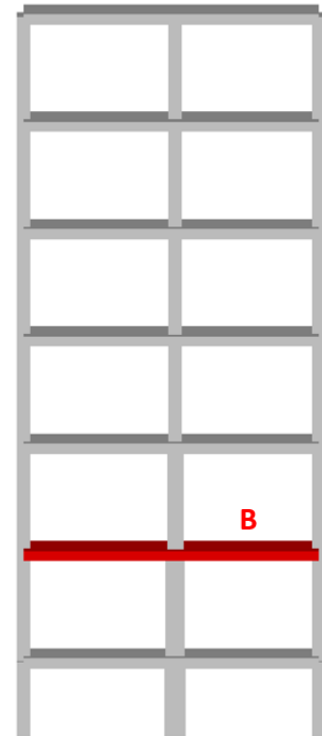


Figura 6.4.10 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione in mezzeria B.

Sezione in mezzeria B - Confronto Verifica SAP2000 vs PROSAP			
% Azione Sismica	Verifica Manuale sollecitazioni SAP2000	Verifica PROSAP	Errore %
100%	0.57	0.57	0.09

Figura 6.4.11 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione in mezzeria B con ProSap.

Sezione d'Appoggio C			
Momenti sollecitanti [kNm]			
Msd- con Azione Sismica al 100% [kNm]	-294.384		
Msd- con Azione Sismica al 75% [kNm]	-254.3142		
Msd- con Azione Sismica al 60% [kNm]	-245.3388		
Armatura longitudinale superiore			
n° barre	ϕ	n° barre	ϕ
6	20	8	16
As,sup tot [mm ²]		3493.451031	
Armatura longitudinale inferiore			
n° barre	ϕ	n° barre	ϕ
9	16	0	0
As,inf tot [mm ²]		1809.557368	
Verifica Armatura longitudinale			
M-			
$\beta = A_{s,inf} / A_{s,sup}$	0.517985612		
$\rho_m = A_{s,sup} f_{yd} / (B_1 d' f_{cd})$	0.22319396		
$\xi' = c/d'$	0.111111111		
Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup e As,inf snervate		Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup non snervata	
$\xi = x/d'$	0.134478375	$\xi = x/d'$	0.142310401
x [mm]	60.51526889	x [mm]	64.03968031
$x_{lim} = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)$	65.05691374	σ_s' [MPa]	161.1370478
$x > x_{lim}$	As non snervata	$\sigma_s' < f_{yd}$	VERO
Mrd As' snervata	245.4721144	Mrd As' non snervata	245.4750888
Mrd [kNm]	245.4750888	> Msd	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 100%	1.20	< 1	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 75%	1.04	< 1	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 60%	1.00	< 1	VERO

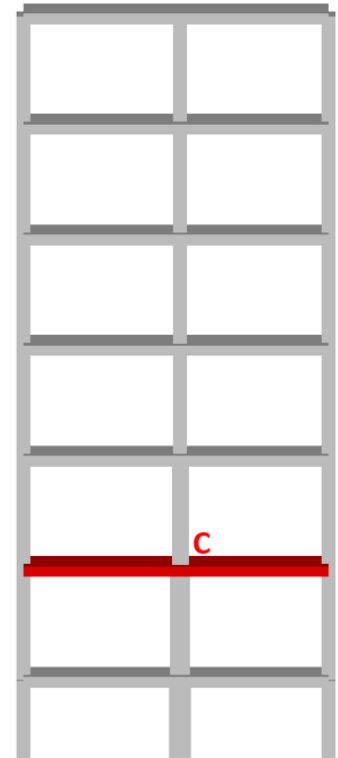


Figura 6.4.12 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione d'appoggio C.

Sezione d'Appoggio C - Confronto Verifica SAP2000 vs PROSAP			
% Azione Sismica	Verifica Manuale sollecitazioni SAP2000	Verifica PROSAP	Errore %
100%	1.20	1.168	2.61
75%	1.04	1.075	3.63
60%	1.00	1.000	0.40

Figura 6.4.13 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione d'appoggio C con ProSap.

Sezione in Mezzeria D			
Momenti sollecitanti [kNm]			
Msd+ con Azione Sismica al 100% [kNm]		127.8373	
Armatura longitudinale superiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
3	16	0	0
As,sup tot [mm ²]		603.1857895	
Armatura longitudinale inferiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
8	20	2	16
As,inf tot [mm ²]		2915.397983	
Verifica Armatura longitudinale			
M+			
$\beta = A_{s,sup} / A_{s,inf}$		0.206896552	
$\rho_m = A_{s,inf} f_{yd} / (B_2 d f_{cd})$		0.116414116	
$\xi' = c'/d$		0.111111111	
Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup e As,inf snervate		Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup non snervata	
$\xi = x/d$	0.115410546	$\xi = x/d$	0.128202141
x [mm]	51.93474565	x [mm]	57.69096343
$x_{lim} = c' \cdot \xi_{cu} / (\xi_{cu} - \epsilon_y)$	65.05691374	σ_s' [MPa]	97.98515721
$x > x_{lim}$	As' non snervata	$\sigma_s' < f_{yd}$	VERO
Mrd As' snervata	210.1920834	Mrd As' non snervata	210.4605907
Mrd [kNm]	210.4605907	> Msd	VERO
Verifica Sisma 100%	0.61	< 1	VERO

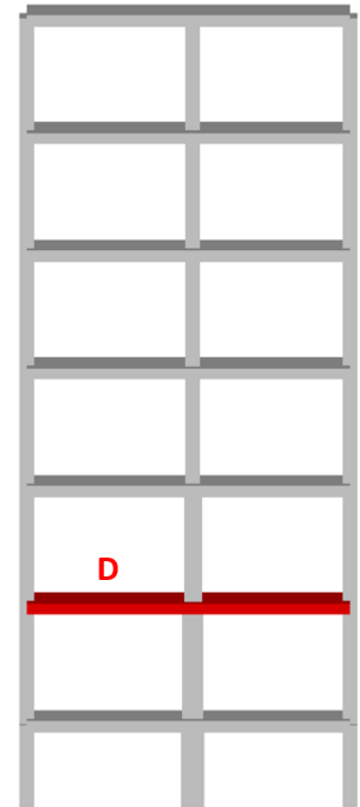


Figura 6.4.14 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione in mezzeria D.

Sezione in mezzeria D - Confronto Verifica SAP2000 vs PROSAP			
% Azione Sismica	Verifica Manuale sollecitazioni SAP2000	Verifica PROSAP	Errore %
100%	0.61	0.61	0.42

Figura 6.4.15 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione in mezzeria D con ProSap.

Sezione d'Appoggio E			
Momenti sollecitanti [kNm]			
Msd- con Azione Sismica al 100% [kNm]		-233.141	
Msd- con Azione Sismica al 65% [kNm]		-201.9136	
Msd- con Azione Sismica al 60% [kNm]		-179.5995	
Armatura longitudinale superiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
4	20	8	16
As,sup tot [mm ²]		2865.1325	
Armatura longitudinale inferiore			
n° barre	φ	n° barre	φ
9	16	0	0
As,inf tot [mm ²]		1809.557368	
Verifica Armatura longitudinale			
M-			
$\beta = A_{s,inf} / A_{s,sup}$		0.631578947	
$\rho_m = A_{s,sup} f_{yd} / (B1 d' f_{cd})$		0.183051162	
$\xi' = c/d'$		0.111111111	
Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup e As,inf snervate		Ipotesi: Rottura lato cls - As,sup non snervata	
$\xi = x/d'$	0.084299877	$\xi = x/d'$	0.13162965
x [mm]	37.93494463	x [mm]	59.23334242
$x_{lim} = c_{scu} / (\sigma_{cu} \cdot \epsilon_y)$	65.08691374	σ_s' [MPa]	114.572408
$x > x_{lim}$	As non snervata	$\sigma_s' < f_{yd}$	VERO
Mrd As' snervata	201.5165415	Mrd As' non snervata	202.6406045
Mrd [kNm]	202.6406045	> Msd	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 100%	1.15	< 1	NON VERIFICATO
Verifica Sisma 65%	1.00	< 1	VERO
Verifica Sisma 60%	0.89	< 1	VERO

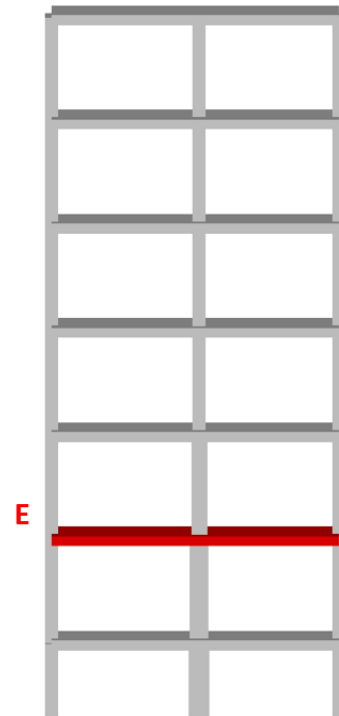


Figura 6.4.16 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione d'appoggio E.

Sezione d'Appoggio E - Confronto Verifica SAP2000 vs PROSAP			
% Azione Sismica	Verifica Manuale sollecitazioni SAP2000	Verifica PROSAP	Errore %
100%	1.15	1.146	0.43
65%	1.00	1.000	0.36
60%	0.89	0.882	0.48

Figura 6.4.17 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione d'appoggio E con ProSap.

Come si può notare il livello di sicurezza della struttura ξ_E associato alla verifica a flessione delle travi è governato dall'appoggio interno C ed è pari a 0,6. Gli errori percentuali sulle verifiche sono del tutto trascurabili in quanto sempre inferiori al 4%.

6.4.2 VERIFICA A TAGLIO DELLE TRAVI

Capacità a Taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio di travi e pilastri si utilizzano le formule previste dalla normativa per un edificio nuovo, ovvero le formule presenti al §4.1.2.3.5.2. dell'NTC 2018.

Quindi, lato calcestruzzo si ha che il taglio resistente è dato da:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot \vartheta^2)}$$

Dove:

- b_w è la larghezza resistente a taglio;
- d è l'altezza utile;
- v coefficiente riduttivo della resistenza a compressione del calcestruzzo pari a 0,5;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente rispetto all'asse della trave quindi pari a 90° ;
- ϑ è l'inclinazione dei puntoni compressi di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;
- α_c è un coefficiente "maggiorativo" che vale:

$\alpha_c = 1$	<i>Per membrature non compresse</i>
$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$	se $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
$\alpha_c = 1,25$	se $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$
$\alpha_c = 1,25 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)$	se $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$

In realtà questo coefficiente è maggiorativo solamente fino a quando la tensione σ_{cp} non tende alla tensione massima f_{cd} ; in questo caso infatti il coefficiente α_c riduce la resistenza a taglio lato calcestruzzo fino ad azzerarla. Questa non è una svista da parte della normativa ma ha un significato fisico in quanto si ha la rottura fragile delle bielle di calcestruzzo. Per lo stesso motivo la normativa prevede che venga effettuata anche la verifica di compressione massima per le sezioni in calcestruzzo: se α_c tende a zero sicuramente entrambe le verifiche a taglio e compressione massima non saranno soddisfatte.

Risulta però fondamentale comprendere che il termine "maggiorativo" non è del tutto corretto, se si volesse trascurare il contributo di α_c credendo di essere a favore di sicurezza per elevati sforzi normali non è così perché in quel caso questo coefficiente diventa riduttivo.

Mentre la resistenza a taglio lato acciaio è data da:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{\Delta x} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

Dove:

- A_{sw} è l'area della singola staffa;
- f_{ywd} è la resistenza a trazione dell'acciaio delle staffe;
- Δx è il passo delle staffe.

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

Dunque, il Taglio resistente sarà dato dal minore dei due e dovrà essere confrontato con il taglio sollecitante derivante dall'analisi. La verifica sarà soddisfatta se il taglio sollecitante derivante dall'analisi sarà minore del taglio resistente per tutti gli elementi strutturali.

Domanda a Taglio

Per quanto riguarda la domanda a taglio, bisogna tenere conto di quanto scritto al §C8.7.2.2.1 della Circolare Ministeriale del 2019:

“La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall’analisi con spettro di risposta elastico ridotto ... per gli elementi/meccanismi “fragili” del fattore di comportamento $q = 1,5$. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi.”

E il capitolo C8.7.2.3.5 riporta come calcolare il valore della domanda massima a taglio:

“La domanda massima a taglio nell’elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.”

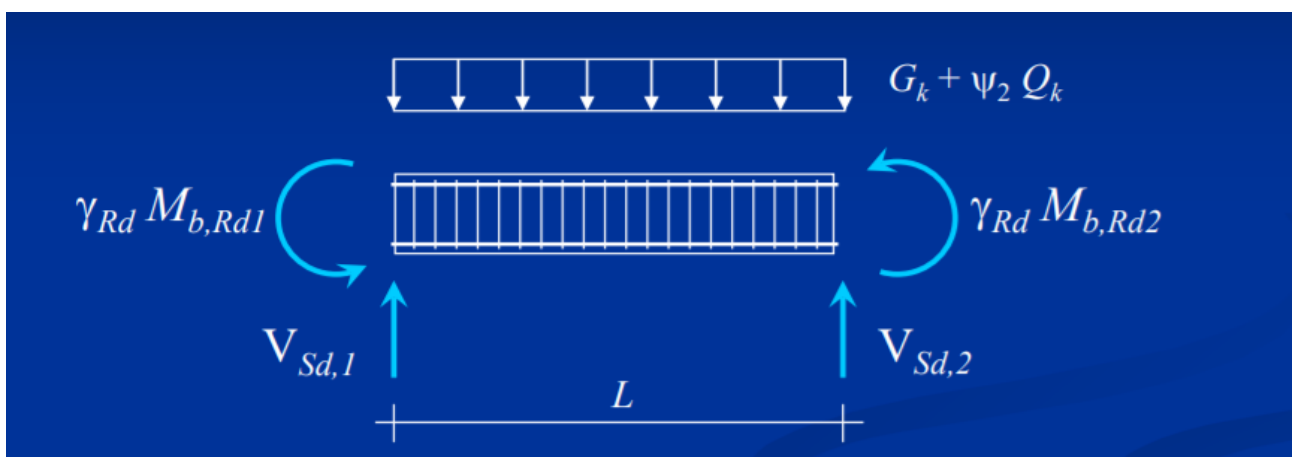
Dunque, la sollecitazione a taglio sull’elemento sarà data dalla seguente espressione:

$$V_{sd} = \min\{ V_{sd}^{Analisi}; V_{sd}^{Meccanismi\ duttili} \}$$

Dove:

- $V_{sd}^{Analisi}$ è il taglio massimo agente derivante dall’analisi;
- $V_{sd}^{Meccanismi\ duttili}$ è il taglio agente sull’elemento, derivante dalla formazione dei meccanismi duttili relativi all’elemento, quindi relativi alla formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi; questo taglio si calcola in maniera analoga a quello calcolato per la gerarchia delle resistenti nella progettazione di un edificio nuovo con qualche differenza.

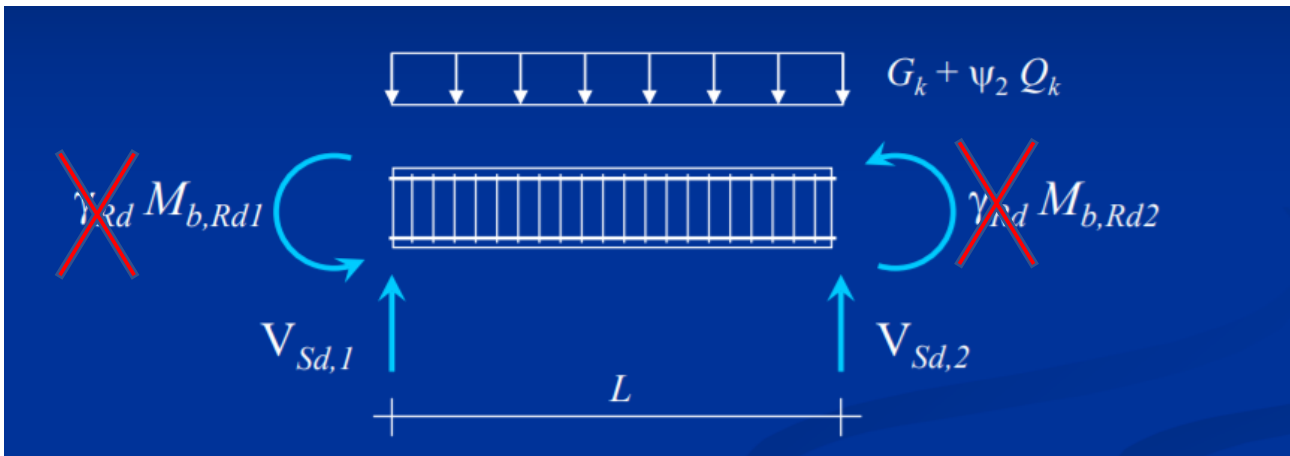
La domanda a Taglio per una trave secondo quanto indicato al § 7.4.4.1.1 Dell’NTC 2018, si ricava effettuando l’equilibrio della sezione nel seguente modo:



Dove:

- $M_{b,Rd}$ sono i momenti resistenti massimi alle estremità delle travi.

Per quanto riguarda la domanda a Taglio per gli edifici esistenti il ragionamento è analogo, con la differenza che non si considerano i coefficienti amplificativi γ_{Rd} ma si incrementano le caratteristiche dei materiali nel calcolare il momento resistente massimo delle travi.



Dove:

- $M_{b,Rd}$ sono calcolati incrementando le resistenze dei materiali calcestruzzo e acciaio nel seguente modo:

$$f_{cd} = f_{cm} \cdot FC = 15,99 \cdot 1,35 = 21,59 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = f_{ym} \cdot FC = 230 \cdot 1,35 = 310,5 \text{ Mpa}$$

Si riportano i calcoli effettuati per ricavare il taglio sollecitante derivante dai meccanismi duttili effettuando l'equilibrio con i momento resistenti incrementati come appena descritto.

Momenti Plastici Trave Secondaria di Spina		
	Sezione d'appoggio C	Sezione d'appoggio K
M_Plastico amplificato Estradosso [kNm]	338.53	338.53
M_Plastico amplificato Intradosso [kNm]	423.63	423.63

Taglio Sollecitante dato dai Momenti Plastici [kN] - Trave Secondaria di Spina	
Trave CK	
Luca di taglio [m]	3.4
Combinazione 1: Momenti orari	224.16
Combinazione 2: Momenti antiorari	224.16
Vsd_Momenti plastici Max [kN]	224.16

Figura 6.4.18 Verifiche manuali su Foglio Excel, calcolo del Taglio Sollecitante derivante dai meccanismi duttili.

Si riporta il taglio sollecitante derivante dai momenti plastici calcolato dal software ProSap per avere un confronto su quanto si sta eseguendo.

Si può notare come, per la stessa tipologia di trave, il valore ottenuto sia circa lo stesso (errore percentuale minore del 3%).

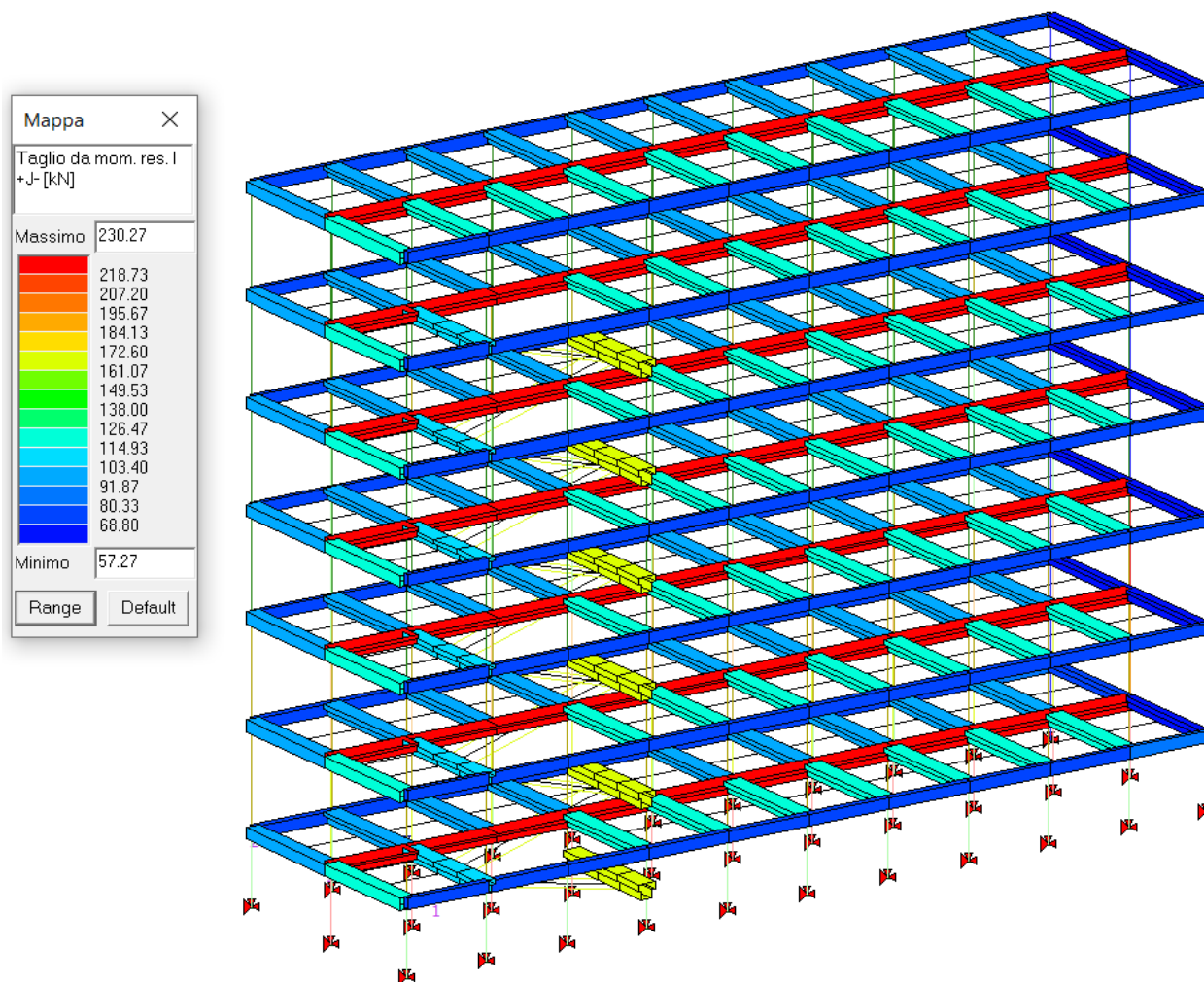


Figura 6.4.19 Modello US – B1 ProSap, calcolo del Taglio Sollecitante derivante dai meccanismi duttili.

Dunque, essendo che il taglio derivante dall'analisi per queste travi supera il taglio sollecitante derivante dal meccanismo duttile associato, nelle verifiche a taglio che seguono si utilizzerà il taglio calcolato ipotizzando la formazione delle cerniere plastiche nelle travi.

Le sollecitazioni sulle travi sono circa le stesse ad ogni piano si procede dunque effettuando il calcolo del taglio resistente e la verifica per una generica trave appartenente a questa travata.

Risultati

Si riporta il calcolo del Taglio resistente e della verifica a Taglio per la Trave Secondaria di spina che, nel modello su ProSap, è l'elemento critico che porta alla definizione del livello di sicurezza nei confronti della verifica a taglio delle travi con $\xi_E = 0,39$

Per un più chiaro inquadramento della travata considerata, si riportano le immagini del modelli in vista solida e con la numerazione degli elementi mediante la quale si possono ricavare le sollecitazioni agenti direttamente da Sap2000

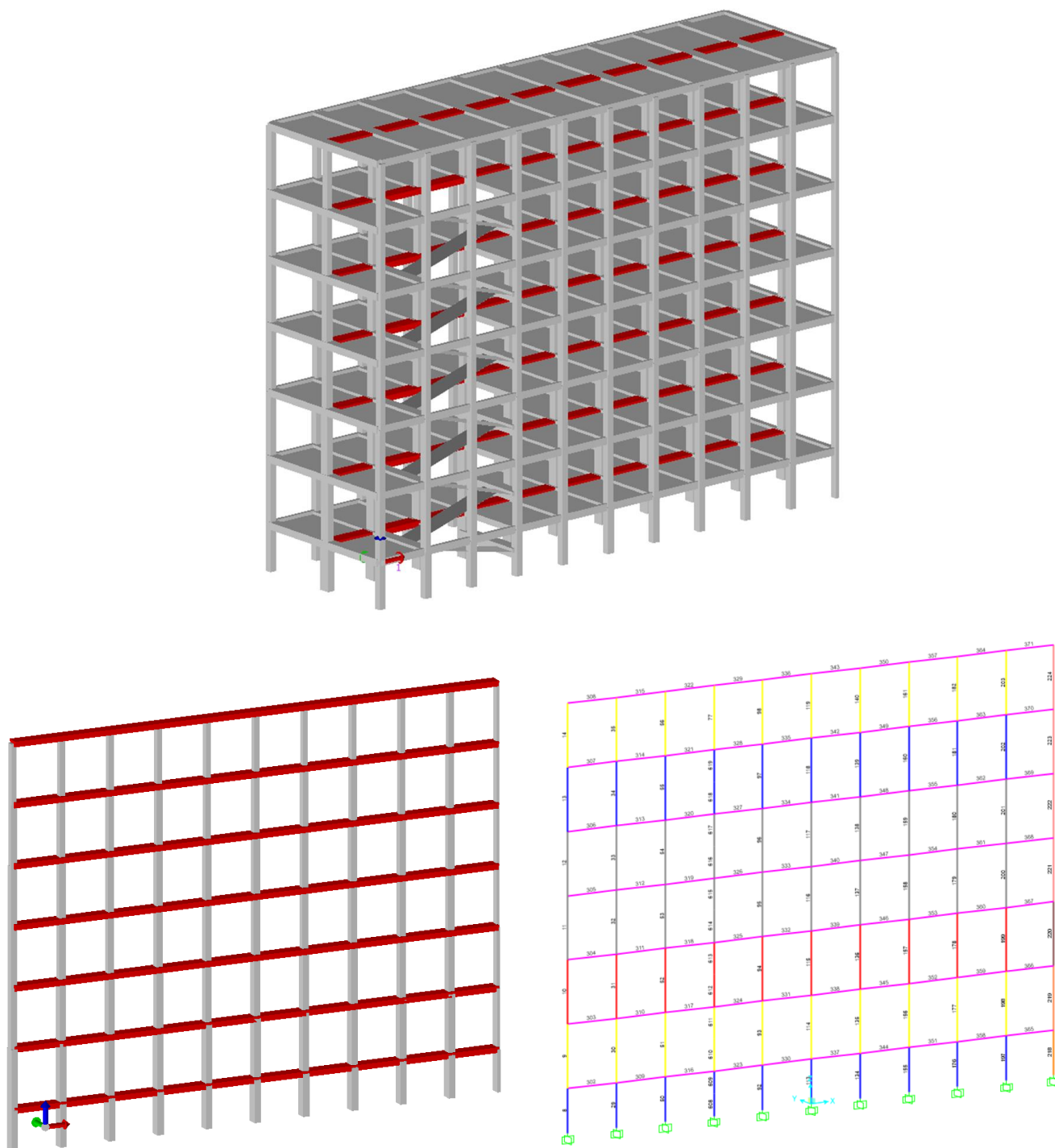


Figura 6.4.20 Verifiche manuali su Foglio Excel, Inquadramento Trave Secondaria di Spina considerata.

Si definiscono le sezioni di verifica agli appoggi C e K.

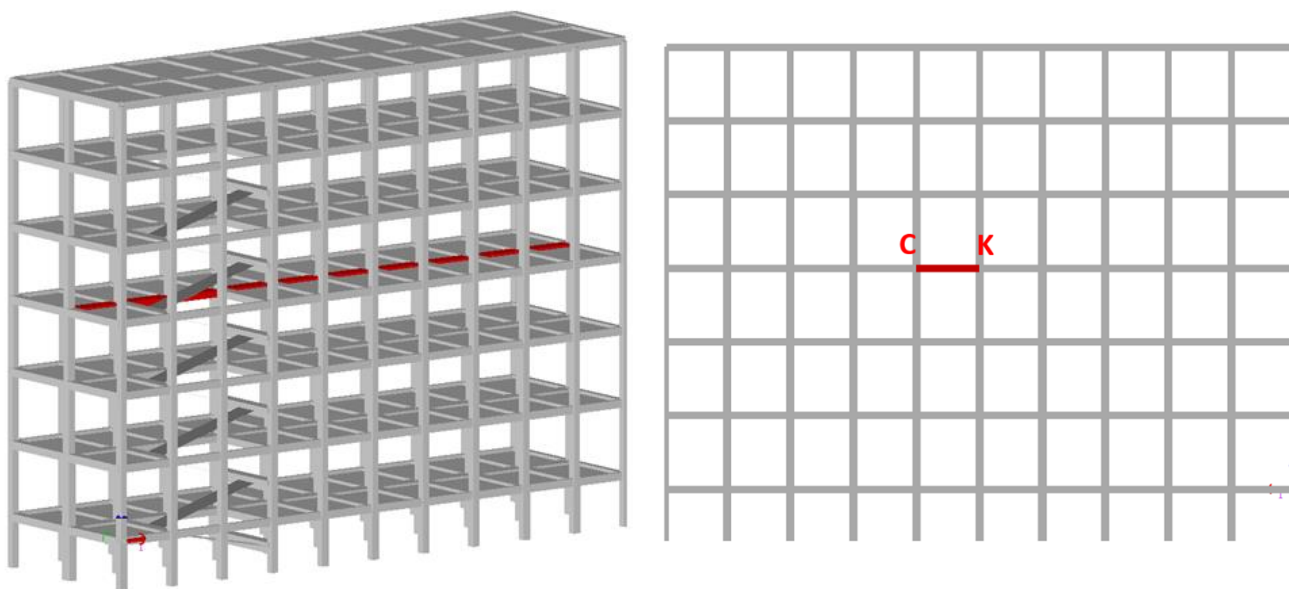


Figura 6.4.21 Verifiche manuali su Foglio Excel, Sezioni di verifica per la Trave Secondaria di Spina considerata.

La caratteristiche della sezione sono:

Trave Secondaria di Spina			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.7	copriferro c' [m]	0.03
Ht [m]	0.45	Altezza utile d' [m]	0.42
Bs [m]	1	copriferro c [m]	0.03
Hs [m]	0.15	Altezza utile d [m]	0.42

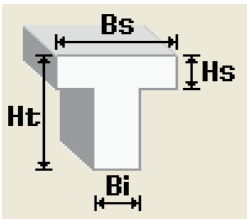


Figura 6.4.22 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Taglio delle Travi: Caratteristiche della sezione.

Taglio Resistente Trave Secondaria di Spina C 4.1.2.3.5.2			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd [Mpa]	7.90	fyd [Mpa]	148.15
d [mm]	400	x [mm]	150
bw [mm]	700	n° staffe /m	6.67
α_c	1	ϕ_{st} [mm]	12
v	0.5	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cot θ	2.5
cota	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN] 343.29		VRsd [kN] 201.06	
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.11
201.06	224.16		

Figura 6.4.23 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Taglio Trave secondaria di Spina.

Avendo ottenuto nei calcoli manuali gli stessi risultati sia per le verifiche a flessione delle che per le verifiche a taglio sulle travi, si ritiene che il livello di sicurezza ricavato dal modello su ProSap per l'unità strutturale US B1 sia corretto.

Verifiche Duttili (RES)		Livello di sicurezza ξ_E
1)	Verifica a Flessione Travi	0,6
2)	Verifica a Pressoflessione Pilastri	0,73
Verifiche Fragili (RES)		
3)	Verifica a Taglio Travi: Lato Cls	1
3)	Verifica a Taglio Travi: Lato Acciaio	0,39
4)	Verifica a Taglio Pilastri: Lato Cls	0,65
4)	Verifica a Taglio Pilastri: Lato Acciaio	0,37
5)	Verifica Compressione Max Cls	0,65
6)	Verifica dei Nodi	0,33
Verifiche SLE (RIG)		
7)	Spostamento di interpiano	0,65
Livello di sicurezza di US B1 = Min { $\xi_{E,i}$ }		0,33
Vulnerabilità sismica US B1		33%

Figura 6.4.24 Tabella riassuntiva dell'analisi di Vulnerabilità Sismica per l'US B1.

7 INTERVENTI DI RINFORZO PER STRUTTURE ESISTENTI IN CA

Il progetto di rinforzo degli edifici esistenti può essere affrontato solo in presenza di un completo studio preliminare delle criticità e l'elaborazione di un modello strutturale adeguato a cogliere i vari aspetti. Lo studio dello "stato di fatto" può essere fatto utilizzando i diversi metodi previsti dalla normativa già ampiamente descritti al capitolo 3.5 di questo elaborato:

- Analisi lineare con spettro elastico;
- Analisi lineare con fattore di struttura q ;
- Analisi statica o dinamica non lineare.

Per i metodi lineari è necessaria la classificazione in meccanismi fragili e duttili. Nel caso di Analisi lineare con spettro elastico la differenziazione è solamente in termini di verifica: gli elementi fragili devono essere verificati in termini di resistenza mentre gli elementi duttili in termini di deformazioni.

Nel caso di Analisi lineare con fattore di struttura q , la differenza tra i due tipi di meccanismi è legata al diverso valore del fattore di struttura. Quest'ultimo metodo consente di valutare l'apporto dei vari rinforzi anche in termini di duttilità.

Gran parte degli edifici esistenti, come descritto nei capitoli precedenti, non è stata progettata con dettagli strutturali richiesti dai criteri antisismici; infatti la maggior parte delle strutture esistenti sono realizzate con pilastri poco armati rispetto alle travi, in quanto per i soli carichi verticali il contributo dato dal calcestruzzo compresso è notevole. Le armature trasversali delle colonne presentano in media passo intorno a 20-30 cm non raffittito nelle zone critiche. Inoltre, il diametro delle staffe solo dagli anni '80 in poi si è attestato al $\varnothing 8$, rispetto al più diffuso $\varnothing 6$. Le travi venivano spesso armate con un'elevata quantità di armature longitudinali, addensate in modo particolare agli estremi mediante l'utilizzo di monconi e sagomati. Questo particolare che potrebbe sembrare d'aiuto alla struttura generando un incremento della resistenza a flessione, in realtà impedisce la formazione delle cerniere plastiche in quanto si ha maggior resistenza alla flessione che al taglio proprio nelle zone critiche.

In queste zone inoltre, sono presenti bassi valori di armatura in zona compressa, in quanto l'azione sismica delle normative, non era sufficiente ad indurre l'inversione dei momenti. L'evidenza seguente all'osservazione dei danni degli eventi sismici ha accertato che l'azione del sisma induce, agli estremi degli elementi, l'inversione dei momenti. Nelle recenti normative, questo aspetto, oltre ad essere colto dall'aumentata azione sismica di progetto, è evidenziato, per i nuovi edifici, dall'inserimento di un minimo di armatura compressa in proporzione a quella tesa. Le staffe delle travi esistenti, seguendo il diagramma del taglio sollecitante, presentano frequentemente per gli elementi più lunghi raffittimenti con passo medio di 10-15 cm. Al quadro descritto c'è da aggiungere inoltre che nelle regioni che erano considerate "non sismiche" è molto frequente l'utilizzo di pilastri 30x30 cm o addirittura 20x20 cm.

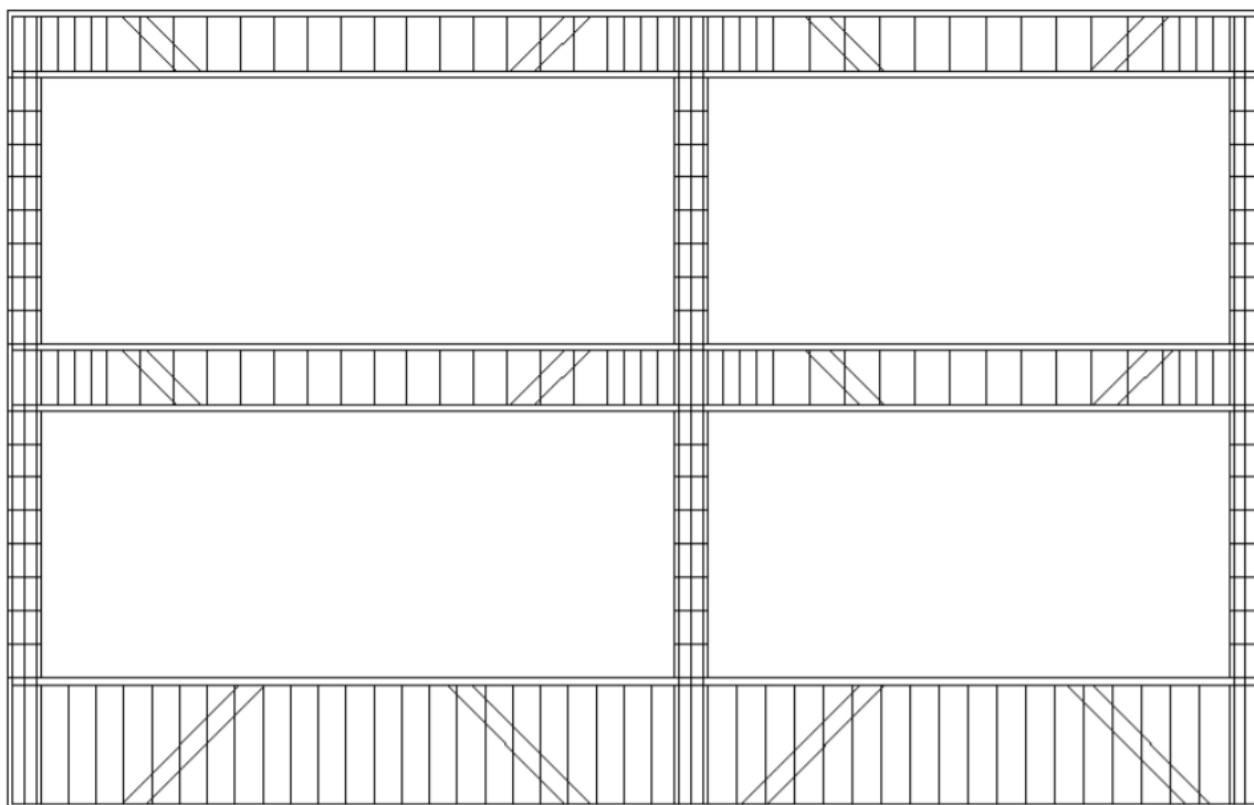


Figura 6.4.1 Esempio di armature per edifici esistenti, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Alla luce delle considerazioni sulle duttilità fatte, l'aumento della resistenza a taglio è uno delle più usuali operazioni volta alla realizzazione del miglioramento del comportamento alle azioni sismiche. In generale è consigliabile progettare l'intervento in modo da contrastare lo sviluppo di meccanismi locali, in particolare, i meccanismi fragili in quanto ciò porta ad un miglioramento del comportamento globale della struttura.

In generale gli interventi di consolidamento per un edificio esistente possono essere raggruppati in due grandi famiglie:

1) Interventi sul comportamento globale;

2) Interventi di rinforzo locale.

Con i primi si interviene modificando la risposta della struttura, agendo sul periodo di vibrazione e sulla ripartizione delle sollecitazioni in modo da ridurre la domanda di progetto sugli elementi esistenti. Appartengono a questo tipo di intervento:

- Inserimento di pareti strutturali;
- Inserimento di controventi in acciaio (anche dissipativi);
- Utilizzo di isolatori o dissipatori sismici.

Con gli interventi di rinforzo locale invece si si mira ad aumentare la resistenza e la duttilità di alcuni elementi (preferibilmente in maniera sistematica) in modo da modificare in maniera minima il comportamento della struttura. Rientrano in questa tipologia:

- Incamiciatura in calcestruzzo con ringrosso della sezione;
- Incamiciatura con profili in acciaio;
- Metodo CAM;
- Rinforzi con materiali Fibrorinforzati.

Una classificazione più esaustiva delle tecniche di rinforzo è riportata nelle linee guida americane FEMA 547/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”. Il testo è suddiviso in funzione delle varie tipologie costruttive, e le tabelle contenute, sono elaborate in funzione del deficit riscontrato.

Si riportano le tabelle relative alle strutture intelaiate in c.a.

Deficit		Tecnica di rinforzo				
Tipo	Deficit	Aggiunta di nuovi elementi	Miglioramento elementi esistenti	Migliorare le connessioni tra gli elementi	Riduzione della domanda	Rimozione di elementi
Resistenza globale	Numero insufficiente di elementi o presenza di elementi deboli	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciaio controventati - Elementi resistenti a flessione (c.a. o acciaio)	Incrementare le dimensioni di colonne e/o travi		- Rimozione di piani (e/o carichi) ai livelli superiori. - Isolatori sismici. - Smorzatori supplementari.	
Rigidezza globale	Numero insufficiente di elementi o elementi con rigidezza inadeguata	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciai controventati - Elementi resistenti a flessione (c.a. o acciaio)	- Incrementare le dimensioni di colonne e/o travi. Rinforzi con FRP di colonne. - Incamiciatura di colonne con c.a. o acciaio. - Migliorare la capacità di deformazione degli elementi.		Smorzatori supplementari.	Eliminazioni di elementi che generano colonne corte.

Figura 6.4.2 Tabella 1: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a., Fonte: FEMA 557/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”.

Deficit		Tecnica di rinforzo				
Tipo	Deficit	Aggiunta di nuovi elementi	Miglioramento elementi esistenti	Migliorare le connessioni tra gli elementi	Riduzione della domanda	Rimozione di elementi
Configurazione	Meccanismo di piano debole	Aggiungere resistenza o rigidità al piano per bilanciare con gli altri piani				
	Angoli rientranti in pianta. Comportamento torsionale.	- Aggiunta di superfici di solai per minimizzare gli effetti delle rientranze. - Aggiunta di muri e/o telai per bilanciare.		Aggiungere tiranti, connessioni ai solai, controventi di piano.		
	Tamponamenti deboli o che causano torsione.	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciaio controventati o c.a.	- Sconnettere tamponamenti dalla struttura. - Sostituire tamponamenti con pareti resistenti.			Rimozione tamponamenti.
Percorso di carico	Collegamenti inadeguati	Aggiungere o rinforzare reticoli di travi				

Figura 6.4.3 Tabella 2: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a., Fonte: FEMA 557/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”.

Deficit		Tecnica di rinforzo				
Tipo	Deficit	Aggiunta di nuovi elementi	Miglioramento elementi esistenti	Migliorare le connessioni tra gli elementi	Riduzione della domanda	Rimozione di elementi
Dettagli di componenti	Mancanza di dettagli duttili: <i>generali</i>		Eeguire miglioramento di nodi selezionati.		Isolamento sismico.	
	Mancanza di dettagli duttili: <i>colonne forti / travi deboli</i>		Incamiciature delle colonne			
	Mancanza di dettagli duttili: <i>inadeguata resistenza a taglio in colonne e travi</i>		Rinforzi FRP. Incamiciatura in c.a. o acciaio.			
	Mancanza di dettagli duttili: <i>Confinamento</i>		Rinforzi FRP. Incamiciatura in c.a. o acciaio.			
Solai	Inadeguata resistenza a taglio nel proprio piano.	- Pareti in c.a. - Pareti in muratura - Telai in acciaio controventati - Elementi resistenti a flessione (c.a. o acciaio)	Soletta di rinforzo in c.a. Fibre FRP.			

Figura 6.4.4 Tabella 3: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a., Fonte: FEMA 557/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”.

7.1 INTERVENTI SUL COMPORTAMENTO GLOBALE

Ogni struttura possiede delle caratteristiche di risposta all'azione sismica intrinseche alla sua geometria, materiali, distribuzione delle masse e delle rigidzze; questo si traduce nello studio e nella valutazione dei modi di vibrare della struttura e dei periodi di vibrazione. L'utilizzo dell'analisi con spettro di risposta evidenzia come dal periodo di vibrazione dipende l'azione sismica subita dalla struttura.

Nella maggior parte dei casi le strutture in c.a. possiedono periodi propri compresi nella zona del plateau dove l'accelerazione sismica è massima, pertanto, un intervento potrebbe essere progettato in modo da:

- Ridurre il periodo fondamentale;
- Aumentare il periodo fondamentale.

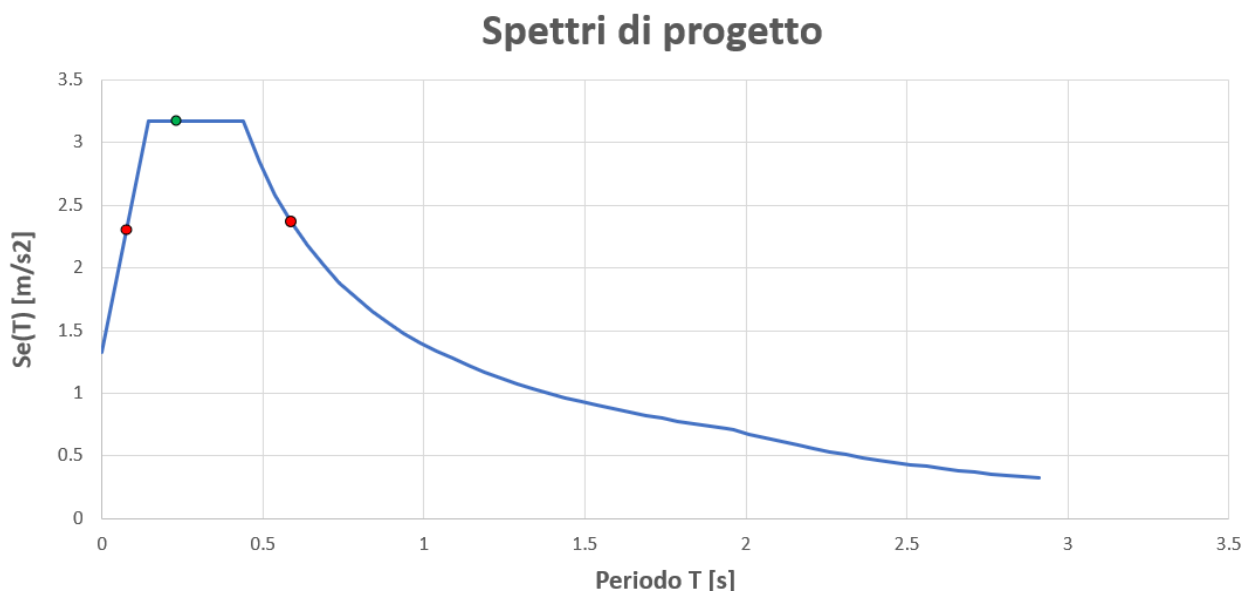


Figura 7.1.1 Influenza sull'azione sismica della riduzione o dell'incremento del periodo fondamentale.

Queste soluzioni sono tanto più efficaci quanto più la struttura è regolare, in quanto la presenza di modi superiori di tipo torsionale comporta un peso sempre minore del primo modo di vibrare per questo genere di strutture nel computo delle azioni assorbite.

In generale, le operazioni che si possono attuare in ambito globale sono le seguenti:

- Riduzione dell'irregolarità degli edifici;
- Riduzione delle masse;
- Variazioni di rigidezza e smorzamento del sistema;
- Aggiunta di elementi strutturali;
- Irrigidimento degli orizzontamenti;
- Modifica della distribuzione delle azioni mediante giunti tecnici.

Si procede, in seguito, descrivendo brevemente queste operazioni di intervento mediante piccoli esempi teorici per chiarire i concetti base e i ragionamenti che devono guidare il progettista nel consolidamento di una struttura esistente.

7.1.1 RIDUZIONE DELL'IRREGOLARITÀ DEGLI EDIFICI

La riduzione dell'irregolarità degli edifici, sia in pianta che in altezza, può essere perseguita operando sia sulle parti strutturali che sugli elementi non strutturali. Le modifiche possono essere apportate in termini di massa, di resistenza e di rigidezza. Si riporta l'esempio di un edificio esistente irregolare in pianta:



Figura 7.1.2 Esempio di edificio irregolare in pianta.

In questa situazione l'irregolarità in pianta comporta valori di massa eccitata da modi torsionali; questo comporta, indipendentemente dalle analisi numeriche, un comportamento poco prevedibile rispetto a situazioni di regolarità, in cui l'azione sismica si ripartisce fra i vari elementi in maniera proporzionale alla rigidezza degli elementi strutturali stessi. Un possibile criterio di intervento è quello di un ampliamento per ottenere una "regolarizzazione" dei modi di vibrare e, dunque, della risposta sismica dell'edificio stesso.

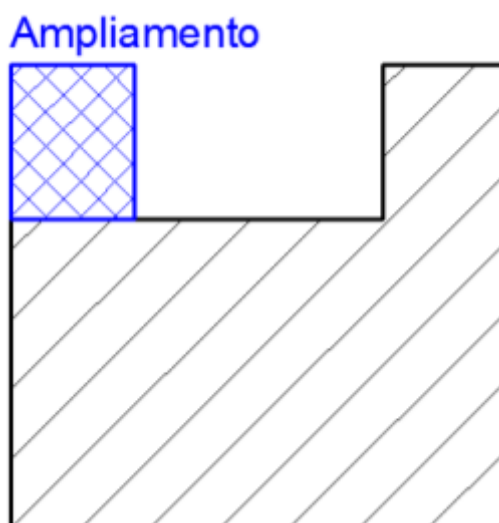


Figura 7.1.3 Esempio di edificio irregolare in pianta, possibile criterio di intervento per la regolarizzazione in pianta.

È frequente anche il caso in cui l'irregolarità è dovuta alla distribuzione degli elementi non strutturali, quali ad esempio le tamponature. In tal caso, innanzitutto, è necessario dotarsi di modelli strutturali realizzati contemplando anche questo tipo di elementi. Comunemente è possibile considerare le tamponature con semplici metodi "equivalenti", come ad esempio il metodo descritto nelle FEMA 273 "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", in cui vengono aggiunte delle bielle diagonali:

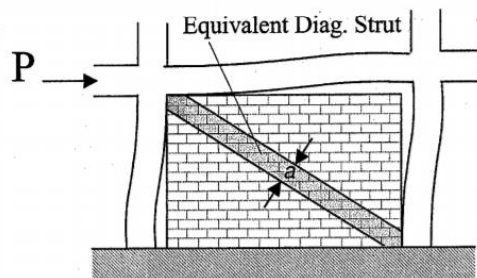


Figure 15. Equivalent diagonal strut.

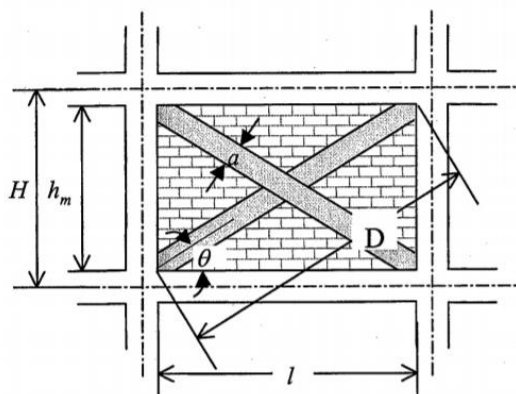


Figure 16. Strut geometry.

Figura 7.1.4 Modellazione dei tamponamenti, Fonte FEMA 273: "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings".

Utilizzando l'esempio della struttura resa regolare, possiamo notare che se si aggiunge al modello una distribuzione delle tamponature asimmetrica primo modo di vibrare risulterà avere di nuovo carattere torsionale:

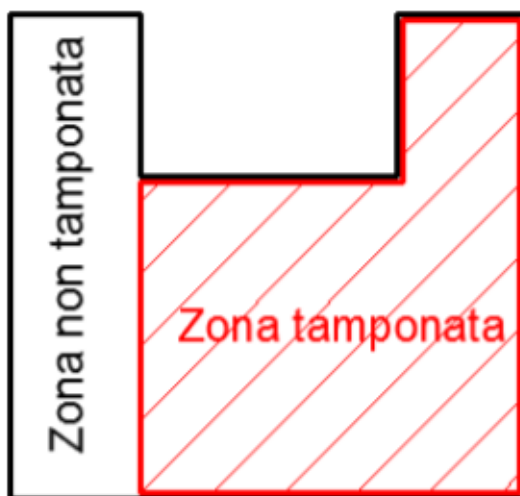


Figura 7.1.5 Esempio di edificio irregolare in pianta a causa della presenza dei tamponamenti.

In questo caso la riduzione dell'irregolarità degli edifici può essere effettuata mediante l'inserimento di nuovi elementi strutturali, come ad esempio pareti in c.a., e la modifica della distribuzione delle masse. Il metodo generale da seguire è basato sullo studio delle forme modali fondamentali dell'edificio.

7.1.2 RIDUZIONE DELLE MASSE

La riduzione delle masse consente la diminuzione delle azioni sugli elementi strutturali. Questa riduzione è tanto maggiore se la riduzione avviene ai piani più elevati dell'edificio: infatti l'azione sismica è proporzionale alle deformate modali, in particolare se si pensa alla deformata relativa al primo modo di vibrare, questa presenta uno spostamento maggiore in sommità.

Operativamente, oltre che alla rimozione di massetti pesanti, sostituzione di solai, demolizione di balconi, si può operare anche sulla destinazione d'uso dei vari livelli. Ad esempio la realizzazione di una copertura non praticabile, rispetto ad una con un carico variabile da abitazione, porta alla riduzione dei coefficienti di presenza della massa.

7.1.3 VARIAZIONI DI RIGIDEZZA E SMORZAMENTO DEL SISTEMA

Le variazioni di rigidità e smorzamento del sistema si possono realizzare mediante vari metodi. Nel caso in cui il periodo di vibrazione fondamentale sia vicino al limite inferiore del plateau, l'inserimento di pareti sismiche potrebbe portare, mediante un incremento della rigidità della struttura ed un conseguente calo del periodo proprio alla riduzione dell'ordinata spettrale, dell'azione sismica e alla conseguente diminuzione dello stato sollecitazione degli elementi esistenti.

Ma la variazione di rigidità più proficua consiste nell'isolamento sismico. L'isolamento sismico degli edifici nasce verso l'inizio degli anni '80 come una tecnica fortemente innovativa del settore dell'ingegneria antisismica, orientata ad ottenere prestazioni strutturali notevolmente superiori a quelle conseguibili in costruzioni progettate secondo i criteri antisismici ordinari. Nel corso degli anni '80 e nei primi anni '90 si è avuto un significativo sviluppo sia di studi e ricerche teoriche che di applicazioni ad edifici, essenzialmente di nuova costruzione. Numerose strutture isolate sono state realizzate negli USA, in Giappone e in Nuova Zelanda. In Italia, pur essendo molto vivo il dibattito scientifico, le applicazioni realizzate sono ancora poche. Un vero collaudo in sito, che ha dato un impulso all'utilizzo dei sistemi di isolamento, si è avuto negli eventi sismici di Northridge (1994) e Kobe (1995). In questi casi i risultati ottenuti sono stati esaltanti.

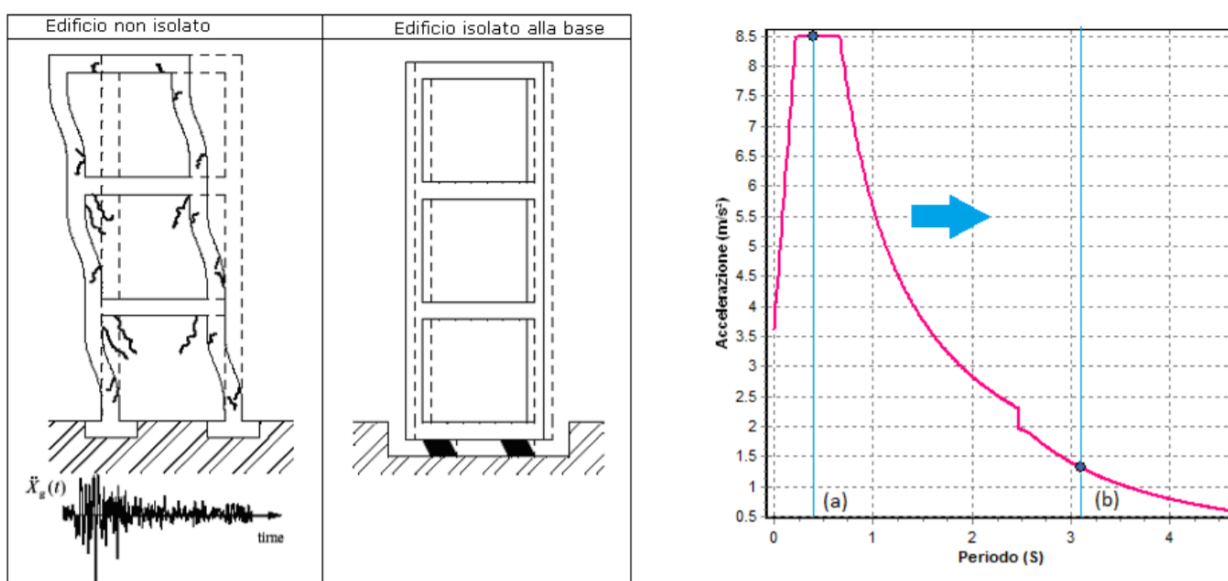


Figura 7.1.6 Principio di isolamento sismico ed effetto sullo spettro, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

L'inserimento degli isolatori consente di ottenere l'aumento del periodo proprio di vibrare della struttura per allontanarlo dalla zona dello spettro di risposta caratterizzato dalle accelerazioni massime.

L'utilizzo di isolatori inoltre agisce sullo smorzamento del sistema, migliorando ulteriormente la risposta alle azioni sismiche, come si può notare dal “salto” riportato nello spettro in corrispondenza del valore $0,8 T_{iso}$.

L'utilizzo degli isolatori sismici porta alla struttura interessata i seguenti benefici:

- la sensibile riduzione delle accelerazioni trasmesse dal sisma alla struttura;
- la riduzione degli spostamenti relativi d'interpiano.

Una struttura isolata correttamente non riporta alcun danno in seguito all'evento sismico. Ciò rende questo tipo di intervento particolarmente indicato, dove ci sono le giuste condizioni, nell'ambito degli edifici esistenti, i quali saranno portati dall'intervento ad essere sollecitati a condizioni simili a quelli della zona non sismica. L'intervento con gli isolatori sismici fa sì che la sovrastruttura possa lavorare in campo elastico e esula dal raggiungimento di particolari capacità dissipative degli elementi. L'isolamento sismico risulta essere l'intervento ideale soprattutto nei casi in cui la costruzione svolga funzioni importanti, come ad esempio gli ospedali, in quanto il livello di operatività durante l'evento risulta non compromesso. Nell'ambito delle strutture esistenti l'utilizzo di isolatori sismici è applicabile in funzione della configurazione strutturale in quanto è necessario identificare il livello al quale porre l'isolamento sismico, compatibilmente con le funzioni assegnate alla zona di edificio interessata.

Un altro approccio di intervento globale consiste nell'aggiunta di elementi strutturali di nuova realizzazione con lo scopo di far assorbire a quest'ultimi la maggior parte dell'azione sismica e di irrigidire la struttura intervenendo sui modi di vibrare della struttura. Generalmente questo tipo di nuovi elementi strutturali sono pareti dissipative, nel caso serva un notevole apporto di resistenza, altrimenti controventi metallici.

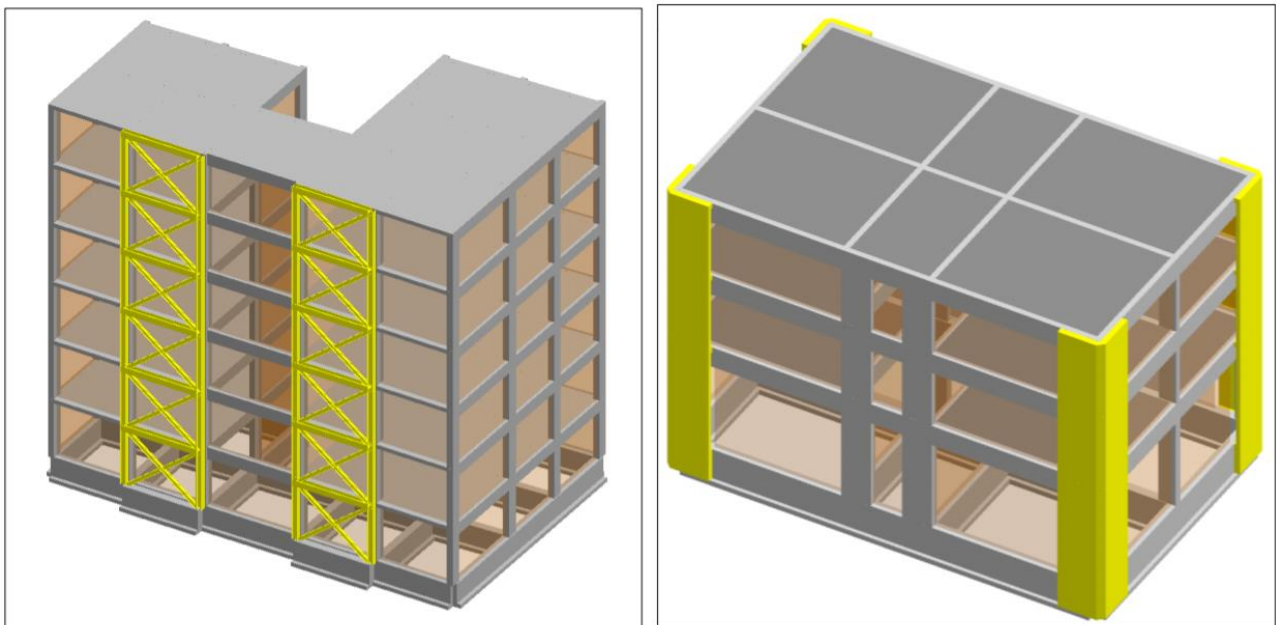


Figura 7.1.7 Esempi di interventi globali, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Queste tipologie di intervento, essendo interventi che modificano il comportamento globale, possono essere utilizzate anche per correggere irregolarità di comportamento, dunque, regolarizzazione dei modi o per ridurre le eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidezze.

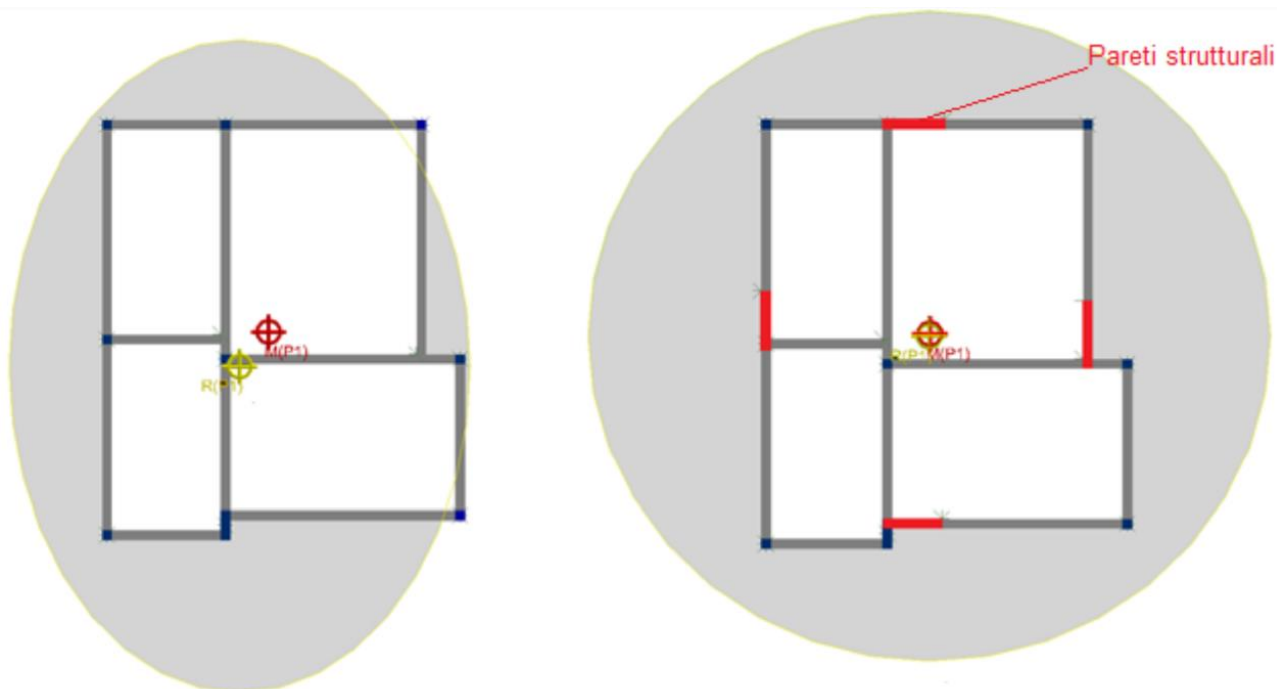


Figura 7.1.8 Centramento dei baricentri mediante l’inserimento di pareti strutturali, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

L’intervento riportato nella figura soprastante è rappresentativo di una situazione molto frequente in cui si ha un’eccentricità tra il baricentro delle masse, indicato in rosso, e il baricentro delle rigidezze indicato in giallo. È ben noto che l’azione sismica in termini di forze di inerzia si applica nel baricentro delle masse della struttura e questa reagisce con una reazione che può essere schematizzata come una forza passante per il baricentro delle rigidezze della struttura; l’eventuale distanza fra questi due baricentri porta inevitabilmente alla formazione di un momento torcente sulla struttura e ad un aggravio delle sollecitazioni sugli elementi strutturali. Una tecnica d’intervento tipica in questa situazione consiste nell’inserimento di pareti resistenti nelle due direzioni in modo da modificare la posizione del baricentro delle rigidezze (e leggermente anche delle masse).

Questa tipologia di intervento presenta anche effetti negativi dei quali bisogna tenere conto: infatti porta ad un aumento del carico sulle fondazioni, in particolare nelle zone adiacenti agli elementi aggiunti; è sicuro che gli elementi esistenti perdono parte della sollecitazione che sarebbe gravata su di essi in seguito al sisma, ma l’altra faccia della medaglia è che ciò che viene assorbito dai nuovi elementi deve comunque essere trasferito al suolo. Quindi, specialmente nel caso si intervenga inserendo pareti strutturali, sarà spesso necessario provvedere anche ad un rinforzo delle fondazioni.

La risposta ottimale di un edificio alle azioni sismiche si basa sulla presenza di impalcato infinitamente rigidi nel loro piano, in grado di distribuire le azioni sismiche a tutti gli elementi resistenti in maniera proporzionale alle loro rigidizze e di attivare la dissipazione mediante meccanismi globali.

La struttura per rispondere al meglio al sisma deve quindi avere un comportamento cosiddetto “scatolare”.

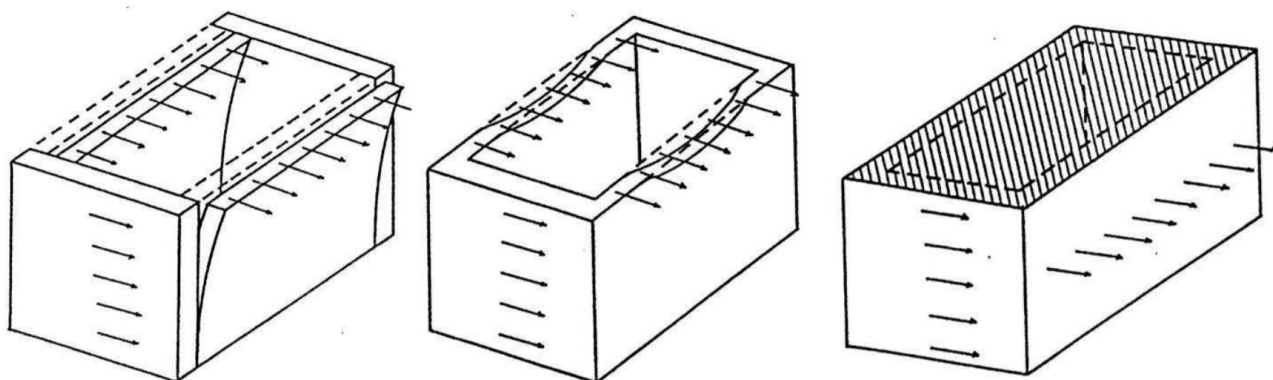


Figura 7.1.9 Esempio di comportamento scatolare, dato da un impalcato infinitamente rigido nel suo piano.

La riduzione dell'eccessiva deformabilità di orizzontamenti, è una soluzione da praticare in particolari casi in cui, avendo elaborato un modello che tenga conto della rigidezza dei solai, sia possibile effettuare confronti tra stato ante e post intervento. In particolare questo intervento è indicato per le strutture in muratura, in quanto la presenza di solai lignei non consente un'adeguata ripartizione delle forze. Dal punto di vista del comportamento dinamico, la presenza dell'impalcato rigido consente di eliminare i modi di vibrare locali.

7.2 INTERVENTI DI RINFORZO LOCALE

Un approccio alternativo di rinforzo strutturale riguarda l'intervento su singoli elementi strutturali isolati. Questo genere di interventi mira ad incrementare la resistenza e la duttilità degli elementi. Gli interventi descritti dalla Circolare Ministeriale del 2019 sono:

- Incamiciature in c.a.;
- Incamiciatura in acciaio;
- Rinforzi con materiali Fibrorinforzati (FRP).

Questi interventi possono essere realizzati su travi, pilastri e anche sui nodi strutturali. Anche se locali, questi interventi possono comunque influenzare il comportamento globale della struttura: in particolare le incamiciature in c.a., essendo basate sull'aumento delle dimensioni delle sezioni, influenzano sia la posizione dei baricentri, sia la rigidezza della struttura che la ripartizione delle forze se eseguiti solo su alcuni elementi strutturali. In maniera marginale, questo effetto è presente anche per le incamiciature in acciaio e il metodo CAM, mentre con l'utilizzo degli FRP ciò non avviene.

Questo tipo di interventi di consolidamento è comunque da applicare, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. Interventi su zone limitate dell'edificio vanno opportunamente valutati, in modo da non realizzare notevoli variazioni nella distribuzione di rigidezze, resistenze e masse.

Per la seguente trattazione si fa riferimento alla Circolare Ministeriale del 2019, ma anche ad altri documenti di comprovata validità quali la CNR-DT 200/2004, *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”* insieme al suo aggiornamento CNR-DT 200 R1 pubblicato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Inoltre si farà riferimento anche alle *“Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e ripartizioni”* pubblicate nel 2010 dalla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), indispensabili per la valutazione di un rinforzo con materiali fibrirrinforzati.

7.2.1 INCAMICIATURA IN C.A.

Per quanto riguarda l'incamiciatura in c.a., la Circolare Ministeriale del 2019 scrive a riguardo al capitolo C8.7.4.2.1:

“A pilastri o pareti possono essere applicate camicie di c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- *aumento della capacità portante verticale;*
- *aumento della resistenza a flessione e/o taglio;*
- *aumento della capacità in termini di deformazione;*
- *miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.*

Lo spessore delle “camicie” deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali e la realizzazione di uno spessore del copriferro adeguato. Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- *l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;*
- *il carico assiale si considera applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche;*
- *le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.”*

Dunque, chiarisce in quali verifiche si può tenere conto dell'incremento della resistenza dato dall'incamiciatura. Inoltre aggiunge:

“I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla intera sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative indicate, ridotte secondo le espressioni seguenti:

- *capacità in termini di resistenza a taglio:*

$$\tilde{V}_{Rd} = 0,9 V_{Rd}$$

- *capacità in termini di resistenza a flessione:*

$$\tilde{M}_{Rd} = 0,9 M_{Rd}$$

- *capacità in termini di deformabilità allo snervamento:*

$$\tilde{\vartheta}_y = 0,9 \vartheta_y$$

- *capacità in termini di deformabilità ultima:*

$$\tilde{\vartheta}_u = 0,9 \vartheta_u ”.$$

La norma impone di ridurre i valori di resistenza calcolati in questo modo per tenere conto delle incertezze che sono insite nell'incamiciatura e nelle ipotesi di calcolo fatte.

La realizzazione di incamiciature in c.a. può essere realizzata secondo varie configurazioni.

Per i pilastri, anche se sono reperibili in letteratura interventi di ringrosso parziale (ad esempio su due o tre lati), l'intervento è reso efficace dall'incremento dimensionale su tutti i lati della colonna. Esso consiste nel realizzare intorno all'elemento esistente (reso privo del copriferro) uno strato in c.a. inserendo armature longitudinali e trasversali. Le difficoltà di getto possono essere superate con l'uso di betoncino a ritiro compensato.

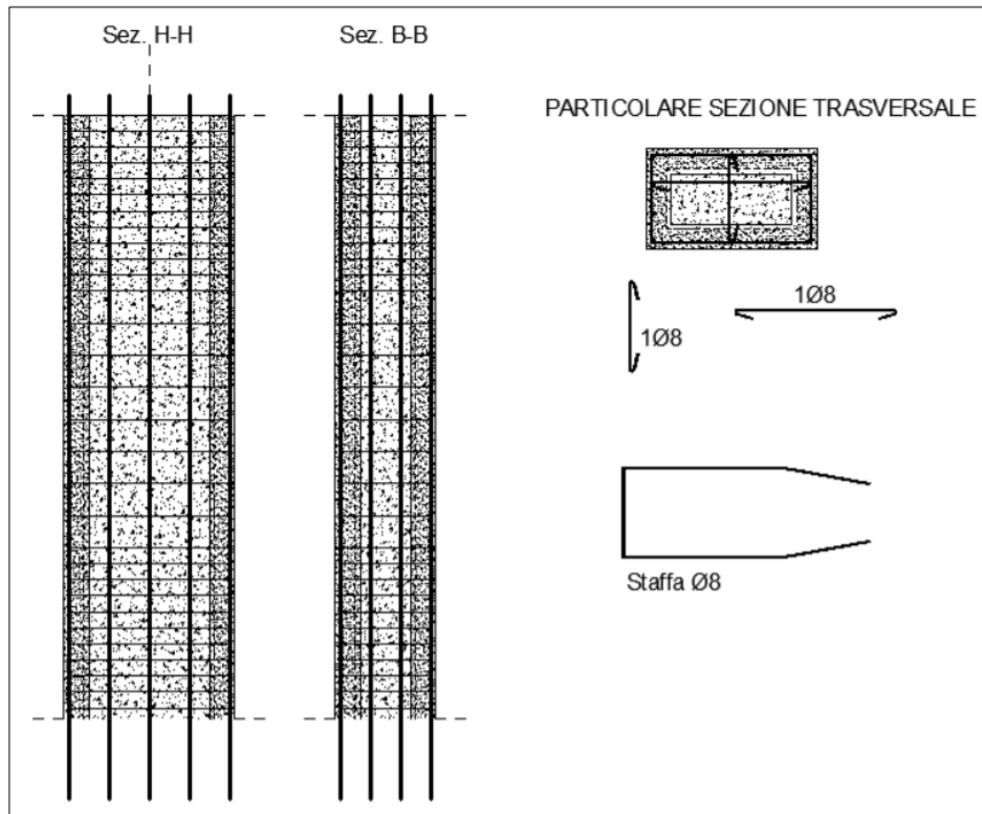


Figura 7.2.1 Esempio di Incamiciatura in c.a., Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Questo tipo di intervento è utile sia per aumentare la resistenza a taglio che quella a flessione, anche se la calibrazione tra i due effetti risulta difficile soprattutto in presenza di elevata armatura longitudinale esistente o grandi spessore di calcestruzzo aggiunto. Inoltre, mantenendo adeguati rapporti tra armature trasversali e longitudinali, è possibile ottenere anche incrementi di duttilità. La valutazione dell'incremento di resistenza può anche essere effettuata secondo le indicazioni semplificative della Circ. 617/2009.

Mediante questo tipo di rinforzo si ha un notevole incremento del diagramma a pressoflessione per un pilastro come si può vedere nell'immagine seguente:

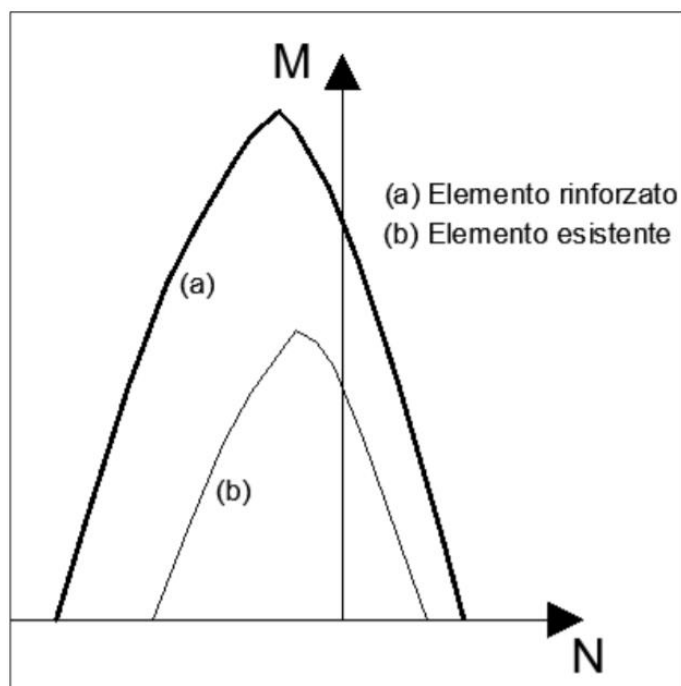


Figura 7.2.2 Diagramma N-M: Incamiciatura in c.a., Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Quindi questo intervento incrementa notevolmente la resistenza, ma rispetto ad altri interventi locali, è da tenere particolarmente d'occhio la posizione dei baricentri di rigidezze e masse: infatti un incremento delle sezioni può cambiare anche radicalmente il comportamento globale di tutta la struttura.

Applicato ai soli pilastri, il metodo consente di eliminare il comportamento “travi forti – colonne deboli”. L'intervento può essere realizzato anche solo per l'incremento della resistenza a taglio se le armature longitudinali, disposte come sole reggistaffe, non vengono ancorate agli elementi esterni al pilastro. Questo è un passaggio chiave in quanto nella maggior parte dei casi non si ha la possibilità di ancorarsi al solaio del piano superiore e del piano inferiore: in questo caso non si può tenere conto dell'incremento di resistenza a pressoflessione.

Estendendo l'allargamento al nodo travi-pilastro, è possibile, mediante l'inserimento di armature trasversali, effettuare anche il rinforzo del nodo. Il rinforzo del nodo può essere calcolato utilizzando le formulazioni valide per le nuove costruzioni contenute al capitolo 7 dell'NTC 2018:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{[V_{jbd} (b_j \cdot h_{jc})]}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

L'armatura inserita sarà tale da realizzare un efficace confinamento. L'intervento così realizzato, consente di creare il funzionamento indicato dal principio di gerarchia delle resistenze.

Questo tipo di intervento può essere utilizzato anche sulle travi. In particolare per creare delle nervature di travi “a spessore” o per aumentare le dimensioni delle travi di fondazione. A seconda del tipo di intervento si può incrementare la resistenza ai momenti positivi e negativi.

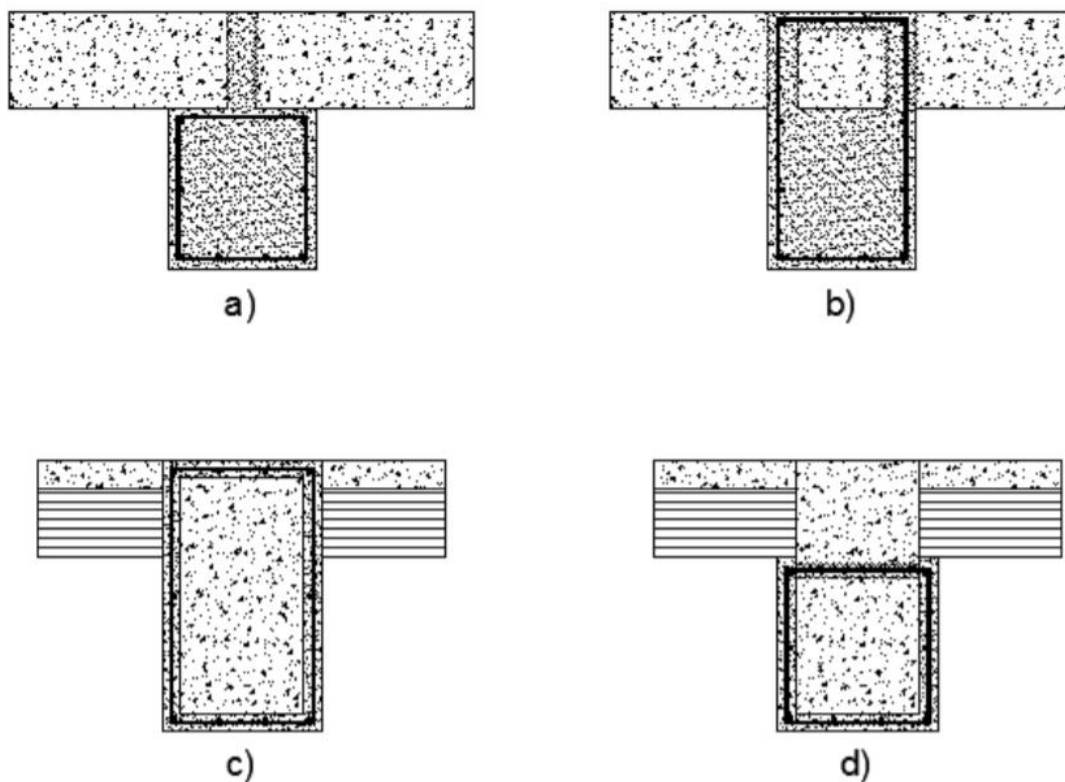


Figura 7.2.3 Tipologie di intervento sulle travi Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Gli interventi *tipo a* e *tipo b* possono essere utilizzati per realizzare una nervatura in travi in spessore, la differenza consiste nel fatto che il *tipo a* è consigliato per incrementare il momento positivo, mentre il *tipo b* per incrementare entrambi i momenti. A questo proposito si evidenzia che le strutture esistenti sono spesso carenti di armature all’intradosso all’incastro, in quanto solo con l’azione sismica delle recenti normative può avvenire un inversione dei momenti significativa. Si riporta anche l’immagine di un possibile rinforzo (*tipo e*) per una trave di fondazione.

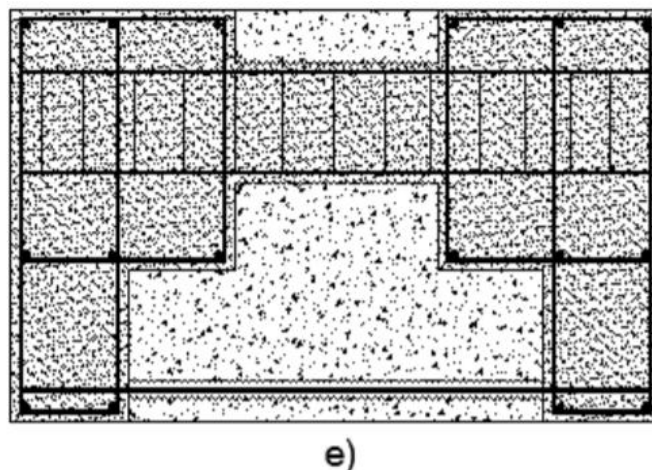


Figura 7.2.4 Incamiciatura Trave di Fondazione, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

7.2.2 INCAMICIATURA IN ACCIAIO

Per quanto riguarda l'incamiciatura in acciaio la Circolare Ministeriale del 2019 scrive al capitolo C8.7.4.2.2:

“Camicie in acciaio possono essere applicate principalmente a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- *aumento della capacità in termini di resistenza a taglio;*
- *aumento della capacità in termini di deformazione;*
- *miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione;*
- *aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento).*

Le camicie di acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure sono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari devono essere resi solidali al calcestruzzo esistente attraverso idonei dispositivi.”

Dunque, la norma chiarisce che, a differenza dell'incamiciatura in c.a., quella in acciaio non può aumentare la resistenza a flessione o pressoflessione degli elementi strutturali.

L'incamiciatura in acciaio consiste nel disporre degli angolari mediante malta strutturale o resina epossidica per poi saldare i calastrelli realizzati con piatti in direzione trasversale agli angolari. L'effetto del confinamento viene incrementato preriscaldando i calastrelli, che raffreddandosi inducono uno stato di pretensione trasversale.

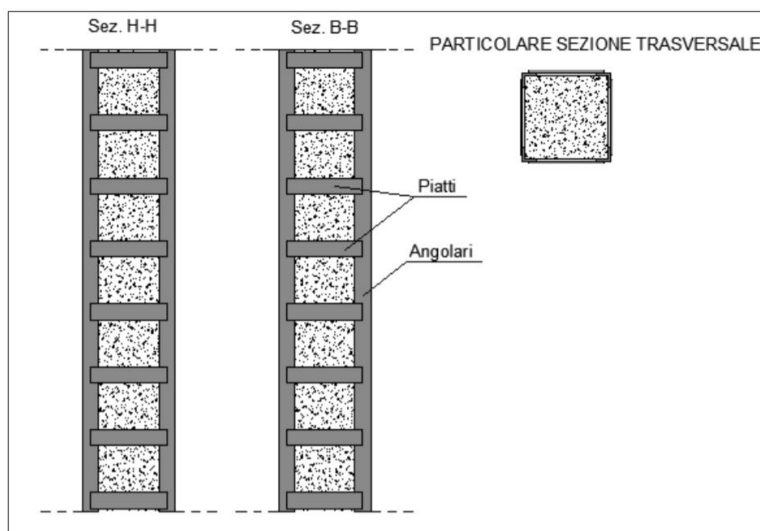


Figura 7.2.5 Intervento di incamiciatura in acciaio, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Per quanto riguarda la resistenza a flessione, essa è subordinata al grado di connessione degli angolari con gli elementi esterni; il motivo per il quale la Circolare non contempla questo incremento è che il dettaglio costruttivo dell'ancoraggio potrebbe essere non realizzato correttamente e inoltre il contributo come “armatura equivalente” degli angolari non è di facile modellazione, in quanto i fenomeni di scorrimento relativo con le sezioni in c.a. esistenti dipendono dall'interfaccia resina-calcestruzzo.

L'intervento, nell'ambito delle travi, può essere usato solo per il rinforzo a taglio, utilizzando metodi di ancoraggio che consentono di utilizzarlo come elemento sotto-solaio.

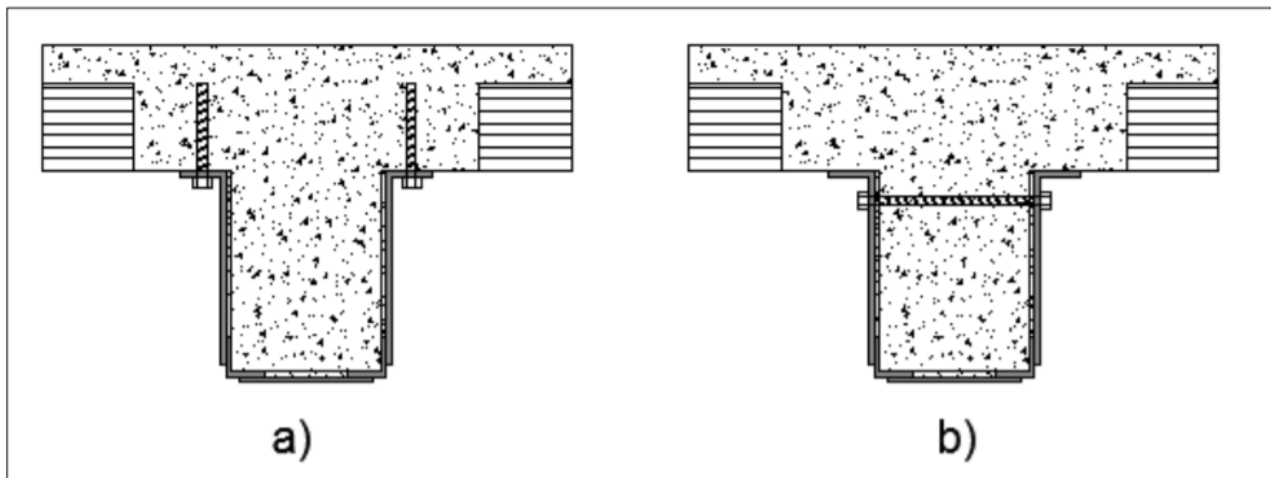


Figura 7.2.6 Incamiciatura in acciaio sulle travi, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Si va ora ad approfondire come si calcolano i vari incrementi di capacità generati da questo tipo di intervento.

Aumento della resistenza a Taglio

Per quanto riguarda il contributo della camicia alla capacità in termini di resistenza a taglio, questo può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

La Circolare Ministeriale del 2019 impone che la tensione nella camicia sia limitata al 50% del valore di snervamento, dunque l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva V_j offerta dalla camicia è riportata nella formula [C8.7.4.5] e vale:

$$V_j = 0,5 \cdot \frac{2t_j}{s} \cdot b \cdot f_{yw} \cdot 0,9d \cdot \cot\vartheta$$

nella quale d , t_j , b e s sono rispettivamente l'altezza utile della sezione trasversale dell'elemento incamiciato, lo spessore, la larghezza e interasse delle bande ($b/s=1$ nel caso di camicie continue), e f_{yw} è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio, ϑ è l'inclinazione delle fessure per taglio.

Rinforzo del Nodo

Mediante l'incamiciatura in acciaio è possibile effettuare anche un rinforzo del nodo. Questo rinforzo si basa sul calcolo delle tensioni principali agenti sul nodo, calcolate mediante le seguenti formule come indicato dalla Circolare Ministeriale del 2019:

- Per la resistenza a trazione [C8.7.2.11]:

$$\sigma_{jt} = \left\| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione [C8.7.2.12]:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0,5 f_c$$

Queste formule, vengono modificate dopo l'intervento dell'incamiciatura in acciaio nel seguente modo:

- Per la resistenza a trazione con incamiciatura d'acciaio:

$$\sigma_{jt} = \left\| \left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione con incamiciatura d'acciaio:

$$\sigma_{jc} = \left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} \leq 0,5 f_c$$

Dove:

$$\sigma_{or} = \frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}}$$

È importante sottolineare che questo genere di intervento può migliorare solamente lato trazione la resistenza del nodo, viceversa la presenza σ_{or} all'interno della tensione di compressione porta ad un aggravio delle condizioni e ad un peggioramento lato calcestruzzo.

In generale questo intervento può risultare utile per i nodi ai piani più elevati, sottoposti ad un minor sforzo normale in edifici esistenti in cui l'area dei nodi è piccola a causa della presenza di travi in spessore o sezioni ridotte dei pilastri.

Azione di confinamento

L'effetto di confinamento di una camicia di acciaio si valuta, come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali. Per le proprietà del calcestruzzo confinato possono essere impiegate espressioni di comprovata validità, come ad esempio le seguenti:

- Per la resistenza del calcestruzzo confinato:

$$f_{cc} = \left[1 + 3,7 \left(\frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right]$$

dove ρ_s è il rapporto volumetrico di armatura trasversale, pari a $\rho_s = 2(b + h) t_s / (b h)$ nel caso di camicie continue (t_s = spessore della camicia, b e h = dimensioni della sezione) e, invece pari a $\rho_s = 2 A_s (b + h) / (b h s)$ nel caso di bande discontinue (A_s = area trasversale della banda, s = passo delle bande), α_n ed α_s sono, rispettivamente, i fattori di efficienza del confinamento nella sezione e lungo l'elemento, dati da:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3 b h}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - hs}{2 b} \right) \left(1 - \frac{s - hs}{2 h} \right)$$

dove R è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari R può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi), b , h sono le dimensioni della sezione e hs è l'altezza delle bande discontinue (se la camicia è continua si assume $hs = s$).

- Per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 + 0,5 \frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}}$$

Inoltre la Circolare aggiunge:

“Le camicie di acciaio possono fornire un’efficace azione di “serraggio” nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

- *la camicia si prolunghi oltre la zona di sovrapposizione per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;*
- *nella zona di sovrapposizione la camicia sia mantenuta aderente in pressione contro le facce dell’elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;*
- *nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni siano disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l’altra ad un terzo dell’altezza di tale zona misurata a partire dalla base.”*

Metodo CAM

Alcuni dei limiti di questo tipo di intervento possono essere superati da un suo diretto discendente, del quale rappresenta un'evoluzione: il sistema CAM. Tale metodologia acronimo di “cucitura attiva dei manufatti” nacque inizialmente per le strutture in muratura, per poi essere esteso alle strutture intelaiate in c.a. alle quali conferisce elevate caratteristiche di duttilità. L'intervento con il sistema CAM viene realizzato posizionando ai vertici della sezione elementi presso-piegati ad “L” (ad ali uguali) in acciaio. I presso-piegati hanno la particolarità di presentare la superficie interna di contatto con il calcestruzzo irruvidita, mentre la superficie esterna è estremamente liscia per favorire il pretensionamento uniforme dei nastri posizionati successivamente. I nastri in acciaio sono ad alta resistenza con f_{yk} pari a circa 850 MPa e inoltre sono pretensionati in modo da indurre uno stato di confinamento all'elemento stesso.

Questi nastri possono essere sia a strati singoli o sovrapposti.

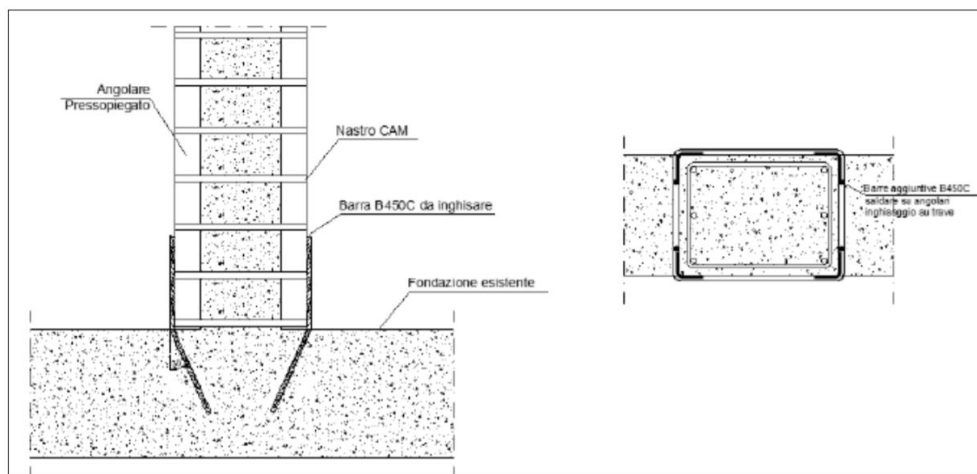


Figura 7.2.7 Particolare ancoraggio metodo CAM, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

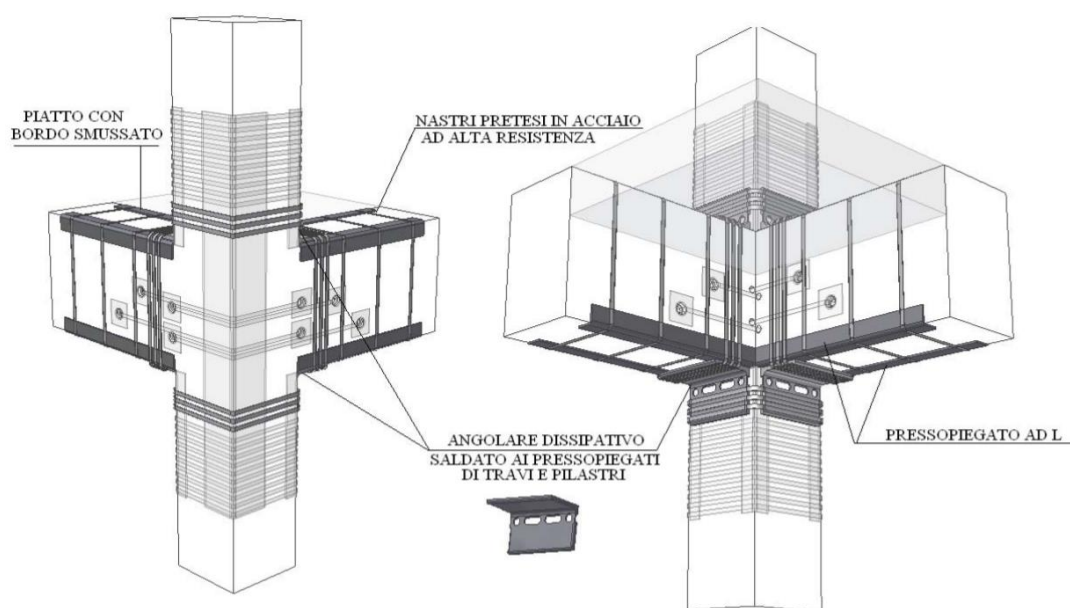


Figura 7.2.8 Rinforzo con metodo CAM, Fonte: ReLUIIS “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”.

7.2.3 RINFORZI CON MATERIALI FIBRORINFORZATI (FRP)

Per quanto riguarda il rinforzo con materiali fibrorinforzati la Circolare Ministeriale del 2019 scrive a riguardo nel capitolo C8.7.4.2.3:

“L’uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi di c.a. e finalizzato a conseguire i seguenti obiettivi:

- *aumento della resistenza a taglio di pilastri, travi, nodi trave-pilastro e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;*
- *aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate, purché si garantisca l’efficacia dell’ancoraggio nel tempo;*
- *un aumento della duttilità degli elementi monodimensionali, per effetto dell’azione di confinamento passivo esercitata dalle fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe.”*

Non fornisce ulteriori indicazioni se non che:

“Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con materiali compositi si possono adottare documenti di comprovata validità.”

Dunque, la Circolare chiarisce gli obiettivi che si possono perseguire mediante un rinforzo con FRP, ma non specifica come calcolare questo rinforzo.

Per il calcolo degli incrementi di resistenza si fa riferimento alla CNR-DT 200 del 2004, *“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”* ed alla sua revisione CNR-DT 200 R1 del 2013, *“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.”*

Si procede ora con una descrizione delle caratteristiche dei materiali Fibrorinforzati, delle proprietà meccaniche e del calcolo degli incrementi di resistenza in seguito al rinforzo.

Caratteristiche dei materiali Fibrorinforzati

I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. Questi materiali trovano largo impiego nel consolidamento e nel rinforzo delle strutture civili e i loro vantaggi sono molteplici: leggerezza, elevate proprietà meccaniche, caratteristiche anticorrosive.

Inoltre presentano il vantaggio che la loro applicazione non comporta aumenti di spessore degli elementi strutturali, né incrementi di rigidità. I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: esse vanno dalle lamine pultruse, utilizzate per il rinforzo di elementi dotati di superfici regolari, ai tessuti bidirezionali che possono essere invece facilmente adattati alla forma dell'elemento da rinforzare prima della fase di impregnazione. Possono essere usati anche per il rinforzo dei nodi, in questo caso il tipo di tessuto che si utilizza è quadriassiale. I compositi si adattano bene anche ad applicazioni in cui è necessario preservare le caratteristiche estetiche della struttura originaria, come edifici di interesse storico o artistico, o in casi in cui i rinforzi tradizionali sarebbero di difficile applicazione per limitatezza dello spazio a disposizione.

I materiali compositi presentano le seguenti caratteristiche:

- sono costituiti da due o più materiali (fasi) di natura diversa e “macroscopicamente” distinguibili;
- almeno due delle fasi presentano proprietà fisiche e meccaniche “sufficientemente” diverse tra loro, in modo da impartire al composito proprietà differenti da quelle dei costituenti.

Si tratta di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale, che tuttavia possono generare problemi di accoppiamento con altri materiali, aspetto quest'ultimo da doversi sempre valutare con molta attenzione.

È conveniente, ai fini dell'esame delle loro proprietà, distinguere i compositi fibrorinforzati in due categorie principali, indipendentemente dalla tecnologia di produzione:

- monostrato (lamina);
- multistrato (laminati).

I laminati sono materiali costituiti da strati di qualche decimo di millimetro di spessore (detti lamine) sovrapposti tra loro. Nel caso più semplice, le fibre sono contenute esclusivamente nel piano della lamina, quindi non sono presenti fibre disposte perpendicolarmente a tale piano. Le dimensioni dei laminati sono intermedie fra quelle delle fibre di rinforzo e quelle delle strutture di interesse ingegneristico. Esiste anche una particolare classe di compositi multistrato, detti laminati ibridi, in cui le singole lamine sono composte da fibre di natura differente (ad es. compositi a matrice epossidica con fibre sia di carbonio che aramidiche per ottenere un composito rigido e tenace) o da materiali differenti (ad esempio i compositi a strati alternati di resina epossidica con fibre aramidiche e di alluminio).

Il principale vantaggio dei laminati è rappresentato dalla massima libertà nella disposizione delle fibre, pur essendo ovviamente richiesto un controllo sistematico sulle scelte operate e quindi sulle proprietà del materiale composito; questa massima libertà nella disposizione delle fibre è dovuta proprio alla così elevata capacità prestazionale di questi elementi che permettono loro di avere dimensioni così ridotte. Si riporta la tabella 2-2 contenuta nella CNR-DT 200 del 2004 che chiarisce questo aspetto cruciale per i materiali fibrorinforzati.

Tabella 2-2 – Scala dei compositi fibrosi a matrice polimerica.

	dimensioni rappresentative							
	pm	nm	μm	mm	m	km		
Atomo	*	*						
Molecole polimeriche		*	*					
Polimeri biologici			*	*				
Cristalliti			*	*				
Sferuliti			*	*				
Diametro delle fibre				*				
Spessore lamina				*	*	*		
Spessore laminati					*	*		
Lunghezza laminati					*	*	*	
Strutture						*	*	*

Figura 7.2.9 Tabella 2-2, Dimensioni rappresentative dei compositi fibrosi, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

Le lamine sono in generale dei materiali anisotropi e conseguentemente la descrizione delle loro proprietà meccaniche dipende dalla scelta del sistema di riferimento, in genere gli assi del riferimento vengono fatti coincidere con quelli di simmetria del materiale.

Si riporta l'immagine degli assi di riferimento per un rinforzo unidirezionale.

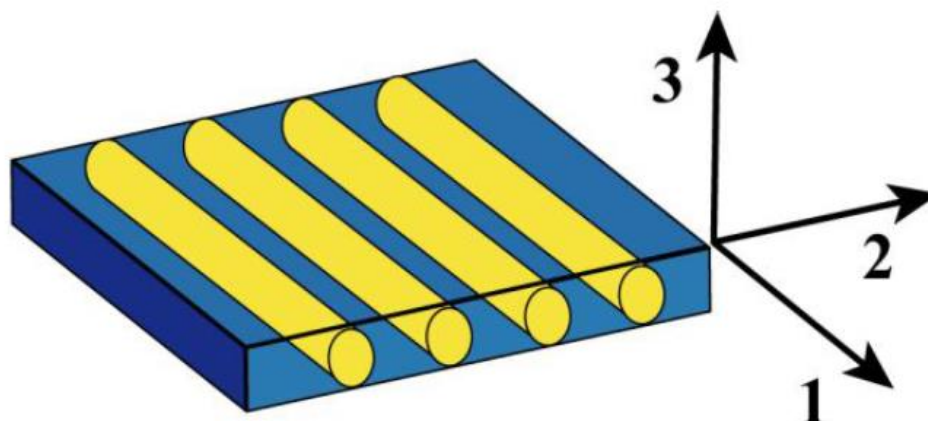


Figura 7.2.10 Assi di riferimento per lamina unidirezionale, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

Il rapporto tra i valori delle proprietà di un materiale composito nelle diverse direzioni è definito grado di anisotropia; per il caso dei laminati unidirezionali si riportano alcuni valori indicativi del grado di anisotropia delle principali proprietà che interessano la loro progettazione: quali il modulo elastico, il modulo tangenziale lo sforzo di rottura e il coefficiente di dilatazione termica.

Tabella 2-3 – Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati (valori indicativi).

	E_1/E_2	E_1/G_{12}	σ_{r1}/σ_{r2}	α_1/α_2
Carburo di silicio/ceramica	1.09	2.35	17.8	0.93
Boro/alluminio	1.71	5.01	11.6	0.30
Carburo di silicio/alluminio	1.73	5.02	17.0	0.52
Vetro-S/epossidica	2.44	5.06	28.0	0.23
Vetro-E/epossidica	4.42	8.76	17.7	0.13
Boro/epossidica	9.27	37.40	24.6	0.20
Carbonio/epossidica	13.60	19.10	41.4	-0.07
Arammide/epossidica	15.30	27.80	26.0	-0.07

Figura 7.2.11 Tabella 2-3, Grado di anisotropia di laminati unidirezionali, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

I materiali compositi possono essere più resistenti e, almeno nel caso dei compositi a fibra di carbonio, più rigidi dei materiali da costruzione tradizionali. Conseguentemente, quando per uno specifico progetto, il peso della struttura diventa rilevante, i compositi possono risultare molto utili a causa della loro minore densità. La resistenza specifica, ovvero il rapporto fra resistenza e densità, dei compositi può assumere valori fino a quattro volte superiori rispetto a quelli esibiti dai materiali tradizionali, mentre il loro modulo di elasticità normale specifico, rapporto fra modulo e densità, può valere fino al doppio. Ciò significa che, a parità di rigidezza, una struttura di materiale composito può arrivare a pesare circa la metà di un'altra realizzata con un materiale da costruzione tradizionale.

La natura delle fasi che costituiscono il composito contribuisce in maniera determinante alla formazione delle proprietà finali del materiale. Tuttavia, per ottenere un composito ad elevata resistenza meccanica, non è sufficiente utilizzare fibre resistenti: è anche indispensabile garantire una buona adesione tra la matrice ed il rinforzo.

L'adesione viene di solito promossa mediante l'impiego di un terzo componente, il quale, applicato in strato molto sottile sulla superficie delle fibre, la rende compatibile con la matrice organica. Tale trattamento superficiale del rinforzo comporta la presenza di una terza fase intermedia tra la matrice e le fibre, detta interfaccia o interfase. L'interfaccia consiste normalmente in uno strato molto sottile, spesso monoatomico, localizzato alla superficie del rinforzo, le cui caratteristiche, pur non contribuendo direttamente alle proprietà meccaniche globali del composito, sono tuttavia fondamentali per il successo del sistema complessivo nelle applicazioni strutturali.

In generale il dettaglio dei meccanismi chimico-fisici che determinano l'adesione tra fibra e matrice è delegato al produttore del materiale e non al progettista, ma è importante avere piena comprensione del problema in quanto la mancanza di adesione tra fibre e matrice è una delle cause principali di cedimento strutturale dei materiali compositi.

Riassumendo quando appena descritto un generico materiale composito è costituito da:

- 1) FASE DISPERSA: Fibre di rinforzo (fibre di vetro, fibre di carbonio ...);
- 2) FASE CONTINUA: Matrice Polimerica (resine termoindurenti, resine epossidiche ...);
- 3) INTERFASE: Trattamento superficiale applicato sulla fase dispersa per garantire l'adesione.

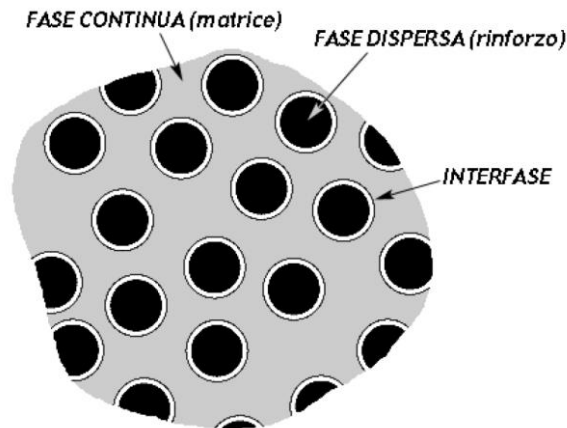


Figura 7.2.12 Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

I principali tipi di fibre usati per la produzione di materiali compositi sono le fibre di vetro, di carbonio e le fibre aramidiche. La particolare geometria filiforme conferisce a tali materiali caratteristiche di rigidità e di resistenza molto più elevate di quelle possedute dagli stessi materiali quando siano utilizzati in configurazione tridimensionale: ciò è dovuto alla minore densità di difetti che è tipica della loro configurazione monodimensionale rispetto a quest'ultima.

Le fibre sono costituite da filamenti continui molto sottili e quindi difficili da manipolare singolarmente; per tale motivo esse sono disponibili commercialmente in varie forme:

- filamento (*monofilament*): elemento base con dimensioni di circa 10 μm di diametro;
- cavo di filatura (*tow*): è il prodotto della macchina di filatura ed è costituito da un fascio formato da un gran numero di filamenti, praticamente senza torsione, destinato ad essere filato, ritorto o strappato per l'utilizzazione sotto forma di fibra discontinua;
- filo o filato (*spun yarn*): filo formato da fibre tenute insieme da torsione;
- filo assemblato (*roving*): fascio costituito da filati assemblati parallelamente senza torsione.

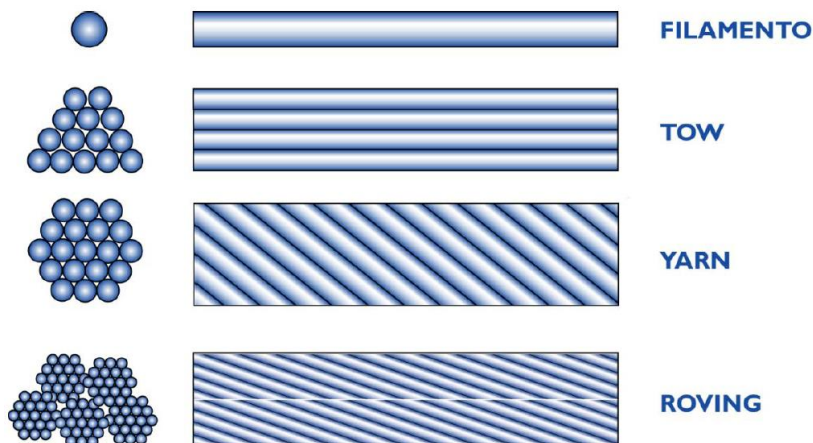


Figura 7.2.13 Tipologie di Fibre, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

Proprietà meccaniche dei materiali fibrorinforzati

Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidezza, mentre la matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre ed eventualmente tra queste ultime e l'elemento strutturale a cui il composito è stato applicato. La maggior parte dei compositi è costituita da fibre che posseggono una elevata resistenza e rigidezza, mentre la loro deformazione a rottura è inferiore a quella della matrice.

Dunque, esattamente come avviene per la muratura o per altri elementi strutturali costituiti dall'interazione fra due materiali con caratteristiche meccaniche differenti, la rottura del materiale composito avviene quando si raggiunge la minore delle due deformazioni a rottura. Si riporta un grafico qualitativo che esprime chiaramente questo concetto.

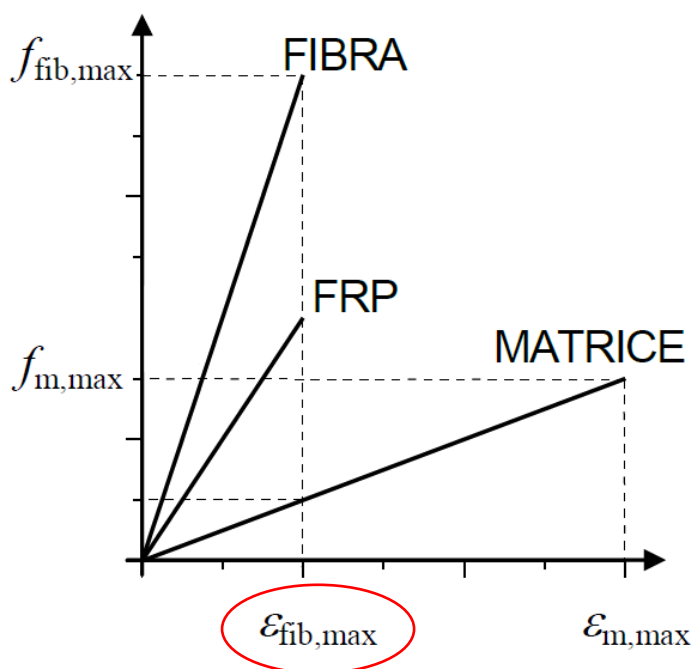


Figura 7.2.14 Legami costitutivi di Fibre, Matrice e corrispondente composito, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

Come si può osservare nell'immagine soprastante, la retta che rappresenta il comportamento della fibra ha una pendenza molto elevata in quanto il suo modulo elastico è molto elevato; la matrice, al contrario, presenta una rigidezza inferiore a quella delle fibre, dunque la retta è meno pendente, ma perviene a rottura in corrispondenza di una deformazione $\epsilon_{m,max}$ notevolmente maggiore di quella delle fibre.

Il materiale composito FRP presenta una rigidezza intermedia fra quella dei due materiali e una deformazione a rottura coincidente con quella di rottura delle fibre $\epsilon_{f,max}$ in quanto, superata tale deformazione, non sarebbe più possibile un completo trasferimento degli sforzi dalle fibre alla matrice. Ovviamente il comportamento in termini di rigidezza del materiale composito dipende anche dalla frazione volumetrica delle fibre presenti all'interno del materiale.

Come descritto in precedenza, le fibre presentano caratteristiche di resistenza molto elevate rispetto ai tradizionali materiali da costruzione, come mostrato nella seguente tabella il confronto.

Tabella 2-1 – Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione (valori indicativi).

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ε_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm ³]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	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	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Figura 7.2.15 Tabella 2-1 di confronto fra le proprietà delle varie fibre di rinforzo, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

In particolare, si può notare come la resistenza a trazione delle fibre sia di un ordine di grandezza superiore rispetto a quella dell'acciaio da costruzione tradizionale.

Capacità di calcolo

La CNR-DT 200 del 2013 definisce la capacità di calcolo dell'elemento Fibrorinforzato esprimibile con la seguente relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; a_{d,i}\}$$

Dove:

- $R\{ \}$ rappresenta un'opportuna funzione riconducibile allo specifico modello meccanico considerato (ad esempio quello per la flessione, per il taglio, per l'ancoraggio);
- γ_{Rd} è un coefficiente parziale che tiene conto delle incertezze insite nel suddetto modello;
- $X_{d,i}$ sono i valori di calcolo dei materiali FRP e dei materiali preesistenti;
- $a_{d,i}$ sono i valori nominali dei parametri geometrici chiamati in causa nel modello.

Inoltre, aggiunge:

“Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche.”

Coefficienti parziali di sicurezza

Riguardo i coefficienti parziali di sicurezza la CNR distingue i coefficienti parziali per i materiali γ_m e quelli per i modelli di resistenza γ_{Rd} .

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i materiali γ_m la CNR scrive:

“Nei riguardi degli Stati Limite Ultimi al coefficiente parziale $\gamma_m = \gamma_f$ dei materiali FRP può essere attribuito il valore 1.10. Per il solo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto sono invece suggeriti valori di $\gamma_m = \gamma_{f,d}$ variabili, a giudizio del progettista, da 1.20 a 1.50 in funzione della maggiore o minore possibilità di prevedere, per la specifica applicazione, l’effettivo comportamento del composito nei riguardi del distacco dal supporto. A tal riguardo possono contribuire i risultati di indagini sperimentali condotte dal Produttore e/o dal Fornitore, ovvero appositamente e preventivamente eseguite nell’ambito della specifica applicazione.”

Tabella 3-2 – Coefficienti parziali γ_m per i materiali ed i prodotti.

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A ⁽¹⁾	Applicazione tipo B ⁽²⁾
Rottura	γ_f	1.10	1.25
Delaminazione	$\gamma_{f,d}$	1.20	1.50

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

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

Figura 7.2.16 Tabella 3-2 Coefficienti parziali γ_m , Fonte: CNR-DT 200 del 2004.

Mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per i modelli di resistenza γ_{Rd} riporta la seguente tabella:

Tabella 3-1 – Coefficienti parziali γ_{Rd} .

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

Figura 7.2.17 Tabella 3-1 Coefficienti parziali γ_{Rd} , Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Inoltre, in funzione delle condizioni di esposizione e del tipo di materiale scelto per le fibre di FRP, la CNR definisce degli ulteriori coefficienti riduttivi delle caratteristiche del materiale: i fattori di conversione ambientale η_a . Gli FRP infatti, basando il loro funzionamento sull’incollaggio e l’aderenza con il calcestruzzo, risentono del calore e della presenza di ambienti aggressivi.

Tabella 3-2– Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

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

Figura 7.2.18 Tabella 3-2 fattori di conversione ambientale η_a , Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

La CNR definisce anche i fattori di conversione per effetti di lunga durata η_1 .

Tabella 3-3 – Fattore di conversione per effetti di lunga durata η_1 per vari sistemi di FRP (carichi di esercizio).

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	η_1
Carico di lungo termine	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico	Tutte	0.50

Figura 7.2.19 Tabella 3-2 fattori di conversione per effetti di lunga durata η_1 , Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Rinforzo di strutture in c.a.

Meccanismi di distacco del supporto - Delaminazione

Nello studio dell'applicazione di un nuovo materiale assume un'importanza fondamentale la comprensione dei meccanismi di crisi che ne interessano l'applicazione. Nel caso degli interventi di rinforzo su elementi di calcestruzzo mediante lamine o tessuti di materiale FRP il ruolo dell'aderenza tra calcestruzzo e composito assume un ruolo fondamentale in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile e, nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze, tale meccanismo di crisi non deve precedere il collasso per flessione o per taglio dell'elemento rinforzato.

La perdita di aderenza tra composito e calcestruzzo, detta delaminazione, può riguardare sia il sistema di rinforzo applicato all'intradosso di travi di c.a., nel caso di rinforzo a flessione, che quello applicato sulle facce laterali (usualmente tessuti), nel caso di rinforzo a taglio. In linea di principio il distacco del composito dal supporto può prodursi all'interno dell'adesivo, tra calcestruzzo ed adesivo, nel calcestruzzo o all'interno del rinforzo (ad esempio tra strati sovrapposti di composito). Nel caso di rinforzi posti correttamente in opera, poiché la resistenza a taglio dell'adesivo è in genere molto più elevata di quella del calcestruzzo, la rottura si produce all'interno di quest'ultimo con asportazione di uno strato di materiale di spessore variabile da pochi millimetri fino ad interessare l'intero copriferro.

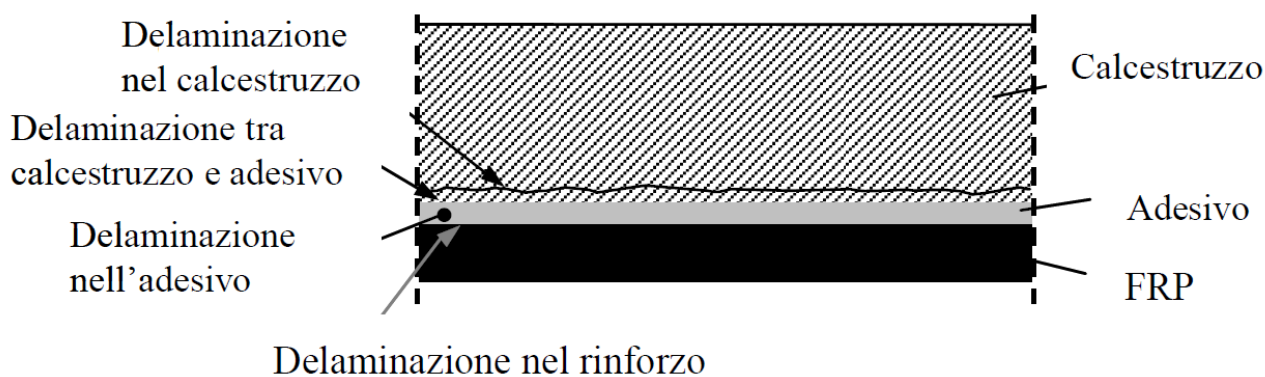


Figura 7.2.20 Perdite di aderenza fra rinforzo e calcestruzzo, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

I principali modi di crisi di elementi strutturali rinforzati con FRP a causa del fenomeno del distacco dal supporto sono le seguenti:

- **Modo 1 - Distacco di estremità:** Le zone terminali del rinforzo, chiamate ad assolvere ad una funzione di ancoraggio del composito al supporto, sono soggette ad elevate tensioni tangenziali di interfaccia. Generalmente tali zone hanno una lunghezza di circa $100 \div 200$ mm. Nel caso particolare di rinforzo con lamine, la rigidità flessionale posseduta da queste ultime può indurre anche significative tensioni di trazione in direzione normale all'interfaccia, dette tensioni di *peeling*; tali tensioni possono penalizzare sensibilmente il valore massimo della concomitante tensione tangenziale rispetto a quello da modo II di frattura. Il modo di collasso per distacco alle estremità del rinforzo è particolarmente fragile.

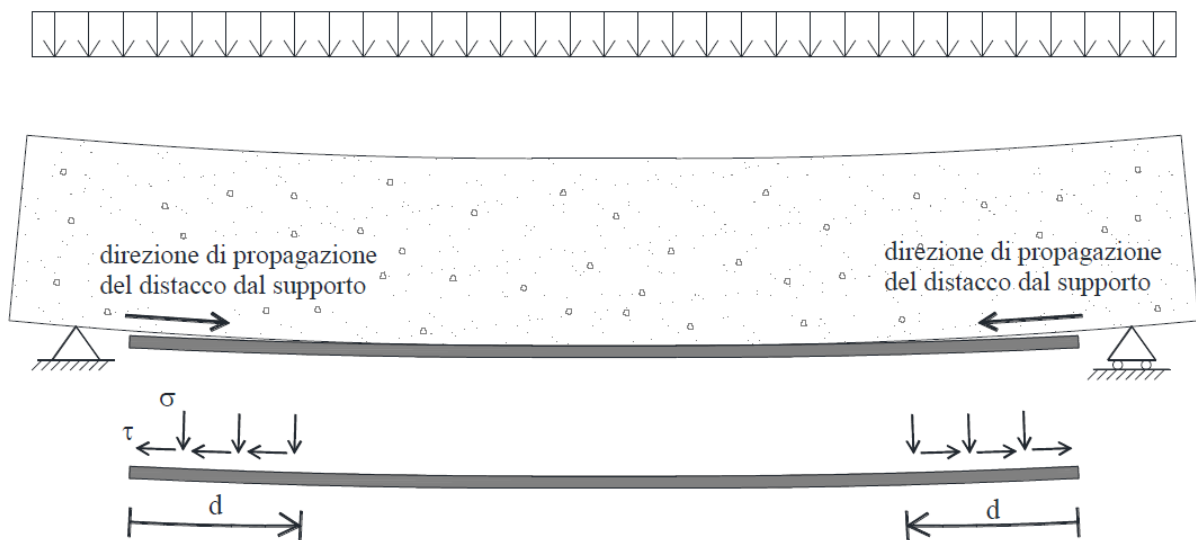


Figura 7.2.21 Distacco alle estremità del rinforzo, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.

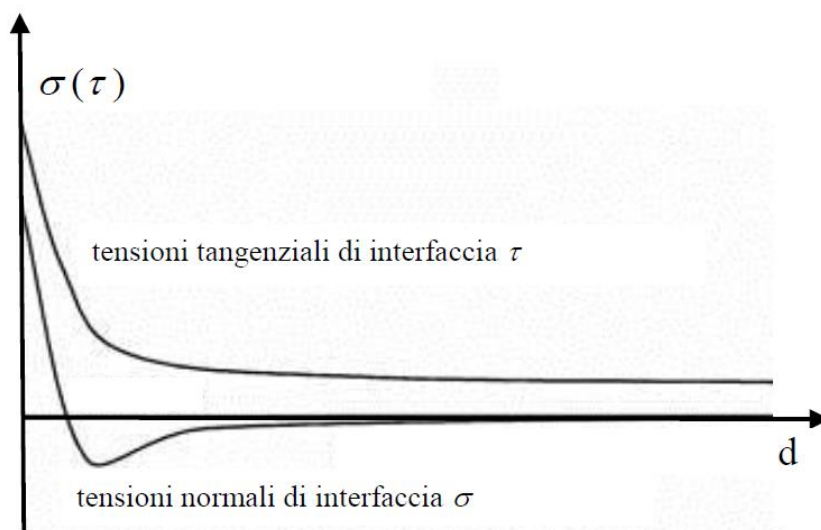


Figura 7.2.22 Tensioni di *Peeling*, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.

- **Modo 2 - Distacco causato da fessure per flessione nella trave:** Le discontinuità prodotte nel supporto da fessure trasversali a carico del calcestruzzo teso generano con-centrazioni di tensione all'interfaccia calcestruzzo-FRP che possono innescare il distacco completo o parziale del rinforzo. Le fessure possono essere ortogonali all'asse della trave, nel caso di prevalenza della sollecitazione flessionale, ovvero inclinate, nel caso di sollecitazione combinata di flessione e taglio.

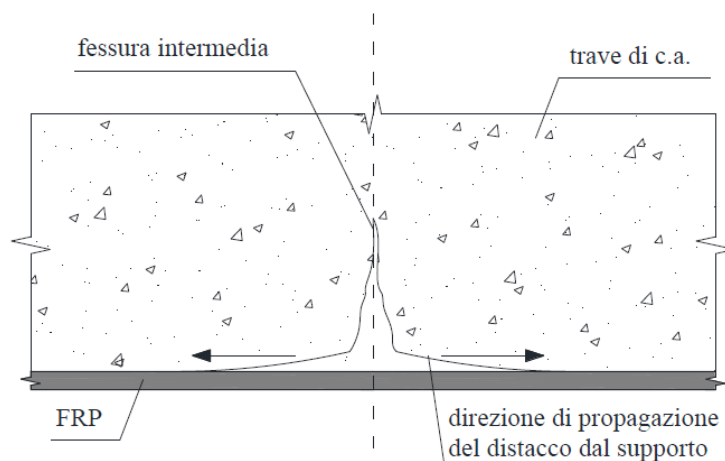


Figura 7.2.23 Distacco a partire da fessure trasversali nel calcestruzzo, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.

- **Modo 3 - Distacco causato da fessure diagonali da taglio:** Quando la sollecitazione da taglio è prevalente rispetto a quella flessionale, si produce uno spostamento relativo tra le facce delle fessure inclinate. La componente verticale dello spostamento mobilita, all'interfaccia calcestruzzo-FRP, sforzi di trazione particolarmente elevati con conseguente possibilità di innescare il distacco dal supporto. Studi sperimentali hanno dimostrato che il distacco si manifesta anche in presenza di staffe, sia che esse lavorino in fase elastica o in fase plastica. Il suddetto modo di collasso è tipico delle prove di laboratorio del tipo *four point bending* (flessione a 4 punti). Si produce, invece, meno frequentemente in situazioni di carico trasversale ripartito. Per travi con debole armatura a taglio, ma fortemente rinforzate (ad esempio con lamine di larghezza confrontabile con la larghezza della trave), il distacco si innesca generalmente in corrispondenza della sezione terminale del rinforzo, per effetto delle tensioni da *peeling*.

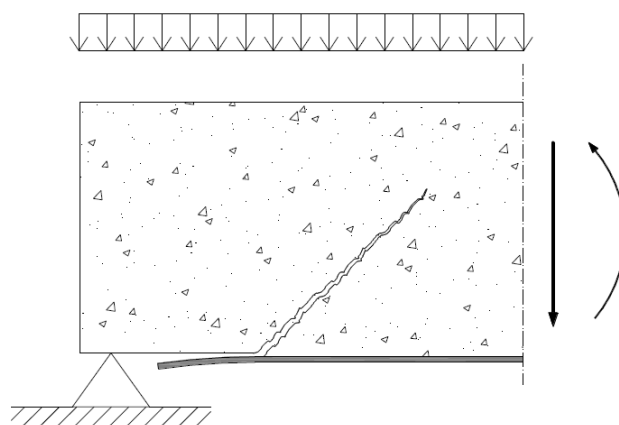


Figura 7.2.24 Distacco causato da fessure diagonali da taglio, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.

- **Modo 4 - Distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo:** Il distacco localizzato dovuto ad irregolarità superficiali del substrato di calcestruzzo può propagarsi e provocare il distacco completo del rinforzo. Tale modo di rottura può essere evitato introducendo opportuni accorgimenti per regolarizzare la superficie di applicazione del rinforzo.

Dunque, i modi di collasso per delaminazione di lamine o tessuti utilizzati per il rinforzo a flessione possono essere riassunti nelle seguenti quattro categorie, illustrate nell'immagine seguente:

- Modalità 1 (Delaminazione di estremità);
- Modalità 2 (Delaminazione intermedia, causata da fessure per flessione nella trave);
- Modalità 3 (Delaminazione causata da fessure diagonali da taglio);
- Modalità 4 (Delaminazione causata da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo).

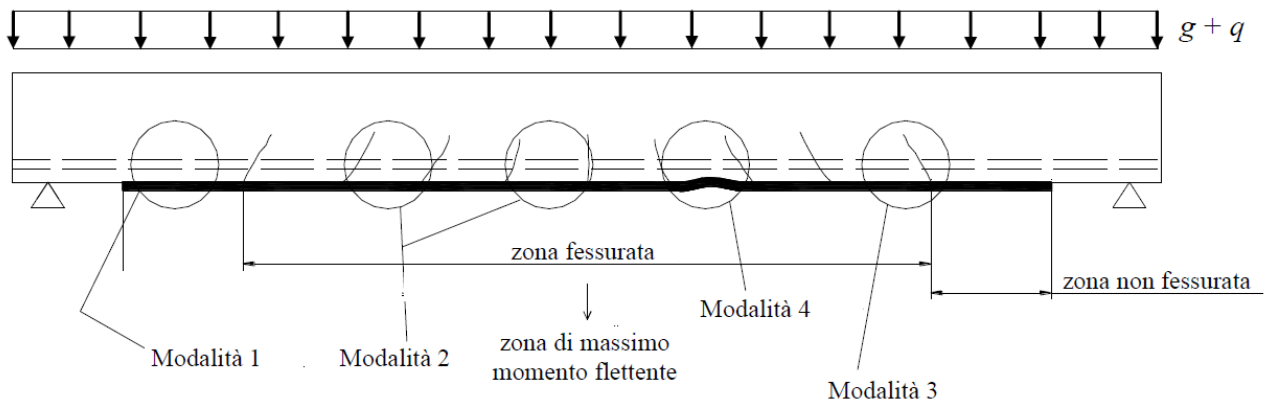


Figura 7.2.25 Modalità di rottura per Delaminazione, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Nei calcoli si fa riferimento esclusivamente alle modalità 1 e 2 in quanto sono le modalità di rottura più frequenti, dunque per entrambi questi modi di rottura si calcolerà una tensione di delaminazione massima e si dovrà verificare che la tensione che si scambiano il calcestruzzo e il rinforzo sia inferiore alle due tensioni limite calcolate.

Si procede ora illustrando come determinare i parametri fondamentali per il calcolo dell'incremento di resistenza dato da un intervento di rinforzo con FRP; i parametri in questione sono:

- 1) Lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto l_{ed} ;
- 2) Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} ;
- 3) Resistenza allo stato limite ultimo per distacco (modalità 1) $f_{fd,1}$;
- 4) Resistenza allo stato limite ultimo per distacco (modalità 2) $f_{fd,2}$

Verifiche di sicurezza nei confronti del distacco del supporto

1) Calcolo della lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto l_{ed}

La verifica di sicurezza nei confronti della crisi per distacco dal supporto richiede per la verifica allo stato limite ultimo la valutazione della massima forza trasmissibile dal calcestruzzo al rinforzo.

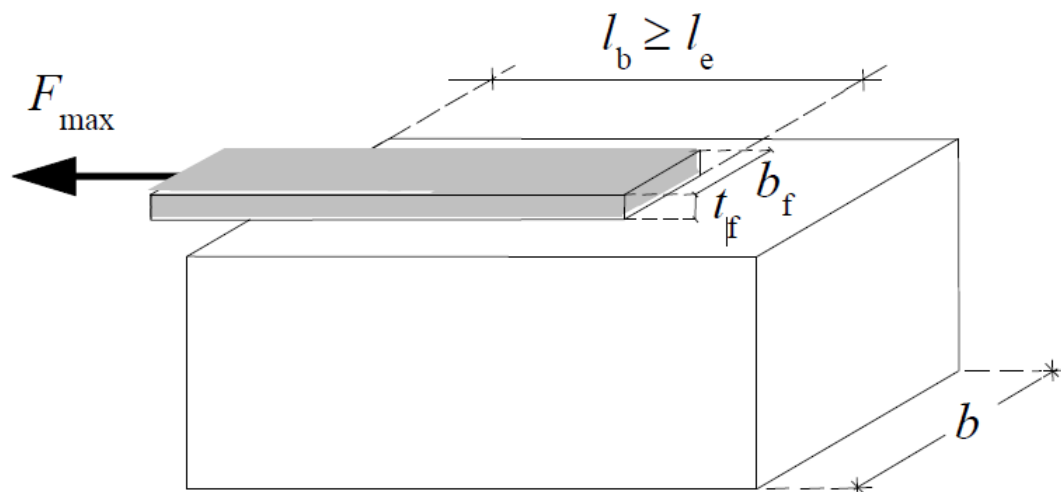


Figura 7.2.26 Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Con riferimento ad una tipica prova di aderenza, come quella rappresentata schematicamente nella figura soprastante, il valore ultimo della forza sopportabile dal rinforzo di FRP, prima che subentri il distacco dal supporto, dipende, a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza l_b della zona incollata. Tale valore cresce con l_b fino ad attingere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza, l_e : ulteriori allungamenti della zona di incollaggio non comportano incrementi della forza trasmessa.

La lunghezza l_e viene definita lunghezza ottimale di ancoraggio e corrisponde alla lunghezza minima di ancoraggio che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza. La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto l_{ed} si calcola con la formula (4.1) della CNR-2013:

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

Dove:

- E_f e t_f sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del composito fibrorinforzato;
- Γ_{Fd} è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;
- $f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{s_u}$ con $s_u = 0,25 \text{ mm}$ (valore ultimo dello scorrimento fra FRP e supporto);
- $\gamma_{Rd} = 1,25$ è un coefficiente correttivo.

2) Calcolo dell'energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd}

Il calcolo dell'energia specifica di frattura di progetto si effettua mediante la formula (4.2) contenuta nella CNR-DT200 R1 del 2013:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$$

Dove:

- f_{cm} e f_{ctm} sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate in situ; in mancanza di dati sperimentali, la resistenza media a trazione del calcestruzzo può essere dedotta dalla f_{cm} in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente;
- FC è il fattore di confidenza relativo all'opportuno livello di conoscenza raggiunto;
- k_b è un coefficiente correttivo di tipo geometrico ed ammette la seguente espressione in funzione del rapporto b_f/b tra la larghezza del rinforzo e quella dell'elemento rinforzato:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1$$

sempreché risulti $b_f/b \geq 0,25$ (per $b_f/b < 0,25$ al coefficiente k_b viene attribuito il valore 1.18, corrispondente a $b_f/b = 0,25$);

- k_G è un ulteriore coefficiente correttivo tarato sulla base di risultati di prove sperimentali, da assumersi pari 0.023 mm per i compositi preformati ed a 0.037 mm per i compositi impregnati *in situ*.

3) Resistenza allo stato limite ultimo per distacco (modalità 1) $f_{fdd,1}$

Nell'ipotesi che il distacco coinvolga i primi strati di calcestruzzo, per il calcolo della resistenza allo stato limite ultimo per distacco, ovvero il valore della massima tensione alla quale il composito può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità, è necessario distinguere il caso in cui sia presente una lunghezza di ancoraggio maggiore o uguale di quella ottimale e il caso in cui la lunghezza di ancoraggio sia minore.

Nell'ipotesi in cui le lunghezze di ancoraggio siano maggiori o uguali di quella ottimale, la tensione di progetto del sistema di rinforzo è fornita dalla seguente relazione:

$$f_{fdd,1} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

Nel caso di lunghezze di ancoraggio l_b minori di quella ottimale l_{ed} la tensione di progetto deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd,1} \frac{l_b}{l_{ed}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{ed}} \right)$$

4) Resistenza allo stato limite ultimo per distacco (modalità 2) $f_{fdd,2}$

Nell'ipotesi che il distacco sia generato da fessure per flessione nella trave è possibile ricorrere ad una procedura semplificata che consiste nel verificare che allo stato limite ultimo la tensione massima nel composito fibrorinforzato non ecceda il valore di progetto $f_{fdd,2}$ fornito dalla seguente relazione:

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}$$

Dove:

- $k_{G,2}$ è un coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali, da assumersi pari a 0,10 mm indipendentemente dal tipo del rinforzo;
- k_q è un coefficiente che tiene conto della condizione di carico, da assumersi pari a 1,25 per prevalenti carichi distribuiti e 1 in tutti gli altri casi.

Conseguentemente, il massimo valore attribuibile alla deformazione del composito in sede progettuale affinché non si verifichi il distacco intermedio ε_{fdd} è:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$$

Rinforzo a Flessione

Il rinforzo a flessione viene realizzato applicando nelle zone da rinforzare una o più lamine preformate oppure, in alternativa, uno o più strati di tessuto impregnati in situ. Il rinforzo a flessione è da utilizzare per elementi strutturali soggetti ad un momento flettente di progetto maggiore della corrispondente resistenza. Nel caso di elementi “duttili”, l’aumento della resistenza a flessione potrebbe creare un meccanismo di tipo “fragile”, pertanto è spesso necessario accoppiare anche il rinforzo a taglio. L’aumento della resistenza a flessione è indicato nel caso in cui siamo in presenza di elementi con debole armatura, in quanto la presenza di elevate quantità di armatura esistente rende inefficace il contributo dell’FRP. Nel caso delle travi, il consolidamento può essere utilizzato anche per superare deficit di resistenza ai carichi gravitazionali. In questo caso, essendo il rinforzo di FRP applicato su una struttura già sollecitata, si deve tenere conto dello stato di deformazione della struttura all’atto dell’applicazione

Il progetto allo stato limite ultimo richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP in modo che il momento resistente di progetto della sezione rinforzata M_{Rd} sia maggiore di quello sollecitante di progetto M_{sd} :

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

Ipotesi di Calcolo

Le ipotesi fondamentali su cui si basa l’analisi allo stato limite ultimo delle sezioni di c.a. rinforzate con FRP sono le seguenti:

- Conservazione della planarità delle sezioni rette fino a rottura, in modo che il diagramma delle deformazioni normali sia lineare;
- Perfetta aderenza tra i materiali componenti (acciaio-calcestruzzo, FRP-calcestruzzo);
- Resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
- Legami costitutivi del calcestruzzo e dell’acciaio conformi alla Normativa vigente;
- Legame costitutivo del composito fibrorinforzato elastico lineare fino a rottura.

Inoltre si ipotizza che la rottura possa avvenire:

- Lato Calcestruzzo quando si raggiunge la deformazione ultima del calcestruzzo ε_{cu} ;
- Lato FRP quando si raggiunge la deformazione ultima del materiale composito ε_{fd} , che è data dalla minore delle deformazioni ultime legate alle prime due modalità di distacco per delaminazione del materiale composito:

$$\varepsilon_{fd} = \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; \varepsilon_{ffd} \right\}$$

Dove:

- ε_{fk} è la deformazione caratteristica a rottura del rinforzo
- γ_f è il coefficiente
- η_a è il coefficiente
- ε_{ffd} è la deformazione massima per distacco intermedio

Il calcolo della resistenza flessionale della sezione rinforzata si effettua in accordo con le ipotesi specificate nel capitolo precedente mediante il classico equilibrio della sezione, dunque utilizzando l'equazione di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse della trave e quella alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese, parallelamente all'asse neutro.

A differenza del calcolo tradizionale in cui si suppone la rottura lato calcestruzzo per raggiungimento della deformazione ultima ε_{cu} , in questo caso è necessario distinguere due tipi di rottura, a seconda che si raggiunga la massima dilatazione del rinforzo di FRP (zona 1) o la massima contrazione del calcestruzzo (zona 2).

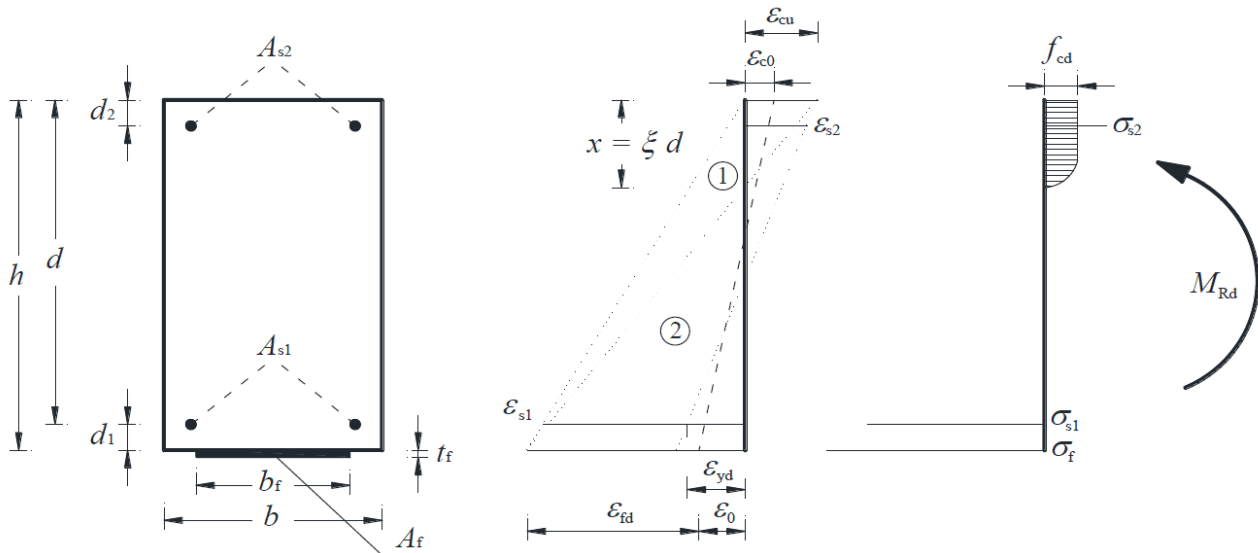


Figura 7.2.27 Modalità di rottura di una sezione rinforzata con FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Nella **zona 1** la rottura si attinge per raggiungimento della deformazione (dilatazione) elastica limite di progetto nel composito: un qualunque diagramma delle deformazioni corrispondente a tale modalità di rottura ha come punto fisso il valore limite della deformazione del composito ε_{fd} definito precedentemente.

Le deformazioni normali che competono alle diverse fibre della sezione retta, distese parallelamente all'asse neutro, possono essere calcolate invocando la linearità del diagramma attraverso le seguenti relazioni:

- FRP: $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$
- Calcestruzzo al lembo compresso: $\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \frac{x}{(h-x)} \leq \varepsilon_{cu}$
- Acciaio compresso: $\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \frac{x-d_2}{(h-x)}$
- Acciaio teso: $\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \frac{d-x}{(h-x)}$

Con: x distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione retta e ε_0 deformazione preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza del lembo teso.

Nella **zona 2** la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo con acciaio teso snervato, mentre la deformazione del composito non eccede quella limite: in tal caso resta fissata la deformazione massima di progetto del calcestruzzo compresso ε_{cu} in funzione della quale si ricavano, per linearità, le deformazioni normali negli altri materiali. Le relazioni da utilizzare sono le seguenti:

- FRP: $\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} (h - x) - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fd}$
- Calcestruzzo al lembo compresso: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$
- Acciaio compresso: $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x-d_2}{x}$
- Acciaio teso: $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x}$

Per entrambi i tipi di rottura (asse neutro in zona 1 o in zona 2), la posizione, x , dell'asse neutro è determinata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$0 = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot \sigma_f$$

Il valore del momento resistente M_{Rd} può essere determinato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese e parallelo all'asse neutro:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} (d - \lambda x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} (d - d_2) - A_f \cdot \sigma_f \cdot d_1]$$

In cui 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 l'elemento sia soggetto anche a sforzo normale (rinforzo a pressoflessione di un pilastro) le ipotesi e i calcoli sono gli stessi, e si procede inserendo all'interno dell'equilibrio alla traslazione anche lo sforzo normale sollecitante.

Rinforzo a Taglio

Il rinforzo a taglio si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il taglio di calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura trasversale metallica presente. Il rinforzo a taglio va verificato per i soli stati limite ultimi.

Configurazioni per il rinforzo a taglio

Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando in aderenza sulla superficie esterna della membratura da rinforzare elementi mono o bidimensionali di composito (comunemente tessuti), costituiti da uno o più strati di materiale. Nel caso di applicazioni di elementi monodimensionali, le strisce di composito possono essere applicate in adiacenza le une alle altre, ovvero in maniera discontinua come si può vedere nella seguente immagine.

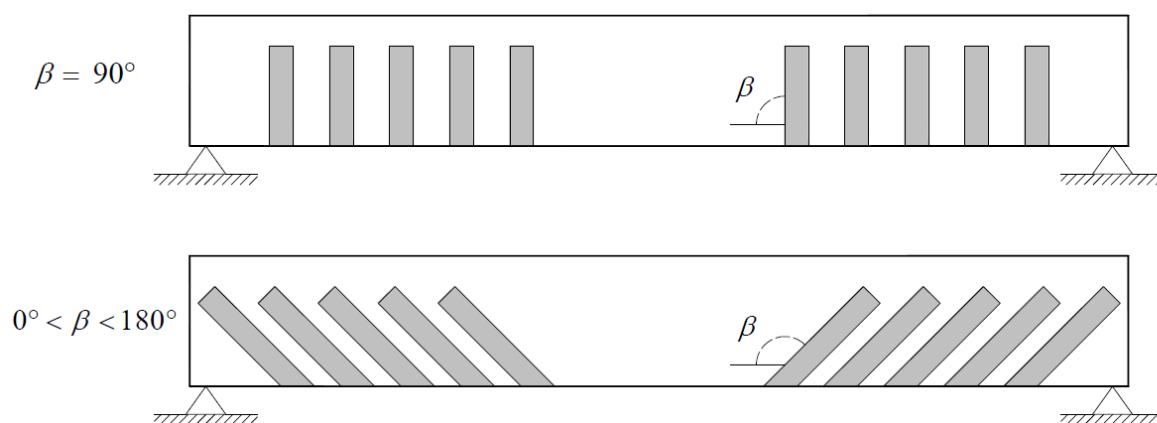


Figura 7.2.28 Possibili disposizioni e orientamenti per un rinforzo a taglio con FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

La disposizione del sistema di rinforzo attorno alla sezione può avvenire nei seguenti modi: ad U o in avvolgimento.

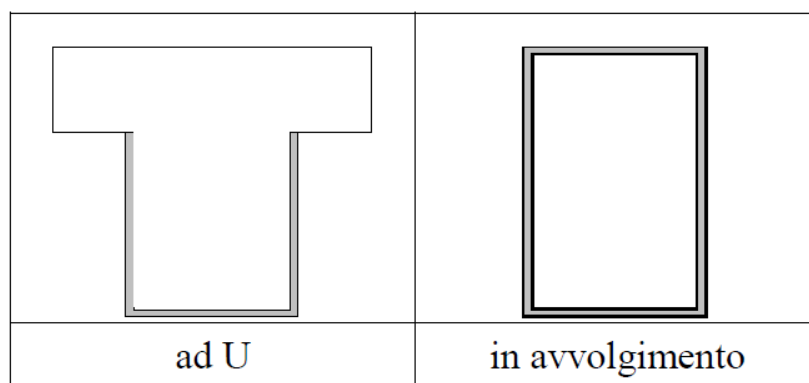


Figura 7.2.29 Possibili disposizioni per un rinforzo a taglio con FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Resistenza di progetto

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

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\}$$

Dove:

- $V_{Rd,s}$ è la capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale di acciaio;
- $V_{Rd,f}$ è la capacità a taglio-trazione del sistema di rinforzo FRP;
- $V_{Rd,c}$ è la capacità a taglio-compressione del calcestruzzo.

Nel caso di disposizione ad U o in avvolgimento su una sezione rettangolare, il contributo del sistema di rinforzo FRP $V_{Rd,f}$ può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Morsch mediante la seguente formula:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \vartheta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- t_f è lo spessore del sistema di rinforzo FRP;
- b_f e p_f sono, rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre (nel caso di strisce poste in adiacenza o di elementi di rinforzo bidimensionali si assume $b_f/p_f = 1$);
- γ_{Rd} è un coefficiente parziale sicurezza fornito nella Tabella 3-1 riportata in precedenza;
- f_{ed} è la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo, che dipende dal tipo di disposizione che si utilizza.

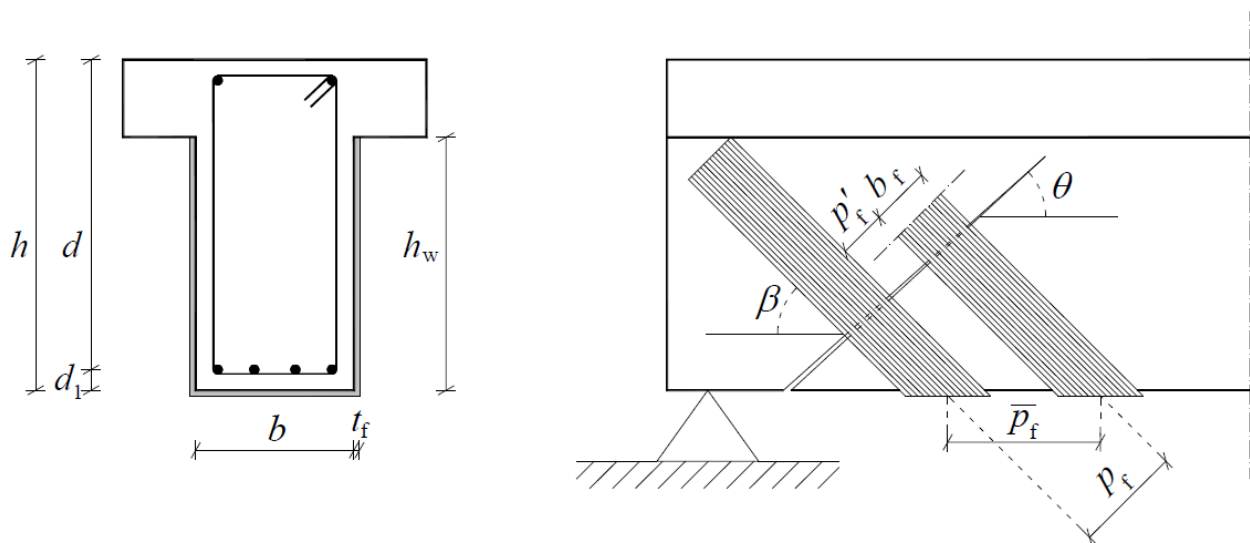


Figura 7.2.30 Elementi distintivi di un rinforzo a taglio con strisce di FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.

Tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo f_{ed}

Nel caso di disposizione ad U su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo f_{ed} è fornita dalla seguente relazione:

$$f_{ed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d ; h_w\}} \right]$$

Dove:

- f_{fdd} è la tensione di progetto del sistema di rinforzo, da valutarsi come la minore delle due tensioni calcolate per la modalità 1 e la modalità 2 di distacco delle fibre per delaminazione;
- l_{ed} è la lunghezza efficace di ancoraggio definita in precedenza;
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento;
- d è l'altezza utile della sezione e h_w è l'altezza dell'anima della trave, che deve essere interamente impegnata dal rinforzo ad U.

Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{ed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d ; h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\Phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d ; h_w\}} \right]$$

Dove:

- f_{fdd} è la tensione di progetto del sistema di rinforzo, da valutarsi come la minore delle due tensioni calcolate per la modalità 1 e la modalità 2 di distacco delle fibre per delaminazione;
- l_{ed} è la lunghezza efficace di ancoraggio definita in precedenza;
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento;
- d è l'altezza utile della sezione e h_w è l'altezza della sezione avvolta completamente;
- Φ_R è da calcolarsi come:

$$\Phi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b} \quad \text{con } 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0,5$$

Dunque, un rinforzo a taglio con FRP può servire per andare ad incrementare la resistenza a taglio lato acciaio per travi o pilastri, ma non incrementa in nessun modo la resistenza a taglio lato calcestruzzo.

Essendo che nelle verifiche a taglio si può utilizzare:

$$1 \leq \cot \vartheta \leq 2,5$$

In un progetto di miglioramento si utilizza un valore unitario della cotangente in modo tale da favorire la verifica lato calcestruzzo e comprendere se la sezione, lato calcestruzzo, resiste o meno e se un eventuale intervento con FRP può effettivamente migliorare la situazione.

Rinforzo dei Nodi

Per il rinforzo dei nodi con materiale fibrorinforzato si fa riferimento al documento di ReLuis: “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”.

L’incremento di resistenza a taglio del pannello di nodo può essere conseguito, nel caso di utilizzo di materiali compositi, mediante disposizione di tessuto quadriassiale in carbonio come illustrato nelle seguenti immagini.

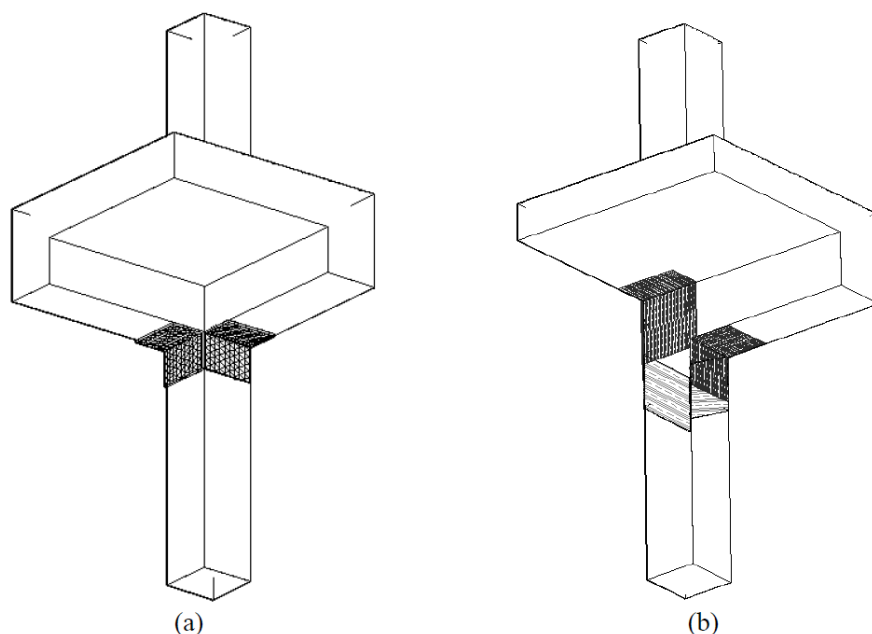


Figura 7.2.31 Fascia ad L di tessuto quadriassiale in fibra di carbonio poste all’intersezione delle travi con il pilastro di un nodo d’angolo: (a) nodo con due travi emergenti; (b) nodo con una trave emergente ed una trave a spessore, Fonte: ReLuis “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”.

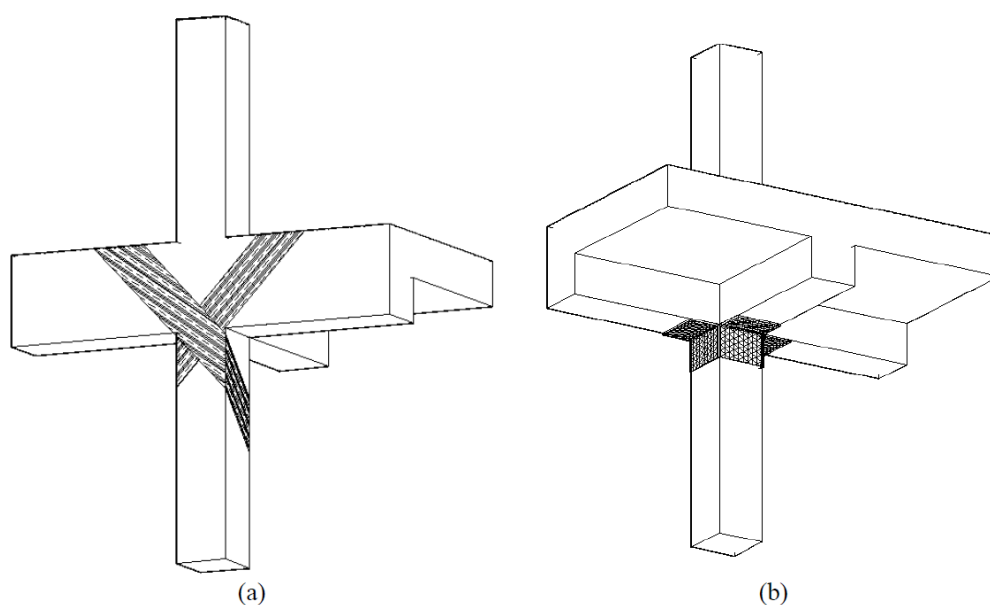


Figura 7.2.32, Fasce diagonali con tessuto metallico unidirezionale su nodo intermedio: (a) vista esterna; (b) vista interna, Fonte: ReLuis “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”.

Si riportano le verifiche pre e post intervento in modo da comprendere meglio il contributo fornito dal materiale fibrorinforzato in questa verifica.

Le verifiche per un edificio esistente in c.a. sui nodi non interamente confinati sono descritte ampiamente al capitolo 3.5.2 di questo elaborato, riguardano le tensioni principali di trazione e compressione e sono le seguenti:

- Per la resistenza a trazione [C8.7.2.11]:

$$\sigma_{jt} = \left\| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione [C8.7.2.12]:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0,5 f_c$$

A seguito del rinforzo avvenuto mediante disposizione di tessuto di FRP la verifiche diventano:

- Per la resistenza a trazione con FRP:

$$\sigma_{jt} = \left\| \left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione con FRP:

$$\sigma_{jc} = \left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} \leq 0,5 f_c$$

Dove:

$$\sigma_{or} = \frac{A_f \cdot f_{fd}}{b_j \cdot h_{jw}}$$

- A_f è l'area delle fibre di FRP;
- $b_j \cdot h_{jw}$ rappresenta l'area del nodo come definita al capitolo 7 dell'NTC 2018;
- f_{fd} è la tensione di progetto del fibrorinforzo, ottenuta imponendo la deformazione:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 0,004 \right\}$$

La tensione di progetto è calcolata, come nel caso del calcolo del momento resistente della sezione, imponendo che la deformazione ultima sia la minore fra le deformazioni legate rispettivamente alla prima e alla seconda modalità di distacco della fibra per delaminazione.

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \varepsilon_{fd,Modalità\ 1}; \varepsilon_{fd,Modalità\ 2} \right\}$$

Sapendo che:

$$\varepsilon_{fd,Modalità\ 1} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

$$\varepsilon_{fd,Modalità\ 2} = \varepsilon_{ffd}$$

Nel caso della verifica dei nodi, come indicato al § 4.7.2.1.4 della CNR DT200 R1 del 2013:

“ Il calcolo dell’incremento di resistenza a trazione conseguibile nei pannelli dei nodi non confinati va eseguito tenendo conto del contributo del composito fibrorinforzato nella direzione delle tensioni principali di trazione e limitando la massima deformazione nel composito al valore del 4‰. ”

Per questo motivo all’interno della formula riportata in precedenza per il calcolo della deformazione ultima di progetto del fibrorinforzo la deformazione data dalla seconda modalità di collasso viene limitata a 0,004.

Nota la deformazione, essendo per ipotesi il materiale elastico lineare si può calcolare la tensione di progetto del fibrorinforzo semplicemente come:

$$f_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$$

In conclusione, risulta che un rinforzo mediante FRP su un nodo va a migliorare la verifica per quanto riguarda la tensione principale di trazione, mentre va a peggiorare la verifica sulla tensione principale di compressione: questo rinforzo in genere può risultare utile nei nodi ai piani più elevati dove la compressione è bassa e, se l’area del nodo è piccola a causa di una trave in spessore o di sezioni ridotte dei pilastri, la verifica lato trazione risulta essere molto gravosa.

Azione di confinamento

Un adeguato confinamento degli elementi di c.a. può determinare un miglioramento delle prestazioni dell'elemento strutturale, consentendo di incrementare:

- la resistenza ultima e la corrispondente deformazione ultima di elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità;
- la duttilità e, congiuntamente all'impiego di rinforzi longitudinali, la resistenza ultima di elementi pressoinflessi.

Il confinamento di elementi di c.a. può essere realizzato con tessuti o lamine di FRP disposti sul contorno in modo da costituire una fasciatura esterna continua o discontinua.

La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato f_{ccd} può essere valutata come segue:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2,6 \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

Dove:

- f_{cd} è la tensione di compressione massima di progetto del calcestruzzo;
- $f_{1,eff}$ è la pressione efficace di confinamento, definita come:

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1$$

Con:

- k_{eff} è un coefficiente di sicurezza < 1 , definito come rapporto fra il volume di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume dell'elemento di calcestruzzo;
- f_1 è la pressione di confinamento, che può essere valutata mediante la relazione:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$$

Dove:

- ρ_f è la percentuale geometrica di rinforzo, dipendente dalla forma della sezione e dal tipo di applicazione (confinamento continuo o discontinuo);
- E_f è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre;
- $\varepsilon_{fd,rid}$ è la deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, definita in precedenza:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 0,004 \right\}$$

7.2.4 CONFRONTI TRA I VARI INTERVENTI LOCALI

Esistono varie e differenti tecniche di rinforzo strutturale. Tutti i tipi di rinforzi locali, utilizzati per zona sismica, hanno il fine di conferire duttilità ed evitare meccanismi di rottura fragile. Le differenze tra i vari sistemi sono per lo più di carattere realizzativo, in quanto i vari fenomeni sono tutti basati sulle teorie di comportamento degli elementi in c.a.

Si riporta una tabella riassuntiva dell'efficacia dei vari metodi per i vari fenomeni.

	Flessione	Taglio	Confinamento	Nodo
Incamicatura in c.a.	X	X	X ⁽²⁾	X
Rinforzi FRP	X ⁽¹⁾	X	X ⁽²⁾	X
Incamicatura in acciaio		X	X ⁽²⁾	
Metodo CAM	X ⁽¹⁾	X	X ⁽²⁾	X
(1) Solo se ancorati efficacemente				
(2) Effetto sempre abbinato al rinforzo a taglio				

Figura 7.2.33 Confronto tra i vari interventi locali, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

Inoltre, come ogni aspetto tecnologico e costruttivo, ogni intervento presenta elementi che comportano vantaggi nell'utilizzo e criticità.

Si riassumono i vantaggi e gli svantaggi delle diverse tecniche di rinforzo locale nella seguente tabella.

	Vantaggi	Svantaggi
Incamicatura in c.a.	<ul style="list-style-type: none"> - Semplicità concettuale - Richiede mano d'opera non specializzata - Economicità rispetto ad altre tecniche 	<ul style="list-style-type: none"> - Tecnica molto invasiva - Effetti sul comportamento globale (rigidezza, baricentri e modi di vibrare) - Possibili concentrazioni di tensione su elementi circostanti
Rinforzi FRP	<ul style="list-style-type: none"> - Leggerezza (variazioni di massa trascurabili) - Selettività effetti flessione/taglio - Limitati effetti globali 	<ul style="list-style-type: none"> - Richiede mano d'opera molto specializzata - Applicazione che richiede particolare attenzione - Richiede protezione contro incendio - Durabilità (alterazioni caratteristiche resina a lungo termine)
Incamicatura in acciaio	<ul style="list-style-type: none"> - Facilità di realizzazione 	<ul style="list-style-type: none"> - Campo d'uso limitato
Metodo CAM	<ul style="list-style-type: none"> - Selettività effetti flessione/taglio - Comportamento efficace rispetto alle ipotesi di calcolo - Limitati effetti globali 	<ul style="list-style-type: none"> - Richiede mano d'opera specializzata - Applicazione che richiede particolare attenzione

Figura 7.2.34 Valutazione sui vari interventi locali, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.

8 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SULL'UNITÀ STRUTTURALE B1

Il tema del miglioramento sismico è stato ampiamente descritto al capitolo 3.6.2 di questo elaborato seguendo le indicazioni contenute al § 8.4.2 dell'NTC 2018.

Un intervento di miglioramento sismico è un intervento atto ad aumentare il livello di sicurezza dell'edificio esistente senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione, ma comunque finalizzato a conseguire un aumento del livello di sicurezza. In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale della struttura. L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali le azioni del vento, le azioni sismiche o le azioni gravitazionali; è questo il caso della struttura oggetto d'esame, la quale è stata progettata seguendo un vecchio ordinamento che non prevedeva la resistenza nei confronti delle azioni orizzontali.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, alle quali la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.

L'NTC 2018 fornisce informazioni fondamentali sui valori che il coefficiente ξ_E può assumere in funzione della classe d'uso dell'edificio esistente che si sta analizzando. Per la struttura in esame, essendo la costruzione di classe d'uso IV, l'intervento di miglioramento deve conseguire un incremento del livello di sicurezza ξ_E , e questo incremento deve portare il livello di sicurezza post-operam ad un valore $\xi_{E,post_operam} \geq 0,6$.

Dunque, per il miglioramento sismico dell'Unità Strutturale US B1, volendo raggiungere un livello di sicurezza almeno pari a 0,6 si procederà nel seguente modo:

- 1) Si effettuerà un'analisi con l'azione sismica frazionata al 60% in modo da comprendere quali siano gli elementi che risultano non verificati per un livello di sicurezza pari a 0,6;
- 2) Noti gli elementi critici che abbassano la vulnerabilità sismica della struttura al di sotto del 60%, si sceglierà una strategia di intervento sulla base delle carenze strutturali individuata negli elementi non verificati;
- 3) Una volta scelta la tipologia di intervento, si progetterà un intervento di rinforzo adeguato alle carenze che questi elementi presentano; dunque, per ciascuno di questi elementi, si eseguirà, come indicato dall'NTC 2018, una verifica pre-operam e una verifica post-operam, in modo da mostrare l'efficacia dell'intervento progettato.

8.1 ANALISI CON AZIONE SISMICA AL 60%

Si procede andando ad analizzare quali siano gli elementi strutturali e, in particolare, le verifiche rispetto alle quali questi elementi risultano non verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.

Partendo dai risultati ottenuti con l'analisi di vulnerabilità sismica svolta nei capitoli precedenti è possibile escludere diverse verifiche. Si procederà analizzando, con le sollecitazioni generate dal sisma frazionato al 60%, solamente gli elementi strutturali che presentano un livello di sicurezza inferiore al livello prefissato che si vuole raggiungere pari a 0,6; infatti sono queste verifiche a governare la definizione di vulnerabilità sismica della struttura come si può vedere nella tabella riportata in seguito.

Verifiche Duttile (RES)		Livello di sicurezza ξ_E
1)	Verifica a Flessione Travi	0,6
2)	Verifica a Pressoflessione Pilastrri	0,73
Verifiche Fragili (RES)		
3)	Verifica a Taglio Travi: Lato Cls	1
3)	Verifica a Taglio Travi: Lato Acciaio	0,39
4)	Verifica a Taglio Pilastrri: Lato Cls	0,65
4)	Verifica a Taglio Pilastrri: Lato Acciaio	0,37
5)	Verifica Compressione Max Cls	0,65
6)	Verifica dei Nodi	0,33
Verifiche SLE (RIG)		
7)	Spostamento di interpiano	0,65
Livello di sicurezza di US B1 = $\text{Min} \{ \xi_{E,i} \}$		0,33
Vulnerabilità sismica US B1		33%

Figura 8.1.1 Inquadramento delle verifiche per l'Unità Strutturale US B1 con livelli di sicurezza inferiori a 0,6.

In particolare si andranno ad analizzare:

- Travi non verificate a Taglio;
- Pilastrri non verificati a Taglio;
- Nodi non verificati.

Si riportano ora le verifiche svolte con ProSap con l'azione sismica frazionata al 60%.

8.1.1 VERIFICA DELLE TRAVI

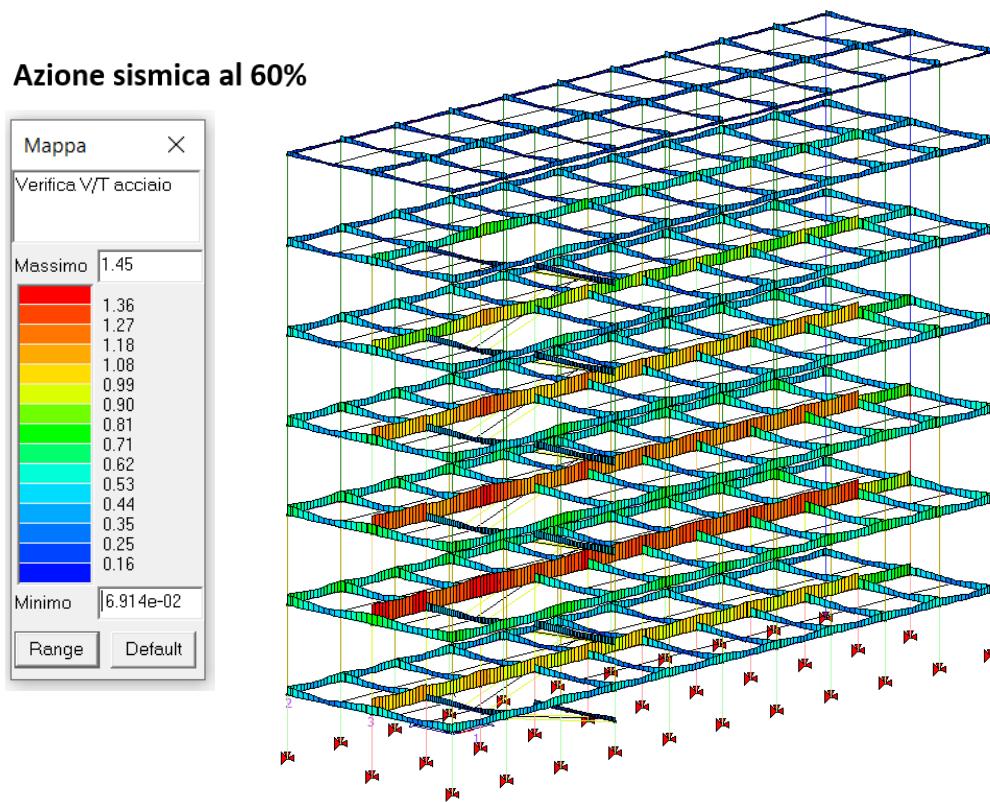


Figura 8.1.2 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Acciaio: azione sismica al 60%.

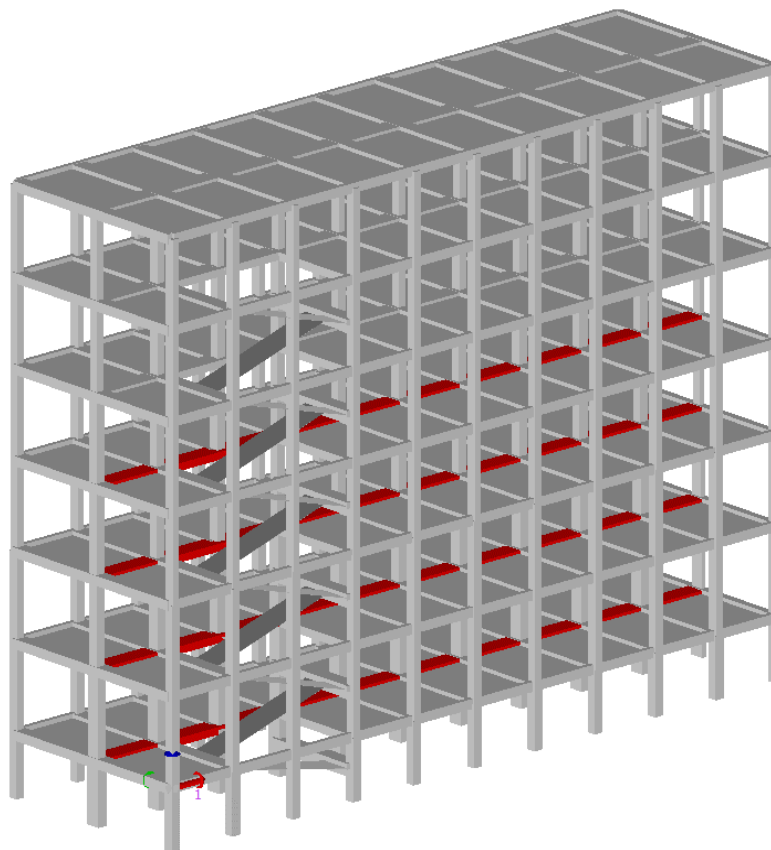


Figura 8.1.3 Modello US B1 - PROSAP, Inquadrimento Travi NON verificate con azione sismica frazionata al 60%.

8.1.2 VERIFICA DEI PILASTRI

Azione sismica al 60%

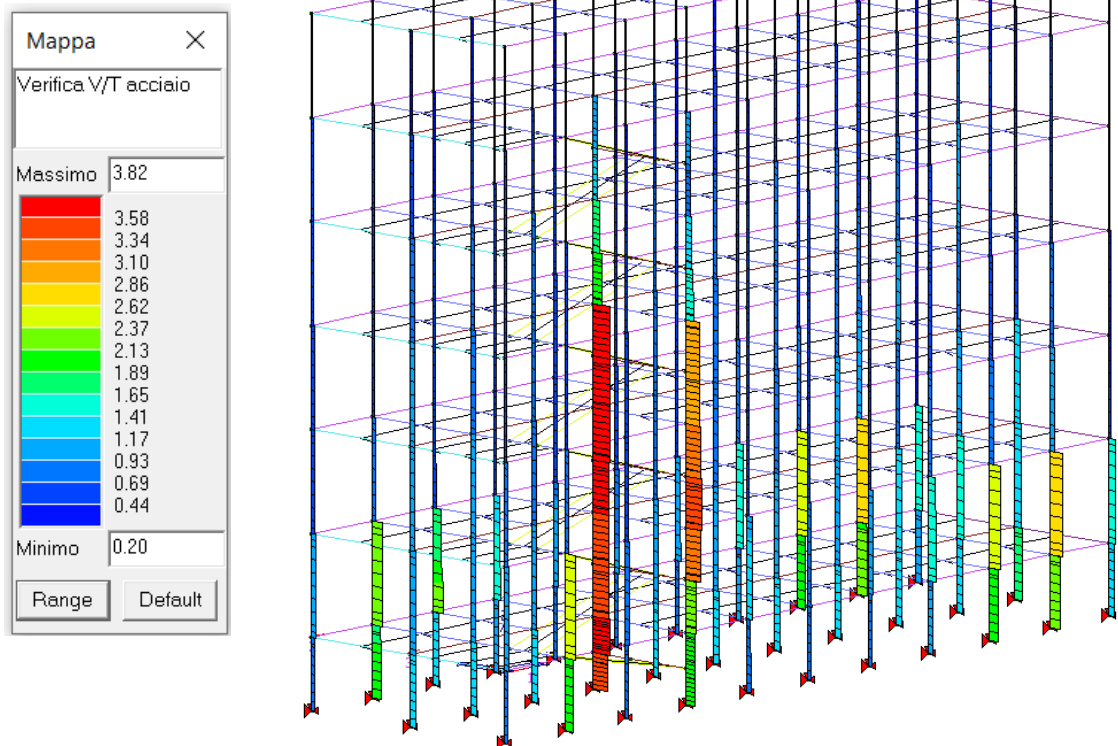


Figura 8.1.4 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Acciaio: azione sismica al 60%.

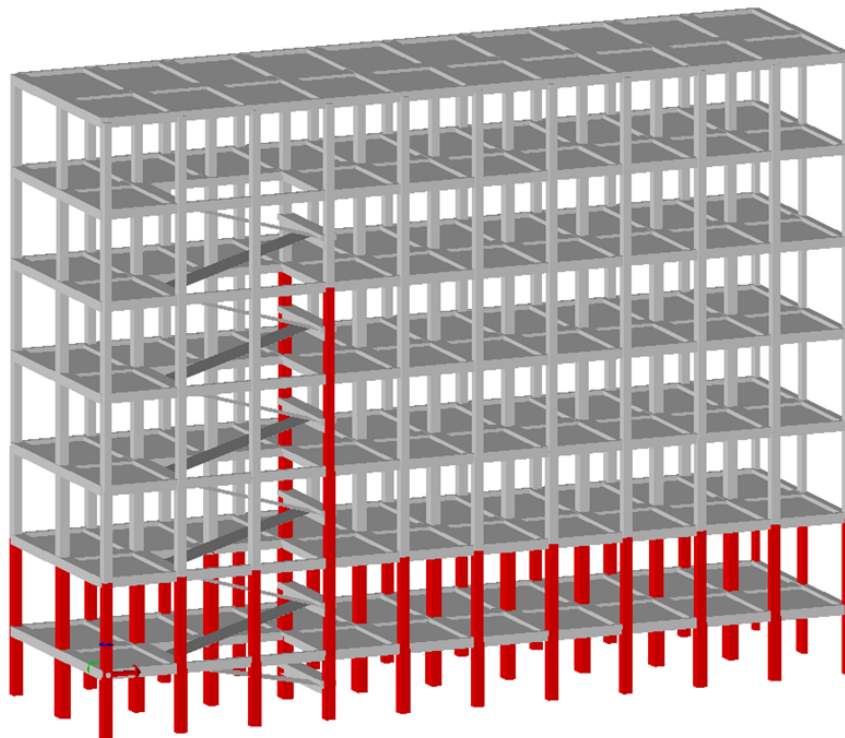


Figura 8.1.5 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento dei Pilastri NON verificati con azione sismica frazionata al 60%.

8.1.3 VERIFICA DEI NODI

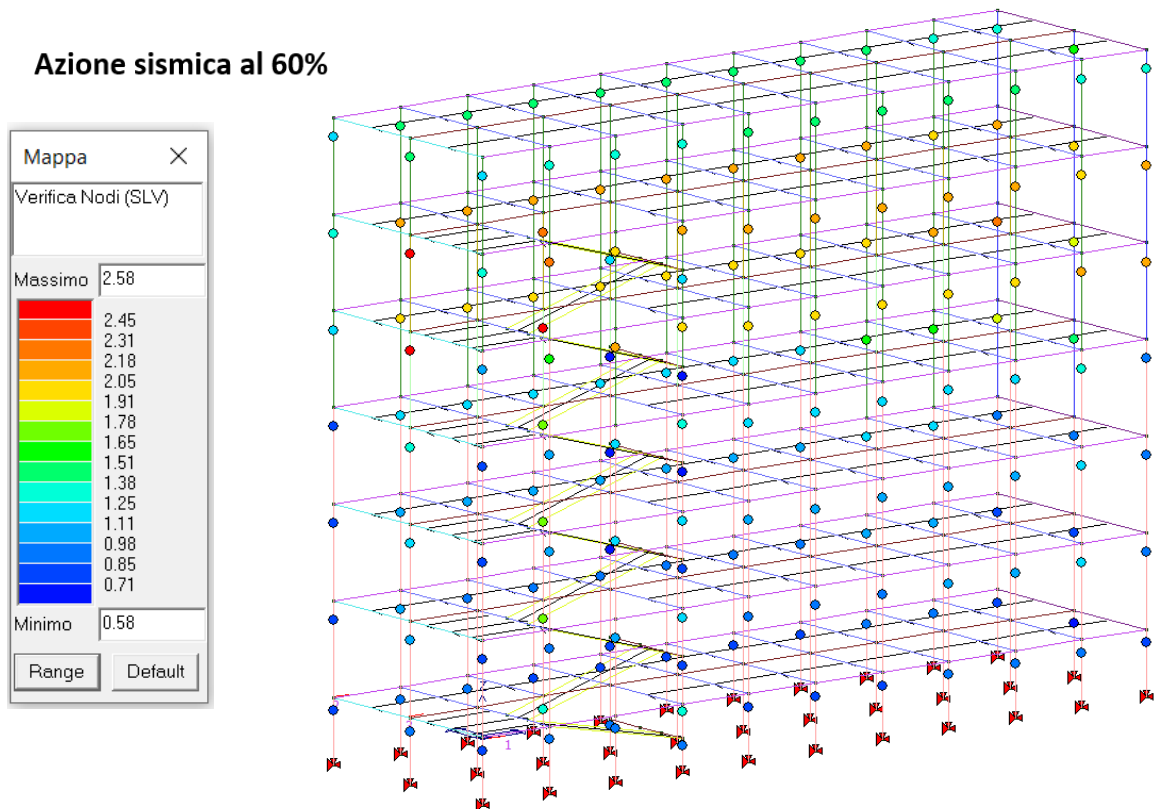


Figura 8.1.6 Modello US B1 - PROSAP, Verifica dei Nodi: azione sismica al **60%**.

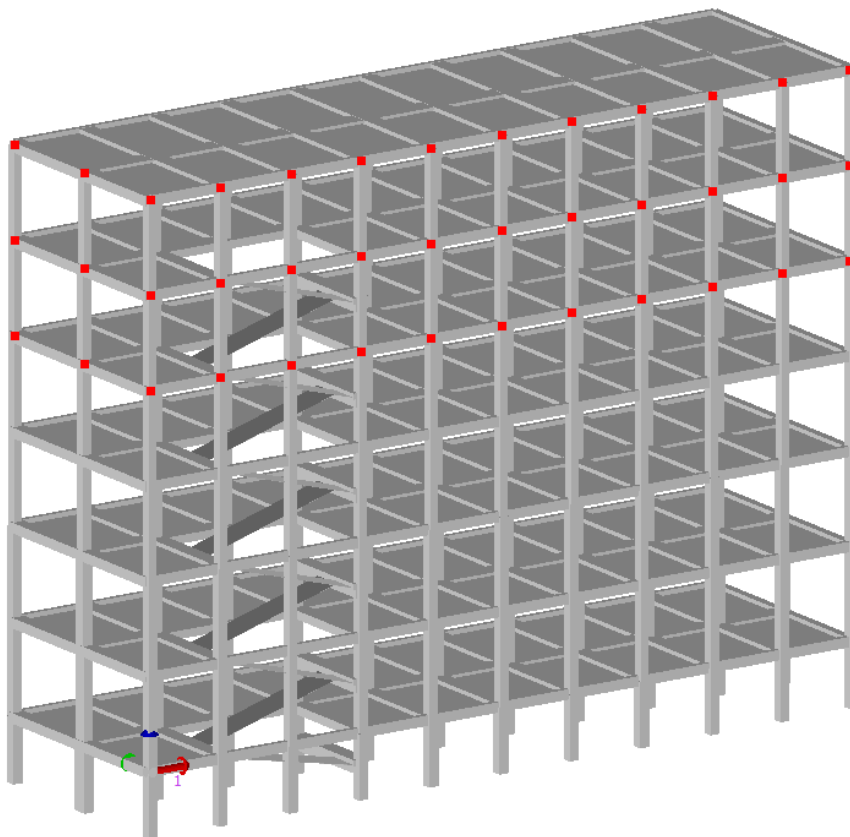


Figura 8.1.7 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento dei Nodi NON verificati con azione sismica frazionata al **60%**.

8.1.4 RIASSUNTO DEGLI ELEMENTI NON VERIFICATI

Si riporta, nella seguenti tabelle, un riassunto dei dati riguardanti il numero degli elementi verificati e degli elementi non verificati per la struttura in esame.

SISMA 60%	Pilastrri	Travi	Nodi
N° elementi NON verificati	72	40	72
N° elementi verificati	171	348	159
N° elementi totali	243	388	231
% Elementi NON verificati	29.63%	10.31%	31.17%

Figura 8.1.8 Tabella 1 riassuntiva degli elementi verificati e non verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.

SISMA 60%	Pilastrri + Travi	Pilastrri + Travi + Nodi
N° elementi NON verificati	112	184
N° elementi verificati	519	678
N° elementi totali	631	862
% Elementi NON verificati	17.75%	21.35%

Figura 8.1.9 Tabella 2 riassuntiva degli elementi verificati e non verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.

Per una maggior chiarezza dei dati appena riportati, si procede analizzando, per ogni tipologia di elemento, la percentuale degli elementi verificati con un inquadramento dei non verificati.

Per quanto riguarda le travi, la percentuale delle travi non verificate è di circa il 10%, e comprende solamente travi di spina nella direzione secondaria del telaio.

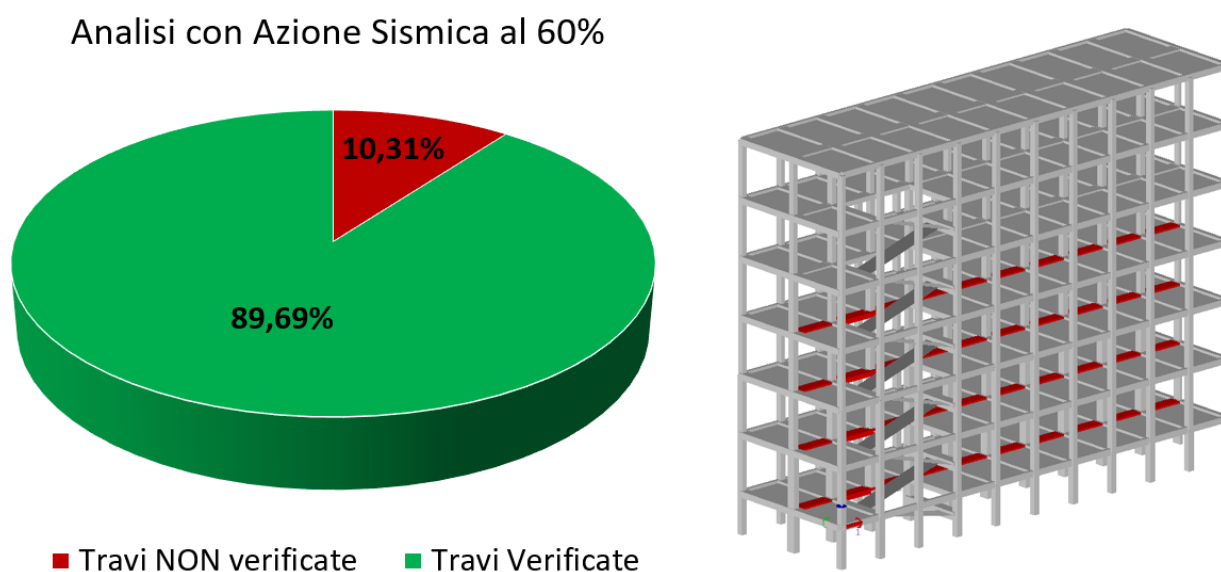
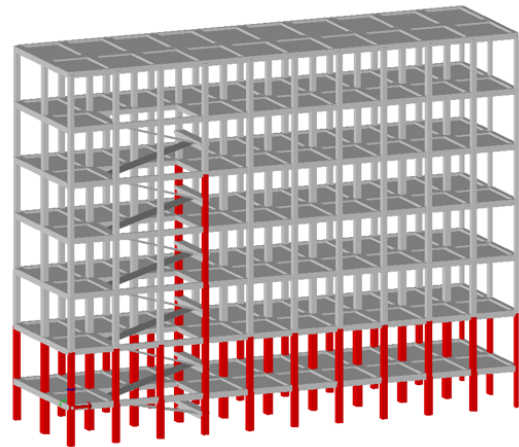
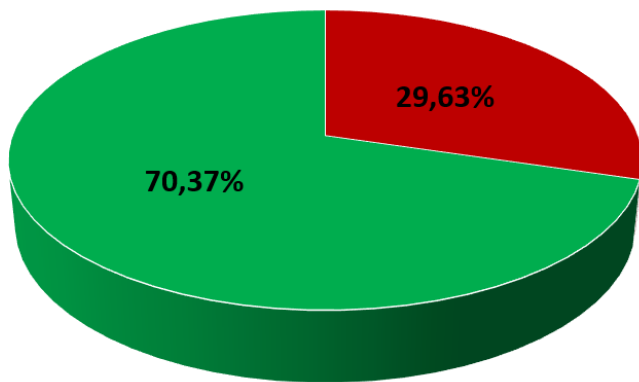


Figura 8.1.10 Percentuale delle Travi verificate e NON verificate con l'azione sismica frazionata al 60%.

Per quello che concerne i pilastri, invece, il numero dei pilastri non verificati è molto elevato, quasi il 30% dei pilastri totali. Ciò è causato, in generale, da una carenza di staffe negli elementi strutturali i quali, ai piani più bassi e nel vano scale, presentano uno sforzo normale maggiore e, contemporaneamente, una sollecitazione a taglio molto più elevata.

Analisi con Azione Sismica al 60%

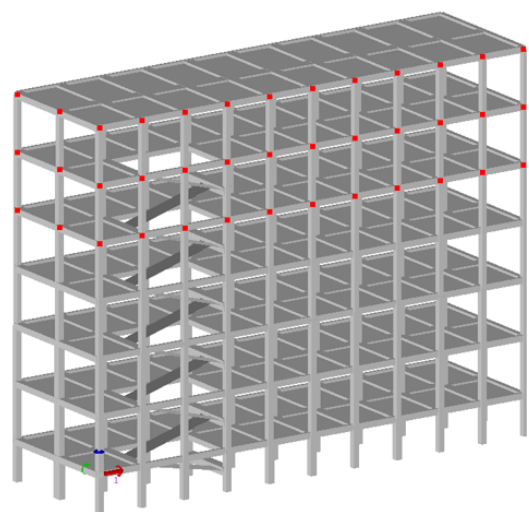
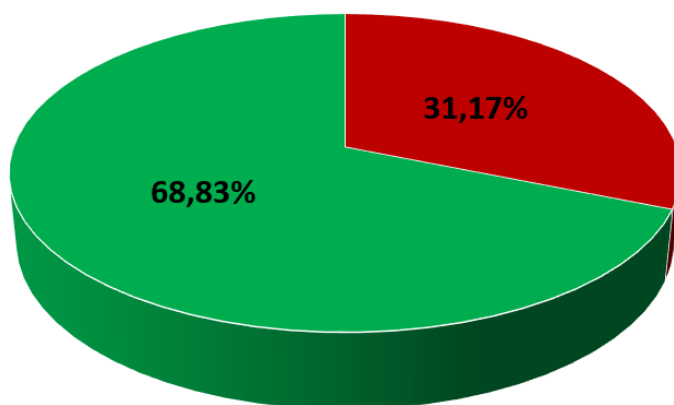


■ Pilastri NON verificati ■ Pilastri verificati

Figura 8.1.11 Percentuale dei Pilastri verificati e NON verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.

Per quanto riguarda i Nodi, la percentuale non verificati è circa del 30%, in particolare, tutti i nodi non confinati ai piani più elevati presentano problemi nella verifica alle tensioni principali massime per quanto riguarda la verifica sulla tensione principale massima di trazione nel calcestruzzo, essendo la compressione data dai carichi verticali minore su di essi.

Analisi con Azione Sismica al 60%

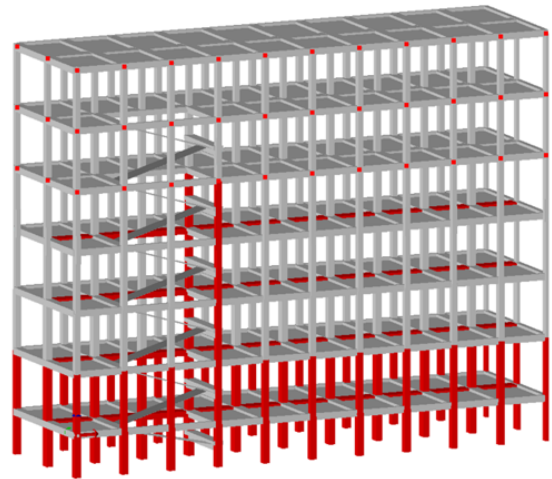
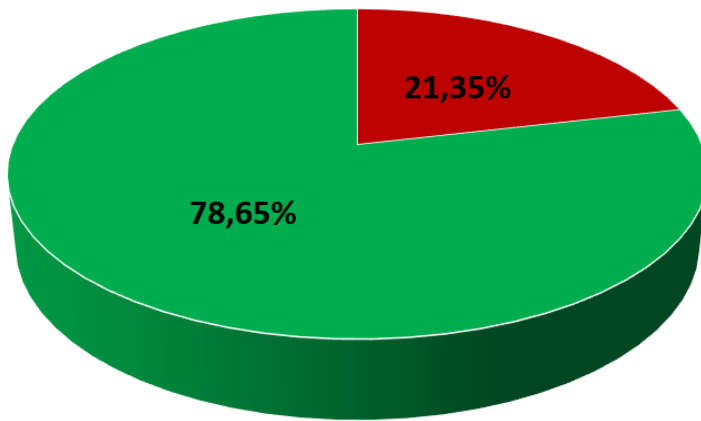


■ Nodi NON verificati ■ Nodi verificati

Figura 8.1.12 Percentuale dei Nodi verificati e NON verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.

Infine, si riporta un'immagine che riassume tutti gli elementi, quali travi, pilastri e nodi che risultano non verificati con un'azione sismica frazionata al 60%. Analizzando il numero degli elementi si può vedere come la percentuale degli elementi non verificati superi il 20%.

Analisi con Azione Sismica al 60%



■ Elementi NON verificati ■ Elementi verificati

Figura 8.1.13 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento elementi non verificati con azione sismica frazionata al 60%.

Individuati gli elementi sui quali è necessario intervenire, si procede analizzando le carenze che portano le verifiche a non essere soddisfatte e, in base ad esse, si sceglie un possibile intervento per raggiungere il miglioramento sismico della struttura oggetto d'analisi.

8.2 SCELTA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO

Una volta individuati gli elementi non verificati e le rispettive criticità degli elementi strutturali, è possibile ipotizzare un intervento di rinforzo adeguato.

La scelta della tipologia di intervento è fondamentale quando si esegue un intervento volto a migliorare il livello di sicurezza di una struttura; è necessario avere eseguito un'analisi di vulnerabilità sismica ed avere ben presente quali sono le verifiche che generano problemi alla struttura in modo da riuscire ad intervenire in maniera specifica su quelle carenze.

Come un chirurgo che deve operare un paziente malato deve conoscere con esattezza il problema su cui intervenire, allo stesso modo l'ingegnere che deve progettare il miglioramento sismico di un edificio esistente deve avere piena coscienza del problema in modo da non sbagliare l'intervento.

Nel caso in esame le verifiche non soddisfatte dipendono da carenze lato acciaio, per quanto riguarda il taglio di travi e pilastri, e problemi nella verifica per la tensione principale di trazione, per quanto concerne la verifica dei nodi; dunque, fra i possibili interventi ampiamente descritti al capitolo 7 di questo elaborato, si sceglie di progettare un rinforzo mediante materiali fibrorinforzati.

La scelta dell'intervento di rinforzo mediante FRP è stata guidata dalle seguenti motivazioni:

- Con un intervento di rinforzo con FRP è possibile aumentare la resistenza a taglio, lato acciaio, di travi e pilastri;
- Mediante fasciatura dei Nodi è possibile ridurre la tensione principale massima di trazione del calcestruzzo;
- Effettuando un intervento di rinforzo con FRP non si va a modificare le sezioni e, dunque, la rigidità degli elementi strutturali che potrebbe causare un'incremento del periodo proprio della struttura con un relativo incremento dell'azione sismica agente.

Per le ragioni sopra elencate, si ritiene questa tipologia di intervento adeguata al caso in esame e, pertanto, si procede con la progettazione dell'intervento di rinforzo.

8.3 INTERVENTO DI RINFORZO CON FRP

Si è scelto di effettuare un intervento di rinforzo con FRP per le ragioni elencate al capitolo precedente. Si procede dunque progettando un possibile intervento di rinforzo per ciascuno degli elementi strutturali che abbassano il livello di vulnerabilità della struttura al di sotto del 60%. L'intervento di rinforzo deve essere adeguato alle carenze che ciascuno di questi elementi presenta; pertanto, si esegue, come indicato dall'NTC 2018, una verifica pre-operam e una verifica post-operam in modo da mostrare l'efficacia dell'intervento progettato.

Le sollecitazioni utilizzate per effettuare le verifiche pre-operam e post-operam sono prese dal modello relizzato su Sap2000, mentre le resistenze delle sezioni sono calcolate mediante le formule elencate nei capitoli precedenti su fogli di calcolo Excel.

Per progettare un intervento di rinforzo con FRP si procede come ampiamente descritto al capitolo 7.2.3 di questa trattazione.

Prima di procedere con il progetto delle varie tipologie di rinforzo si riassumono i passaggi fondamentali seguiti nel calcolo dell'incremento di resistenza generato dall'FRP.

Passaggi chiave nel calcolo del rinforzo a Taglio di Travi e Pilastri

I passaggi fondamentali nel calcolo del rinforzo a taglio di travi e pilastri sono i seguenti:

- 1) Scelta del materiale, dello spessore, del numero di strati e dell'inclinazione della fibra;
- 2) Calcolo della lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} :

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

- 3) Calcolo dell'energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} :

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$$

- 4) Calcolo della resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{fda} :

$$f_{fda} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

- 5) Calcolo della tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo f_{ed} , per un avvolgimento ad U nel caso della trave:

$$f_{ed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d ; h_w\}} \right]$$

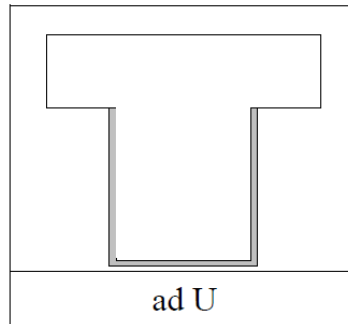


Figura 8.3.1 Intervento di rinforzo a taglio per le Travi, fasciatura a U.

- 5) Calcolo della tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo f_{ed} , per un avvolgimento completo nel caso del pilastro:

$$f_{ed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d ; h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\Phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d ; h_w\}} \right]$$

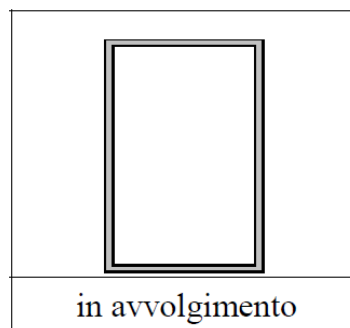


Figura 8.3.2 Intervento di rinforzo a taglio per i pilastri, fasciatura con avvolgimento completo.

- 6) Calcolo dell'incremento della capacità Taglio-Trazione generato dal sistema di FRP $V_{Rd,f}$:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \vartheta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

- 7) L'incremento a taglio dato dal sistema di FRP si somma alla resistenza a taglio, lato acciaio, della sezione della trave:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\}$$

Come si può notare dalle formule appena riportate, all'interno del calcolo della capacità Taglio-Trazione del sistema di FRP è presente la cot ϑ ; questo parametro è lo stesso utilizzato nella verifica a taglio classica delle sezioni in c.a. presente al § 4.1.2.3.5.2 dell'NTC 2018. È noto che il valore attribuito alla cot ϑ , il quale può essere compreso fra 1 e 2,5, influisce radicalmente sull'esito delle verifiche a taglio di una sezione: infatti la resistenza lato calcestruzzo è massima se la cotangente è pari a 1 e cala per valori maggiori della cotangente, al contrario la resistenza lato acciaio ha un andamento che cresce linearmente con la cot ϑ ; si riassume l'andamento delle resistenze in funzione del valore assegnato alla cot ϑ nel seguente grafico realizzato su Excel.

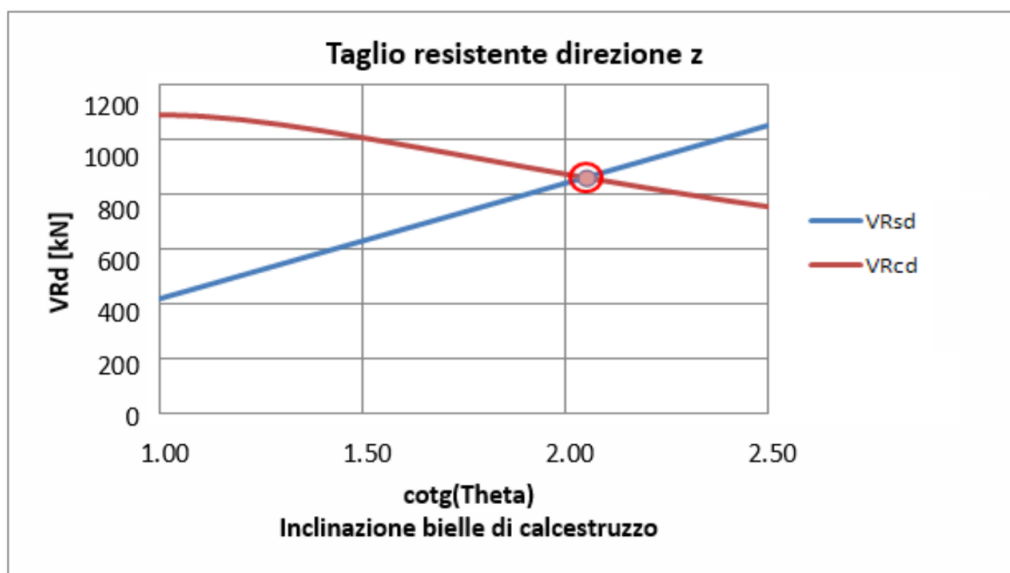


Figura 8.3.3 Effetto dell'inclinazione delle bielle compresse ϑ sulla resistenza a taglio della sezione.

Il rinforzo a taglio eseguito con tessuti in FRP aggiunge alla resistenza a Taglio-Trazione delle staffe il contributo di resistenza dovuto alla presenza del rinforzo in FRP. Dunque, rinforzare un elemento in cemento armato a taglio equivale ad incrementare la sua armatura trasversale. Per meglio comprendere il problema, si riporta un grafico realizzato su Excel in cui si mostra l'andamento delle resistenze a taglio lato calcestruzzo, lato acciaio e lato acciaio rinforzato con FRP.

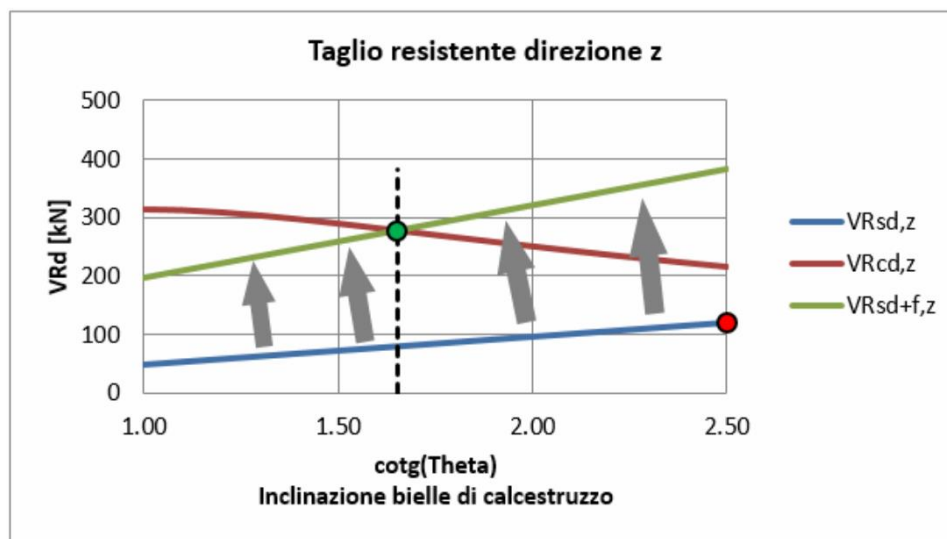


Figura 8.3.4 Effetto dell'incremento della resistenza a Taglio-Trazione dato dal rinforzo con FRP.

Il materiale scelto per il rinforzo di travi e pilastri è Betontex FB-GV620U-HT, una fibra di carbonio unidirezionale dallo spessore di 0,337 mm e con una larghezza del nastro che varia dai 200 ai 500 mm. Si riporta in seguito la scheda tecnica contenente una breve descrizione e le caratteristiche geometriche e meccaniche del materiale. (Fonte: FibreNet.it.)



SISTEMA BETONTEX- EPOXY

Betontex FB-GV620U-HT-RC02
Unidirezionale 600 g/m², classe 210C

Sistema BETONTEX-EPOXY con Certificato di Valutazione Tecnica n. 6116/2018 ai sensi del Cap. 11, punto 11.1, lett. c del D.M. 17.01.2018.

DESCRIZIONE

Betontex FB-GV620U-HT-RC02 Sistema di rinforzo strutturale eseguito con la tecnica del placcaggio fibrorinforzato di Fibre Net realizzato "in situ" e costituito da tessuti in fibra di carbonio abbinati a resine di impregnazione di tipo epossidico.

Il sistema è adatto per incrementare la resistenza al taglio, alla compressione e alla flessione nel piano e fuori piano di elementi in calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso e muratura. Il sistema di rinforzo viene utilizzato anche per la prevenzione dai meccanismi di collasso di tipo locale.



DATI TECNICI

	Descrizione	Rif.
Nome Commerciale	Betontex FB-GV620U-HT	-
Produttore	Fibre Net SpA	
Tipo di rinforzo	Unidirezionale in fibra di carbonio di alta tenacità	CNR-DT 200/2004
Peso (g/m ²)	600	ISO 3374

Caratteristiche geometriche e meccaniche

Proprietà	u.m.	Valore	Rif.
Larghezza del nastro	mm	200/500	CNR-DT 200/2004
Spessore equivalente di fibra	mm	0,337	UNI EN 2561
Sezione del rinforzo	mm ²	67/168	CNR-DT 200/2004
Tensione di rottura a trazione della fibra	MPa	5100	ISO 10618
Modulo elastico a trazione della fibra	GPa	245	ISO 10618
Allungamento a rottura della fibra	%	2,1	ISO 10618
Densità delle fibre	g/cm ³	1,78	ASTM D792, ISO 183-1

CARATTERISTICHE

- Elevate resistenze meccaniche
- Elevata resistenza alla corrosione
- Compatibilità con malte a base di calce

VANTAGGI

- durabilità ed efficacia dell'intervento
- adattabilità a geometrie irregolari
- bassissimi spessori e bassa invasività

Figura 8.3.5 Dati tecnici Sistema Fibra Betontex FB-GV620U-HT, Rinforzo a taglio di travi e pilastri, Fonte: Fibranet.it.

8.3.1 INTERVENTO DI RINFORZO A TAGLIO SULLE TRAVI

Essendo che le travi presentano la stessa sezione e circa la stessa sollecitazione, si progetta uno stesso intervento per tutte le travi non verificate, utilizzando la sollecitazione massima agente.

Si riporta la sezione delle travi non verificate a taglio.

Trave Secondaria di Spina			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.7	copriferro c' [m]	0.05
Ht [m]	0.45	Altezza utile d' [m]	0.4
Bs [m]	1	copriferro c [m]	0.05
Hs [m]	0.15	Altezza utile d [m]	0.4

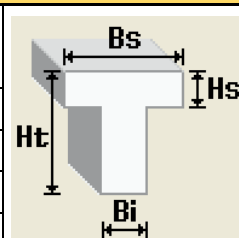


Figura 8.3.6 Caratteristiche geometriche della sezione: Trave secondaria di spina.

Si riporta ora la verifica a taglio, eseguita manualmente su Excel utilizzando le formule definite al capitolo 6.4.2 di questo elaborato.

Verifica a Taglio pre-operam			
Taglio Resistente Trave Secondaria di Spina C 4.1.2.3.5.2			
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd [Mpa]	7.90	fyd [Mpa]	148.15
d [mm]	400.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	700.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.00	ϕ_{st} [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cota	0.00	sin α	1.00
VRcd [kN]	343.29	VRsd [kN]	201.06
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.11
201.0619298	224.16	Non Verificato	

Figura 8.3.7 Verifica a Taglio Pre-operam, Trave secondaria di spina.

Come si può notare, nella verifica pre-operam si è utilizzato un valore della $\cot \vartheta = 2,5$ per sfavorire la verifica lato calcestruzzo e migliorare la verifica lato acciaio; nonostante questo la sollecitazione sulla trave risulta troppo elevata ed è necessario eseguire un progetto di rinforzo.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per le travi e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Interna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.95
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
e_{fk}	0.021	γ_c	1.2
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	200
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio led (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{dd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.5
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_f [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.204469317	Γ_{Fd} [MPa]	0.204469317
f_{bd} [MPa]	1.635754536	t_f spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	f_{dd} [MPa]	363.5012459
t_f spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	141.1623223	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1} l_{ed,2}\}$	200	$f_{ed,Trave}$	282.7231912
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.570796327
k_b	1	t_f spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	300	$\cot \vartheta$	1.00
k_g	0.05	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	300
f_{cm}	15.99991	f_{dd} [MPa]	363.5012459
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	200
Γ_{Fd} [MPa]	0.204469317	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	60.02

Figura 8.3.8 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione del sistema di FRP per le Travi.

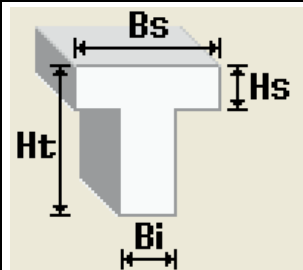
Trave Secondaria di Spina			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Base superiore della trave Bs [m]	1		
Base inferiore della trave Bi [m]	0.7		
Altezza totale della trave Ht [m]	0.45		
Altezza spessore della trave hs [m]	0.15		
Altezza della trave avvolta dall'FRP hw [m]	0.3		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.42		
Verifica a Taglio post-operam			
Taglio Resistente C 4.1.2.3.5.2			
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd, fragile [Mpa]	7.90	fyd, fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	420.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	700.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.00	φ, st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd [kN]	360.46	VRsd [kN]	211.12
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	271.14	VRd,frp [kN]	60.02
		VRd,frp + VRsd	271.14
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	
271.14	224.16	VERO	

Figura 8.3.9 Verifica a taglio post-operam per la Trave Secondaria di Spina.

Dunque, come si può vedere dalle verifiche riportate, mediante una fasciatura ad U, con uno strato di fibra di carbonio, con larghezza pari a 200 mm e passo pari a 200 mm, quindi una fasciatura continua, l'intervento di rinforzo per le travi risulta efficace in quanto la resistenza a taglio è superiore alla corrispettiva sollecitazione.

Questo intervento deve essere attuato su tutte le travi non verificate, inquadrate in precedenza.

8.3.2 INTERVENTO DI RINFORZO A TAGLIO SUI PILASTRI

Essendo che i pilastri presentano sezioni, staffature e sollecitazioni differenti è necessario andare a distinguere l'intervento di rinforzo in funzione delle specifiche caratteristiche degli elementi strutturali; è possibile inquadrare alcune tipologie di pilastri che presentano caratteristiche simili, per i quali si progetterà uno stesso intervento utilizzando le sollecitazioni più sfavorevoli a favore di sicurezza.

Si riporta un'immagine contenente le sollecitazioni di taglio massime agenti sui pilastri non verificati: le sollecitazioni variano notevolmente e per questo si ritiene necessario andare a differenziare il progetto dell'intervento di rinforzo e le relative verifiche pre-operam e post-operam.

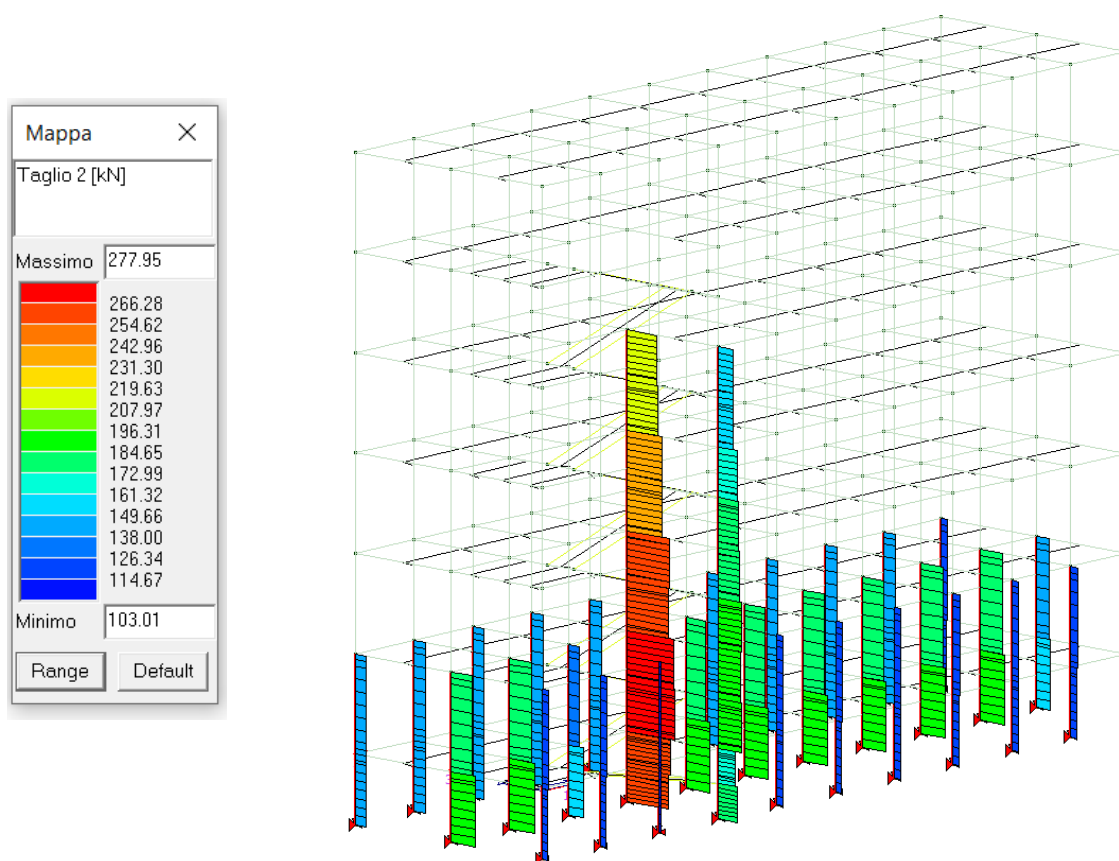


Figura 8.3.10 Sollecitazione a Taglio massima agente sui Pilastri NON verificati, Analisi con azione sismica al 60%.

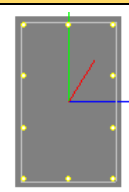
Dunque, per ogni piano, sono state eseguite verifiche distinte per:

- 1) Pilastrata centrale (a meno del pilastro del vano scale);
- 2) Pilastro centrale del vano scale;
- 3) Pilastrata di Bordo (a meno del pilastro del vano scale);
- 4) Pilastro di bordo del vano scale;
- 5) Pilastro di giunto centrale;
- 6) Pilastri di giunto di bordo.

8.3.2.1 Piano seminterrato S1

1) Pilastrata centrale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadrimento degli pilastri considerati.

Pilastrata Centrale Piano S1 80x50				
Caratteristiche Geometriche Sezione				
Bi [m]	0.5			
Ht [m]	0.8			
cospirferro c' [m]	0.03			
Altezza utile d' [m]	0.77			
Verifica a Taglio pre-operam				
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018				
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio		
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15	
d [mm]	770	x [mm]	200	
bw [mm]	500	n° staffe /m	5	
αc	1.0066	φ, st [mm]	10	
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08	
α	1.57	cotθ	2.5	
cotα	6.13E-17	sin α	1	
VRcd [kN]	475.12	VRsd [kN]	196.59	
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.04	
196.5855286	205.05	Non Verificato		
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc				
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1888	
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	400000	
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	4.7200	
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.0000	
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.5974	
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500	
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	VERO	αc	1.0066	

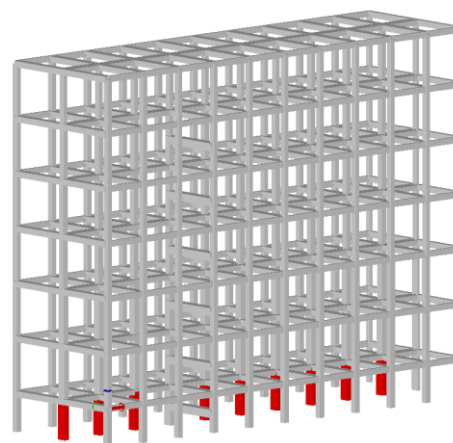


Figura 8.3.11 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadrimento degli elementi strutturali, Pilastrata centrale-S1

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i pilastri e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio led (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco fdd (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
su [mm]	0.25	Modulo elastico E_f [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1084	Γ_{Fd} [MPa]	0.1084
fbd [MPa]	0.8671	tf spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	fdd [MPa]	330.83
tf spessore [mm]	0.337	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP VRd,f (4.19)	
led,1 [mm]	193.8794		
led,2 [mm]	200		
led = max {led,1 led,2}	200	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		fed, pilastro	494.87
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.1524	tf spessore [mm]	0.337
min {0,9 d; hw}	693	$\cot\theta$	1.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot\beta$	6.12574E-17
FC	1.35	min {0,9 d; hw}	693
f_{cm}	16.000	fdd [MPa]	330.83
f_{ctm}	1.905	led [mm]	200
Γ_{Fd} [MPa]	0.1084	$\sin\beta$	1
		VRd,f [kN]	144.47

Figura 8.3.12 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per la pilastrata centrale-S1.

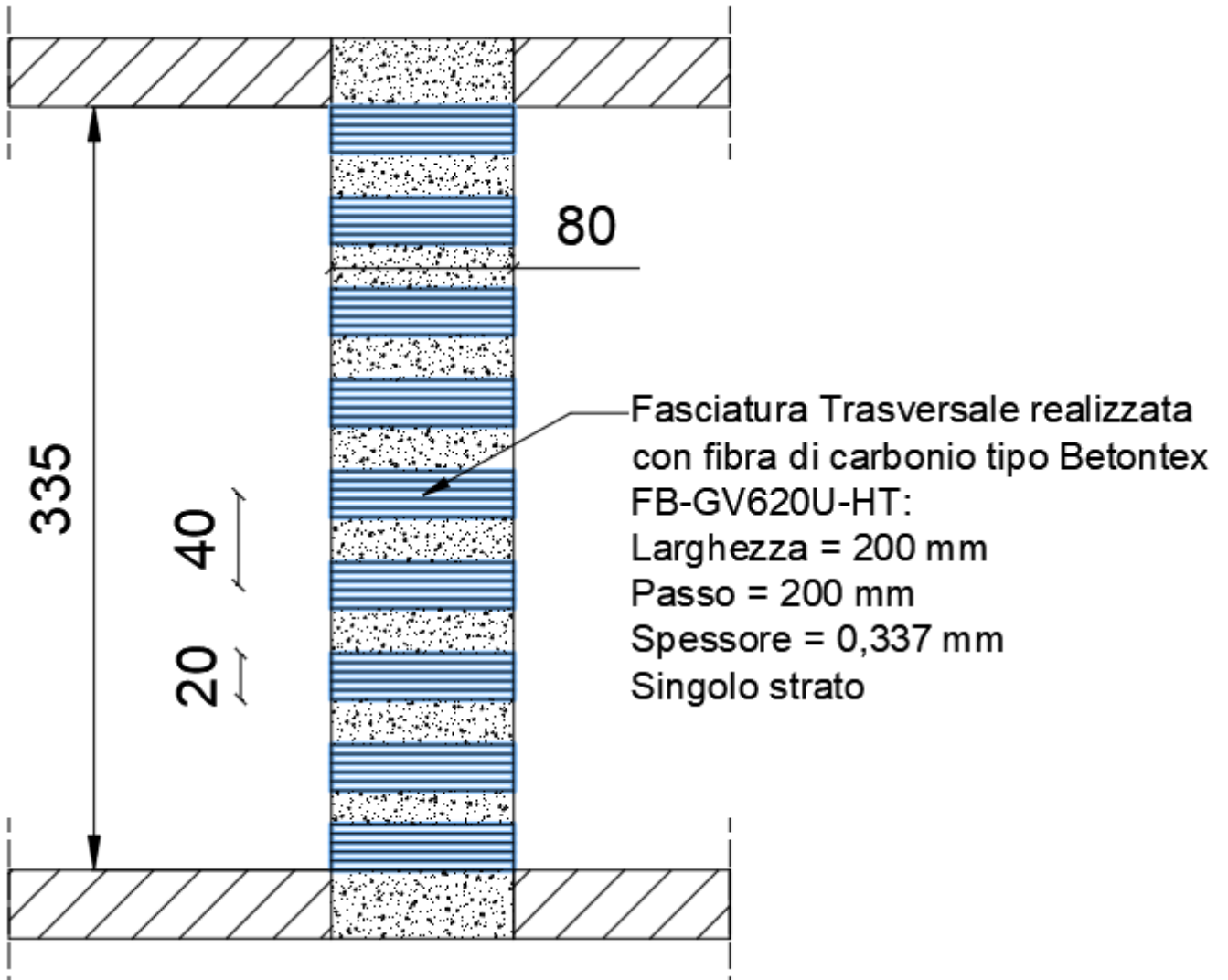


Figura 8.3.13 Intervento di rinforzo a taglio dell'FRP per la pilastrata centrale-S1.

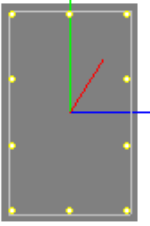
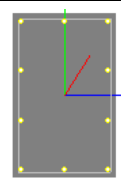
Pilastrata Centrale Piano S1 80x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.8		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.77		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	770.00	x [mm]	200.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	5.00
αc	1.007	φ, st [mm]	10.00
v	0.50	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	1.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	635.93	VRsd [kN]	120.95
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	265.42	VRd,frp [kN]	144.47
		VRd,frp + VRsd	265.42
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.77
265.42	205.05	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1888
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	400000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.72
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.597
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.007

Figura 8.3.14 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata centrale-S1.

2) Pilastrata centrale – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Interna Piano S1 80x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.8		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.77		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	770	x [mm]	200
bw [mm]	500	n° staffe /m	5
α_c	0.8782	ϕ_{st} [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cot θ	2.5
cot α	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	414.54	VRsd [kN]	196.59
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.32
196.5855286	259.34	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	2050.25
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	400000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	5.1256
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.6487
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	FALSO	α_c	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	VERO	α_c	0.8782

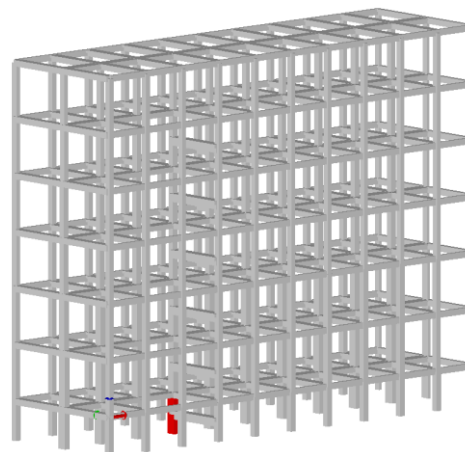


Figura 8.3.15 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-S1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Interna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.95
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	200
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1084	Γ_{Fd} [MPa]	0.1084
f_{bd} [MPa]	0.8671	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	330.83
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	193.8794	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	200	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	584.45
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.1524	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	693	$\cot \vartheta$	1.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	693
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	330.83
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	200
		$\sin \beta$	1
Γ_{Fd} [MPa]	0.1084	$V_{Rd,f}$ [kN]	341.23

Figura 8.3.16 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-S1.

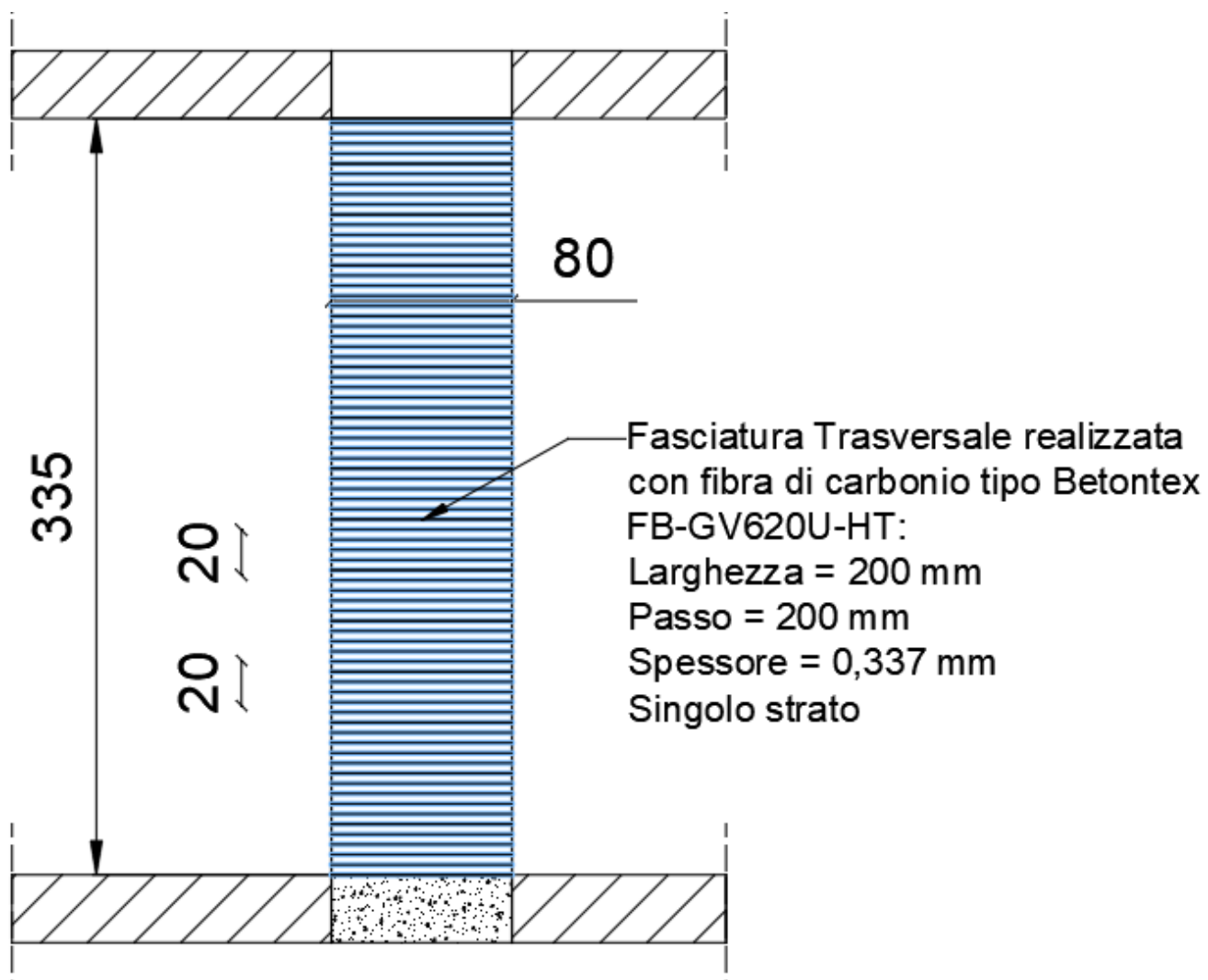


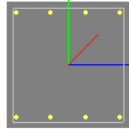
Figura 8.3.17 Intervento di rinforzo a per il Pilastro centrale del Vano scale-S1.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano S1 80x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.8		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.77		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	770.00	x [mm]	200.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	5.00
αc	0.878	φ, st [mm]	10.00
v	0.50	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	1.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	554.85	VRsd [kN]	120.95
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	265.42	VRd,frp [kN]	144.47
		VRd,frp + VRsd	265.42
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.98
265.42	259.34	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	2050.25
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	400000
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	5.125625
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.649
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	VERO	αc	0.878

Figura 8.3.18 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano S1.

3) Pilastrata di bordo

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei pilastri considerati.

Pilastrata di bordo Piano S1 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	200
bw [mm]	500	n° staffe /m	5
αc	1.1078	φ,st [mm]	10
v	0.5	Asw [mm²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	319.18	VRsd [kN]	123.05
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.07
123.0457123	132.17	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1100
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.4000
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.5569
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.1078

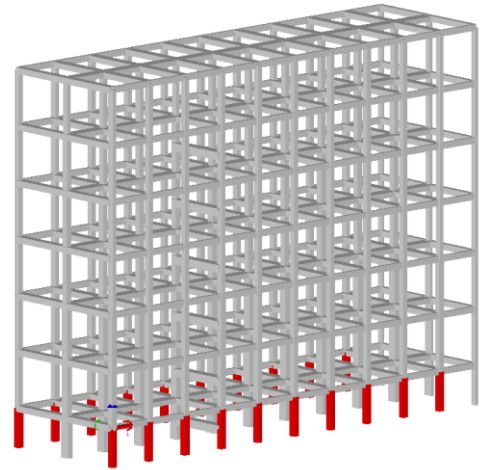


Figura 8.3.19 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata di bordo-S1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i pilastri e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	406.60
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	1.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	72.45

Figura 8.3.20 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per pilastrata di bordo-S1.

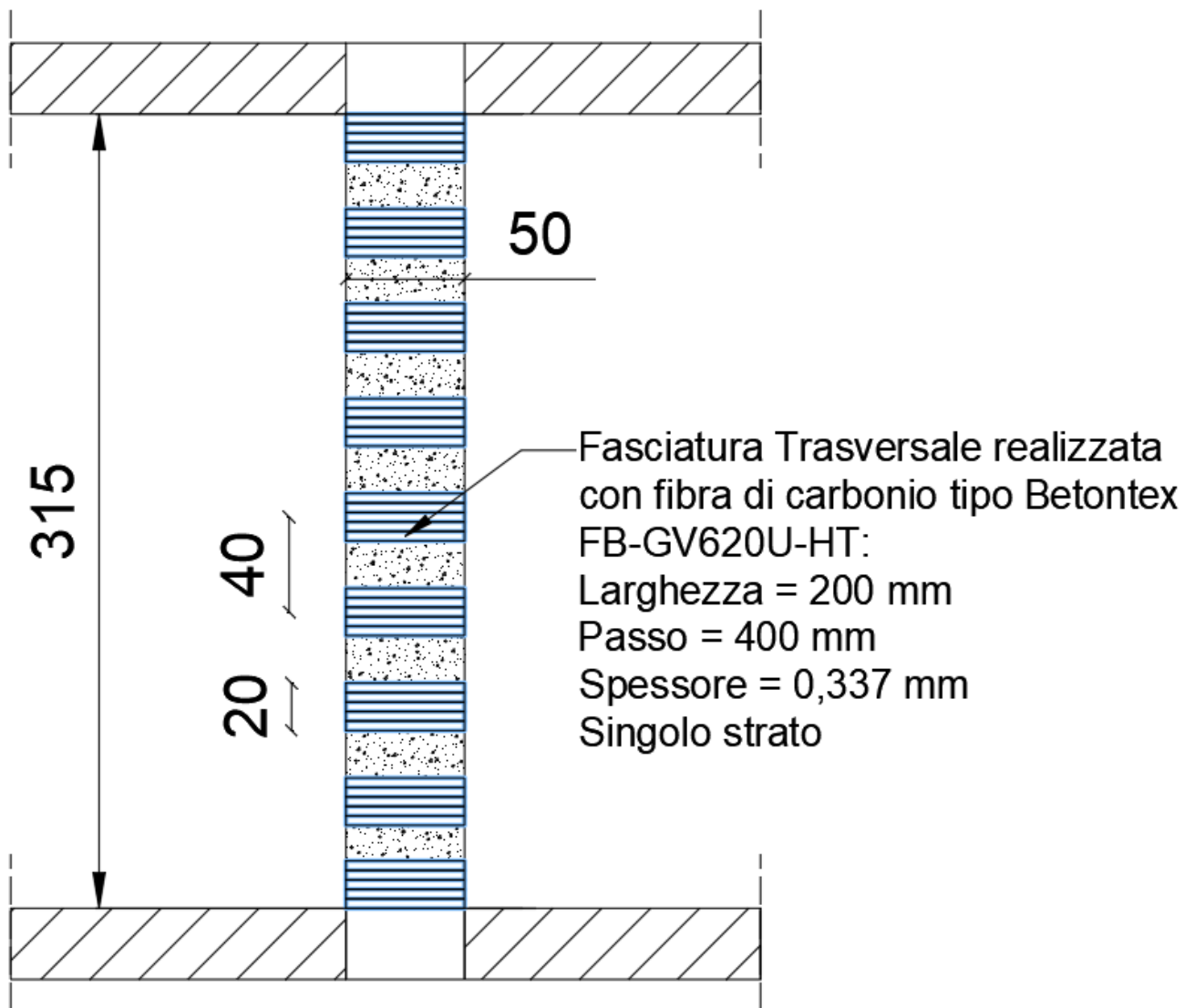


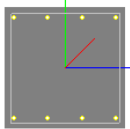
Figura 8.3.21 Intervento di rinforzo per pilastrata di bordo-S1.

Pilastrata di bordo Piano S1 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	200.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	5.00
αc	1.108	φ, st [mm]	10.00
v	0.50	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	1.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	427.21	VRsd [kN]	73.83
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	146.28	VRd,frp [kN]	72.45
		VRd,frp + VRsd	146.28
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.90
146.28	132.17	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1100
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.4
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.557
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.108

Figura 8.3.22 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata di bordo, Piano S1.

4) Pilastrata di bordo – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata di bordo Piano S1 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	200
bw [mm]	500	n° staffe /m	5
αc	0.9053	φ,st [mm]	10
v	0.5	Asw [mm²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	260.84	VRsd [kN]	123.05
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.39
123.0457123	170.42	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1260
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	5.0400
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.6379
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.9053

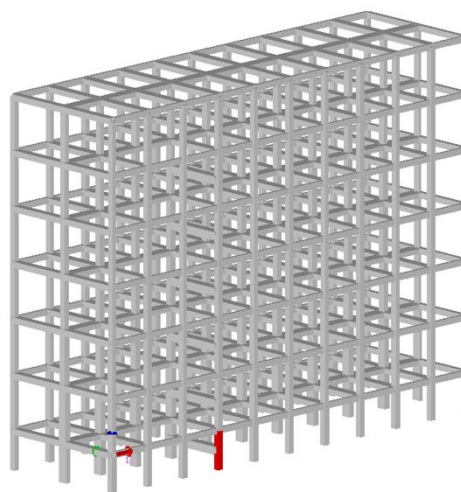


Figura 8.3.23 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-S1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	$f_{ed, pilastro}$	406.60
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	96.60

Figura 8.3.24 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-S1.

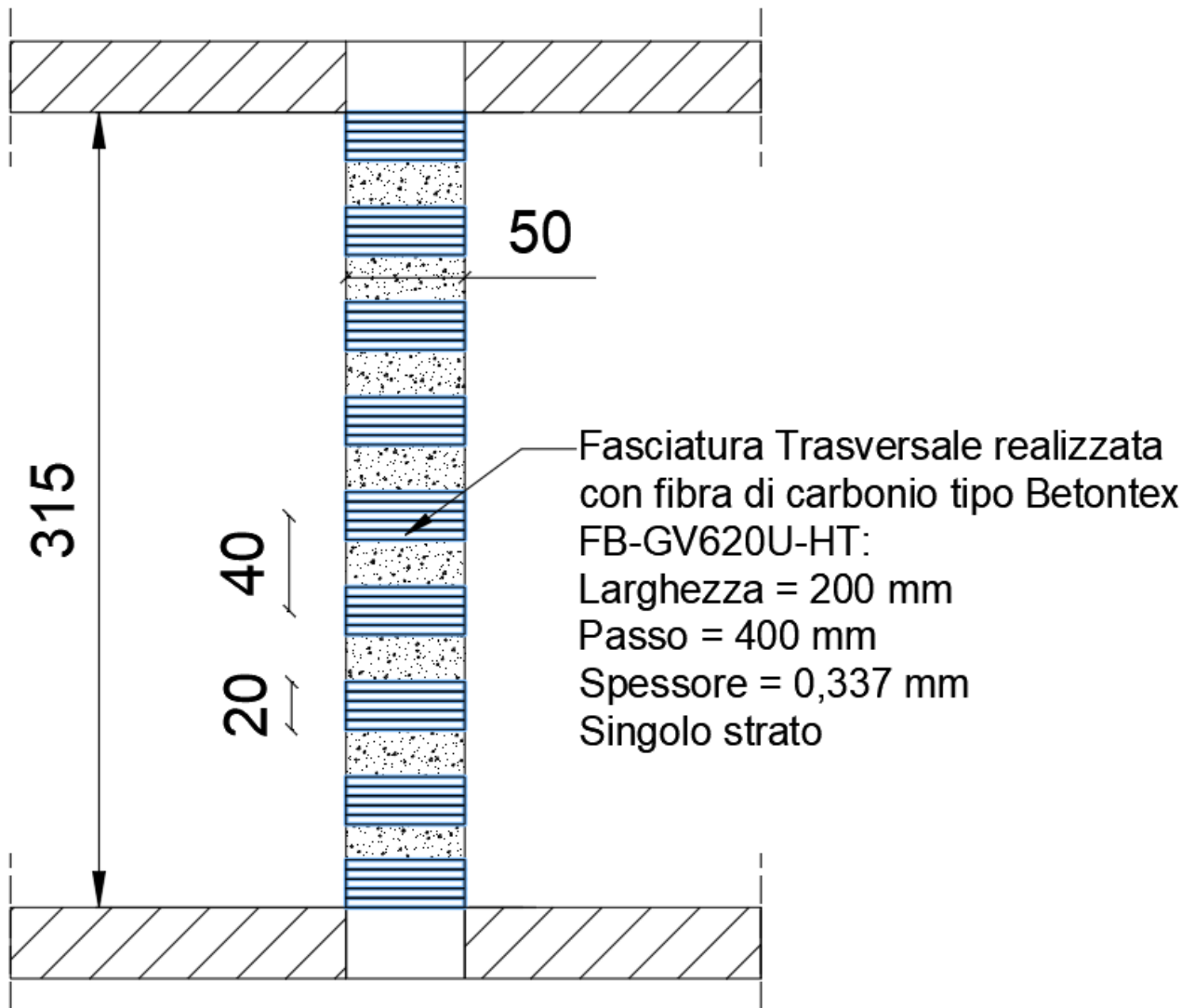


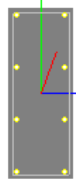
Figura 8.3.25 Intervento di rinforzo a per il Pilastro di bordo del Vano scale-S1.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata di bordo Piano S1 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	200.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	5.00
αc	0.905	φ, st [mm]	10.00
v	0.50	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.00
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	340.87	VRsd [kN]	98.44
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	195.04	VRd,frp [kN]	96.60
		VRd,frp + VRsd	195.04
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.87
195.04	170.42	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1260
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	5.04
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.638
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	VERO	αc	0.905

Figura 8.3.26 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano S1.

5) Pilastro di giunto centrale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

Pilastrata Centrale di giunto Piano S1 80x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.8		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.77		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	770	x [mm]	200
bw [mm]	300	n° staffe /m	5
α	0.9048	ϕ ,st [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cot θ	2.5
cota	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	256.25	VRsd [kN]	201.59
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.02
201.5855286	206.36	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1210
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	240000
fcd [MPa]	7.90	σ cp [MPa]	5.0417
σ cp < 0	FALSO	α	1.0000
0 < σ cp < 0,25 fcd	FALSO	α	1.6381
0,25 fcd < σ cp < 0,5 fcd	FALSO	α	1.2500
0,5 fcd < σ cp < fcd	VERO	α	0.9048

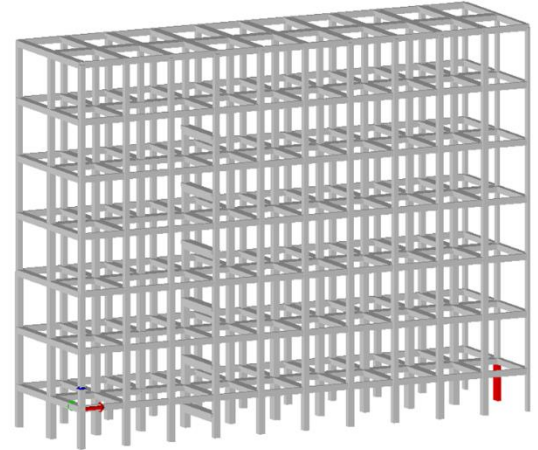


Figura 8.3.27 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di giunto centrale-S1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1084	Γ_{Fd} [MPa]	0.1084
f_{bd} [MPa]	0.8671	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	330.83
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	193.8794	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	200	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	494.87
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
		t_r spessore [mm]	0.337
k_b	1.1524	$\cot\theta$	1.5
$\min \{0,9 d; h_w\}$	693	$\cot\beta$	6.12574E-17
k_g (composti preformati)	0.023	$\min \{0,9 d; h_w\}$	693
FC	1.35	f_{rdd} [MPa]	330.83
f_{cm}	16.000	l_{ed} [mm]	200
f_{ctm}	1.905	$\sin\beta$	1
Γ_{Fd} [MPa]	0.1084	$V_{Rd,f}$ [kN]	144.47

Figura 8.3.28 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di giunto centrale-S1.

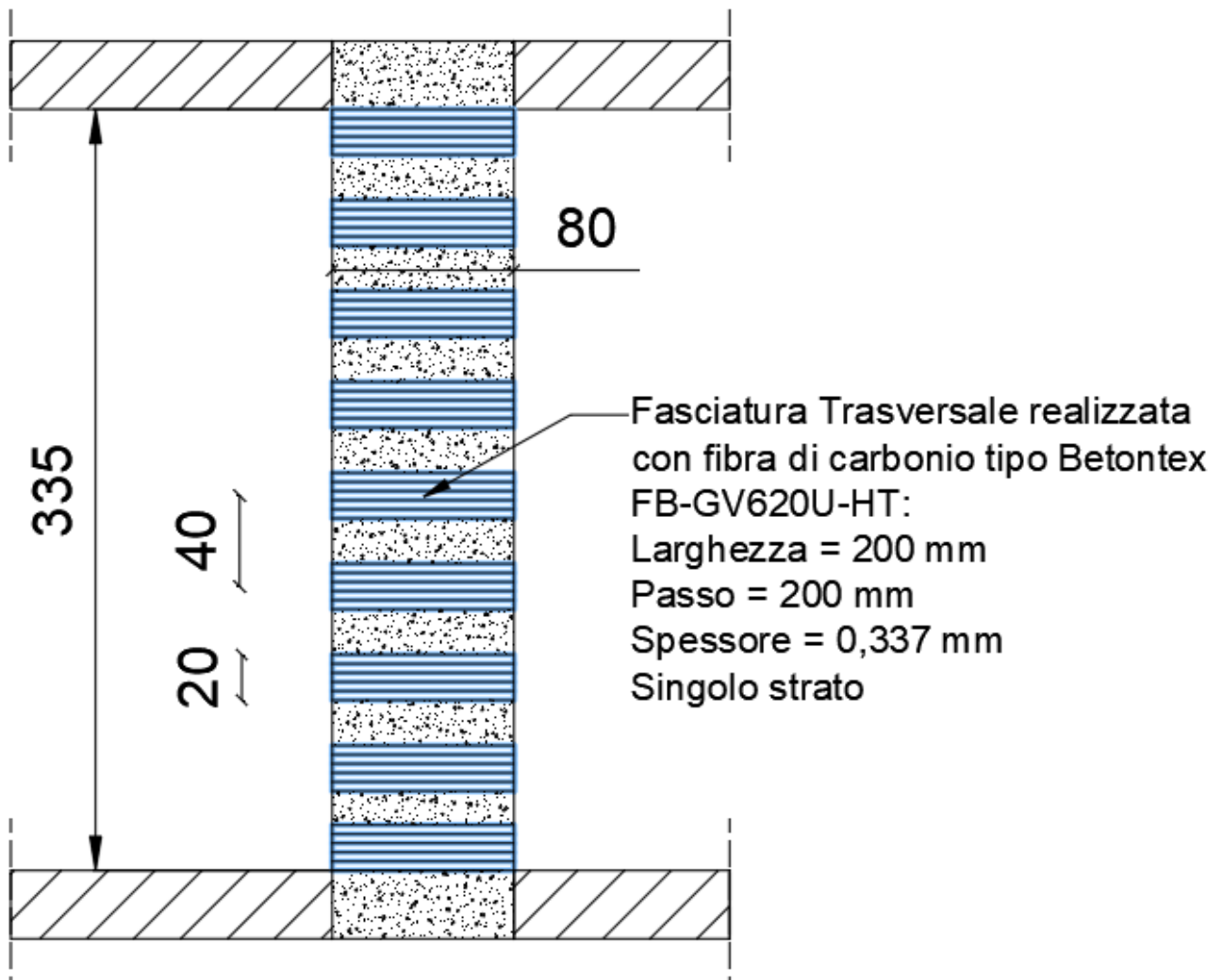


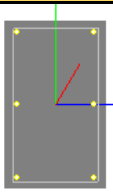
Figura 8.3.29 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di giunto centrale-S1.

Pilastrata Centrale di giunto Piano S1 80x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.8		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.77		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd [Mpa]	7.90	fyd [Mpa]	148.15
d [mm]	770.00	x [mm]	200.00
bw [mm]	300.00	n° staffe /m	5.00
αc	0.905	φ, st [mm]	10.00
v	0.50	Asw [mm²]	157.08
α	1.57	cotθ	1.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	342.98	VRsd [kN]	120.95
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	265.42	VRd, frp [kN]	144.47
		VRd, frp + VRsd	265.42
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.78
265.42	206.36	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1210
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm²]	240000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	5.041666667
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.638
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.905

Figura 8.3.30 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di giunto centrale, Piano S1.

6) Pilastri di giunto di bordo

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei pilastri considerati.

Pilastrata Esterna di giunto S1 50x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f _{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	200
bw [mm]	300	n° staffe /m	5
αc	0.9180	φ, st [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	158.69	VRsd [kN]	123.05
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.05
123.0457123	128.74	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	750
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	150000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	5.0000
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.6328
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.9180

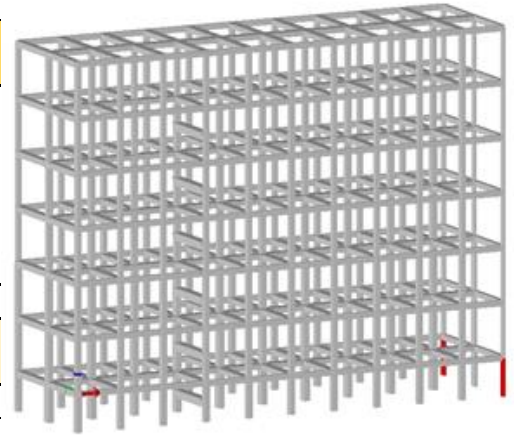


Figura 8.3.31 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastri di giunto di bordo-S1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i pilastri e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	$f_{ed, pilastro}$	406.60
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	1.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	72.45

Figura 8.3.32 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per i Pilastri di giunto di bordo-S1.

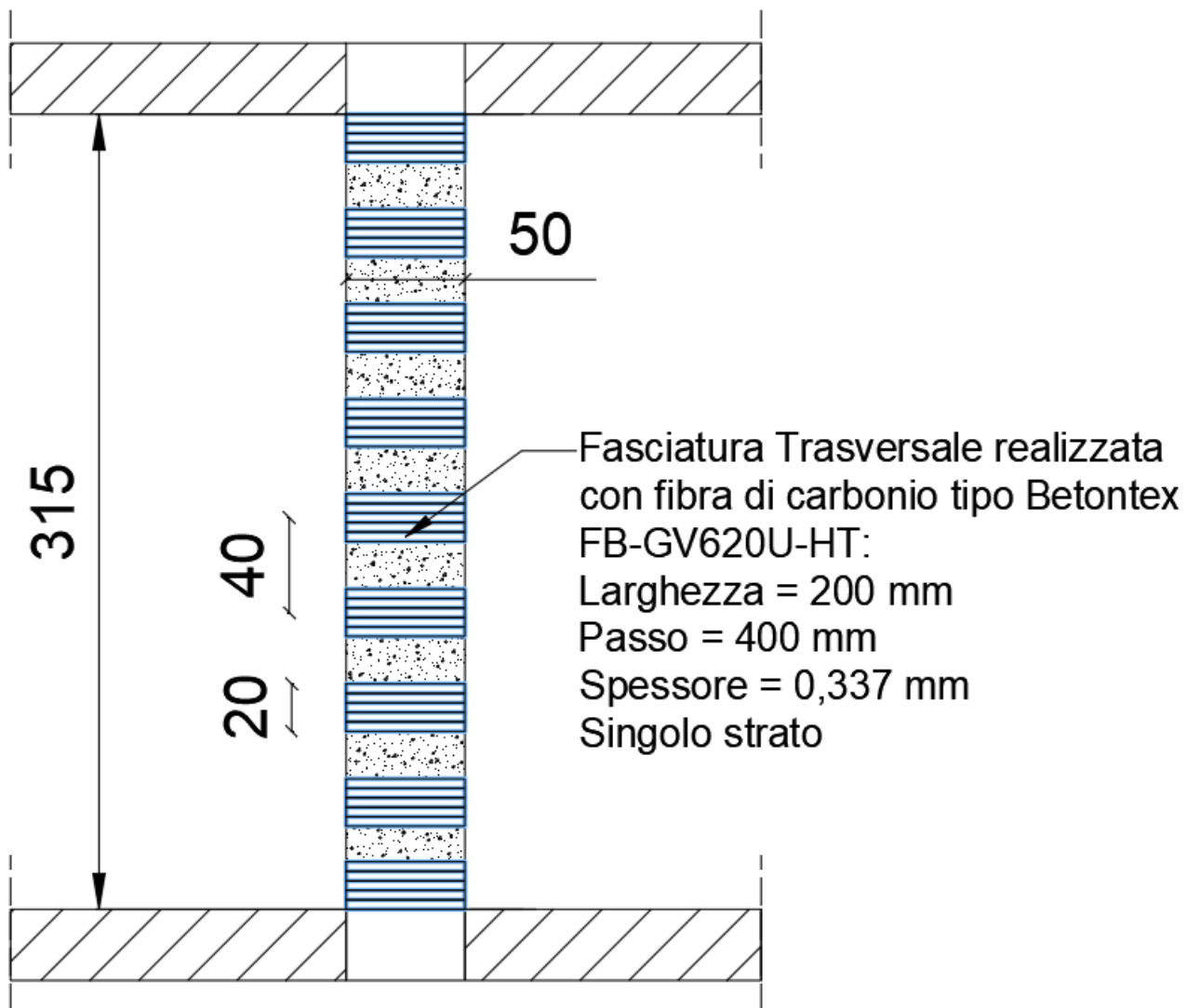


Figura 8.3.33 Intervento di rinforzo a taglio per i Pilastri di giunto di bordo-S1.

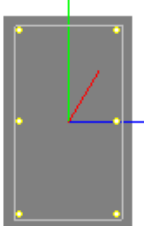
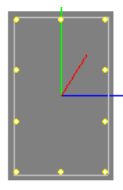
Pilastrata Esterna di giunto S1 50x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	200.00
bw [mm]	300.00	n° staffe /m	5.00
αc	0.918	φ,st [mm]	10.00
v	0.50	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	1.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	212.40	VRsd [kN]	73.83
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	146.28	VRd,frp [kN]	72.45
		VRd,frp + VRsd	146.28
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.88
146.28	128.74	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	750
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	150000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	5
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.633
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.918

Figura 8.3.34 Verifica a taglio post-operam per i Pilastrati di giunto di bordo, Piano S1.

8.3.2.2 Piano terra P0

1) Pilastrata centrale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento degli pilastri considerati.

Pilastrata Centrale Piano P0 70x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.7		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.67		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	670	x [mm]	150
bw [mm]	500	n° staffe /m	6.67
αc	1.1539	φ, st [mm]	12
v	0.5	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	473.94	VRsd [kN]	336.78
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.32
336.7787325	443.87	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1489
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	350000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.2543
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.5384
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.1539

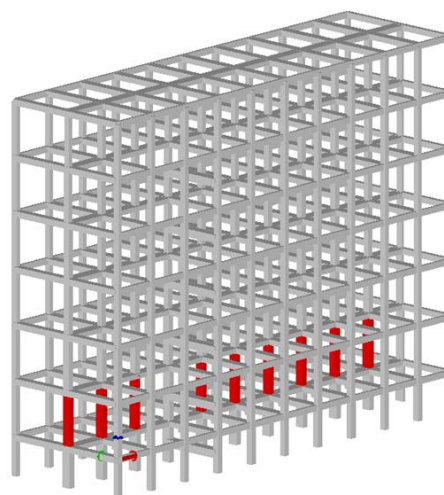


Figura 8.3.35 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata centrale-P0

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i pilastri e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	200
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1053	Γ_{Fd} [MPa]	0.1053
f_{bd} [MPa]	0.8422	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	326.04
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	196.7294	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	200	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	559.76
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.1193	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	603	$\cot \vartheta$	1.1
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	603
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	326.04
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	200
Γ_{Fd} [MPa]	0.1053	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	208.54

Figura 8.3.36 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per pilastri centrale-P0.

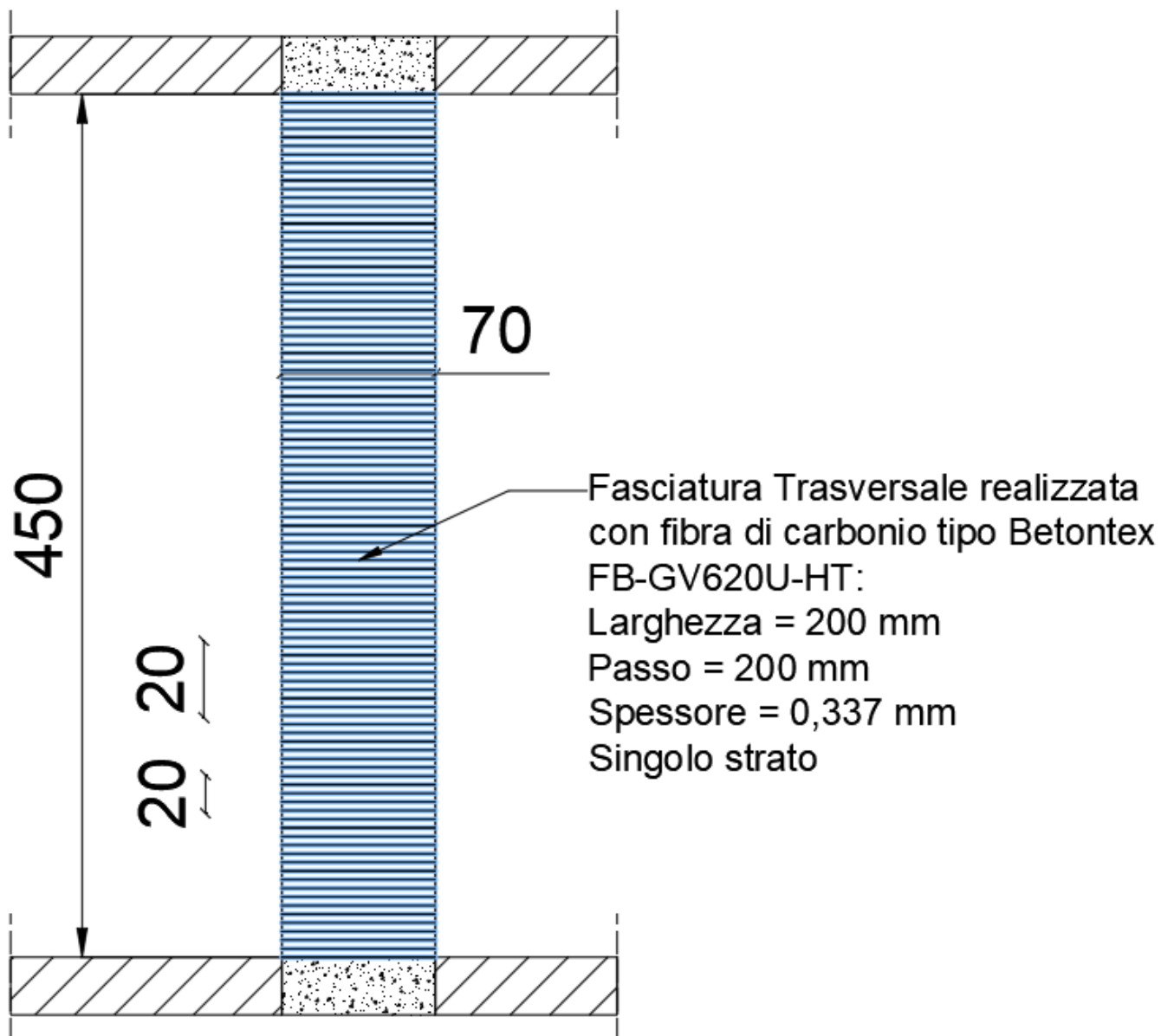


Figura 8.3.37 Intervento di rinforzo a taglio per pilastrata centrale-P0.

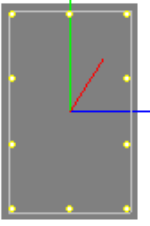
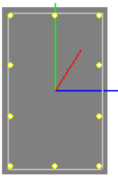
Pilastrata Centrale Piano P0 70x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.7		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.67		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	670.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.154	φ, st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	473.94	VRsd [kN]	336.78
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	473.94	VRd,frp [kN]	208.54
		VRd,frp + VRsd	545.32
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.94
473.94	443.87	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1489
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	350000
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	4.254285714
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.538
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	VERO	αc	1.154

Figura 8.3.38 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata centrale-P0.

2) Pilastrata centrale – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P0 70x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.7		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.67		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	670	x [mm]	150
bw [mm]	500	n° staffe /m	6.67
αc	0.9632	φ,st [mm]	12
v	0.5	Asw [mm²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	395.59	VRsd [kN]	336.78
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.08
336.7787325	364.28	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1700
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm²]	350000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.8571
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.6147
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.9632

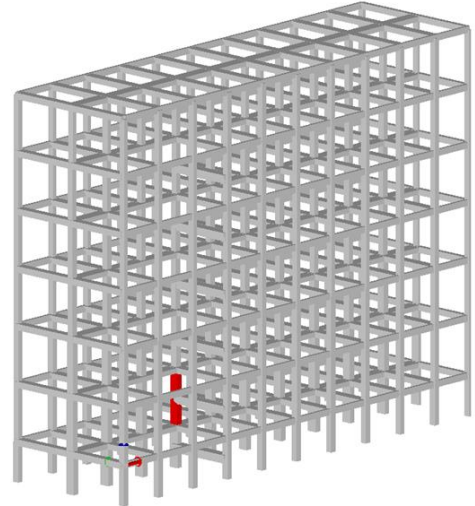


Figura 8.3.39 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P0.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1053	Γ_{Fd} [MPa]	0.1053
f_{bd} [MPa]	0.8422	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	326.04
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	196.7294	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	200	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	475.60
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.1193	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	603	$\cot \vartheta$	2.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	603
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	326.04
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	200
		$\sin \beta$	1
Γ_{Fd} [MPa]	0.1053	$V_{Rd,f}$ [kN]	201.35

Figura 8.3.40 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P0.

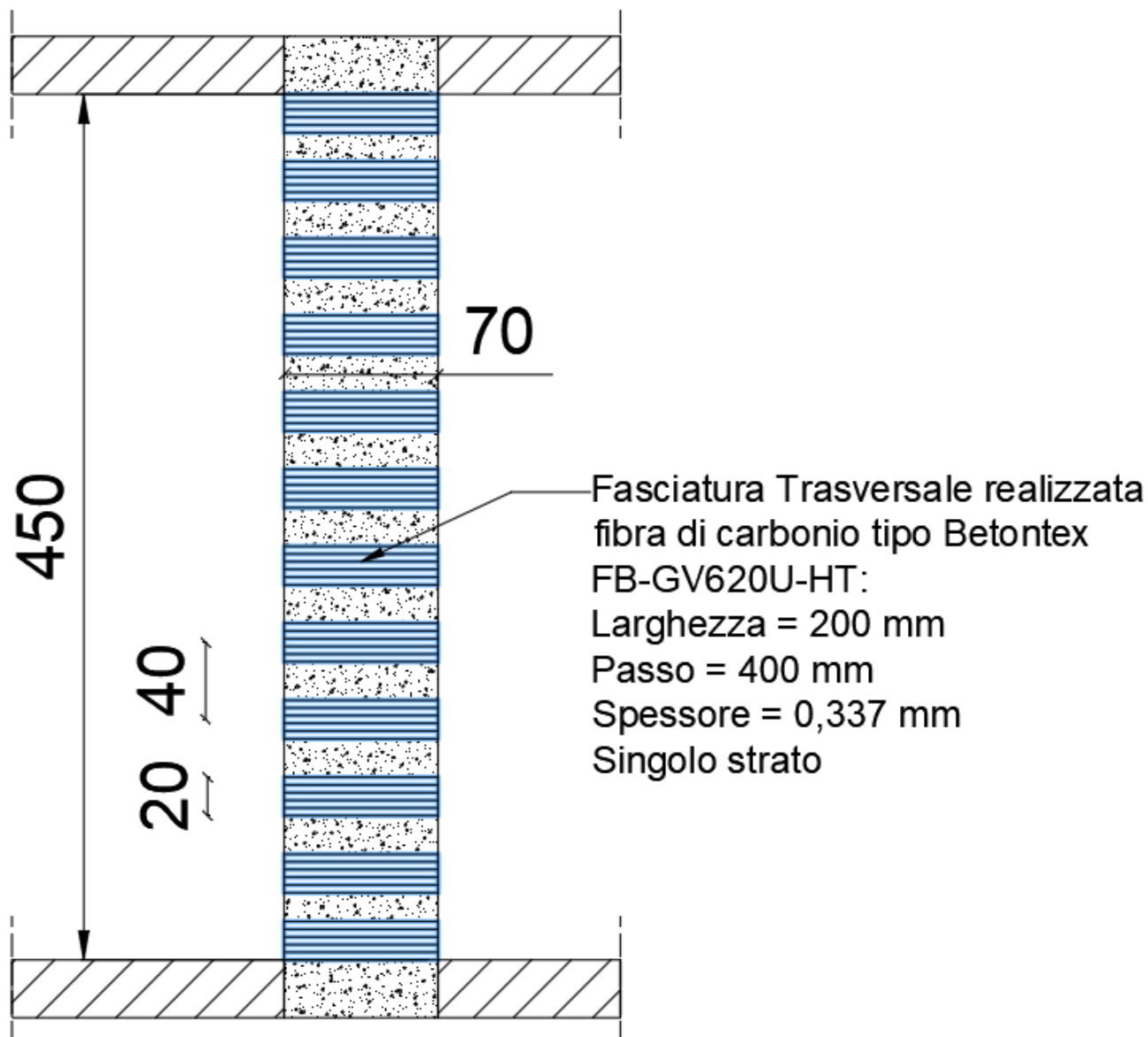


Figura 8.3.41 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P0.

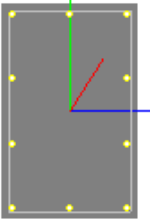
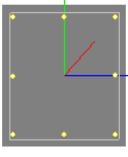
PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P0 70x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.7		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.67		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	670.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	6.67
αc	0.963	φ, st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	395.59	VRsd [kN]	336.78
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	395.59	VRd,frp [kN]	201.35
		VRd,frp + VRsd	538.13
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.92
395.59	364.28	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1700
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	350000
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	4.857142857
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.615
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	VERO	αc	0.963

Figura 8.3.42 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P0.

3) Pilastrata di bordo

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei pilastri considerati.

Pilastrata di bordo Piano P0 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	450	n° staffe /m	6.67
α_c	1.1641	ϕ_{st} [mm]	12
v	0.5	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.5
cot α	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	301.85	VRsd [kN]	236.25
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.03
236.2477675	243.43	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	950
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	4.2222
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.5344
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	FALSO	α_c	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	VERO	α_c	1.1641

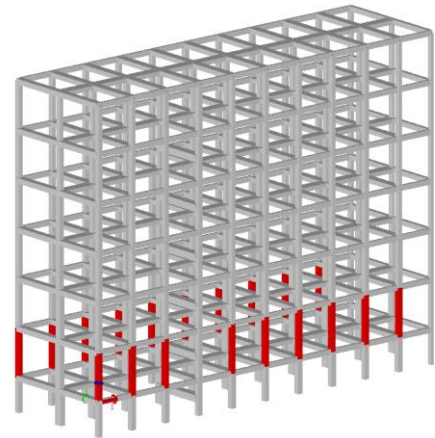


Figura 8.3.43 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata di bordo-P0.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i pilastri e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{dd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_f [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	f_{dd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	$f_{ed, pilastro}$	406.60
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{dd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	120.75

Figura 8.3.44 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per pilastrata di bordo-P0.

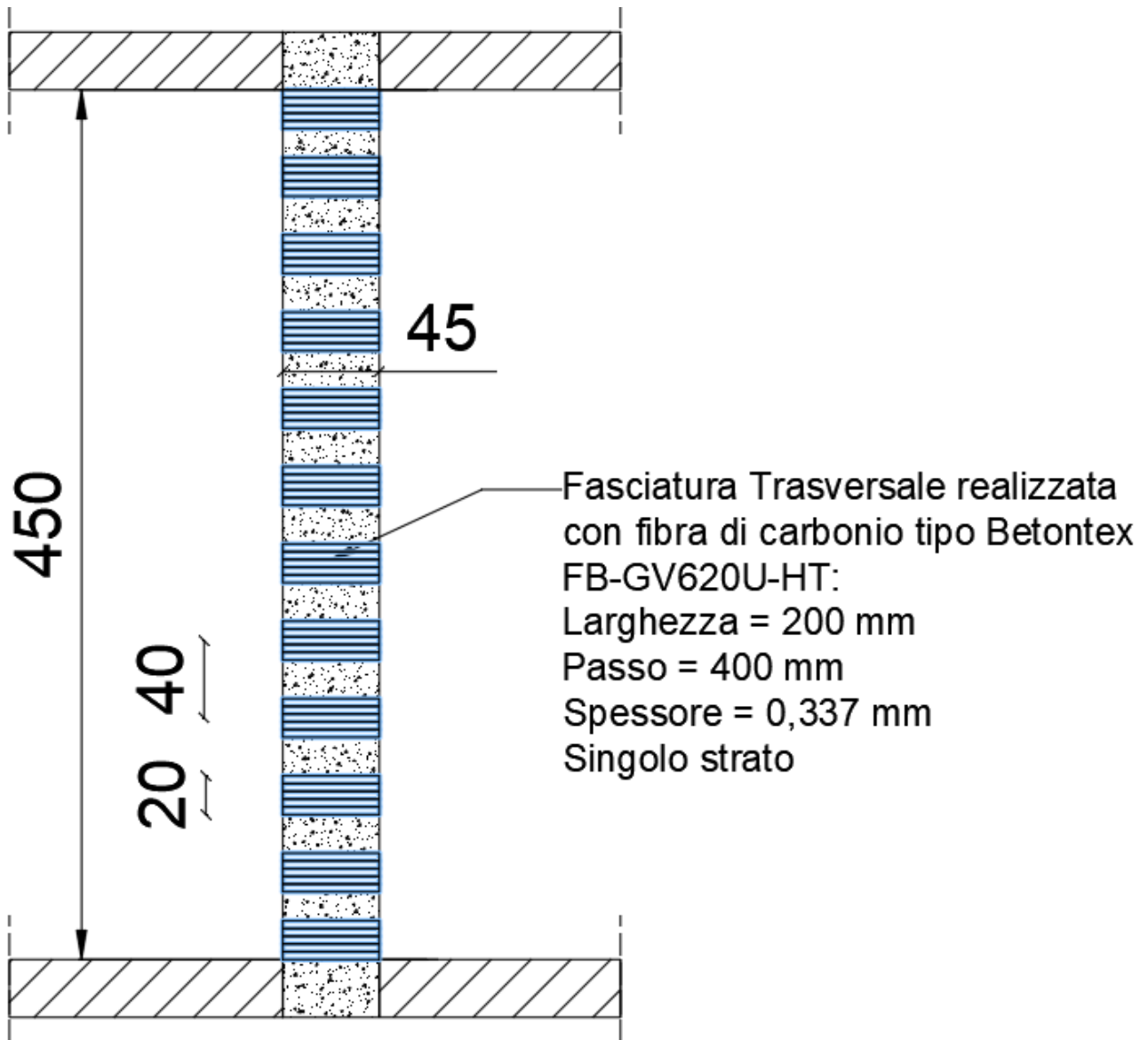


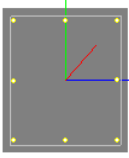
Figura 8.3.45 Intervento di rinforzo a taglio per pilastrata di bordo-P0.

Pilastrata di bordo Piano P0 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	450.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.164	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	301.85	VRsd [kN]	236.25
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	301.85	VRd,frp [kN]	120.75
		VRd,frp + VRsd	357.00
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.81
301.85	243.43	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	950
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.222222222
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.534
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.164

Figura 8.3.46 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata di bordo, Piano P0.

4) Pilastrata di bordo – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata di bordo Piano P0 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	450	n° staffe /m	6.67
α_c	0.9531	ϕ_{st} [mm]	12
v	0.5	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.5
cot α	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	247.15	VRsd [kN]	236.25
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.03
236.2477675	243.43	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1100
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	4.8889
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.6188
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	FALSO	α_c	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	VERO	α_c	0.9531

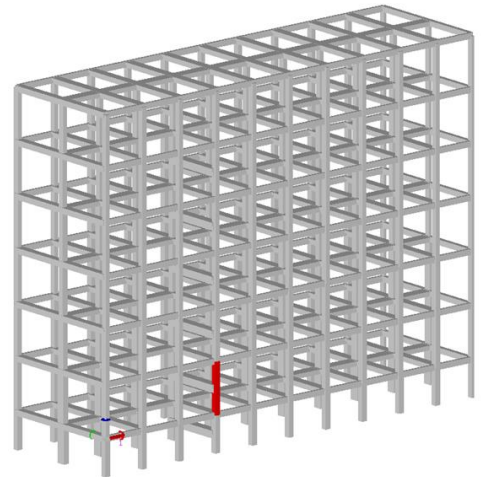


Figura 8.3.47 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P0.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	406.60
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	96.60

Figura 8.3.48 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P0.

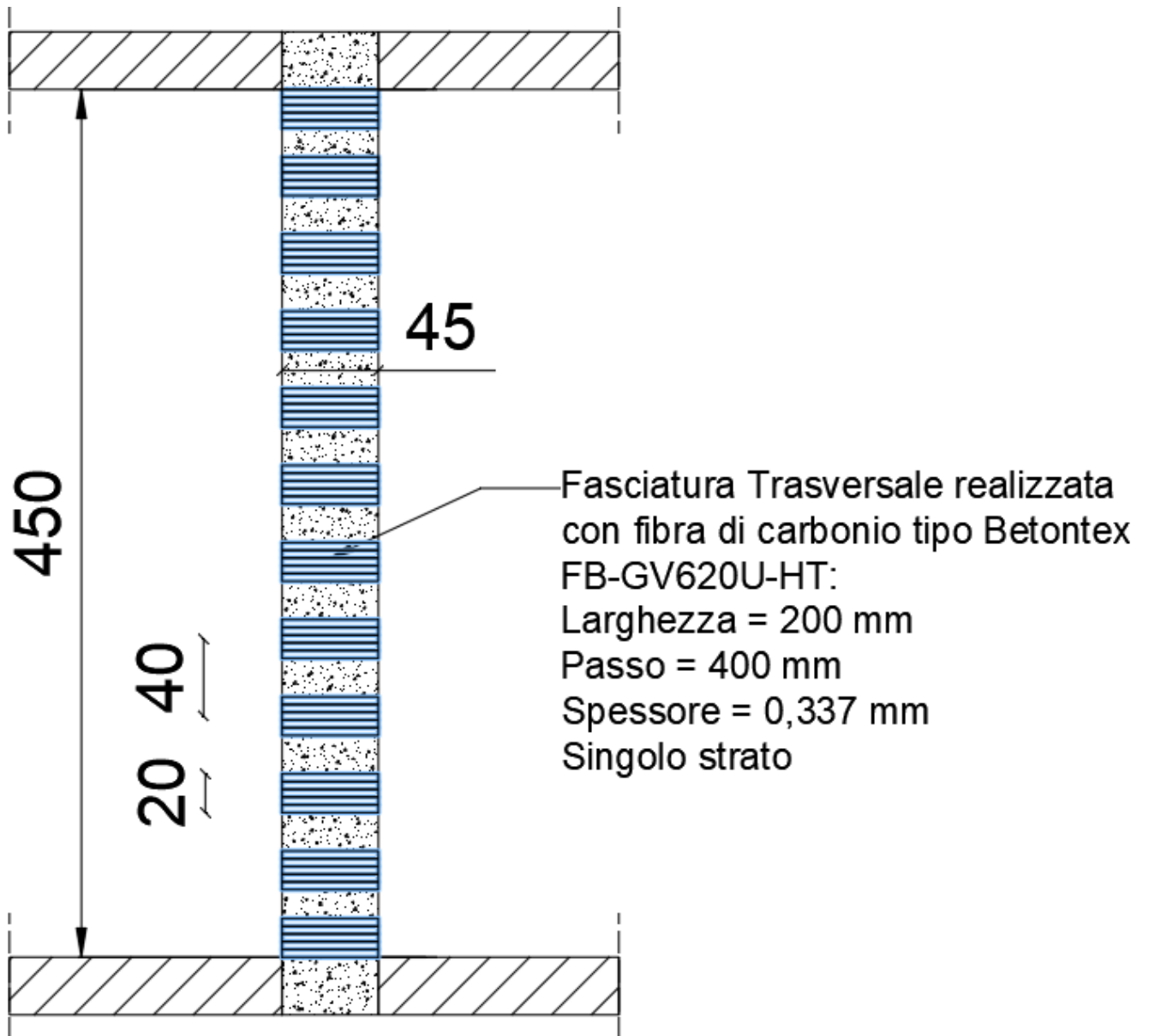
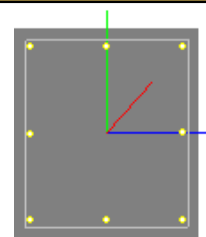


Figura 8.3.49 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P0.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata di bordo Piano P0 50x45

Caratteristiche Geometriche Sezione

Bi [m]	0.45
Ht [m]	0.5
copriferro c' [m]	0.03
Altezza utile d' [m]	0.47



Verifiche post-operam

Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018

Resistenza taglio lato Cls

Resistenza taglio lato Acciaio

fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	450.00	n° staffe /m	6.67
αc	0.953	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.00
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	286.70	VRsd [kN]	189.00
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	285.60	VRd,frp [kN]	96.60
		VRd,frp + VRsd	285.60
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.85
285.60	243.43	VERO	

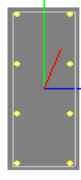
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc

0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1100
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.888888889
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.619
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.953

Figura 8.3.50 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P0.

5) Pilastro di giunto centrale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

Pilastrata Esterno Piano P0 70x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.7		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.67		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	670	x [mm]	150
bw [mm]	300	n° staffe /m	6.67
α_c	1.3097	ϕ_{st} [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cot α	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	322.76	VRsd [kN]	233.87
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.11
233.8741198	259.85	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	790
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	210000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	3.7619
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.4761
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	VERO	α_c	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	FALSO	α_c	1.3097

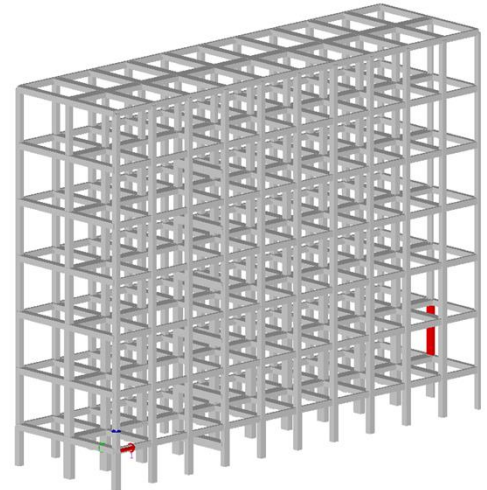


Figura 8.3.51 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di giunto centrale-P0.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1053	Γ_{Fd} [MPa]	0.1053
f_{bd} [MPa]	0.8422	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	326.04
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	196.7294	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	200	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	475.60
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.1193	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	603	$\cot \vartheta$	2.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	603
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	326.04
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	200
		$\sin \beta$	1
Γ_{Fd} [MPa]	0.1053	$V_{Rd,f}$ [kN]	201.35

Figura 8.3.52 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di giunto centrale-P0.

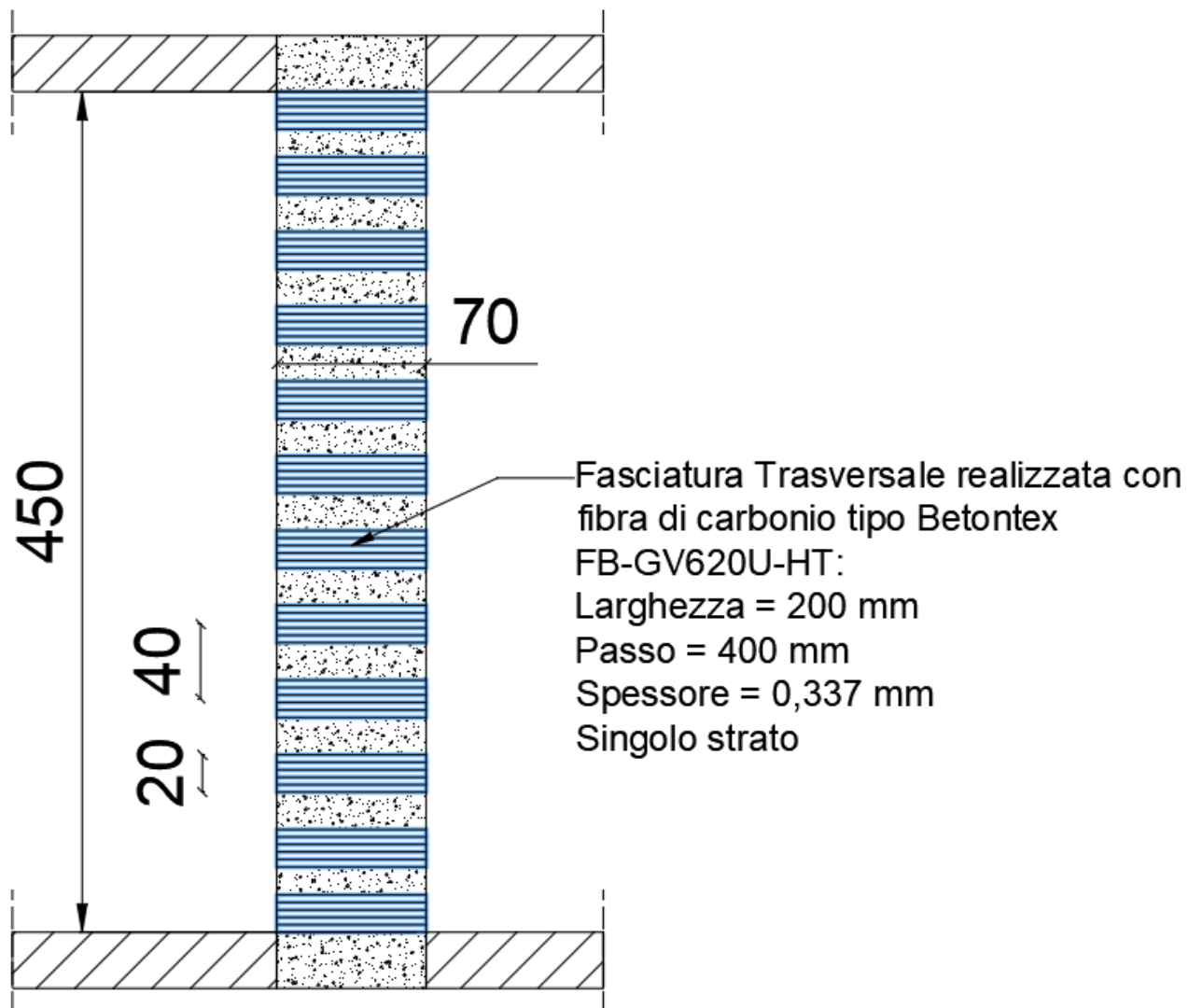


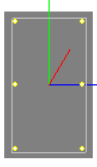
Figura 8.3.53 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di giunto centrale-P0.

Pilastrata Esterno Piano P0 70x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.7		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.67		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	670.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	300.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.310	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	322.76	VRsd [kN]	336.78
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	322.76	VRd,frp [kN]	201.35
		VRd,frp + VRsd	538.13
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.81
322.76	259.85	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	790
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	210000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	3.761904762
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.476
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	VERO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	FALSO	αc	1.310

Figura 8.3.54 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di giunto centrale, Piano P0.

6) Pilastri di giunto di bordo

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei pilastri considerati.

Pilastrata Esterna di giunto PO 50x30				
Caratteristiche Geometriche Sezione				
Bi [m]	0.3			
Ht [m]	0.5			
copriferro c' [m]	0.03			
Altezza utile d' [m]	0.47			
Verifiche pre-operam				
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018				
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio		
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15	
d [mm]	470	x [mm]	200	
bw [mm]	300	n° staffe /m	5	
α_c	1.5550	ϕ_{st} [mm]	10	
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08	
α	1.57	cotθ	2.5	
cot α	6.13E-17	sin α	1	
VRcd [kN]	268.82	VRsd [kN]	123.05	
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.24	
123.0457123	152	Non Verificato		
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c				
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	448	
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	150000	
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	2.9867	
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000	
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.3780	
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	VERO	α_c	1.2500	
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	FALSO	α_c	1.5550	

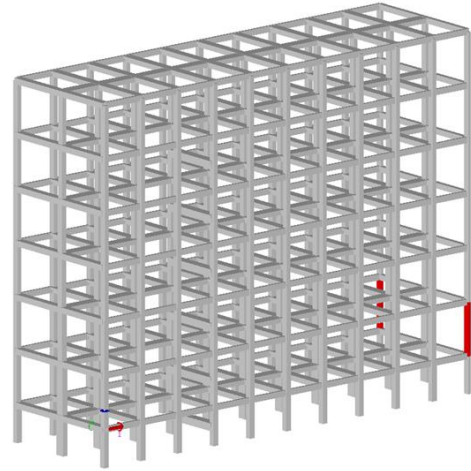


Figura 8.3.55 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastri di giunto di bordo-PO.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i pilastri e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	406.60
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	120.75

Figura 8.3.56 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per i Pilastri di giunto di bordo-P0.

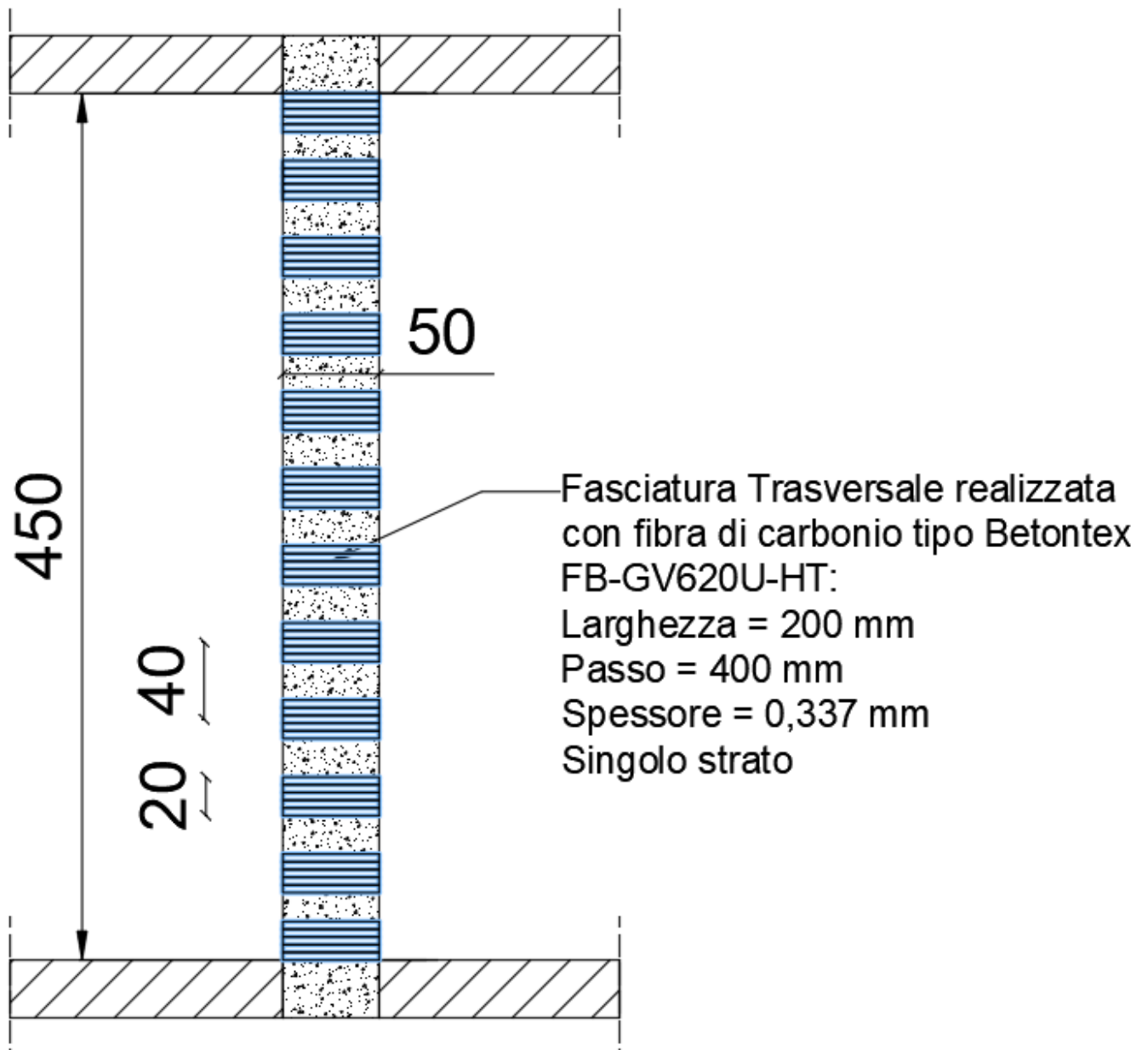


Figura 8.3.57 Intervento di rinforzo a taglio per i Pilastri di giunto di bordo-P0.

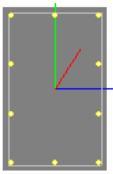
Pilastrata Esterna di giunto P0 50x30			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.3		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	300.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.555	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	268.82	VRsd [kN]	236.25
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	268.82	VRd,frp [kN]	120.75
		VRd,frp + VRsd	357.00
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.57
268.82	152	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	448
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	150000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	2.986666667
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.378
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	VERO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	FALSO	αc	1.555

Figura 8.3.58 Verifica a taglio post-operam per i Pilastrati di giunto di bordo, Piano P0.

8.3.2.3 Primo piano P1

2) Pilastrata centrale – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P1 60x50				
Caratteristiche Geometriche Sezione				
Bi [m]	0.5			
Ht [m]	0.6			
copriferro c' [m]	0.03			
Altezza utile d' [m]	0.57			
Verifiche pre-operam				
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018				
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio		
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15	
d [mm]	570	x [mm]	150	
bw [mm]	500	n° staffe /m	6.67	
α	0.8673	ϕ_{st} [mm]	10	
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08	
α	1.57	cot θ	2.2	
cot α	6.13E-17	sin α	1	
VRcd [kN]	331.09	VRsd [kN]	175.09	
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.86	
175.0914306	325.42	Non Verificato		
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α				
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1548	
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	300000	
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	5.1600	
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α	1.0000	
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α	1.6531	
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	FALSO	α	1.2500	
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	VERO	α	0.8673	

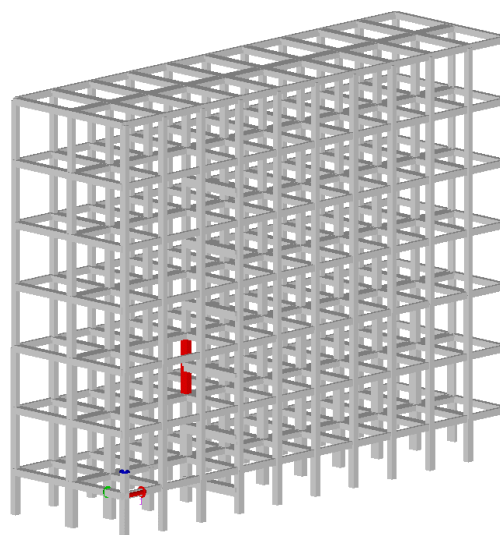


Figura 8.3.59 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Confinamento
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
S_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.1012	Γ_{Fd} [MPa]	0.1012
f_{bd} [MPa]	0.8099	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	319.72
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	200.6168	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	200.6167771	$f_{ed, pilastro}$	372.40
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0763	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	513	$\cot \vartheta$	2.2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	513
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	319.72
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	200.6167771
Γ_{Fd} [MPa]	0.1012	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	118.03

Figura 8.3.60 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P1.

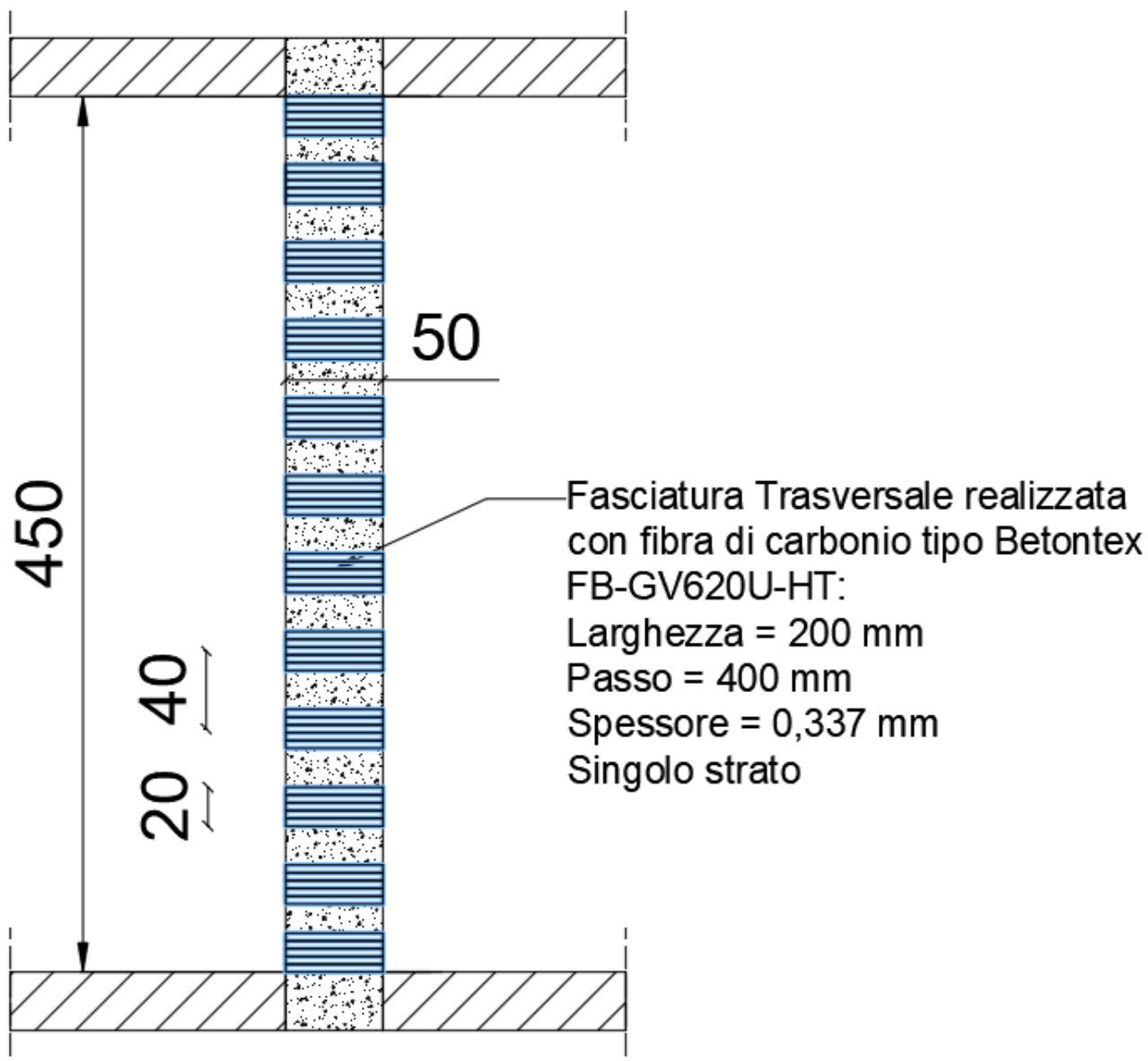


Figura 8.3.61 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P1.

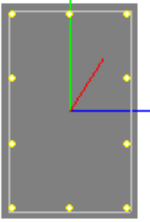
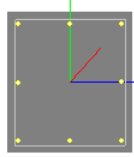
PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P1 60x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.6		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.57		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	570.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	6.67
αc	0.867	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.20
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	331.09	VRsd [kN]	252.13
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	331.09	VRd,frp [kN]	118.03
		VRd,frp + VRsd	370.16
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.98
331.09	325.42	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1548
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	300000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	5.16
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.653
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.867

Figura 8.3.62 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P1.

4) Pilastrata di bordo – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Esterno Piano P1 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
coprifero c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	450	n° staffe /m	6.67
α_c	1.0937	ϕ_{st} [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cot α	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	283.62	VRsd [kN]	164.06
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.54
164.0609497	252.51	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1000
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	4.4444
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.5625
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	FALSO	α_c	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	VERO	α_c	1.0937

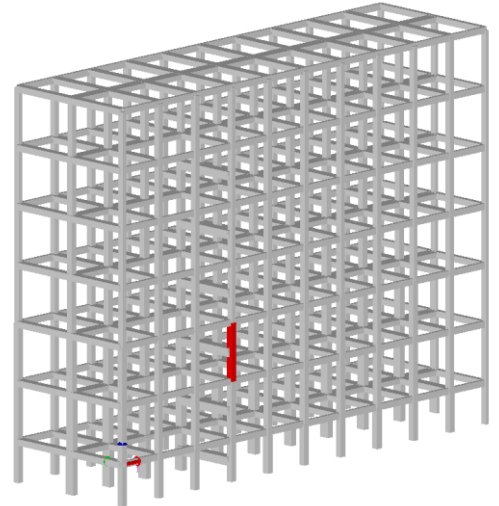


Figura 8.3.63 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P1.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{dd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_f [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	f_{dd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	342.07
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{dd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	81.27

Figura 8.3.64 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P1.

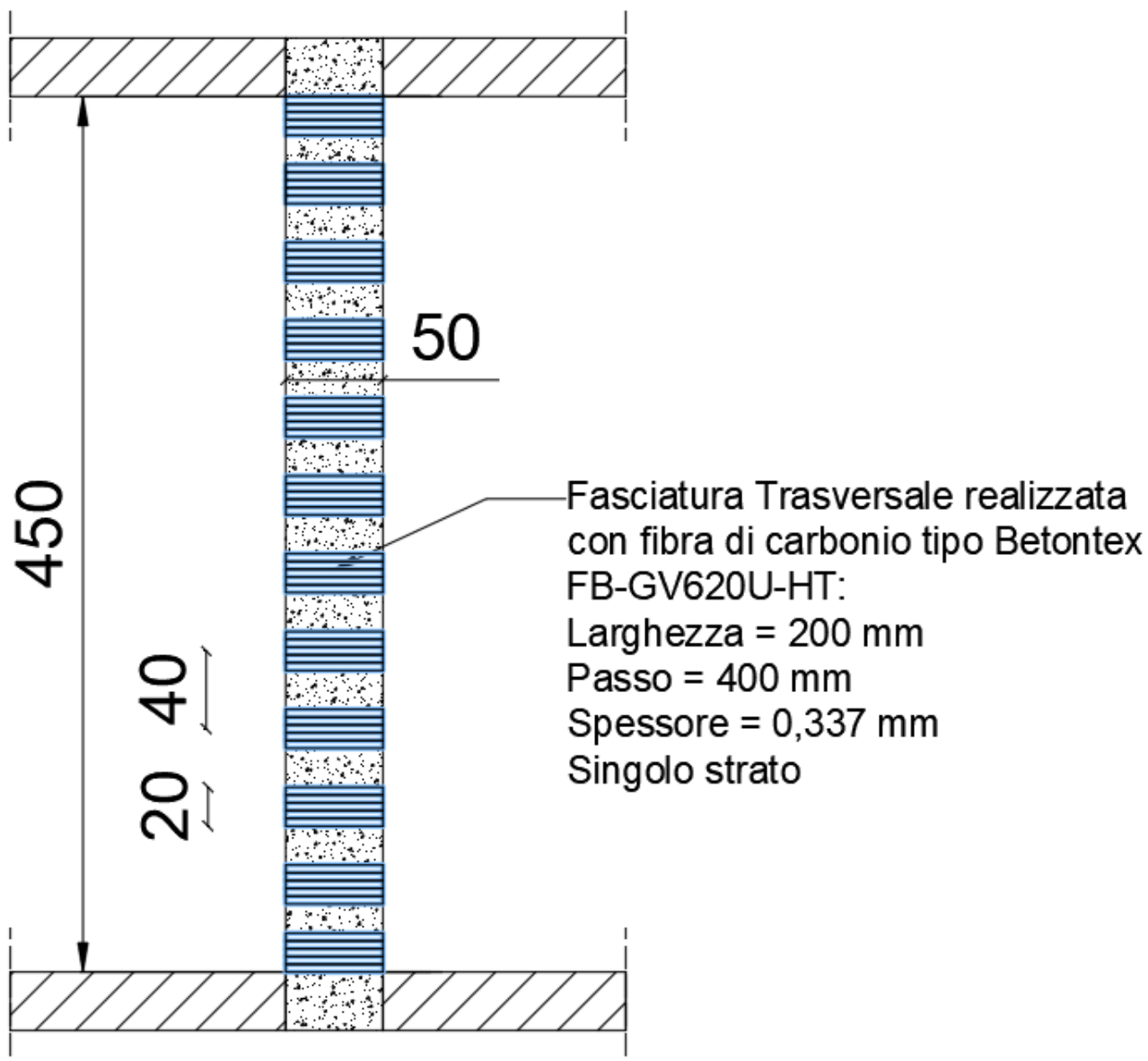


Figura 8.3.65 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P1.

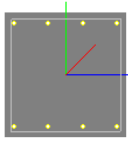
PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Esterno Piano P1 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	450.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.094	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.00
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	329.00	VRsd [kN]	189.00
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	270.27	VRd,frp [kN]	81.27
		VRd,frp + VRsd	270.27
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.93
270.27	252.51	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1000
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	4.444444444
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.563
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	VERO	αc	1.094

Figura 8.3.66 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P1.

8.3.2.4 Secondo piano P2

2) Pilastrata centrale – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P2 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	500	n° staffe /m	6.67
α	0.8547	ϕ_{st} [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cot θ	2.5
cota	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	246.25	VRsd [kN]	164.06
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.71
164.0609497	280.46	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1300
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	5.2000
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α	1.6581
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	FALSO	α	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	VERO	α	0.8547

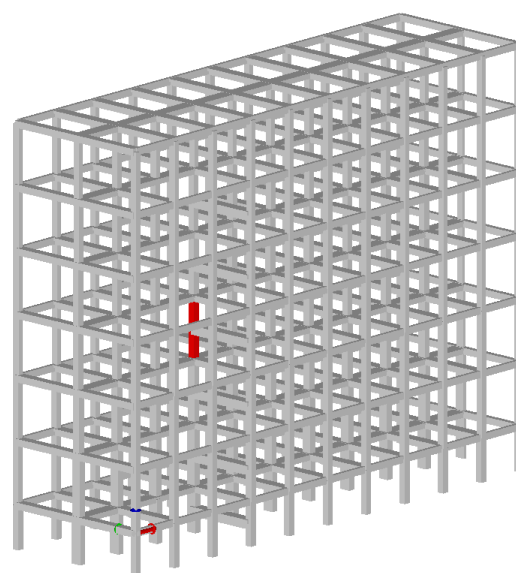


Figura 8.3.67 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P2.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Interna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.95
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	200
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{r,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	342.07
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	162.54

Figura 8.3.68 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P2.

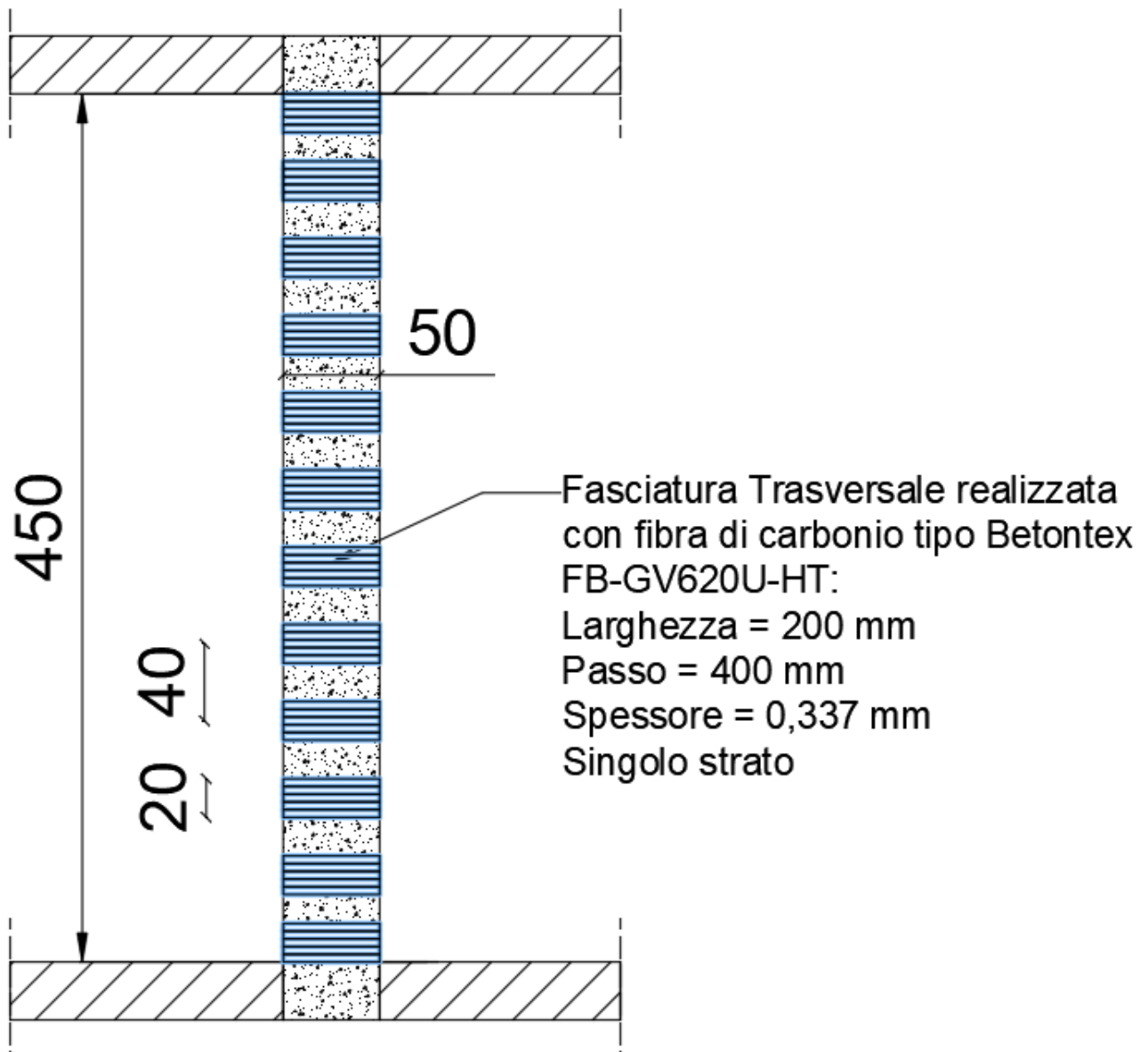


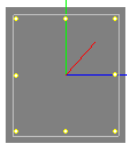
Figura 8.3.69 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P2.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P2 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	6.67
αc	0.855	φ,st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.00
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	285.65	VRsd [kN]	189.00
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	285.65	VRd,frp [kN]	162.54
		VRd,frp + VRsd	351.54
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.98
285.65	280.46	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1300
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	5.2
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.658
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	0.855

Figura 8.3.70 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P2.

4) Pilastrata di bordo – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Esterno Piano P2 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	450	n° staffe /m	6.67
α_c	1.2625	ϕ_{st} [mm]	10
v	0.5	Asw [mm ²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cot α	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	327.38	VRsd [kN]	164.06
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.37
164.0609497	225.25	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" α_c			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	880
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σ_{cp} [MPa]	3.9111
$\sigma_{cp} < 0$	FALSO	α_c	1.0000
$0 < \sigma_{cp} < 0,25 fcd$	FALSO	α_c	1.4950
$0,25 fcd < \sigma_{cp} < 0,5 fcd$	VERO	α_c	1.2500
$0,5 fcd < \sigma_{cp} < fcd$	FALSO	α_c	1.2625

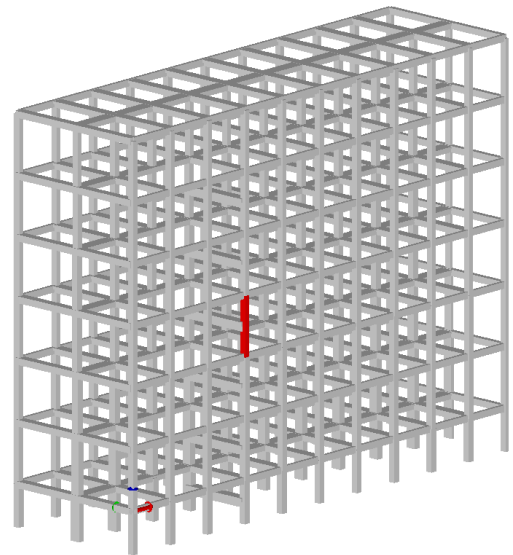


Figura 8.3.71 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P2.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{dd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_r [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_r [MPa]	245000	f_{dd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	$f_{ed, pilastro}$	342.07
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{dd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	81.27

Figura 8.3.72 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P2.

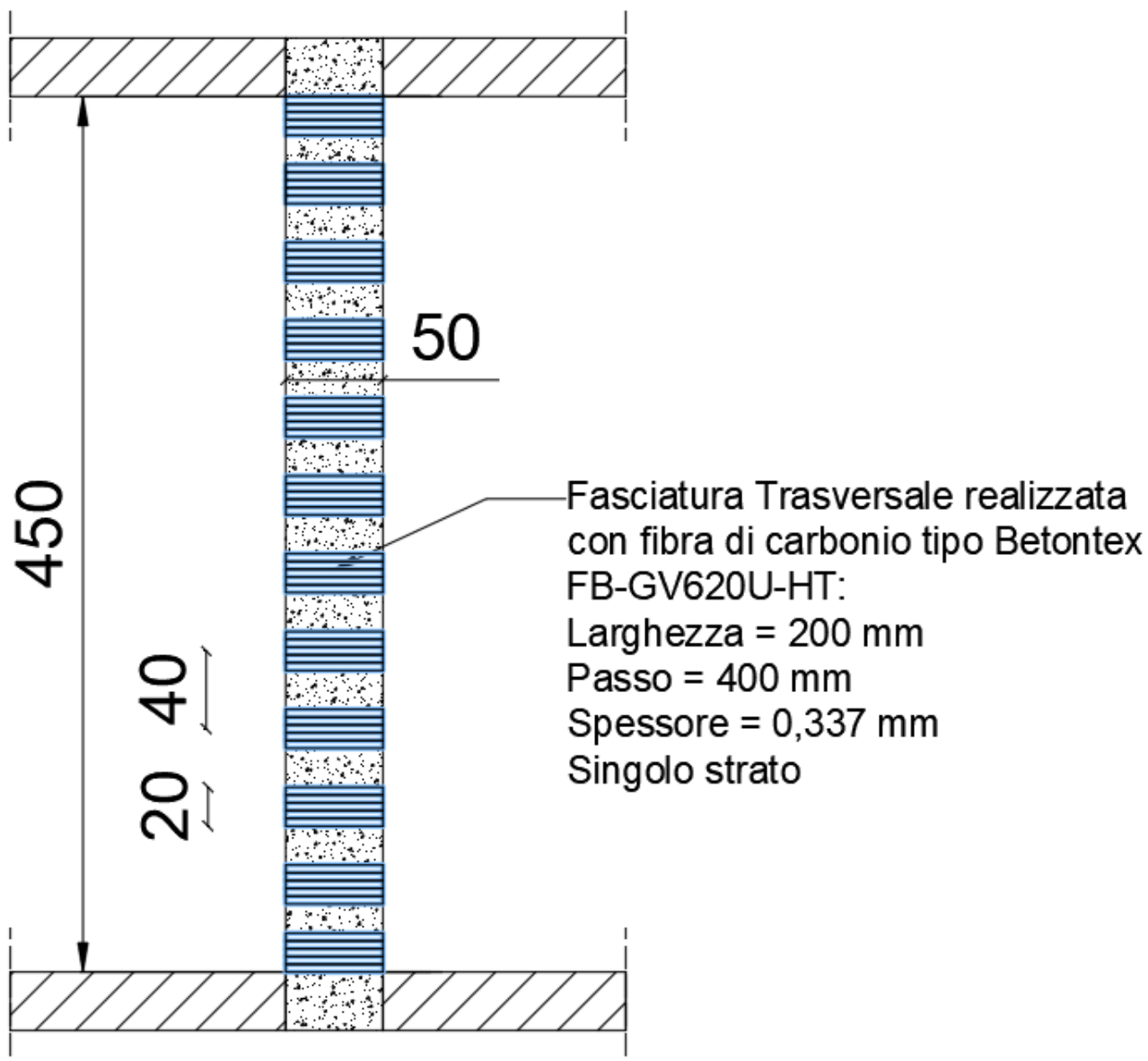


Figura 8.3.73 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P2.

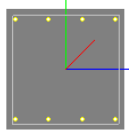
PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Esterno Piano P2 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	450.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.262	φ, st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.00
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	379.76	VRsd [kN]	189.00
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	270.27	VRd,frp [kN]	81.27
		VRd,frp + VRsd	270.27
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.83
270.27	225.25	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	880
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σ _{cp} [MPa]	3.911111111
σ _{cp} < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σ _{cp} < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.495
0,25 fcd < σ _{cp} < 0,5 fcd	VERO	αc	1.250
0,5 fcd < σ _{cp} < fcd	FALSO	αc	1.262

Figura 8.3.74 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P2.

8.3.2.5 Terzo piano P3

2) Pilastrata centrale – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P3 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato CIs		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	500	n° staffe /m	6.67
αc	1.0445	φ,st [mm]	10
v	0.5	Asw [mm²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	300.95	VRsd [kN]	164.06
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.43
164.0609497	235.35	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1150
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.6000
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.5822
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.0445

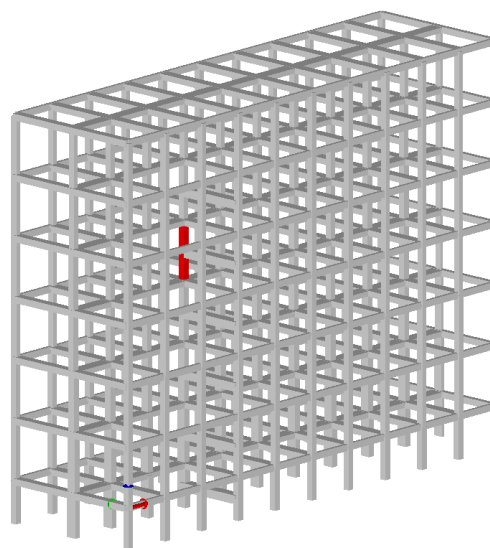


Figura 8.3.75 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P3.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Interna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.95
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{dd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
s_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_f [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	f_{dd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200	γ_{rd}	1.2
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	$f_{ed, pilastro}$	342.07
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2.5
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{dd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	101.59

Figura 8.3.76 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P3.

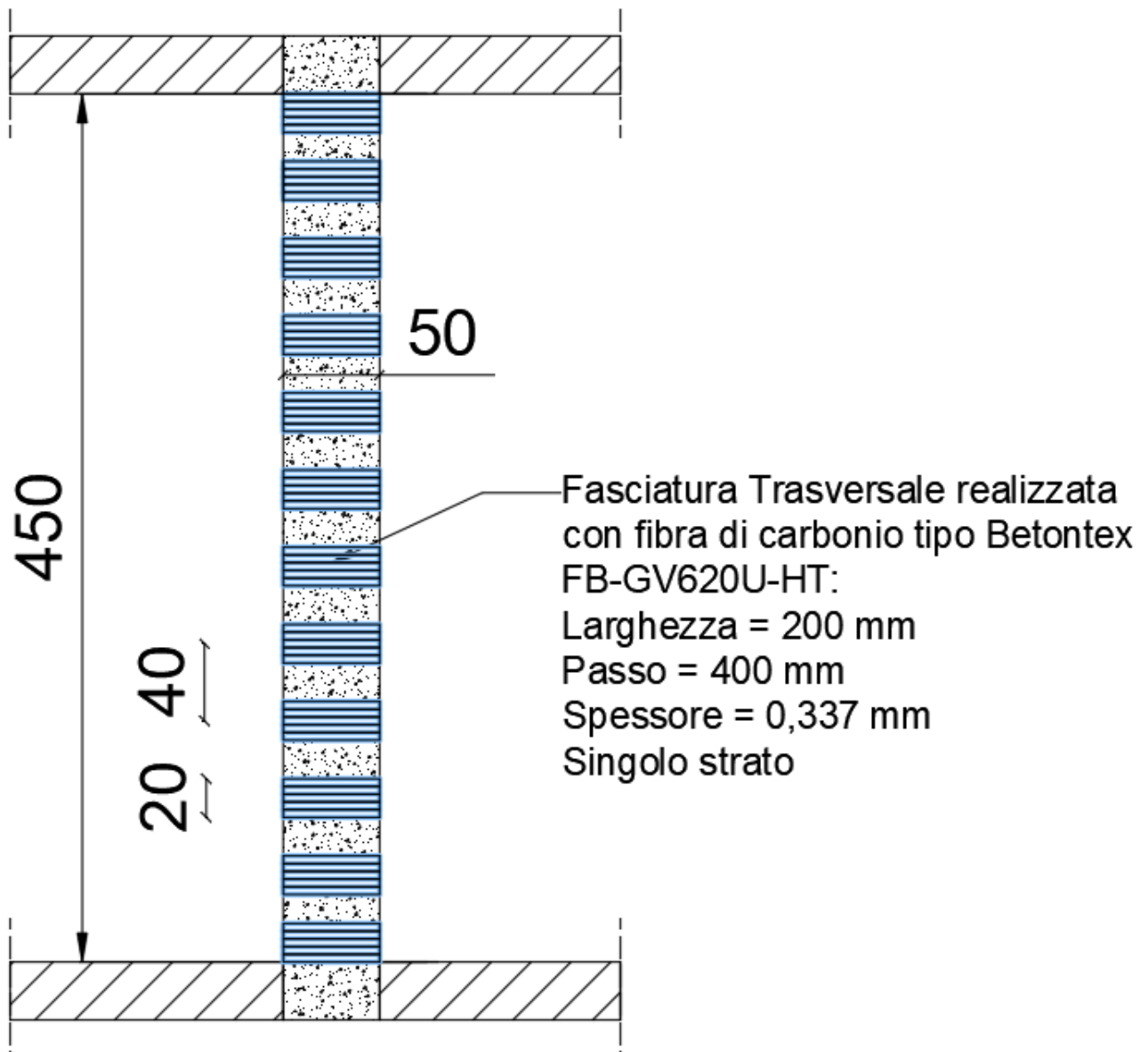


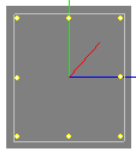
Figura 8.3.77 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P3.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Centrale Piano P3 50x50			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.5		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	500.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.045	φ, st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.50
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	300.95	VRsd [kN]	236.25
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	300.95	VRd,frp [kN]	101.59
		VRd,frp + VRsd	337.84
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.78
300.95	235.35	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	1150
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	250000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	4.6
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.582
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	FALSO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	VERO	αc	1.045

Figura 8.3.78 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P3.

4) Pilastrata di bordo – Pilastro del vano scale

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento del pilastro considerato.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Esterno Piano P3 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche pre-operam			
Taglio Resistente § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	fyd,fragile [Mpa]	148.15
d [mm]	470	x [mm]	150
bw [mm]	450	n° staffe /m	6.67
αc	1.4664	φ,st [mm]	10
v	0.5	Asw [mm²]	157.08
α	1.57	cotθ	2.5
cotα	6.13E-17	sin α	1
VRcd [kN]	380.25	VRsd [kN]	164.06
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	1.13
164.0609497	185.52	Non Verificato	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	735
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	3.2667
σcp < 0	FALSO	αc	1.0000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.4134
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	VERO	αc	1.2500
0,5 fcd < σcp < fcd	FALSO	αc	1.4664

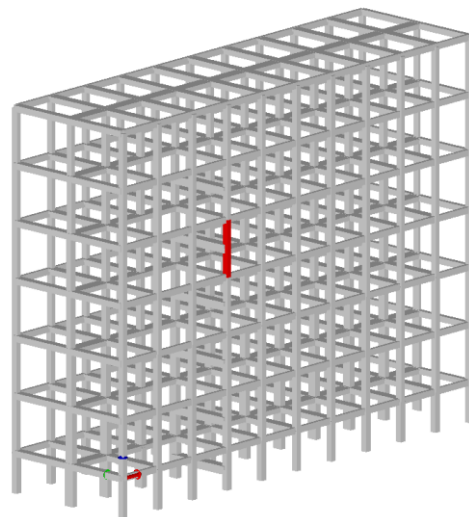


Figura 8.3.79 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P3.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per il pilastro e la relativa verifica post-operam.

Intervento di rinforzo in FRP			
Spessore Striscia [mm]	0.337	Materiale	Carbonio Alta resistenza
N° Strati	1	Applicazione	Esterna
Spessore totale [mm]	0.337	η_a	0.85
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	Meccanismo	Taglio
ϵ_{fk}	0.021	γ_c	1.1
Larghezza striscia [mm]	200	Passo [mm]	400
ff Tensione di rottura [MPa]	5100	ffd	3148.15
INCREMENTO RESISTENZA A TAGLIO FRP			
Calcolo lunghezza ottimale di ancoraggio l_{ed} (4.1)		Resistenza allo stato limite ultimo per distacco f_{rdd} (4.4)	
γ_{rd}	1.25	$\gamma_{f,d}$	1.2
S_u [mm]	0.25	Modulo elastico E_f [MPa]	245000
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	Γ_{Fd} [MPa]	0.0958
f_{bd} [MPa]	0.7662	t_r spessore [mm]	0.337
Modulo elastico E_f [MPa]	245000	f_{rdd} [MPa]	310.98
t_r spessore [mm]	0.337		
$l_{ed,1}$ [mm]	206.2547	Calcolo Capacità Taglio-trazione del sistema FRP $V_{Rd,f}$ (4.19)	
$l_{ed,2}$ [mm]	200		
$l_{ed} = \max \{l_{ed,1}, l_{ed,2}\}$	206.2546558	γ_{rd}	1.2
Energia specifica di frattura di progetto Γ_{Fd} (4.2)		$f_{ed, pilastro}$	342.07
		β inclinazione rispetto asse long	1.57
k_b	1.0183	t_r spessore [mm]	0.337
$\min \{0,9 d; h_w\}$	423	$\cot \vartheta$	2
k_g (composti preformati)	0.023	$\cot \beta$	6.12574E-17
FC	1.35	$\min \{0,9 d; h_w\}$	423
f_{cm}	16.000	f_{rdd} [MPa]	310.98
f_{ctm}	1.905	l_{ed} [mm]	206.2546558
Γ_{Fd} [MPa]	0.0958	$\sin \beta$	1
		$V_{Rd,f}$ [kN]	81.27

Figura 8.3.80 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P3.

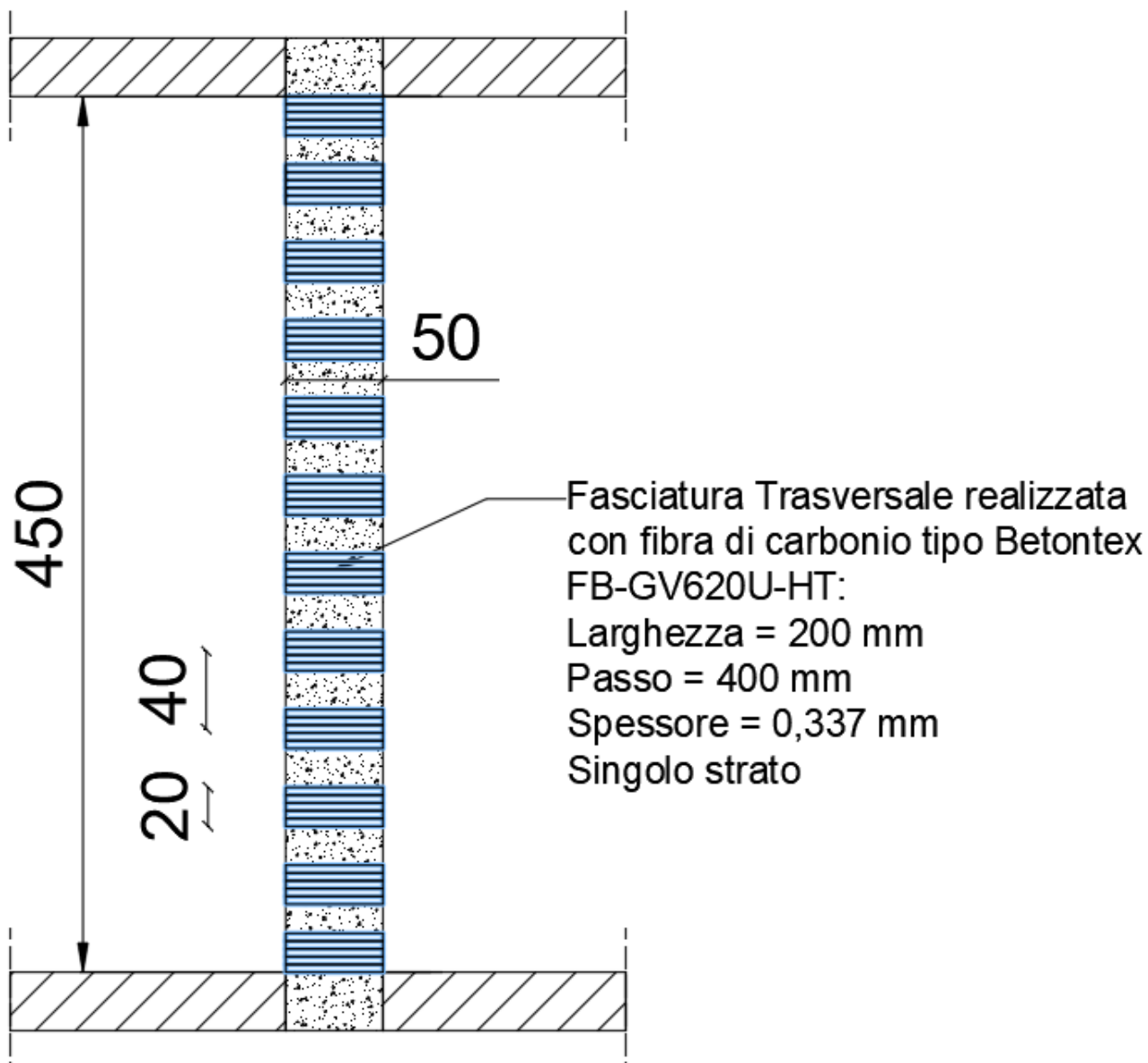


Figura 8.3.81 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P3.

PILASTRO VANO SCALE - Pilastrata Esterno Piano P3 50x45			
Caratteristiche Geometriche Sezione			
Bi [m]	0.45		
Ht [m]	0.5		
copriferro c' [m]	0.03		
Altezza utile d' [m]	0.47		
Verifiche post-operam			
Verifica a Taglio § 4.1.2.3.5.2 NTC 2018			
Resistenza taglio lato Cls		Resistenza taglio lato Acciaio	
fcd,fragile [Mpa]	7.90	f_{yd,fragile} [Mpa]	148.15
d [mm]	470.00	x [mm]	150.00
bw [mm]	450.00	n° staffe /m	6.67
αc	1.466	φ, st [mm]	12.00
v	0.50	Asw [mm ²]	226.19
α	1.57	cotθ	2.00
cotα	0.00	sin α	1.00
VRcd cls [kN]	441.09	VRsd [kN]	189.00
VRd = min { VRcd; VRsd + VRd,f }	270.27	VRd,frp [kN]	81.27
		VRd,frp + VRsd	270.27
VRd [kN]	Vsd [kN]	Vsd / VRd	0.69
270.27	185.52	VERO	
Calcolo coefficiente "maggiorativo" αc			
0,25 fcd	1.9753	Nsd [kN]	735
0,5 fcd	3.9506	Area sezione [mm ²]	225000
fcd [MPa]	7.90	σcp [MPa]	3.266666667
σcp < 0	FALSO	αc	1.000
0 < σcp < 0,25 fcd	FALSO	αc	1.413
0,25 fcd < σcp < 0,5 fcd	VERO	αc	1.250
0,5 fcd < σcp < fcd	FALSO	αc	1.466

Figura 8.3.82 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P3.

8.3.3 INTERVENTO DI RINFORZO SUI NODI

Per il progetto di rinforzo con FRP sui nodi si fa riferimento a quanto riportato al capitolo 7.2.3 di questa trattazione.

Il progetto dell'intervento di rinforzo sui nodi della struttura risulta notevolmente più semplice, in quanto è sufficiente scegliere una fibra quadriassiale con la quale fasciare il nodo, valutare la sua tensione massima, moltiplicarla per l'area di fibra utilizzata, dividerla per l'area del nodo ed è già nota la tensione σ_{or} da inserire all'interno delle verifiche per le tensioni principali di trazione e compressione:

- Per la resistenza a trazione con FRP:

$$\sigma_{jt} = \left\| \left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} \right\| \leq 0,3 \sqrt{f_c}$$

- Per la resistenza a compressione con FRP:

$$\sigma_{jc} = \left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j} \right)^2} \leq 0,5 f_c$$

Per distinguere le verifiche dei nodi, come si è fatto coi pilastri in precedenza, è necessario comprendere quali parametri variano fra un nodo e l'altro.

I nodi non confinati presentano caratteristiche geometriche uguali fra di loro: infatti la definizione dell'area del nodo è data dalla sezione minore convergente in esso, che corrisponde alla dimensione della trave entrante nel nodo; essendo le sezioni delle travi invariate lungo l'altezza, anche le aree dei nodi sono invariate lungo l'altezza: il parametro A_j è lo stesso.

Ciò che varia fra un nodo e l'altro sono le sollecitazioni; è necessario però fare una precisazione: lo sforzo normale N sui Nodi non confinati ad uno stesso livello è circa uguale e vale lo stesso ragionamento per il taglio V_j , il quale dipende dalle armature presenti nelle travi entranti nel nodo, (che sono le stesse per ogni trave) e dal taglio di piano.

Dunque, si procede distinguendo il progetto e le relative verifiche pre-operam e post-operam per i nodi non confinati per ogni livello dell'edificio.

Il materiale scelto per il rinforzo di travi e pilastri è Betontex FB-Multiax400-RC02, una fibra di carbonio quadriassiale dallo spessore di 0,250 mm e con una larghezza del nastro di 400 mm. Si riporta in seguito la scheda tecnica contenente una breve descrizione e le caratteristiche geometriche e meccaniche del materiale. (Fonte: FibreNet.it.)



SISTEMA BETONTEX- EPOXY

Betontex FB-Multiax400-RC02
Multiassiale 400 g/m², classe 210C

Sistema **BETONTEX-EPOXY** con Certificato di Valutazione Tecnica n. 6116/2018 ai sensi del Cap. 11, punto 11.1, lett. c del D.M. 17.01.2018.

DESCRIZIONE

Betontex FB-Multiax400-RC02 Sistema di rinforzo strutturale eseguito con la tecnica del placcaggio fibrarinfornato di Fibre Net realizzato "in situ" e costituito da tessuti in fibra di carbonio abbinati a resine di impregnazione di tipo epossidico.

Il sistema è adatto per incrementare la resistenza al taglio, alla compressione e alla flessione nel piano e fuori piano di elementi in calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso e muratura. Il sistema di rinforzo viene utilizzato anche per la prevenzione dai meccanismi di collasso di tipo locale.



DATI TECNICI

	Descrizione	Rif.
Nome Commerciale	Betontex FB-Multiax400-RC02	CVT n. 6116/2017
Produttore	Fibre Net srl	
Qualifica	Classe 210C	
Numero di strati per il quale il sistema risulta qualificato	1 e 3 strati	
Tipo di rinforzo	Multiassiale in fibra di carbonio di alta tenacità	-
Peso complessivo di fibra di carbonio (g/m ²)	400	ISO 3374
Peso di fibra di carbonio per ciascuna direzione principale (g/m ²)	100	

Caratteristiche fisiche, geometriche e meccaniche

Caratteristiche fisico-meccaniche del sistema di rinforzo			
Proprietà	1 strato	3 strati	Rif.
Modulo elastico del laminato riferito all'area netta di fibre, E_r , GPa (val. medio) (Nota 1)	359	344	UNI EN 2561
Resistenza a trazione del laminato riferito all'area di fibre, f_{fib} , MPa (val. caratteristico) (Nota 1)	4030	4461	UNI EN 2561
Deformazione a rottura del laminato, ϵ_{fib} , (val. medio) (Nota 1)	1.44 %	1.45 %	UNI EN 2561
Frazione in peso delle fibre nel composito	16 %	26 %	interno
Frazione in volume delle fibre nel composito	16 %	26 %	interno
Temperature limite di utilizzo	-15 °C / +58 °C		interno

Figura 8.3.83 Dati tecnici Sistema Fibra Betontex FB-Multiax400-RC02, Rinforzo a taglio dei Nodi, Fonte: Fibranet.it.

8.3.3.1 Quinto Piano P3

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei Nodi considerati.

NODI NON CONFINATI PIANO-P3	
Caratteristiche dei Nodi	
Lato Pilastro [mm]	450
Ned [kN]	311.49
H trave [mm]	500
As1 [mm ²]	1809.56
Vjdb [kN]	259.16
NODO	NON CONFINATO
Verifica dei Nodi Pre-operam	
braccio armature pilastro h _{jc} [mm]	390
braccio armature trave h _{jw} [mm]	470
larghezza del nodo b _j [mm]	400
Ac [mm ²]	156000
Verifica Tensione principale di Trazione	
σ _{jt} [MPa]	0.9398
0,3 √Fc	0.8433
σ_{jt} < 0,3 √Fc	NON VERIFICATO!
Verifica Tensione principale di Compressione	
σ _{jc} [MPa]	2.9366
0,5 Fc	3.9506
σ_{jc} < 0,5 Fc	VERO

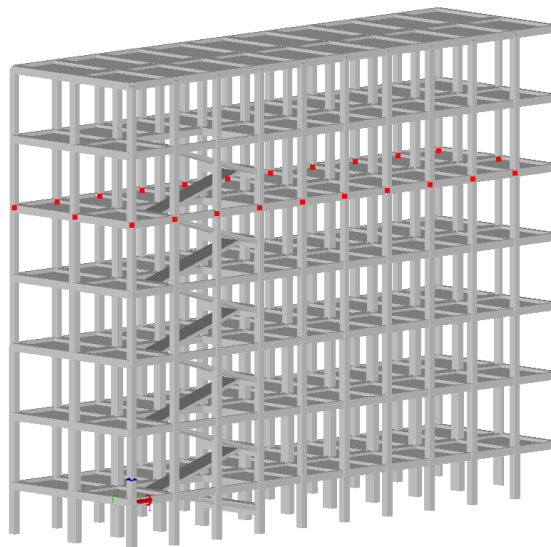


Figura 8.3.84 Verifica dei Nodi Pre-operam e inquadramento degli elementi considerati, Nodi non confinati, Piano P3.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i Nodi e la relativa verifica post-operam.

Rinforzo Nel Nodo con FRP	
Materiale	Carbonio Alta resistenza
Condizione di esposizione	Esterna
η_a	0.85
Tipo di Applicazione	Tipo A
Modalità di Collasso	Rottura
γ_f	1.1
ϵ_{fk}	0.021
$\epsilon_{fd} = \min\{\eta_a \cdot \epsilon_{fk} / \gamma_f ; 0.004\}$	0.004
Modulo elastico E_f [MPa]	245000
ffd [Mpa]	980
Tipo di Tessuto	Quadriassiale
Spessore Striscia [mm]	0.25
N° Strati	2
Spessore totale [mm]	0.5
h trave [mm]	500
σ_{or} [MPa]	1.8958

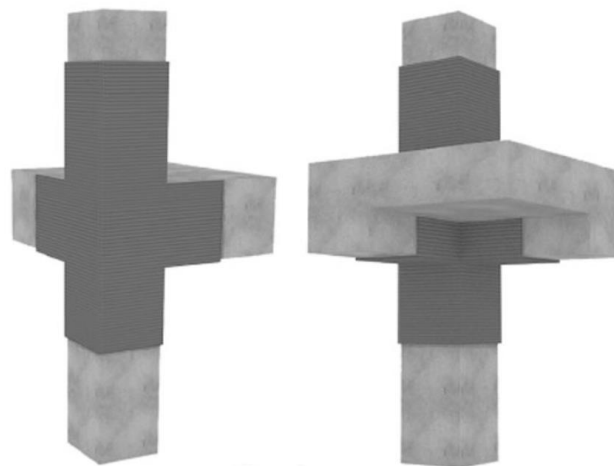


Figura 8.3.85 Intervento di rinforzo con FRP per i Nodi non confinati, Piano P3.

NODI NON CONFINATI PIANO-P3	
Caratteristiche dei Nodi	
Lato Pilastro [mm]	450
N_{ed} [kN]	311.49
H trave [mm]	500
A _{s1} [mm ²]	1809.56
V _{jdb} [kN]	259.16
NODO	NON CONFINATO
VERIFICA DEL NODO	
braccio armature pilastro h _{jc} [mm]	390
larghezza del nodo b _j [mm]	400
A _c [mm ²]	156000
Verifica Tensione principale di Trazione	
σ_{jt} [MPa]	0.9398
σ_{nt} [MPa]	0.0081
0,3 $\sqrt{f_c}$	0.8433
$\sigma_{nt} < 0,3 \sqrt{f_c}$	VERO
Verifica Tensione principale di Compressione	
σ_{jc} [MPa]	2.9366
σ_{nc} [MPa]	3.5583
0,5 F _c	3.9506
$\sigma_{nc} < 0,5 F_c$	VERO

Figura 8.3.86 Verifica dei Nodi post-operam per i Nodi non confinati, Piano P3.

8.3.3.2 Quinto Piano P4

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei Nodi considerati.

NODI NON CONFINATI PIANO-P4	
Caratteristiche dei Nodi	
Lato Pilastro [mm]	450
Ned [kN]	121.25
H trave [mm]	500
As1 [mm ²]	1809.56
Vjdb [kN]	271.81
NODO	NON CONFINATO
Verifica dei Nodi Pre-operam	
braccio armature pilastro h _{jc} [mm]	420
braccio armature trave h _{jw} [mm]	470
larghezza del nodo b _j [mm]	400
Ac [mm ²]	168000
Verifica Tensione principale di Trazione	
σ _{jt} [MPa]	1.2968
0,3 √F _c	0.8433
σ_{jt} < 0,3 √F_c	NON VERIFICATO!
Verifica Tensione principale di Compressione	
σ _{jc} [MPa]	2.0185
0,5 F _c	3.9506
σ_{jc} < 0,5 F_c	VERO

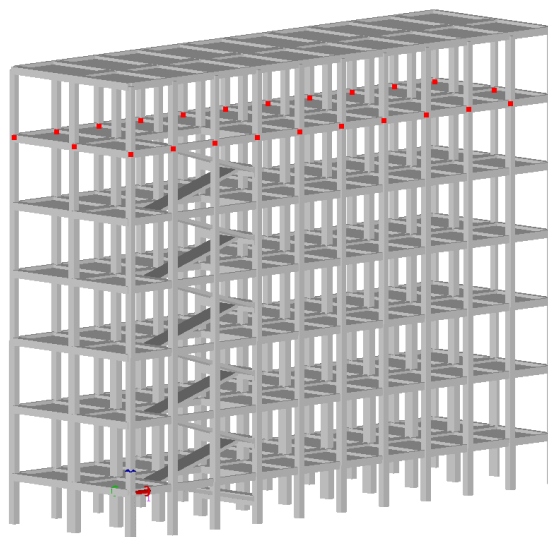


Figura 8.3.87 Verifica dei Nodi Pre-operam e inquadramento degli elementi considerati, Nodi non confinati, Piano P4.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i Nodi e la relativa verifica post-operam.

Rinforzo Nel Nodo con FRP	
Materiale	Carbonio Alta resistenza
Condizione di esposizione	Esterna
η_a	0.85
Tipo di Applicazione	Tipo A
Modalità di Collasso	Rottura
γ_f	1.1
ϵ_{fk}	0.021
$\epsilon_{fd} = \min\{ \eta_a \cdot \epsilon_{fk} / \gamma_f ; 0.004 \}$	0.004
Modulo elastico E_f [MPa]	245000
f_{fd} [Mpa]	980
Tipo di Tessuto	Quadriassiale
Spessore Striscia [mm]	0.25
N° Strati	2
Spessore totale [mm]	0.5
h trave [mm]	500
σ_{or} [MPa]	1.7604

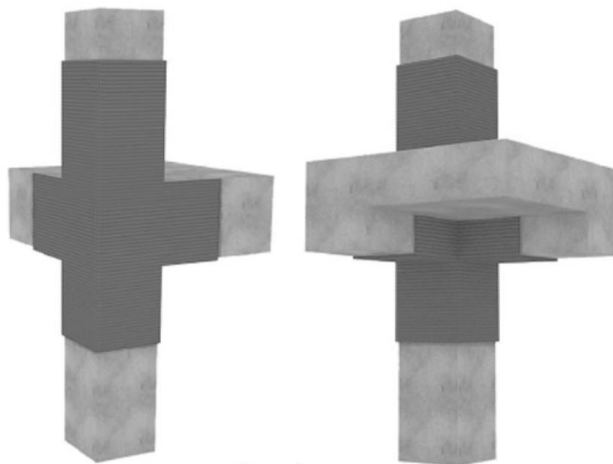


Figura 8.3.88 Intervento di rinforzo con FRP per i Nodi non confinati, Piano P4.

NODI NON CONFINATI PIANO-P4	
Caratteristiche dei Nodi	
Lato Pilastro [mm]	450
N_{ed} [kN]	121.25
H trave [mm]	500
A_{s1} [mm ²]	1809.56
V_{jdb} [kN]	271.81
NODO	NON CONFINATO
Verifica del Nodo Post-operam - Rinforzo con FRP	
braccio armature pilastro h_{jc} [mm]	420
larghezza del nodo b_j [mm]	400
A_c [mm ²]	168000
Verifica Tensione principale di Trazione	
σ_{jt} [MPa]	1.2968
σ_{nt} [MPa]	0.4166
$0,3 \sqrt{f_c}$	0.8433
$\sigma_{nt} < 0,3 \sqrt{f_c}$	VERO
Verifica Tensione principale di Compressione	
σ_{jc} [MPa]	2.0185
σ_{nc} [MPa]	2.9403
$0,5 f_c$	3.9506
$\sigma_{nc} < 0,5 f_c$	VERO

Figura 8.3.89 Verifica dei Nodi post-operam per i Nodi non confinati, Piano P4.

8.3.3.3 Quinto Piano P5

Si riporta la verifica pre-operam con l'inquadramento dei Nodi considerati.

NODI NON CONFINATI PIANO-P5	
Caratteristiche dei Nodi	
Lato Pilastro [mm]	450
N_{ed} [kN]	0
H trave [mm]	500
A _{s1} [mm ²]	1809.56
V _{jdb} [kN]	321.70
NODO	NON CONFINATO
Verifica dei Nodi Pre-operam	
braccio armature pilastro h _{jc} [mm]	420
braccio armature trave h _{jw} [mm]	470
larghezza del nodo b _j [mm]	400
A _c [mm ²]	168000
Verifica Tensione principale di Trazione	
σ _{jt} [MPa]	1.9149
0,3 √F _c	0.8433
σ_{jt} < 0,3 √F_c	NON VERIFICATO!
Verifica Tensione principale di Compressione	
σ _{jc} [MPa]	1.9149
0,5 F _c	3.9506
σ_{jc} < 0,5 F_c	VERO

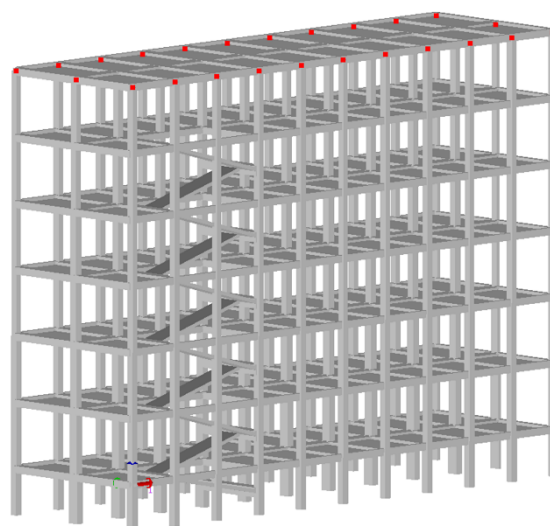


Figura 8.3.90 Verifica dei Nodi Pre-operam e inquadramento degli elementi considerati, Nodi non confinati, Piano P5.

Si riporta ora il progetto dell'intervento di rinforzo per i Nodi e la relativa verifica post-operam.

Rinforzo Nel Nodo con FRP	
Materiale	Carbonio Alta resistenza
Condizione di esposizione	Esterna
η_a	0.85
Tipo di Applicazione	Tipo A
Modalità di Collasso	Rottura
γ_f	1.1
ϵ_{fk}	0.021
$\epsilon_{fd} = \min\{\eta_a \cdot \epsilon_{fk} / \gamma_f ; 0.004\}$	0.004
Modulo elastico E_f [MPa]	245000
f_{fd} [Mpa]	980
Tipo di Tessuto	Quadriassiale
Spessore Striscia [mm]	0.25
N° Strati	3
Spessore totale [mm]	0.75
h trave [mm]	500
σ_{or} [MPa]	2.2760

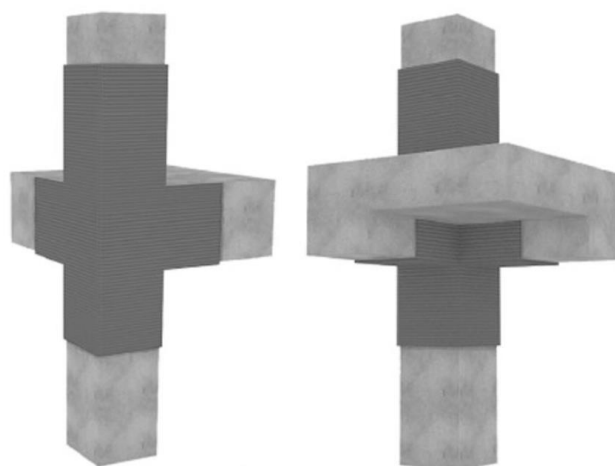


Figura 8.3.91 Intervento di rinforzo con FRP per i Nodi non confinati, Piano P5.

NODI NON CONFINATI PIANO-P5	
Caratteristiche dei Nodi	
Lato Pilastro [mm]	450
Ned [kN]	0
H trave [mm]	500
As1 [mm ²]	1809.56
Vjdb [kN]	321.70
NODO	NON CONFINATO
Verifica del Nodo Post-operam - Rinforzo con FRP	
braccio armature pilastro h _{jc} [mm]	420
larghezza del nodo b _j [mm]	400
Ac [mm ²]	168000
Verifica Tensione principale di Trazione	
σ_{jt} [MPa]	1.9149
σ_{nt} [MPa]	0.7769
0,3 $\sqrt{f_c}$	0.8433
$\sigma_{nt} < 0,3 \sqrt{f_c}$	VERO
Verifica Tensione principale di Compressione	
σ_{jc} [MPa]	1.9149
σ_{nc} [MPa]	3.3655
0,5 f_c	3.9506
$\sigma_{nc} < 0,5 f_c$	VERO

Figura 8.3.92 Verifica dei Nodi post-operam per i Nodi non confinati, Piano P5.

CONCLUSIONI

In questo elaborato si è svolta un'analisi di vulnerabilità sismica e il relativo progetto di miglioramento per uno degli edifici che compongono la struttura dell'Arcispedale Santa Maria Nuova di Reggio Emilia. La struttura oggetto d'esame è un edificio in calcestruzzo armato e si è scelto di studiarla mediante un'analisi lineare con fattore di struttura. Le caratteristiche delle sezioni e delle armature presenti nell'edificio sono state ricavate dallo studio dei documenti presenti nell'archivio dell'ospedale mentre le caratteristiche dei materiali da prove effettuate in situ.

Inizialmente, si è affrontato il tema dell'analisi di vulnerabilità sismica di un edificio esistente in calcestruzzo armato, come indicato dall'attuale normativa vigente, in particolare, al capitolo 8 delle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Per lo studio della vulnerabilità sismica dell'edificio si è realizzato un primo modello della struttura sul software agli elementi finiti ProSap; all'interno di questo programma sono stati modellati materiali, carichi e geometrie coerentemente con quanto ricavato rispettivamente da prove in situ, analisi dei carichi e disegni strutturali.

Una volta modellato correttamente l'edificio, essendo l'edificio esistente, sono state svolte diverse analisi per ricavare le sollecitazioni sugli elementi strutturali al variare dell'azione sismica agente: si è andati ridurre la distribuzione di forze generata dal sisma come frazione dell'azione sismica agente su un edificio di nuova costruzione.

Successivamente, sono state svolte, tramite il programma, le verifiche richieste dalla normativa per un edificio di classe IV in calcestruzzo armato analizzato mediante un'analisi lineare con fattore di struttura. In questo modo è stato possibile ricavare il livello di sicurezza associato ad ogni verifica, ovvero è stato possibile determinare, per ciascuna verifica, la frazione dell'azione sismica per la quale tale verifica risulta soddisfatta e, dunque, il livello di sicurezza della struttura inteso come il minore dei livelli di sicurezza associati a ciascuna verifica.

Per avere una verifica dei risultati ottenuti nell'analisi di vulnerabilità sismica si è realizzato un secondo modello con un diverso software agli elementi finiti: Sap2000. Questo secondo modello è stato inizialmente confrontato con il modello realizzato su ProSap in termini frequenze proprie e di reazioni vincolari alla base della struttura; una volta verificato che la modellazione era coerente nei due diversi software, si è proceduto effettuando la stessa analisi lineare con fattore di struttura per il calcolo delle sollecitazioni. Per avere maggiore controllo sui risultati, prendendo le sollecitazioni dall'analisi, si sono eseguite le stesse verifiche svolte da ProSap, manualmente tramite fogli di calcolo su Excel; si è proceduto poi confrontando gli esiti delle verifiche calcolate in questo duplice modo. Il confronto dei risultati ha portato ad errori percentuali minori del 2%, del tutto trascurabili nell'ingegneria civile; pertanto, si è ritenuta corretta l'analisi di vulnerabilità sismica svolta sull'edificio.

In seguito, volendo svolgere un progetto di miglioramento sismico dell'edificio e, dunque, portare la struttura ad avere un livello di sicurezza maggiore di 0,6, si è svolta una seconda analisi della struttura, frazionando l'azione sismica proprio al 60% del suo valore di progetto in situ. Quest'analisi, svolta parallelamente su entrambi i software, a differenza di quelle svolte in precedenza, ha avuto lo scopo non di determinare il livello di sicurezza associato ad ogni verifica, ma di determinare quali sono gli elementi che risultano non verificati quando l'azione sismica è ridotta al 60%. Infatti sono proprio gli elementi che non risultano verificati con questa analisi ad abbassare il livello di sicurezza al di sotto dell'obiettivo in termini di vulnerabilità sismica che si vuole raggiungere. Inoltre, ricavare le carenze che questi elementi hanno riscontrato nell'analisi è risultato fondamentale per determinare il tipo di intervento di consolidamento da eseguire sulla struttura. Gli elementi non verificati sono risultati gli stessi all'interno dei due diversi modelli.

Dopo un'attenta analisi delle caratteristiche e degli obiettivi perseguibili dalle diverse modalità di intervento, si è scelto di optare per un intervento di rinforzo locale mediante materiali fibrorinforzati; dunque, si è scelto di raggiungere il livello di sicurezza prefissato mediante un incremento di resistenza di tutti gli elementi che sono risultati carenti nell'analisi effettuata con l'azione sismica frazionata al 60%.

Infine, si è affrontato il problema del progetto di rinforzo degli elementi strutturali, andando ad effettuare nel dettaglio il calcolo manuale su fogli di calcolo Excel della verifica pre-operam e post-operam per ciascun elemento strutturale. Le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche sono state ricavate dal modello realizzato su Sap2000.

L'intervento di rinforzo progettato porta la struttura ad avere un livello di sicurezza pari a 0,6; dunque, eseguendo l'intervento appena descritto si raggiunge il miglioramento sismico dell'edificio.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1.1 Zone sismogenetiche italiane, Fonte INGV.....	9
Figura 2.1.1 Obbiettivi prestazionali degli edifici, Fonte FEMA 356.....	13
Figura 2.1.2 Tipi di costruzioni e relativa Vita Nominale, Fonte Tabella 2.4.I NTC 2018.....	15
Figura 2.1.3 Classi d'uso e relativi coefficienti, Fonte Tabella 2.4.II NTC 2018.	15
Figura 2.2.1 Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano, Fonte INGV.	17
Figura 2.2.2 Categorie di sottosuolo, Fonte Tabella 3.2.II NTC 2018.	18
Figura 2.2.3 Caratteristiche della superficie topografica, Fonte Tabella 3.2.III NTC 2018.	18
Figura 2.3.1 Coefficienti S_s e C_c in funzione della categoria di sottosuolo, Fonte Tabella 3.2.IV NTC 2018.....	21
Figura 2.3.2 Coefficiente S_T in funzione della categoria topografica, Fonte Tabella 3.2.V NTC 2018.	21
Figura 2.3.3 Parametri dello spettro di risposta elastico per accelerazioni verticali, Fonte Tabella 3.2.VI NTC 2018.....	23
Figura 2.4.1 Valori dei coefficienti di combinazione, Fonte Tabella 2.5.I NTC 2018.	24
Figura 2.5.1 Andamento della distribuzione di forze di piano ottenute con l'analisi statica equivalente.	28
Figura 2.5.2 Esempio di Combinazione delle forze, Fonte: "NTC 2018: La liberalizzazione del pushover".....	30
Figura 2.5.3 Analisi per diversi punti di controllo, Fonte: "NTC 2018: La liberalizzazione del pushover".....	33
Figura 3.3.1 Tipologia di degrado di edifici esistenti, Fonte: Censis "Rapporto del 1999 sulla situazione sociale italiana".....	41
Figura 3.3.2 Definizione dei livelli di rilievo per edifici in c.a., Fonte: Tabella C8.5.V Circolare Ministeriale 2019.....	43
Figura 3.3.3 Definizione dei livelli di rilievo per edifici in acciaio, Fonte: Tabella C8.5.VI Circolare Ministeriale 2019.....	43
Figura 3.4.1 Ordine di plasticizzazione, Fonte: "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.".....	44
Figura 3.4.2 Collasso per meccanismo di piano, Fonte: "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.".....	45
Figura 3.4.3 Pericolosità dei meccanismi fragili, Fonte: "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.".....	45
Figura 3.5.1 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile, Fonte: Tabella C8.5.IV Circolare 2019.	52
Figura 3.5.2 Nodi interamente confinati e non, Fonte: "Dissesti strutturali e da sisma delle opere in c.a.".....	56
Figura 3.5.3 Valori massimi per q_0 per strutture in c.a., Fonte: Tabella 7.3.II NTC 2018.	58
Figura 3.5.4 Metodi di analisi utilizzabili in funzione del livello di conoscenza Fonte: Tabella C8.5.IV Circolare 2019.	65
Figura 4.1.1 Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia-Romagna DGR 1164/2018.....	76
Figura 4.1.2 Classificazione del comune di Reggio nell'Emilia secondo DGR 1164/2018.	77

Figura 4.2.1 Vista satellitare dell’Arcispedale Santa Maria Nuova con indicazione dell’ubicazione del padiglione oggetto di analisi (Fonte: Google Earth).	78
Figura 4.2.2 Prospetto anteriore dell’Arcispedale Santa Maria Nuova (Fonte: Google Earth).	78
Figura 4.2.3 Scheletro della struttura dell’Arcispedale, rimasto esposto alle intemperie dal 1952 al 1956.....	79
Figura 4.2.4 Ingresso principale Arcispedale Santa Maria Nuova.	80
Figura 4.2.5 Planimetria di inquadramento Arcispedale Santa Maria Nuova.	81
Figura 4.2.6 Posizione qualitativa dei giunti di dilatazione.	81
Figura 4.2.7 Inquadramento delle Unità Strutturali dei Monoblocchi.	82
Figura 4.2.8 Pianta del Piano terra con inquadramento delle Unità Strutturali dei Monoblocchi. ..	83
Figura 4.2.9 Pianta del Piano terra con inquadramento dell’ Unità Strutturale B1, oggetto di studio.	83
Figura 4.2.10 Prove di Pull-out: a sinistra su un pilastro esterno, a destra su un pilastro interno. ..	85
Figura 4.2.11 Scontrini delle prove di Pull-out.	85
Figura 4.2.12 Istogramma indagini Pull-out, suddivise per piano.	86
Figura 4.2.13 Funzionamento della prova ultrasonica.	87
Figura 4.2.14 Rilevatore ad ultrasuoni Mod. IMG 5100 CSD, utilizzato per le prove.	87
Figura 4.2.15 Diverse metodologie per effettuare la prova ultrasonica.	88
Figura 4.2.16 Prova ultrasonica realizzata con metodo diretto.	88
Figura 4.2.17 Risultati prove ultrasoniche sui pilastri.....	89
Figura 4.2.18 Estrazione della carota di calcestruzzo.	90
Figura 4.2.19 Verifica Carbonatazione.....	91
Figura 4.3.1 Definizione orientativa livelli di rilievo e prova per edifici in c.a. con inquadramento del livello raggiunto, Fonte: Tabella C8.5V Circolare Ministeriale 2019.....	93
Figura 4.3.2 Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile con inquadramento del livello raggiunto, Fonte: Tabella C8.5.IV Circolare 2019.....	93
Figura 4.3.3 Evoluzione temporale delle indicazioni normative riguardo gli acciai di armatura, Fonte. “Le caratteristiche meccaniche degli acciaio impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980” Reluis.....	94
Figura 4.3.4 Caratteristiche di calcestruzzo e acciaio, valutati per meccanismi di rottura duttile. ..	95
Figura 4.3.5 Caratteristiche di calcestruzzo e acciaio, valutati per meccanismi di rottura fragile.	96
Figura 4.3.6 Tabella per Categorie di Sottosuolo, Fonte: Tabella 3.2.II NTC 2018.	97
Figura 4.3.7 Tabella 3.1.II, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.	99
Figura 4.3.8 Analisi dei Carichi: solaio di interpiano.....	100
Figura 4.3.9 Analisi dei Carichi: solaio di copertura.....	100
Figura 4.3.10 Analisi dei Carichi: scala interna.	101
Figura 4.3.11 Parametri per il calcolo della pericolosità sismica della struttura	103
Figura 4.3.12 Parametri di pericolosità sismica legati ai vari stati limite.	103
Figura 4.3.13 Spettro elastico per l’SLV e l’SLD.	104
Figura 4.3.14 Valori massimi per q_0 per strutture in c.a. con inquadramento, Fonte: Tabella 7.3.II NTC 2018.	107
Figura 4.3.1 Modello US B1 - PROSAP, vista solida.....	108
Figura 5.1.1 Modello US B1 - PROSAP, vista elementi D2, elementi solaio e vincoli esterni.	109
Figura 5.2.1 Modello US B1 - PROSAP, Definizione proprietà dei materiali: Calcestruzzo.....	110

Figura 5.2.2 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 1: Pilastro 50 x 80, con inquadramento.	111
Figura 5.2.3 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 2: Pilastro 50 x 70, con inquadramento.	111
Figura 5.2.4 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 3: Pilastro 50 x 60, con inquadramento.	111
Figura 5.2.5 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 4: Pilastro 50 x 50, con inquadramento.	112
Figura 5.2.6 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 5: Pilastro 45 x 50, con inquadramento.	112
Figura 5.2.7 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 6: Pilastro 40 x 50, con inquadramento.	112
Figura 5.2.8 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 7 Pilastro di giunto 25 x 80, con inquadramento.....	113
Figura 5.2.9 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 8 Pilastro di giunto 25 x 70, con inquadramento.....	113
Figura 5.2.10 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 9 Pilastro di giunto 25 x 60, con inquadramento.....	113
Figura 5.2.11 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 10 Pilastro di giunto 25 x 50, con inquadramento.....	114
Figura 5.2.12 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 11 Trave Principale, con inquadramento.	114
Figura 5.2.13 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 12 Trave Princ. Vano Scale, con inquadramento.....	114
Figura 5.2.14 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 13 Trave Laterale, con inquadramento.	115
Figura 5.2.15 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 14 Trave di giunto, con inquadramento.	115
Figura 5.2.16 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 15 Trave Secondaria di bordo, con inquadramento.....	115
Figura 5.2.17 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Sezioni, Proprietà n° 15 Trave Secondaria di spina, con inquadramento.....	116
Figura 5.2.18 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Solai, Proprietà n°1 Solaio di copertura, con inquadramento.	116
Figura 5.2.19 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Solai, Proprietà n°2 Solaio di interpiano, con inquadramento.	117
Figura 5.2.20 Modello US B1 - PROSAP, Archivio Solai, Proprietà n°3 Scala Interna, con inquadramento.	117
Figura 5.2.21 Modello US B1 - PROSAP, Carico permanente dato dai Tamponamenti.	118
Figura 5.2.22 Modello US B1 - PROSAP, visualizzazione delle proprietà degli elementi strutturali.	119
Figura 5.2.23 Modello US B1 - PROSAP, inserimento combinazioni di carico sul programma.	120
Figura 5.2.24 Valori dei coefficienti di combinazione, Fonte: Tabella 2.5.I NTC 2018.	121
Figura 5.2.25 Valori dei coefficienti di combinazione, Fonte: Tabella 2.6.I NTC 2018.	121
Figura 5.2.26 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 1.....	122

Figura 5.2.27 Modello US B1 - PROSAP, Definizione della pericolosità sismica e livello di sicurezza.	122
Figura 5.2.28 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 3, Definizione dei fattori di struttura per le verifiche fragili e duttili.	123
Figura 5.2.29 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 4, Definizione dei parametri per l'analisi dinamica.	123
Figura 5.2.30 Influenza della riduzione del modulo di elasticità sull'azione sismica agente sulla struttura.	124
Figura 5.2.31 Modello US B1 - PROSAP, Casi di carico: sismici, Step 5, Definizione delle masse sismiche.	125
Figura 5.3.1 Modello US B1 - PROSAP, Periodo dei principali Modi di vibrare della Struttura.	126
Figura 5.3.2 Modello US B1 - PROSAP, 1° modo di vibrare della struttura.	126
Figura 5.3.3 Modello US B1 - PROSAP, 2° modo di vibrare della struttura.	127
Figura 5.3.4 Modello US B1 - PROSAP, 2° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.	127
Figura 5.3.5 Modello US B1 - PROSAP, 3° modo di vibrare della struttura.	128
Figura 5.3.6 Modello US B1 - PROSAP, 3° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.	128
Figura 5.3.7 Modello US B1 - PROSAP, Massa attivata dai 10 modi di vibrare in direzione X.	129
Figura 5.3.8 Modello US B1 - PROSAP, Massa attivata dai 10 modi di vibrare in direzione Y.	129
Figura 5.4.1 Modello US B1 - PROSAP, Tabella criteri di progetto, Criterio n°1: Verifiche Duttile.	131
Figura 5.4.2 Modello US B1 - PROSAP, Tabella criteri di progetto, Criterio n°2: Verifiche Fragili.	132
Figura 5.4.3 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione delle Travi: azione sismica al 100%.	133
Figura 5.4.4 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione delle Travi: azione sismica al 60%.	133
Figura 5.4.5 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione dei Pilastri: azione sismica al 100%.	134
Figura 5.4.6 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Pressoflessione dei Pilastri: azione sismica al 73%.	134
Figura 5.4.7 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Calcestruzzo: azione sismica al 100%.	135
Figura 5.4.8 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Acciaio: azione sismica al 100%.	136
Figura 5.4.9 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Acciaio: azione sismica al 39%.	136
Figura 5.4.10 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Calcestruzzo: azione sismica al 100%.	137
Figura 5.4.11 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Calcestruzzo: azione sismica al 65%.	137
Figura 5.4.12 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Acciaio: azione sismica al 100%.	138
Figura 5.4.13 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Acciaio: azione sismica al 37%.	138
Figura 5.4.14 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo: azione sismica al 100%.	139

Figura 5.4.15 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Compressione Massima del calcestruzzo: azione sismica al 65%.	139
Figura 5.4.16 Modello US B1 - PROSAP, Verifica dei Nodi: azione sismica al 100%.	140
Figura 5.4.17 Modello US B1 - PROSAP, Verifica dei Nodi: azione sismica al 33%.	140
Figura 5.4.18 Modello US B1 - PROSAP, Verifica Spostamento di interpiano: azione sismica al 100%.	141
Figura 5.4.19 Modello US B1 - PROSAP, , Verifica Spostamento di interpiano: azione sismica al 65%.	141
Figura 5.5.1 Tabella riassuntiva dell'analisi di Vulnerabilità Sismica per l'US B1.	142
Figura 5.5.1 Modello US B1 – Sap2000, vista solida.	143
Figura 6.1.1 Modello US B1 – Sap2000, vista elementi D2, elementi solaio e vincoli esterni.	144
Figura 6.2.1 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà dei materiali: Calcestruzzo.	145
Figura 6.2.2 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà delle sezioni.	146
Figura 6.2.3 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà delle sezioni, "set modifiers".	147
Figura 6.2.4 Modello US B1 – Sap2000, Definizione proprietà delle sezioni: Solaio di interpiano.	147
Figura 6.2.5 Modello US B1 – Sap2000, Definizione vincolo di Diaframma per generare solai infinitamente rigidi.	148
Figura 6.2.6 Modello US B1 – Sap2000, visualizzazione delle proprietà degli elementi strutturali.	148
Figura 6.2.7 Modello US B1 – Sap2000, Definizione Schemi di Carico, inquadramento Self Weight Multiplier.	149
Figura 6.2.8 Modello US B1 – Sap2000, Definizione Casi di Carico.	149
Figura 6.2.9 Modello US B1 – Sap2000, Definizione dello Spettro elastico delle accelerazioni.	150
Figura 6.2.10 Modello US B1 – Sap2000, Definizione delle Masse Modali.	151
Figura 6.2.11 Modello US B1 – Sap2000, Combinazioni di carico.	152
Figura 6.3.1 Modello US B1 – Sap2000, Periodo dei principali Modi di vibrare della Struttura.	153
Figura 6.3.2 Modello US B1 – Sap2000, 1° modo di vibrare della struttura.	153
Figura 6.3.3 Modello US B1 – Sap2000, 2° modo di vibrare della struttura.	154
Figura 6.3.4 Modello US B1 – Sap2000, 2° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.	154
Figura 6.3.5 Modello US B1 – Sap2000, 3° modo di vibrare della struttura.	155
Figura 6.3.6 Modello US B1 – Sap2000, 3° modo di vibrare della struttura, vista dall'alto.	155
Figura 6.3.7 Confronto fra i modelli dell'US B1 Sap2000 – ProSap, Periodi propri e Reazioni verticali.	156
Figura 6.3.8 Confronto fra i modelli dell'US B1 Sap2000 – Taglio alla base della struttura.	157
Figura 6.3.9 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Momento Flettente sulle Travi.	158
Figura 6.3.10 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Taglio sulle Travi.	159
Figura 6.3.11 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Momento Flettente sui Pilastri.	159
Figura 6.3.12 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Taglio sui Pilastri.	160
Figura 6.3.13 Modello US B1 – Sap2000, Inviluppo delle sollecitazioni, Sforzo Normale sui Pilastri.	160
Figura 6.4.1 Campo 2 di rottura per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: "Dispensa di Tecnica delle costruzioni" L. Vincenzi.	162

Figura 6.4.2 Campo 3 per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: "Dispensa di Tecnica delle costruzioni" L. Vincenzi.	163
Figura 6.4.3 Campo 4 per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: "Dispensa di Tecnica delle costruzioni" L. Vincenzi.	163
Figura 6.4.4 Campo 3 per le sezioni inflesse in c.a., Fonte: "Dispensa di Tecnica delle costruzioni" L. Vincenzi.	164
Figura 6.4.5 Verifiche manuali su Foglio Excel, Inquadramento Trave Principale considerata.....	169
Figura 6.4.6 Verifiche manuali su Foglio Excel, Sezioni di verifica per la Trave Principale considerata.....	170
Figura 6.4.7 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Caratteristiche della sezione.	170
Figura 6.4.8 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione d'appoggio A.	171
Figura 6.4.9 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione d'appoggio A con ProSap.	171
Figura 6.4.10 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione in mezzeria B.	172
Figura 6.4.11 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione in mezzeria B con ProSap.	172
Figura 6.4.12 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione d'appoggio C.	173
Figura 6.4.13 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione d'appoggio C con ProSap.	173
Figura 6.4.14 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione in mezzeria D.	174
Figura 6.4.15 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione in mezzeria D con ProSap.	174
Figura 6.4.16 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Flessione delle Travi: Sezione d'appoggio E.....	175
Figura 6.4.17 Verifiche manuali su Foglio Excel, Confronto esiti delle verifiche per la sezione d'appoggio E con ProSap.....	175
Figura 6.4.18 Verifiche manuali su Foglio Excel, calcolo del Taglio Sollecitante derivante dai meccanismi duttili.....	179
Figura 6.4.19 Modello US – B1 ProSap, calcolo del Taglio Sollecitante derivante dai meccanismi duttili.....	180
Figura 6.4.20 Verifiche manuali su Foglio Excel, Inquadramento Trave Secondaria di Spina considerata.....	181
Figura 6.4.21 Verifiche manuali su Foglio Excel, Sezioni di verifica per la Trave Secondaria di Spina considerata.....	182
Figura 6.4.22 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Taglio delle Travi: Caratteristiche della sezione.	182
Figura 6.4.23 Verifiche manuali su Foglio Excel, Verifica a Taglio Trave secondaria di Spina.....	182
Figura 6.4.24 Tabella riassuntiva dell'analisi di Vulnerabilità Sismica per l'US B1.	183
Figura 6.4.1 Esempio di armature per edifici esistenti, Fonte: "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a."	185

Figura 6.4.2 Tabella 1: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a., Fonte: FEMA 557/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”	186
Figura 6.4.3 Tabella 2: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a., Fonte: FEMA 557/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”	187
Figura 6.4.4 Tabella 3: Tecniche di rinforzo per edifici in c.a., Fonte: FEMA 557/2006: “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”	187
Figura 7.1.1 Influenza sull’azione sismica della riduzione o dell’incremento del periodo fondamentale.	188
Figura 7.1.2 Esempio di edificio irregolare in pianta.	190
Figura 7.1.3 Esempio di edificio irregolare in pianta, possibile criterio di intervento per la regolarizzazione in pianta.	190
Figura 7.1.4 Modellazione dei tamponamenti, Fonte FEMA 273: “Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”	191
Figura 7.1.5 Esempio di edificio irregolare in pianta a causa della presenza dei tamponamenti.	191
Figura 7.1.6 Principio di isolamento sismico ed effetto sullo spettro, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	193
Figura 7.1.7 Esempi di interventi globali, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	194
Figura 7.1.8 Centramento dei baricentri mediante l’inserimento di pareti strutturali, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	195
Figura 7.1.9 Esempio di comportamento scatolare, dato da un impalcato infinitamente rigido nel suo piano.	196
Figura 7.2.1 Esempio di Incamiciatura in c.a., Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	199
Figura 7.2.2 Diagramma N-M: Incamiciatura in c.a., Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	200
Figura 7.2.3 Tipologie di intervento sulle travi Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	201
Figura 7.2.4 Incamiciatura Trave di Fondazione, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	201
Figura 7.2.5 Intervento di incamiciatura in acciaio, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	202
Figura 7.2.6 Incamiciatura in acciaio sulle travi, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	203
Figura 7.2.7 Particolare ancoraggio metodo CAM, Fonte: “Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”.	206
Figura 7.2.8 Rinforzo con metodo CAM, Fonte: ReLUI “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”.	206
Figura 7.2.9 Tabella 2-2, Dimensioni rappresentative dei compositi fibrosi, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.	209
Figura 7.2.10 Assi di riferimento per lamina unidirezionale, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.	209
Figura 7.2.11 Tabella 2-3, Grado di anisotropia di laminati unidirezionali, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.	210
Figura 7.2.12 Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.	211

Figura 7.2.13 Tipologie di Fibre, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.....	211
Figura 7.2.14 Legami costitutivi di Fibre, Matrice e corrispondente composito, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.....	212
Figura 7.2.15 Tabella 2-1 di confronto fra le proprietà delle varie fibre di rinforzo, Fonte: CNR-DT 200 del 2004.....	213
Figura 7.2.16 Tabella 3-2 Coefficienti parziali γ_m , Fonte: CNR-DT 200 del 2004.....	214
Figura 7.2.17 Tabella 3-1 Coefficienti parziali γ_{Rd} , Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.	214
Figura 7.2.18 Tabella 3-2 fattori di conversione ambientale η_a , Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.....	215
Figura 7.2.19 Tabella 3-2 fattori di conversione per effetti di lunga durata η_1 , Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.....	215
Figura 7.2.20 Perdite di aderenza fra rinforzo e calcestruzzo, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.	216
Figura 7.2.21 Distacco alle estremità del rinforzo, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.	217
Figura 7.2.22 Tensioni di <i>Peeling</i> , Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.	217
Figura 7.2.23 Distacco a partire da fessure trasversali nel calcestruzzo, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.	218
Figura 7.2.24 Distacco causato da fessure diagonali da taglio, Fonte: Appendice D, CNR-DT 200 R1 del 2013.....	218
Figura 7.2.25 Modalità di rottura per Delaminazione, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.	219
Figura 7.2.26 Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.	220
Figura 7.2.27 Modalità di rottura di una sezione rinforzata con FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.....	224
Figura 7.2.28 Possibili disposizioni e orientamenti per un rinforzo a taglio con FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.....	226
Figura 7.2.29 Possibili disposizioni per un rinforzo a taglio con FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.	226
Figura 7.2.30 Elementi distintivi di un rinforzo a taglio con strisce di FRP, Fonte: CNR-DT 200 R1 del 2013.....	227
Figura 7.2.31 Fascia ad L di tessuto quadriassiale in fibra di carbonio poste all'intersezione delle travi con il pilastro di un nodo d'angolo: (a) nodo con due travi emergenti; (b) nodo con una trave emergente ed una trave a spessore, Fonte: ReLuis "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni".....	229
Figura 7.2.32, Fasce diagonali con tessuto metallico unidirezionale su nodo intermedio: (a) vista esterna; (b) vista interna, Fonte: ReLuis "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni".....	229
Figura 7.2.33 Confronto tra i vari interventi locali, Fonte: "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.".....	233
Figura 7.2.34 Valutazione sui vari interventi locali, Fonte: "Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.".....	233
Figura 8.1.1 Inquadramento delle verifiche per l'Unità Strutturale US B1 con livelli di sicurezza inferiori a 0,6.....	235
Figura 8.1.2 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio delle Travi Lato Acciaio: azione sismica al 60%.....	236

Figura 8.1.3 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento Travi NON verificate con azione sismica frazionata al 60%.....	236
Figura 8.1.4 Modello US B1 - PROSAP, Verifica a Taglio dei Pilastri Lato Acciaio: azione sismica al 60%.....	237
Figura 8.1.5 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento dei Pilastri NON verificati con azione sismica frazionata al 60%.....	237
Figura 8.1.6 Modello US B1 - PROSAP, Verifica dei Nodi: azione sismica al 60%.....	238
Figura 8.1.7 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento dei Nodi NON verificati con azione sismica frazionata al 60%.....	238
Figura 8.1.8 Tabella 1 riassuntiva degli elementi verificati e non verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.....	239
Figura 8.1.9 Tabella 2 riassuntiva degli elementi verificati e non verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.....	239
Figura 8.1.10 Percentuale delle Travi verificate e NON verificate con l'azione sismica frazionata al 60%.....	239
Figura 8.1.11 Percentuale dei Pilastri verificati e NON verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.....	240
Figura 8.1.12 Percentuale dei Nodi verificati e NON verificati con l'azione sismica frazionata al 60%.....	240
Figura 8.1.13 Modello US B1 - PROSAP, Inquadramento elementi non verificati con azione sismica frazionata al 60%.....	241
Figura 8.3.1 Intervento di rinforzo a taglio per le Travi, fasciatura a U.....	244
Figura 8.3.2 Intervento di rinforzo a taglio per i pilastri, fasciatura con avvolgimento completo..	244
Figura 8.3.3 Effetto dell'inclinazione delle bielle compresse ϑ sulla resistenza a taglio della sezione.....	245
Figura 8.3.4 Effetto dell'incremento della resistenza a Taglio-Trazione dato dal rinforzo con FRP.....	245
Figura 8.3.5 Dati tecnici Sistema Fibra Betontex FB-GV620U-HT, Rinforzo a taglio di travi e pilastri, Fonte: Fibranet.it.....	246
Figura 8.3.6 Caratteristiche geometriche della sezione: Trave secondaria di spina.....	247
Figura 8.3.7 Verifica a Taglio Pre-operam, Trave secondaria di spina.....	247
Figura 8.3.8 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione del sistema di FRP per le Travi.....	248
Figura 8.3.9 Verifica a taglio post-operam per la Trave Secondaria di Spina.....	249
Figura 8.3.10 Sollecitazione a Taglio massima agente sui Pilastri NON verificati, Analisi con azione sismica al 60%.....	250
Figura 8.3.11 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata centrale-S1.....	251
Figura 8.3.12 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per la pilastrata centrale-S1.....	252
Figura 8.3.13 Intervento di rinforzo a taglio dell'FRP per la pilastrata centrale-S1.....	253
Figura 8.3.14 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata centrale-S1.....	254
Figura 8.3.15 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-S1.....	255

Figura 8.3.16 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-S1.....	256
Figura 8.3.17 Intervento di rinforzo a per il Pilastro centrale del Vano scale-S1.....	257
Figura 8.3.18 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano S1.....	258
Figura 8.3.19 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata di bordo-S1.....	259
Figura 8.3.20 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per pilastrata di bordo-S1.....	260
Figura 8.3.21 Intervento di rinforzo per pilastrata di bordo-S1.....	261
Figura 8.3.22 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata di bordo, Piano S1.....	262
Figura 8.3.23 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-S1.....	263
Figura 8.3.24 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-S1.....	264
Figura 8.3.25 Intervento di rinforzo a per il Pilastro di bordo del Vano scale-S1.....	265
Figura 8.3.26 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano S1.....	266
Figura 8.3.27 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di giunto centrale-S1.....	267
Figura 8.3.28 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di giunto centrale-S1.....	268
Figura 8.3.29 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di giunto centrale-S1.....	269
Figura 8.3.30 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di giunto centrale, Piano S1.....	270
Figura 8.3.31 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrati di giunto di bordo-S1.....	271
Figura 8.3.32 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per i Pilastrati di giunto di bordo-S1.....	272
Figura 8.3.33 Intervento di rinforzo a taglio per i Pilastrati di giunto di bordo-S1.....	273
Figura 8.3.34 Verifica a taglio post-operam per i Pilastrati di giunto di bordo, Piano S1.....	274
Figura 8.3.35 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata centrale-P0.....	275
Figura 8.3.36 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per pilastrata centrale-P0.....	276
Figura 8.3.37 Intervento di rinforzo a taglio per pilastrata centrale-P0.....	277
Figura 8.3.38 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata centrale-P0.....	278
Figura 8.3.39 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P0.....	279
Figura 8.3.40 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P0.....	280
Figura 8.3.41 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P0.....	281
Figura 8.3.42 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P0.....	282
Figura 8.3.43 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastrata di bordo-P0.....	283
Figura 8.3.44 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per pilastrata di bordo-P0.....	284
Figura 8.3.45 Intervento di rinforzo a taglio per pilastrata di bordo-P0.....	285

Figura 8.3.46 Verifica a taglio post-operam per la Pilastrata di bordo, Piano P0.....	286
Figura 8.3.47 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P0.....	287
Figura 8.3.48 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P0.	288
Figura 8.3.49 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P0.....	289
Figura 8.3.50 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P0.	290
Figura 8.3.51 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di giunto centrale-P0.....	291
Figura 8.3.52 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di giunto centrale-P0.....	292
Figura 8.3.53 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di giunto centrale-P0.....	293
Figura 8.3.54 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di giunto centrale, Piano P0.....	294
Figura 8.3.55 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastri di giunto di bordo-P0.	295
Figura 8.3.56 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per i Pilastri di giunto di bordo-P0.	296
Figura 8.3.57 Intervento di rinforzo a taglio per i Pilastri di giunto di bordo-P0.....	297
Figura 8.3.58 Verifica a taglio post-operam per i Pilastri di giunto di bordo, Piano P0.	298
Figura 8.3.59 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P1.	299
Figura 8.3.60 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P1.....	300
Figura 8.3.61 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P1.....	301
Figura 8.3.62 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P1.....	302
Figura 8.3.63 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P1.....	303
Figura 8.3.64 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P1.	304
Figura 8.3.65 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P1.....	305
Figura 8.3.66 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P1.	306
Figura 8.3.67 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P2.	307
Figura 8.3.68 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P2.....	308
Figura 8.3.69 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P2.....	309
Figura 8.3.70 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P2.....	310
Figura 8.3.71 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P2.....	311
Figura 8.3.72 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P2.	312
Figura 8.3.73 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P2.....	313
Figura 8.3.74 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P2.	314
Figura 8.3.75 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro centrale Vano Scale-P3.	315

Figura 8.3.76 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro centrale del Vano scale-P3.....	316
Figura 8.3.77 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro centrale del Vano scale-P3.....	317
Figura 8.3.78 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro centrale del Vano Scale, Piano P3.....	318
Figura 8.3.79 Verifica a Taglio Pre-operam e inquadramento degli elementi strutturali, Pilastro di bordo Vano Scale-P3.....	319
Figura 8.3.80 Intervento di rinforzo a taglio e calcolo della capacità Taglio-Trazione dell'FRP per il Pilastro di bordo del Vano scale-P3.	320
Figura 8.3.81 Intervento di rinforzo a taglio per il Pilastro di bordo del Vano scale-P3.....	321
Figura 8.3.82 Verifica a taglio post-operam per il Pilastro di bordo del Vano Scale, Piano P3.	322
Figura 8.3.83 Dati tecnici Sistema Fibra Betontex FB-Multiax400-RC02, Rinforzo a taglio dei Nodi, Fonte: Fibranet.it.	324
Figura 8.3.84 Verifica dei Nodi Pre-operam e inquadramento degli elementi considerati, Nodi non confinati, Piano P3.	325
Figura 8.3.85 Intervento di rinforzo con FRP per i Nodi non confinati, Piano P3.....	326
Figura 8.3.86 Verifica dei Nodi post-operam per i Nodi non confinati, Piano P3.....	326
Figura 8.3.87 Verifica dei Nodi Pre-operam e inquadramento degli elementi considerati, Nodi non confinati, Piano P4.	327
Figura 8.3.88 Intervento di rinforzo con FRP per i Nodi non confinati, Piano P4.....	328
Figura 8.3.89 Verifica dei Nodi post-operam per i Nodi non confinati, Piano P4.....	328
Figura 8.3.90 Verifica dei Nodi Pre-operam e inquadramento degli elementi considerati, Nodi non confinati, Piano P5.	329
Figura 8.3.91 Intervento di rinforzo con FRP per i Nodi non confinati, Piano P5.....	330
Figura 8.3.92 Verifica dei Nodi post-operam per i Nodi non confinati, Piano P5.....	330

BIBLIOGRAFIA

- F. Bianchi, R. Nascimbene, P. Rui, *Valutazione sismica e tecniche di intervento per edifici esistenti in c.a. Aggiornato alla circolare esplicativa NTC2018 del 21 gennaio 2019*, Maggioli editore, 2019.
- Antonio Cirillo, *Costruzioni in zona sismica*, Hoepli, 2018.
- Salvatore Lombardo, *Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato. Aggiornato alla NTC 2018*, Flaccovio Dario, 2018.
- Coppola L., *“Dissesti strutturali e da sisma delle opere in c.a.”*, 2018.
- Salvatore Lombardo, *Manuale degli interventi di riparazione, miglioramento e adeguamento sismico di strutture in cemento armato. Tecniche tradizionali e moderne*, Flaccovio Dario, 2018.
- Pisano B., *“NTC 2018: La liberalizzazione del pushover”*, 2018.
- Pisano B., *“Strategie di intervento per il rinforzo di strutture in c.a.”*, 2015.
- Colombini S., *“Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura”*, 2014.
- Clemente P., *“Le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”*, 2014.
- Mezzina M., Raffaele D., Uva G., Marano G.C., *“Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato”*, Città Studi edizioni, 2011.
- Petrini L., Pinho R., Calvi G.M., *“Criteri di Progettazione Antisismica”*, 2004.
- Censis, *“Rapporto del 1999 sulla situazione sociale italiana”*, 1999.
- Circolare Ministeriale, esplicativa della NTC 2018, febbraio 2019.
- Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018, *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*.
- Comitato Tecnico-Scientifico 2017, *“Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni”*.
- Consiglio superiore dei Lavori Pubblici 2017, *“Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera”*.
- Consiglio superiore dei Lavori Pubblici 2017, *“Linee Guida sul calcestruzzo strutturale”*.

- Circolare 2 dicembre 2010, n.26, *“in materia di “sicurezza sismica del patrimonio culturale.”*
- Circolare Ministeriale 2 Febbraio 2009, *Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, *“in materia di “norme tecniche per le costruzioni”*.
- FEMA 557/2006, *“Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”*.
- FEMA 273/2002, *“Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”*.
- CNR-DT 200 R1/2013, *“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*.
- CNR-DT 200/2004, *“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*.
- O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003, *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.
- Legge n. 228 del 24 dicembre 2012, *“Disposizioni per la formazione del bilancio annuale e pluriennale dello Stato”*.
- Circolare del Capo Dipartimento del 4 novembre 2010, *“Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche”*.
- D.P.C.M. del 9 Febbraio 2011: *“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”*.
- ReLuis 2012, *“Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980”*.
- ReLuis 2010, *“Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e ripartizioni”*.
- D.P.C.M. del 21 ottobre 2003, n. 3685 *in materia di “Disposizioni attuative dell’art.2 commi 2,3,4 dell’ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003”*.
- Decreto 20 Novembre 1987. *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*.
- Min. LL.PP. 1987. D.M. 20.11.87, *“Norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*.

- Circolare ministeriale LL.PP. 21745/1981: *"Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma"*.
- L. 25 novembre 1962, n. 1684, in materia di *"Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."*