

POLITECNICO DI TORINO



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

SICUREZZA STATICA E VULNERABILITA' SISMICA DI UN EDIFICIO IN C.A.: ANALISI COMPARATIVA DI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO STATICO

Relatore

Prof. A.P. Fantilli

Correlatore

Ing. Giuseppe Rinaldis

Candidato

Vittoria Brighenti

Luglio, 2019

Ringraziamenti

Vorrei ringraziare di cuore l'Ing. Giuseppe Rinaldis, per la disponibilità, la pazienza, la cordialità e le enormi conoscenze che ha messo a mia disposizione. Ringrazio il mio Professore Alessandro Fantilli che mi ha consigliato e aiutato durante lo svolgimento della tesi.

Un grande ringraziamento alla mia famiglia, che grazie al sostegno economico e morale mi ha permesso di arrivare qui oggi, vorrei che questo traguardo sia un premio per tutti i sacrifici fatti.

Un grazie infinito ai miei genitori Roberta e Alfredo, che mi insegnano costantemente che con l'impegno e la determinazione si può arrivare ovunque.

A mia sorella Isabella, anche se ancora liceale le auguro un'esperienza universitaria ricca e soddisfacente come quella che ho vissuto io.

Un ringraziamento a tutti gli amici di "Movida Torinese" e alla mia amica nonché coinquilina Francesca, con la quale ho condiviso dai periodi di reclusione in sessione alle gioie più inaspettate in questi anni a Torino.

Alle amiche di sempre Giulia, Krizia, Edit, grazie per essere sempre presenti nei momenti più importanti e grazie per il sostegno che mi dimostrate continuamente.

Alla mia migliore amica e praticamente sorella Jasmine, posso dire solamente GRAZIE, perché senza di lei non sarei la persona che sono oggi.

Al mio ragazzo Andrea, che con poche parole nei momenti giusti riesce sempre a ristabilire il mio equilibrio, che mi sostiene e riesce a regalarmi spensieratezza.

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI EDIFICI ESISTENTI	2
2.1. Quadro normativo per l'edilizia scolastica.....	5
2.2. I numeri dell'edilizia.....	7
2.3. Linee di finanziamento.....	10
3. CASO DI STUDIO	13
3.1. Descrizione della struttura	13
3.2. Modellazione dell'edificio	20
3.3. Metodo di analisi.....	25
3.3.1. Stato Limite Ultimo.....	25
3.3.2. Analisi dinamica modale	26
3.3.3. Azioni caratterizzanti la struttura.....	31
3.4. Caratteristiche dei materiali: campagna di prove e indagini conoscitive	35
3.4.1. Analisi sul calcestruzzo.....	37
3.4.2. Analisi sull'acciaio.....	41
3.5. Comportamento a SLU.....	42
3.5.1. Risultati delle verifiche statiche.....	45
3.6. Risultati della verifica di vulnerabilità sismica	51
3.6.1. Analisi dei meccanismi di collasso per SLV	54
3.6.2. Analisi dei meccanismi di deformazione di danno per SLD e SLO.....	54
3.6.3. Analisi degli spostamenti tra i corpi di fabbrica	56
3.6.4. Verifiche a collasso per SLV	57
3.6.5. Verifiche di deformazione per SLD/SLO	64

INDICE

3.6.6.	Sintesi dei risultati.....	66
3.7.	Studio di fattibilità.....	67
3.7.1.	Descrizione dell'alternativa proposta	68
3.7.2.	Localizzazione degli interventi.....	69
4.	TECNOLOGIE DISPONIBILI PER INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO STATICO	76
4.1.	Quadro generale: FRP, FRCM e incamiciatura metallica	76
4.2.	Compositi fibrorinforzati: materiali innovativi per il consolidamento delle strutture esistenti.....	78
4.3.	Vantaggi/svantaggi delle differenti tecnologie	82
4.4.	Caso di studio: analisi delle tipologie di intervento	83
4.4.1.	Interventi su pilastri	83
4.4.1.1.	Incamiciatura metallica	83
4.4.1.2.	FRP: rinforzo a flessione.....	86
4.4.1.3.	FRCM.....	88
4.4.2.	Interventi su travi	88
4.4.2.1.	FRP: rinforzo a flessione.....	88
4.4.2.2.	FRP: rinforzo a taglio	89
4.4.2.3.	FRCM: rinforzo a flessione.....	91
4.4.2.4.	FRCM: rinforzo a taglio	92
4.4.3.	Risultati del caso di studio	94
4.4.4.	Sintesi dei risultati.....	116
5.	CONCLUSIONI	118
	BIBLIOGRAFIA.....	123

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Schema applicazione forze Analisi Statica Lineare	4
Figura 2 - Schema applicazione forze e condizione ultima della struttura nell'Analisi Statica non lineare.....	5
Figura 3 – Percentuali di possesso di certificazioni ed età anagrafica media degli edifici scolastici –	9
Figura 4 - Dislocazione e numero delle strutture scolastiche su cui intervenire – il Fatto Quotidiano	10
Figura 5 - Grafico monitoraggio spesa - Piattaforma GEIS	11
Figura 6 - Grafico monitoraggio progetti - Piattaforma GEIS	11
Figura 7 - Grafico tipologie intervento in base al costo - Piattaforma GEIS.....	12
Figura 8 - Vista ingresso pedonale.....	14
Figura 9 - Vista prospetto Ovest	15
Figura 10 - Solaio coperto con guaina in seguito al sollevamento della copertura	15
Figura 11 - Dettaglio umidità presente sul controsoffitto nella zona delle scale verso il seminterrato	16
Figura 12 - Dettaglio solaio in laterocemento e rete antisfondellamento.....	16
Figura 13 - Planimetria piano terra (+4.20m) – Tavola grafica del progetto originale (anno 1981)	17
Figura 14 - Planimetria piano interrato (+0.85m) – Tavola grafica del progetto originale (anno 1981).....	18
Figura 15 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) – Tavola grafica del progetto originale (anno 1981).....	19
Figura 16 - Videata dal software SAP2000 – Modello A.....	22
Figura 17 - Videata dal software SAP2000 – Modello B.....	22
Figura 18 - Videata dal software SAP2000 dei modificatori dei solai.....	23
Figura 19 - Combinazioni possibili delle sollecitazioni nelle due direzioni	24
Figura 20 - Classi d'uso §2.4.2 NTC2018.....	27
Figura 21 - Ripartizione zone sismiche in base al comune di appartenenza della Regione Piemonte (DGR n.4 3084).....	29
Figura 22 - Videata dal software SAP2000 – Spettro di risposta SLD.....	30
Figura 23 - Videata dal software SAP2000 – Spettro di risposta SLO	30
Figura 24 - Videata dal software SAP2000 – Spettro di risposta SLV	31
Figura 25 - Planimetria piano interrato – Posizione dei prelievi di cls	35

INDICE

Figura 26 - Dettaglio indagine mensola supporto della trave del portale.....	35
Figura 27 - Dettaglio carote estratte con segno della prova di carbonatazione	36
Figura 28 - Planimetria piano terra – Posizione dei prelievi di cls	36
Figura 29 - Carotatura pilastro.....	37
Figura 30 – Prelievo campione calcestruzzo	37
Figura 31 - Rottura del provino: prova di compressione	38
Figura 32 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche PMM alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)	43
Figura 33 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche V alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI).....	43
Figura 34 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche PMM alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)	44
Figura 35 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche V alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI).....	44
Figura 36 - Schema armatura tipo trave (dalle tavole esecutive dell'epoca).....	45
Figura 37 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche PMM alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)	52
Figura 38 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche V alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)	52
Figura 39 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche PMM alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)	53
Figura 40 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche V alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)	53
Figura 41 - Videate software SPF	62
Figura 42 - Videata software SPF - Risultati Modello A duttile.....	63
Figura 43 - Videata software SPF - Risultati Modello A fragile.....	63
Figura 44 - Videata software SPF - Risultati Modello B duttile.....	64
Figura 45 - Videata software SPF - Risultati Modello B fragile	64
Figura 46 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) (EVIDENZIATE LE TRAVI DA CONSOLIDARE).....	69
Figura 47 - Planimetria piano terra (+4.20m) (EVIDENZIATE LE TRAVI DA CONSOLIDARE)	70
Figura 48 - Planimetria piano interrato (+0.85m) (EVIDENZIATE LE TRAVI DA CONSOLIDARE)	71
Figura 49 - Planimetria piano interrato (+0.85m) (EVIDENZIATI I PILASTRI DA CONSOLIDARE)	72

Figura 50 - Planimetria piano terra (+4.20m) (EVIDENZIATI I PILASTRI DA CONSOLIDARE)	73
Figura 51 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) (EVIDENZIATI I PILASTRI DA CONSOLIDARE)	74
Figura 52 - Planimetria piano terra (+4.20m) – Posizionamento dei setti antisismici	75
Figura 53 - Consolidamento di un pilastro mediante incamiciatura in acciaio	77
Figura 54 - Consolidamento di una trave a flessione e a taglio mediante l'utilizzo di un tessuto CFRP	77
Figura 55 - Consolidamento di una trave mediante l'utilizzo di un tessuto FRCM	77
Figura 56 - Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito	78
Figura 57 - Legame costitutivo tipo a trazione uniassiale di un provino di FRCM	79
Figura 58 - Modi di rottura per distacco dal supporto di una trave rinforzata a flessione FRP	80
Figura 59 - Meccanismi di crisi rinforzo con FRCM	81
Figura 60 - Schema incamiciatura pilastro mediante angolari metallici	84
Figura 61 - Consolidamento di un pilastro mediante composito fibrorinforzato FRP	86
Figura 62 - Campi di rottura di una sezione rettangolare di c.a. inflessa rinforzata esternamente con FRP	89
Figura 63 - Elementi distintivi di un rinforzo a taglio	91
Figura 64 - Planimetria piano interrato (+0.85m) - Evidenziati gli elementi studiati	95
Figura 65 - Planimetria piano terra (+4.20m) - Evidenziati gli elementi studiati	96
Figura 66 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) - Evidenziati gli elementi studiati	97
Figura 67 - Posizione pilastro P43_T	98
Figura 68 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P43_T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	98
Figura 69 - Posizione pilastro P21_T	99
Figura 70 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P21_T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	99
Figura 71 - Posizione pilastro P30_S	100
Figura 72 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P30_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	100
Figura 73 - Posizione pilastro P42_S	101
Figura 74 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P42_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	101
Figura 75 - Posizione pilastro P49_T	102

INDICE

Figura 76 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P49 _T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	102
Figura 77 - Posizione pilastro P4_S	103
Figura 78 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P4 _S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	103
Figura 79 - Posizione pilastro P29_T	104
Figura 80 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P29_T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	104
Figura 81 - Posizione pilastro P69_T_rialzato.....	105
Figura 82 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P69 _T_rialz attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	105
Figura 83 - Posizione trave T37_S.....	106
Figura 84 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T37_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	106
Figura 85 - Posizione trave T22_S.....	107
Figura 86 - Posizione trave T54_T	108
Figura 87 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T54 _T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	108
Figura 88 - Posizione trave T53_S.....	109
Figura 89 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T53 _S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	109
Figura 90 - Posizione trave T77_S.....	110
Figura 91 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T77 _S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	110
Figura 92 - Posizione trave T95_T	112
Figura 93 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T95 _T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	112
Figura 94 - Posizione trave T112_S.....	113
Figura 95 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T112 _S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	113
Figura 96 - Posizione trave T75_S.....	114
Figura 97 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T75 _S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)	114
Figura 98 - Confronto tra i valori di resistenza del calcestruzzo confinato.....	118

Figura 99 - Confronto dei valori di resistenza offerti dai sistemi di rinforzo nei pilastri.....	118
Figura 100 - Grafico confronto dei valori di resistenza a flessione offerti dai sistemi di rinforzo	119
Figura 101 - Grafico confronto dei valori di resistenza a taglio offerti dai sistemi di rinforzo	120
Figura 102 - Confronto costi dei rinforzi a flessione (sono stati esclusi gli elementi dove non possono essere applicate le fibre).....	121
Figura 103 - Confronto costi dei rinforzi a taglio (sono stati esclusi gli elementi dove non possono essere applicate le fibre).....	121

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Tabella riepilogativa risultati indagine di Cittadinanzattiva.....	8
Tabella 2 - Tabella C8.5.IV NTC2018 - Livelli di conoscenza	21
Tabella 3 - Tabella 2.5.I NTC 2018 - Valori dei coefficienti di combinazione	25
Tabella 4 - Tabella 2.6.I NTC 2018 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU	26
Tabella 5 - Tab. 2.4.I NTC2018 – Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni.....	26
Tabella 6 - Tabella riepilogativa parametri per la definizione dell'azione sismica	27
Tabella 7 - Tab. 7.3.I NTC2018 – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica..	29
Tabella 8 - Riassunto caratteristiche spettri.....	31
Tabella 10 - Fattori di disturbo - CLSP2017 §3.2.....	38
Tabella 11 - Valori riepilogativi calcestruzzo esistente travi	40
Tabella 12 - Valori riepilogativi calcestruzzo esistente pilastri	41
Tabella 13 - Valori riepilogativi acciaio esistente.....	42
Tabella 14 - Sintesi caratteristiche spettri	54
Tabella 15 - Partecipazione massa modale - Modello A.....	55
Tabella 16 - Partecipazione massa modale - Modello B.....	55
Tabella 17 - Sintesi PGA e Tr per i due modelli	66
Tabella 18 - Sintesi interventi sugli elementi.....	74
Tabella 19 - Riassunto caratteristiche rinforzi.....	97
Tabella 20 - Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per il calcolo del rinforzo dei pilastri.	116
Tabella 21 - Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per il calcolo del rinforzo delle travi ..	117

1.INTRODUZIONE

Il seguente lavoro di tesi tratta la valutazione della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica di una struttura esistente in c.a., nello specifico di un edificio scolastico.

L'analisi svolta descrive, in primis, la vulnerabilità sismica dell'edificio. La maggior parte del patrimonio edilizio italiano è al termine della propria vita utile: progettato senza criteri antisismici, è stato necessario mobilitare fondi per la valutazione di sicurezza delle strutture esistenti e affinare la valutazione di vulnerabilità in seguito alle recenti modifiche di Normativa e all'aggiornamento della mappa sismica del territorio italiano.

Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per i seguenti aspetti:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione;
- la struttura può essere stata soggetta ad azioni i cui effetti non siano completamente manifesti;
- generalmente gli edifici presentano un certo livello di degrado.

La valutazione della sicurezza e il progetto di interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione: ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all'affidabilità dell'informazione disponibile.

Le verifiche svolte e i conseguenti esiti derivano dalla procedura di valutazione della sicurezza prevista dalle attuali normative NTC 2018, che per tipo di analisi strutturale (agli stati limite) e valutazione delle prestazioni meccaniche dei materiali (attraverso i fattori di confidenza), possono risultare particolarmente severe quando applicate su costruzioni esistenti.

L'analisi di datate strutture pubbliche che ha preso piede negli ultimi anni è stata accompagnata da una continua ricerca e studio di differenti metodologie di interventi sull'esistente. La tipologia sulla quale ci si focalizza nel seguente lavoro è un intervento locale di rafforzamento, in quanto da analisi di tipo statico circa il 28% della struttura mostra carenze in termini di capacità.

2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Per valutazione della sicurezza s'intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto.

Per procedere ad una valutazione della costruzione esistente, le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono:

- Documentazione progettuale (tavole grafiche e relazione di calcolo);
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale;
- Prove in situ e in laboratorio per la caratterizzazione dei materiali.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza, vengono definiti tre livelli di conoscenza (LC1, LC2, LC3), differenti per aspetti geometrici, dettagli strutturali e proprietà dei materiali. Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, i valori caratteristici da adottare per le proprietà dei materiali e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza.

La sicurezza nei confronti dell'azione sismica viene poi valutata in relazione agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio; gli spettri di progetto saranno differenti per i diversi tipi di stato limite da verificare.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *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:

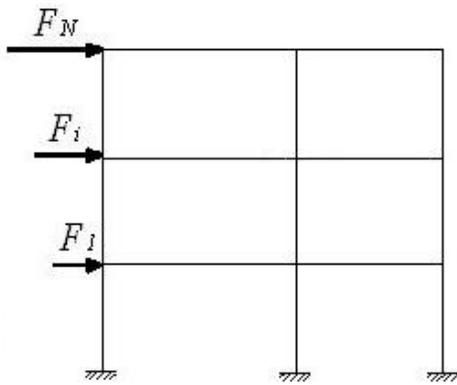
- *Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Riguardo ai criteri di verifica allo stato limite ultimo, per tutti gli elementi dovrà essere verificato che il valore della sollecitazione di progetto sia inferiore al corrispondente valore della resistenza. Le verifiche di sicurezza vengono condotte in maniera distinta per i meccanismi duttili e per i meccanismi fragili; la valutazione della capacità degli elementi, pari al valore medio delle proprietà dei materiali esistenti divisi per il *Fattore di Confidenza* e il *coefficiente parziale* γ_m , è subordinata alle differenti tipologie:

- meccanismi duttili (crisi raggiunta mediante attingimento di un meccanismo di tipo flessionale): $\gamma_s=1$ e $\gamma_c=1$;
- meccanismi fragili (crisi raggiunta mediante attingimento di un meccanismo a taglio): $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_c=1.5$.

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli altri carichi permanenti e variabili, possono essere valutati con le seguenti metodologie di analisi:

- *Analisi statica lineare*: l'analisi consiste nell'applicazione di un sistema di forze, distribuite lungo l'altezza, nel baricentro degli impalcati, assumendo una distribuzione lineare o proporzionale ai pesi. La forza orizzontale da applicare ad ogni piano dell'edificio è pari a:



$$F_i = F_h \frac{(z_i * W_i)}{\sum(z_j * W_j)}$$

$$\text{con: } F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

Figura 1 - Schema applicazione forze Analisi Statica Lineare

dove: $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto; W è il peso complessivo della costruzione; λ è un coefficiente (pari a 0.85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_c$; pari a 1 in tutti gli altri casi);

- **Analisi dinamica modale:** viene elaborata partendo da massa, rigidezza, smorzamento e spettri di risposta convenzionali. Questa analisi consiste:
 - nella determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
 - nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto;
 - nella combinazione di questi effetti.

Vanno considerati i modi con massa partecipante significativa, aventi somma superiore all'85% della massa modale partecipante.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare può essere effettuata mediante combinazione SRSS ($E = \sqrt{\sum E_i^2}$) o mediante una quadratica completa CQC ($E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i E_j \rho_{ij}}$);

- **Analisi statica non lineare:** consiste nell'applicazione all'edificio di carichi gravitazionali e di un sistema di forze orizzontali crescenti in maniera monotona fino al raggiungimento delle condizioni ultime:

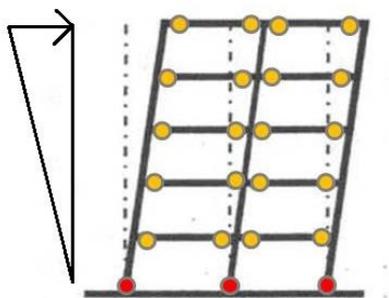


Figura 2 - Schema applicazione forze e condizione ultima della struttura nell'Analisi Statica non lineare

Le analisi lineari possono essere effettuate mediante l'utilizzo di un *fattore di struttura* q , parametro di riduzione delle ordinate spettrali, dipendente dalla tipologia strutturale, dalla classe di duttilità e dalla regolarità in altezza della struttura. Tale metodo non può però essere applicato allo Stato Limite di Collasso.

Approfondimenti specifici relativi a questi aspetti si trovano all'interno del Capitolo 3, relativo al caso di studio affrontato.

2.1. Quadro normativo per l'edilizia scolastica

L'obbligo di sottoporre gli edifici alla verifica di sicurezza sismica si riferisce a tutti gli edifici e alle opere di interesse strategico e/o rilevanti, in qualsiasi zona sismica si trovino. In particolare, ai sensi delle norme vigenti, è obbligatoria la verifica mentre non lo è l'intervento: a seconda dell'esito della verifica il proprietario deve programmare eventuali interventi da realizzare entro un determinato periodo di tempo, in funzione dei risultati della verifica stessa.

L'art. 2, comma 3, dell'OPCM 3274/2003 stabilisce che "è fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui 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".

Sono escluse da tale obbligo le opere costruite o adeguate ai sensi delle norme sismiche emanate successivamente al 1984 e a condizione che siano situate in zone per cui la classificazione sismica non risulti più severa rispetto a quando sono state progettate o adeguate.

In particolare, è prescritto l'obbligo per i singoli proprietari di verifica sismica degli edifici e delle opere stesse; si prevede inoltre l'obbligo per lo Stato e le Regioni di procedere alla redazione dei piani temporali delle verifiche, degli elenchi degli edifici e delle opere da verificare, delle indicazioni tecniche da fornire ai proprietari degli edifici e delle opere per uniformare lo svolgimento delle verifiche stesse.

La verifica di vulnerabilità ai fini sismici tiene conto del comportamento della struttura principale che costituisce l'opera e di tutti gli aspetti riguardanti la sicurezza di elementi non strutturali.

In ogni caso, la legge prescrive che la verifica sismica deve accertare il livello di adeguatezza dell'opera rispetto agli standard definiti dalle norme tecniche vigenti (NTC 2018) e non soltanto individuarne (attraverso la compilazione di schede parametriche informative) la tipologia costruttiva e le possibili vulnerabilità in modo qualitativo.

Al termine della verifica di vulnerabilità sismica obbligatoria, nel caso in cui l'opera non sia pienamente in grado di sopportare i livelli di azione sismica previsti dalle norme vigenti, le stesse norme prevedono che non si debba pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso: le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità).

Un'ulteriore imposizione normativa da ricordare è che al di là dell'obbligo di verifica sismica ai sensi dell'ordinanza citata, le Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti (NTC 2018) stabiliscono che in determinate condizioni sia obbligatorio procedere alla valutazione della sicurezza **non solo sismica**, e cioè nei casi di:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni conseguenti anche a problemi in fondazione, danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;

- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità.

Tale valutazione della sicurezza deve stabilire il livello di adeguatezza di tutte le strutture che compongono la costruzione rispetto alle norme in vigore al momento della verifica, e cioè se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, se l'uso debba essere modificato o se sia necessario (anche solo localmente) procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

L'insieme dei due obblighi, che scaturiscono dall'OPCM 3274/2003 e dalle NTC 2018, si può così riassumere: nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche tecniche relative ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio, si impone per l'opera la necessità di "intervento" o "declassamento"; nel caso invece in cui si manifesti l'inadeguatezza dell'opera rispetto alle azioni ambientali non controllabili dall'uomo (neve, vento, sisma) e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione, si impone principalmente la necessità di predisporre piani temporali di intervento.

2.2.I numeri dell'edilizia

Come ha riportato *ilfattoquotidiano.it*, citando i dati in anteprima della ricerca del sito *Cittadinanzattiva* che ha completato il suo rapporto sull'edilizia scolastica italiana, solamente il 5% delle scuole italiane è stato adeguato dal punto di vista sismico.

Con riferimento al "*XVI Rapporto sulla sicurezza delle scuole*" di *Cittadinanzattiva* (organizzazione che promuove l'attivismo dei cittadini per la tutela dei diritti e la cura dei beni comuni), presentato a Roma il 27 settembre 2018, viene fatto il punto della sicurezza delle scuole italiane.

I dati sono stati ricavati da tre tipologie prevalenti di fonti:

- fonti ufficiali e/o istituzionali, ad esempio del Miur, del Governo, dell'Inail e, per quanto riguarda gli episodi di crolli nelle scuole, le rassegne stampa locali e nazionali;
- una attività di monitoraggio civico all'interno di edifici scolastici di Molise, Abruzzo, Calabria e Sicilia che ha permesso di portare alla luce alcuni casi emblematici di scuole insicure;
- un report scaturito dall'invio, da parte di *Cittadinanzattiva*, di istanze di accesso civico a 7.252 Comuni, Province e Città metropolitane, relative a 6.556 edifici scolastici di 20

Regioni, per fornire un quadro più aggiornato rispetto alla sicurezza sismica e avere informazioni dettagliate rispetto alle certificazioni e agli investimenti degli Enti locali sulle indagini sui solai e la manutenzione ordinaria e straordinaria di questi istituti.

Il rapporto di Cittadinanzattiva ha preso in esame 6.556 edifici (pari al 22% degli Enti contattati) che rappresentano il 15,44% del totale.

Il quadro che ne emerge ha permesso di ipotizzare una cifra di 15/20 miliardi di euro come indispensabile per ristrutturare o ricostruire, almeno in parte, cominciando dai casi più urgenti, il patrimonio edilizio scolastico.

Un esito interessante dell'attività di monitoraggio dei 6.556 edifici è il seguente: solo per il 29% delle scuole analizzate è stata effettuata la verifica di vulnerabilità sismica; di queste solo il 9% delle scuole è stato migliorato sismicamente e meno del 5% è stato adeguato sismicamente.

Di seguito si riportano i dati ottenuti a livello regionale.

REGIONE	VERIFICA VULNERABILITÀ SISMICA	MICROZONAZIONE SISMICA (SUL TERRITORIO)	MIGLIORAMENTO SISMICO	ADEGUAMENTO SISMICO
Valle d'Aosta	20%		40%	
Piemonte	17%	5%	8%	4%
Lombardia	25%	16%	8%	5%
Liguria	49%	12%	7%	3%
Emilia Romagna	28%	30%	7%	2%
Veneto	30%	30%	11%	6%
Friuli Venezia Giulia	37%	72%	17%	16%
Trentino A.A.	31%		22%	6%
NORD	53%	43%	7%	4%
Toscana	33%	55%	11%	6%
Marche	41%	49%	23%	7%
Umbria	59%	65%	25%	11%
Lazio	8%	15%	3%	2%
CENTRO	36%	44%	17%	7%
Abruzzo	51%	44%	9%	26%
Molise	52%	41%	41%	28%
Basilicata	32%	15%	18%	18%
Campania	4%	7%	6%	4%
Calabria	2%	45%	10%	5%
Puglia	11%	1%	5%	1%
Sicilia	7%	18%	3%	5%
Sardegna				
SUD	11%	13%	5%	6%
ITALIA	29%	31%	9%	5%

Tabella 1 - Tabella riepilogativa risultati indagine di Cittadinanzattiva

I risultati conseguiti da questa analisi sono allineati con i dati ufficiali delle indagini dell'Anagrafe scolastica.

L'Anagrafe scolastica, istituita dalla Legge 23 del 1996, è un organo importante perché permette di creare un database contenente informazioni dettagliate sullo stato delle scuole italiane

concentrandosi prettamente sul possesso dei certificati di agibilità e sulla vulnerabilità sismica degli edifici.

Dall'ultimo aggiornamento dell'Anagrafe (relativo all'anno 2018) emerge che in Italia c'è un patrimonio edilizio scolastico composto da 40.151 edifici attivi, 22.000 dei quali sono stati costruiti prima del 1970: data la loro età, questi edifici necessitano di un consolidamento o di una messa a norma; inoltre lo stesso numero di istituti è sprovvisto di un certificato di agibilità.

L'aggiornamento dell'anno 2018 ha consentito un censimento più completo del precedente (anno 2015) con un +17,8% di edifici intercettati, che nella precedente rilevazione risultavano inattivi.

La situazione è stata monitorata annualmente ma non sembra essere cambiata rispetto alla situazione del 2015, anzi peggiorata, come dimostrano i dati dell'anagrafe dell'edilizia scolastica.



Figura 3 – Percentuali di possesso di certificazioni ed età anagrafica media degli edifici scolastici –
il Fatto Quotidiano

Il problema di fondo è la mole da smaltire, in quanto agli arretrati si aggiungono nuove richieste di interventi su edifici, più o meno urgenti. La situazione attuale presentata dal sito del Miur conta circa 6800 richieste di interventi su edifici scolastici, dislocati secondo quanto segue.

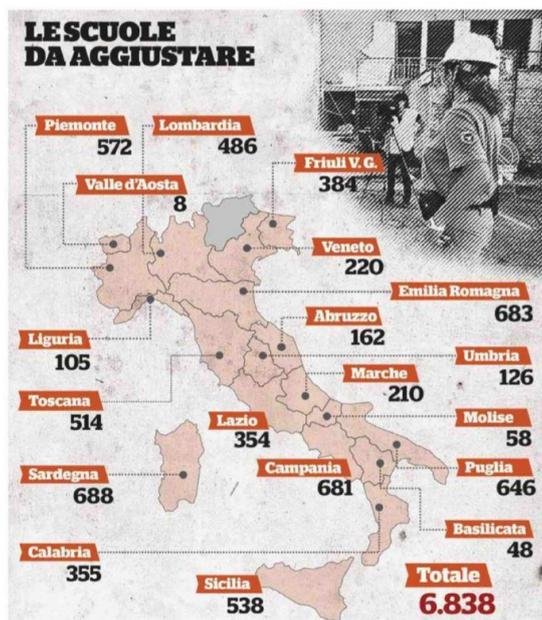


Figura 4 - Dislocazione e numero delle strutture scolastiche su cui intervenire – il Fatto Quotidiano

2.3. Linee di finanziamento

Il progetto GIES (*Gestione degli Interventi sull'Edilizia Scolastica*) è uno strumento per il monitoraggio e la documentazione di tutti gli interventi di edilizia scolastica finanziati dal MIUR (*Ministero dell'Istruzione dell'Università e della Ricerca*) mediante i fondi strutturali europei a partire dal 2014.

Sono attualmente disponibili i seguenti canali di finanziamento per l'Edilizia Scolastica, rendicontati nella piattaforma GIES:

- *Mutui Bei*: si tratta di mutui agevolati trentennali con oneri di ammortamento a carico dello Stato che potranno essere accesi dalle Regioni autorizzate alla stipula dei mutui. I mutui potranno essere utilizzati per interventi straordinari di ristrutturazione, miglioramento, messa in sicurezza, adeguamento sismico, efficientamento energetico di immobili di proprietà pubblica adibiti all'istruzione scolastica. I primi 1.215 interventi di edilizia scolastica che le Regioni hanno inserito nella prima annualità della Programmazione Nazionale Triennale 2015-2017 sono finanziati grazie a 905 milioni di euro dei Mutui BEI (Banca Europea per gli Investimenti);

- *Scuole Sicure*: con la Cipe del 30 giugno 2014 sono stati stanziati 400 milioni di euro per 1.636 interventi di messa in sicurezza e messa a norma degli edifici scolastici di cui 1.533 già aggiudicati;
- *Scuole Antisismiche*: con il Decreto del Ministro dell'Università e della Ricerca del 23 dicembre 2015 n.943 sono stati stanziati 40 milioni di euro per interventi finalizzati all'adeguamento strutturale e antisismico degli edifici del sistema scolastico.

La piattaforma dispone inoltre dei grafici rappresentanti il quadro sinottico nazionale aggiornato relativo al monitoraggio dei progetti rendicontati: Mutui BEI, Scuole Sicure e Scuole Antisismiche.

Monitoraggio della spesa

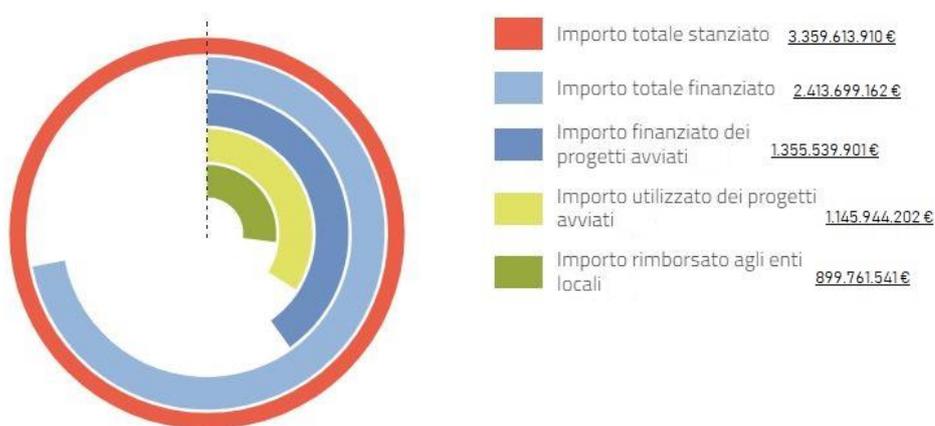


Figura 5 - Grafico monitoraggio spesa - Piattaforma GEIS

Realizzazione dei progetti



Figura 6 - Grafico monitoraggio progetti - Piattaforma GEIS

Tipologie d'intervento in base a fasce di costo dei progetti

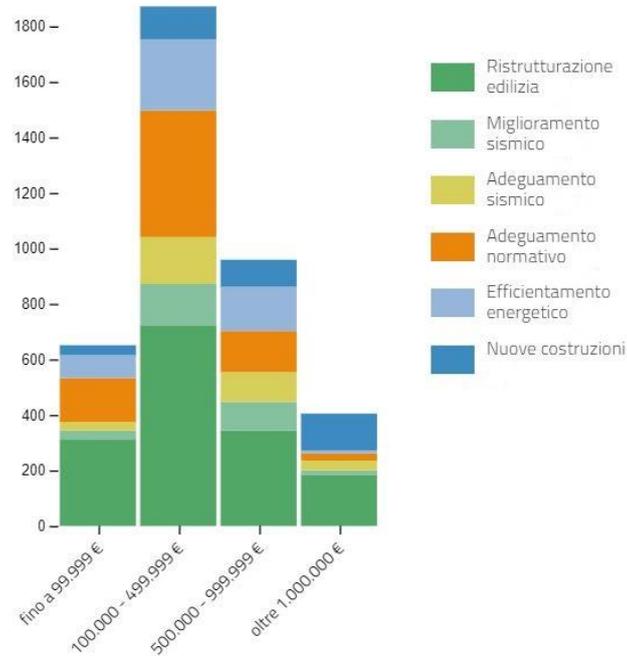


Figura 7 - Grafico tipologie intervento in base al costo - Piattaforma GEIS

3. CASO DI STUDIO

La seguente trattazione riguarda la valutazione della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica di un plesso scolastico in cui ha sede una Scuola Media Statale.

Per quanto concerne l'aspetto normativo, l'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 prevede (art. 2 comma 3) l'obbligatorietà delle verifiche di vulnerabilità sismica per gli edifici strategici o rilevanti. Tale obbligo è stato anche ribadito dalle Circolari del Dipartimento di Protezione Civile DPC/SISM/0031471 del 21/04/2010 e DPC/SISM/0075499 del 07/10/2010 ed è valido anche per le costruzioni situate nelle zone sismiche 3 e 4, che siano state costruite prima del 2003, ad eccezione di quelle costruite successivamente al 1984 secondo regole di progettazione antisismica.

La distinzione tra edificio rilevante e strategico è dettata dalla normativa regionale (D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011 e D.G.R. n. 65-7656 del 21/05/2014), in funzione della tipologia di destinazione d'uso. In questo contesto normativo, fatte le premesse di cui sopra, il fabbricato in esame sarà valutato come **strategico** ai fini della sicurezza sismica e incolumità pubblica.

Le attività tecniche eseguite e gli esiti della verifica della vulnerabilità sismica del fabbricato in questione sono stati svolti secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e della Circolare C.S.L.P. n. 7 del 21/1/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

3.1. Descrizione della struttura

La progettazione del plesso scolastico risale all'anno **1981** e, rispetto al progetto originario acquisito, non si sono riscontrate modifiche sull'organismo strutturale significative ai fini delle verifiche.

Si riporta nel seguito un elenco in ordine cronologico, rispetto alla documentazione acquisita, degli interventi e/o accertamenti eseguiti sull'opera:

- nel 1994 si è verificato il distacco di una parte di intonaco del corridoio di accesso alle aule e di parte dei laterizi che compongono il solaio; tali lesioni, diffuse lungo l'intero percorso, che hanno anche causato lo sfondellamento di parte del solaio, sono state attribuite a

deformazioni indotte da dilatazioni termiche non compensate da adeguati giunti di dilatazione strutturali;

- una problematica evidenziata dalla perizia svolta nel 1996 riguarda l'infiltrazione di acqua tra lo strato isolante della copertura e la soletta in c.a., che non potendo evaporare è ristagnata e ha provocato muffe ed efflorescenze diffuse nei locali sottostanti;
- nel 1998 in poi è stata predisposta la realizzazione di un nuovo tetto coibentato in lamiera poggiate sulle mensole a sbalzo e l'applicazione di un presidio antisfondellamento per i solai dei corridoi;
- nel 2006 si è riscontrata la presenza di crepe nel tramezzo tra l'auditorium e un'aula, già rilevate nel 1998 e ritenuto necessario il monitoraggio della vita evolutiva della struttura.

Nella descrizione storico-critica della costruzione rileva il danno recente subito dal fabbricato scolastico, conseguente alla tempesta del **Novembre 2018**, che ha causato lo scoperchiamento del tetto della scuola media e infiltrazioni di acqua.

Si specifica che l'edificio nella seguente relazione viene valutato allo stato di fatto attuale, non considerando quindi la presenza della copertura e il suo carico nell'analisi delle azioni, non conoscendo in questa fase la tipologia di copertura.



Figura 8 - Vista ingresso pedonale



Figura 9 - Vista prospetto Ovest



Figura 10 - Solaio coperto con guaina in seguito al sollevamento della copertura



Figura 11 - Dettaglio umidità presente sul controsoffitto nella zona delle scale verso il seminterrato



Figura 12 - Dettaglio solaio in laterocemento e rete antisfondellamento

Le caratteristiche geometriche del sistema strutturale dell'edificio sono state ricavate dalla documentazione acquisita, oltre che da un rilievo a campione degli elementi strutturali direttamente visibili e/o accessibili.

Sono di seguito riportate le planimetrie della struttura, le quali sono state acquisite dalle tavole grafiche originali del progetto, datate anno 1981.

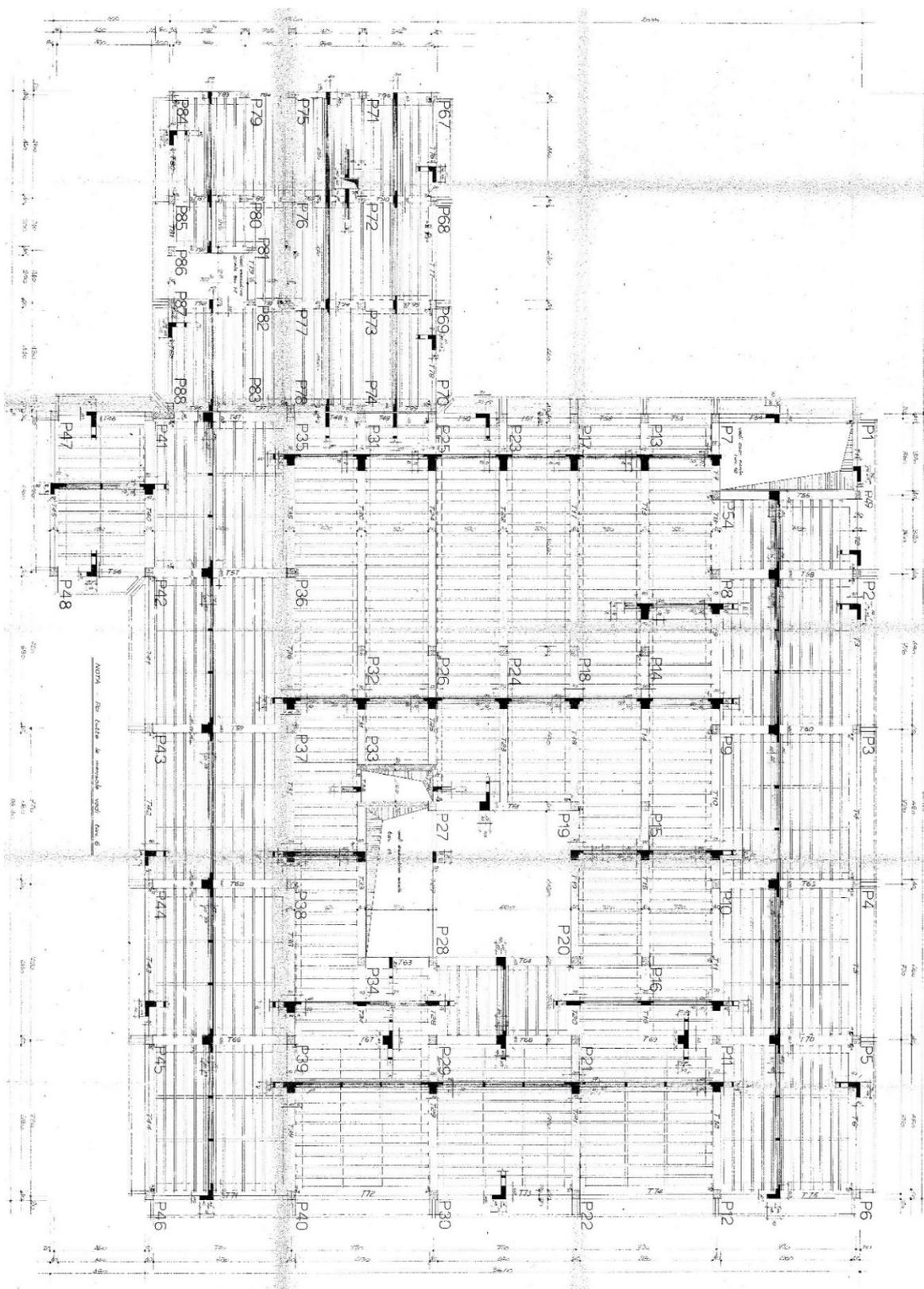


Figura 13 - Planimetria piano terra (+4.20m) – Tavola grafica del progetto originale (anno 1981)

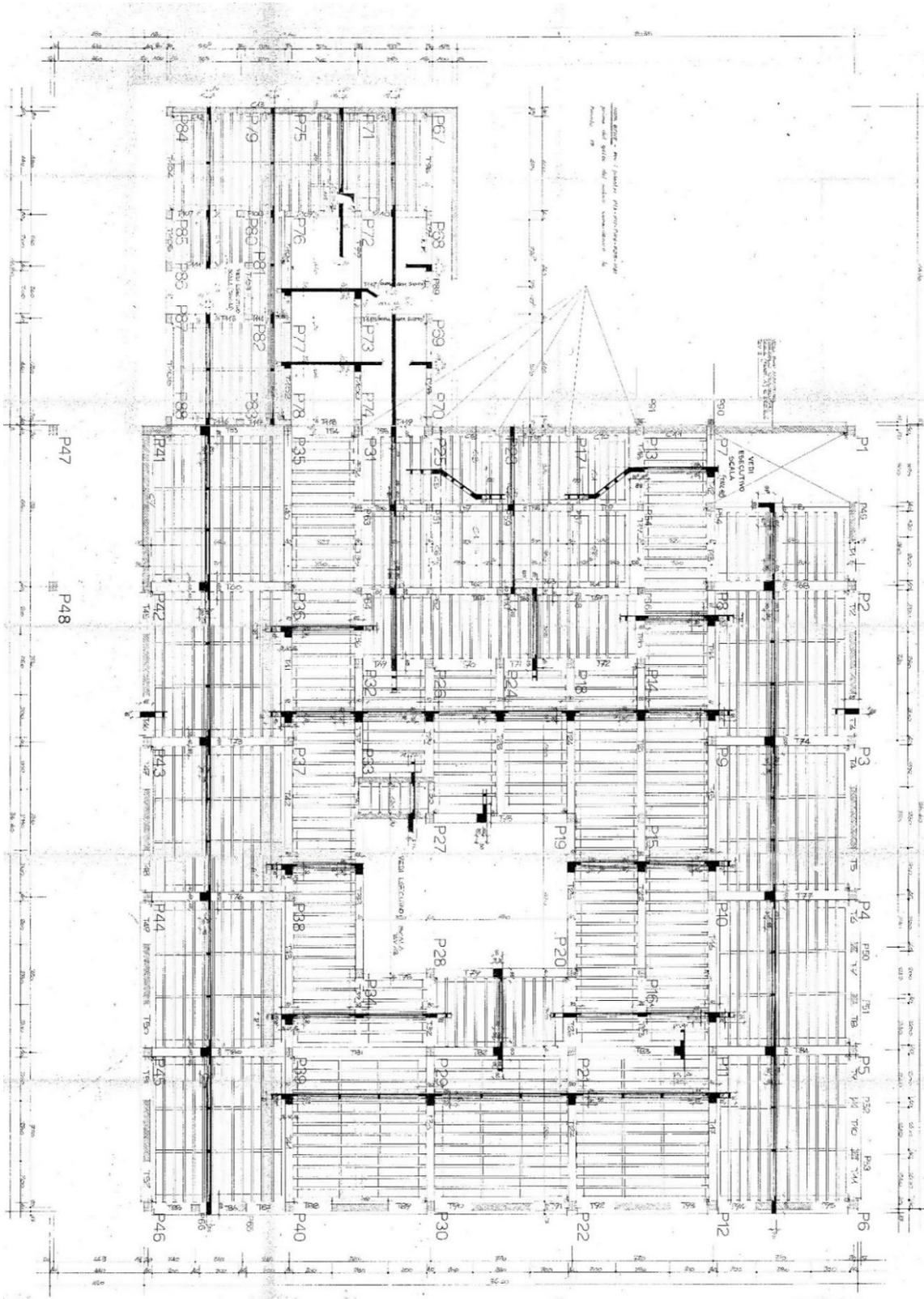


Figura 14 - Planimetria piano interrato (+0.85m) – Tavola grafica del progetto originale (anno 1981)

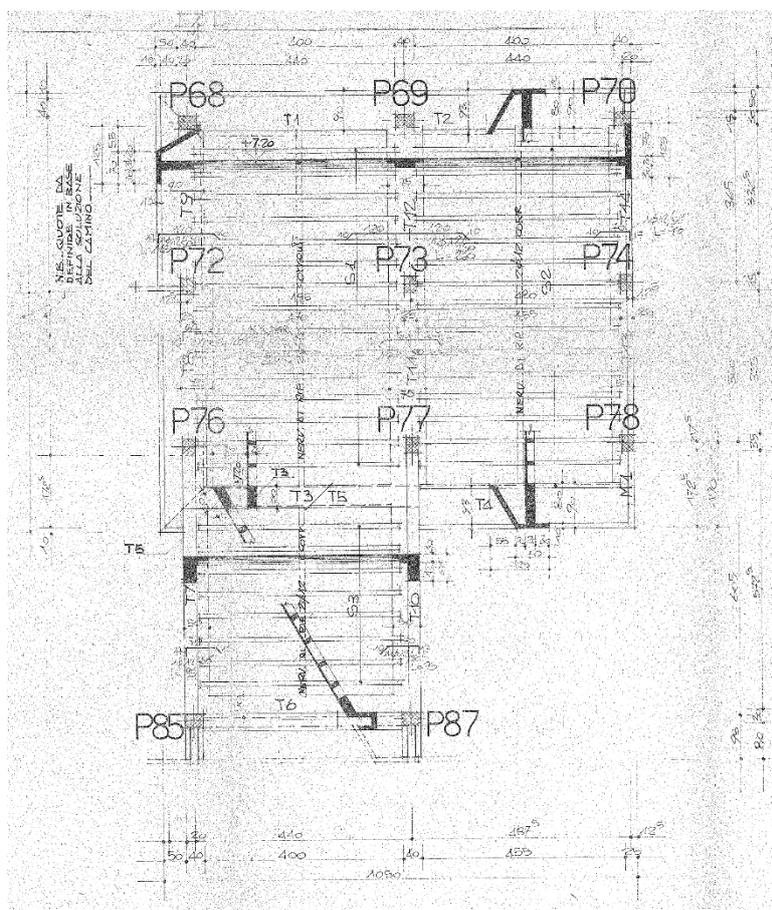


Figura 15 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) – Tavola grafica del progetto originale (anno 1981)

Dal punto di vista geometrico, l'edificio si compone di due corpi di fabbrica: quello principale, ad un piano fuori terra a pianta quadrata di lati circa 36 m, nel quale sono ubicate le aule e gli spazi per le attività didattiche e l'altro, sempre di pianta quadrata di lato circa 14 m, a due livelli fuori terra, nel quale si trovano i locali di direzione e l'alloggio del custode. Entrambi i corpi di fabbrica presentano inoltre un livello seminterrato, lasciato al grezzo e inutilizzato, a meno di un locale in cui si trova la centrale termica.

La struttura portante è costituita principalmente da telai a trave-pilastro in c.a. gettati in opera, solai a travetti in c.a. prefabbricati e laterizio interposto e, su una limitata porzione, solai a getto pieno.

La maglia strutturale del corpo aule è generalmente di 7.20x7.20 m, ad eccezione del solaio della zona auditorium, retto da telai zoppi di luce pari a 10.50 m e interasse di 3.60 m, con vincoli a cerniera sia sull'appoggio al piede sia sull'appoggio in quota sulla mensola del pilastro.

I pilastri hanno sezione quadrata e rettangolare; l'armatura tipicamente disposta consta di barre verticali del diametro 12-14 mm, a seconda degli elementi specifici, e staffe $\phi 6$ mm, con passo 15-20 mm a tutti i livelli.

Le travi sono generalmente ribassate, ad eccezione di alcune a livello del solaio del piano terra della zona amministrativa; le sezioni utilizzate sono di tipo rettangolare e a T.

La distinta delle armature delle travi indica un diffuso impiego di diversi diametri all'interno della stessa trave, evidentemente per ricercare un'ottimizzazione del quantitativo d'armatura. Le staffe sono a profilo aperto, diametro 8-10 mm e passo variabile.

Come premesso, i solai sono in parte realizzati con travetti in c.a. prefabbricati e blocchi di laterizio interposti, con funzione d'alleggerimento, per uno spessore grezzo pari a 20 cm (16+4 cm) e 25 cm (20+5 cm); in una parte della zona amministrativa invece viene utilizzato un solaio con getto pieno di calcestruzzo, per uno spessore pari a 15 cm.

Le fondazioni sono costituite da una trave continua nelle sezioni perimetrali, a sostegno dei muri controterra, avente suola di base di circa 100 cm su magrone e altezza 30-40 cm; i pilastri interni invece sono fondati su plinti isolati di forma quadrata aventi altezza di ca. 50-70 cm su sottoplinto da 30 cm.

Le scale interne sono invece realizzate con solette rampanti da:

- 14 cm per la scala amministrativa;
- 15 cm per la scala che conduce al locale centrale termica;
- 20 cm per la scala di servizio;
- 25 cm per la scala blocco aule.

Si rileva la presenza di due setti in c.a. per ascensore, benchè l'impianto non sia stato installato.

Si osserva infine la presenza di un giunto strutturale pari a 2 cm che separa la parte amministrativa da quella adibita all'uso scolastico.

3.2. Modellazione dell'edificio

La verifica del fabbricato in oggetto è stata condotta in ottemperanza alle prescrizioni delle NTC 2018, sulla base della conoscenza della struttura e dei materiali derivante dalla documentazione progettuale acquisita e da prove e verifiche specifiche.

Secondo lo schema riportato dalla Circolare n. 7/2019 nella Tabella C8.5.IV, per il fabbricato in oggetto si dispongono delle seguenti informazioni:

- Geometria: è nota dagli elaborati di progetto originali ed è stata validata da un rilievo visivo a campione;
- Dettagli strutturali: i disegni costruttivi sono disponibili e sostanzialmente completi; sono state eseguite *limitate* verifiche in-situ;
- Proprietà dei materiali: i certificati di prova originali sono disponibili e sono stati integrati mediante *limitate* prove in-situ.

In funzione del quadro conoscitivo sopra esposto, *considerato che si sono potute condurre indagini invasive, come ad esempio demolizioni localizzate per l'accertamento di alcuni dettagli d'esecuzione (nodo trave-pilastro del portale)*, la conoscenza del fabbricato può ritenersi di tipo "Adeguate" (ovvero LC2) e pertanto il Fattore di Confidenza FC adottato è pari a **1,20** (Circolare n. 7/2019 C8.5.IV).

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

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Tabella 2 – Tabella C8.5.IV NTC2018 - Livelli di conoscenza

L'analisi della struttura avviene mediante la modellazione spaziale della stessa al calcolatore, al fine di valutare la resistenza degli elementi nella loro configurazione reale, utilizzando il metodo degli elementi finiti. La modellazione generale è stata realizzata con il software denominato *SAP2000 v. 20*, prodotto dalla Computers and Structures Inc., California (USA) e distribuito in Italia dalla CSI Italia S.r.l. di Pordenone.

Essendo la parte amministrativa e la parte scolastica dell'edificio divise da un giunto strutturale, sono state modellate separatamente anche sul software; di seguito si riportano i modelli realizzati per la parte amministrativa (Modello A) e per la parte scolastica (Modello B).

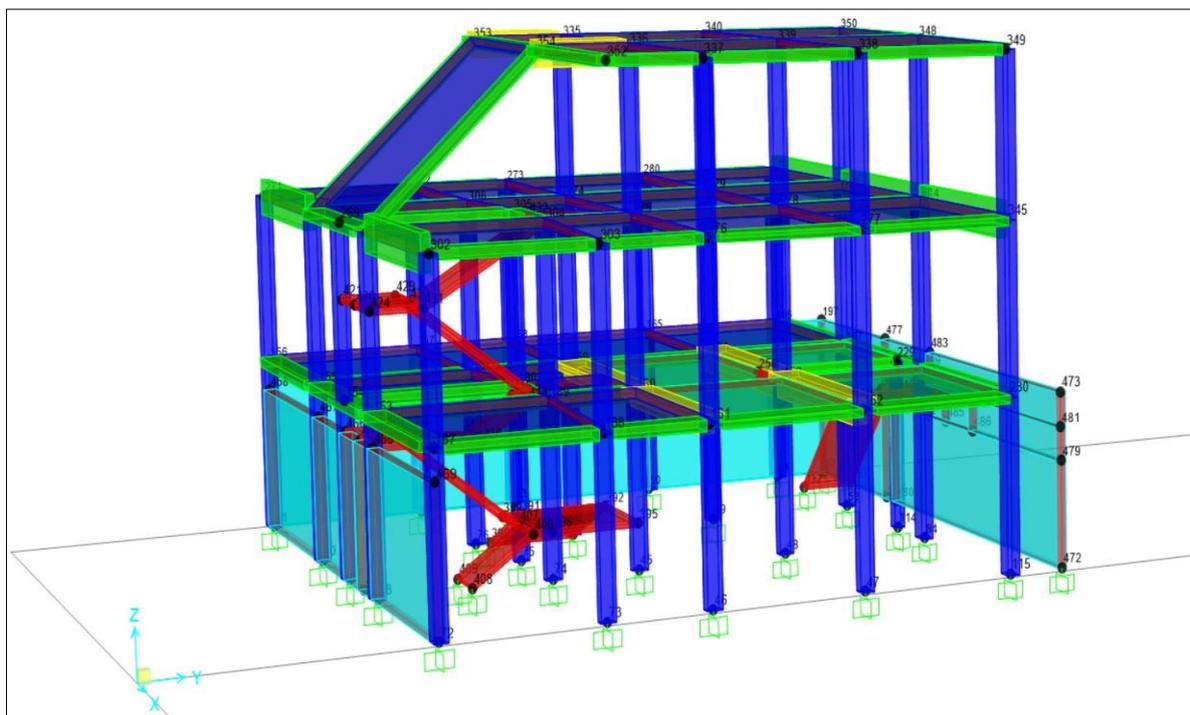


Figura 16 - Videata dal software SAP2000 – Modello A

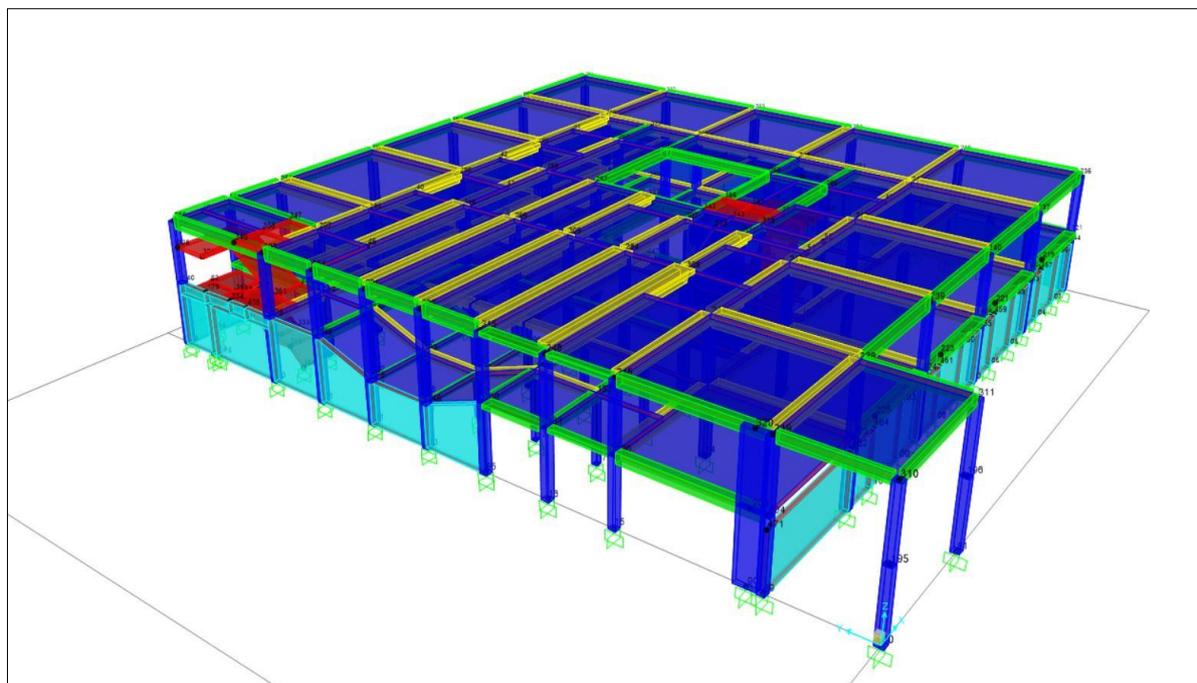


Figura 17 - Videata dal software SAP2000 – Modello B

Nella modellazione in SAP2000 si sono utilizzati elementi di tipo asta per la ricostruzione dei telai resistenti; i solai sono stati invece modellati come elementi *shell*, allo scopo di attivare la funzione

automatica di ripartizione del carico sui telai, in base alle differenti orditure; si è intervenuti sui modificatori di massa e rigidezza flessionale annullandone i valori.

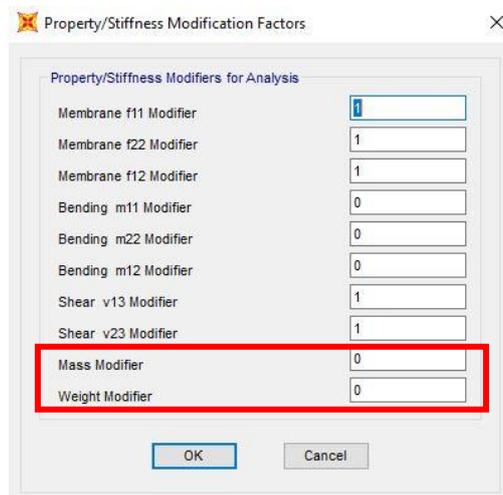


Figura 18 - Videata dal software SAP2000 dei modificatori dei solai

Anche le solette rampanti delle scale sono state modellate con elementi *shell*, ma a differenza dei solai i modificatori di massa e di comportamento flessionale non sono stati annullati; quindi la matrice globale delle masse della struttura tiene conto del contributo delle scale.

Il comportamento a piano rigido dei solai è stato invece assegnato attraverso l'imposizione di un vincolo (tipo *diaphragm*) a tutti in nodi di ciascun piano. Il contributo in massa dei carichi permanenti e variabili e degli elementi non strutturali è stato considerato nell'analisi modale mediante la conversione degli stessi carichi in masse sismiche, nella combinazione proposta dalla Normativa.

Per l'analisi sismica, si è proceduto innanzitutto ad effettuare un'analisi modale per la determinazione dei modi di vibrare della struttura. I risultati dell'analisi modale sono poi utilizzati in un'analisi con spettro di risposta, che simula l'azione sismica di verifica, agente in modo indipendente lungo due direzioni X e Y e opportunamente combinate. Le sollecitazioni risultanti vengono infine raggruppate, considerando 8 possibili combinazioni di sollecitazioni delle due direzioni, per ottenere i risultati finali.

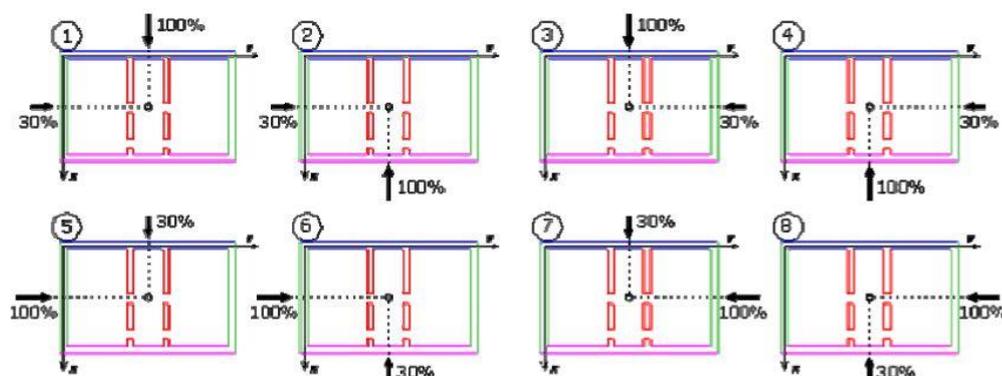


Figura 19 - Combinazioni possibili delle sollecitazioni sismiche nelle due direzioni

In termini di comportamento strutturale, tenuto conto che il sistema strutturale è costituito da telai trave-pilastro e valutata l'assenza di dettagli costruttivi finalizzati a favorire un comportamento dissipativo delle membrature e soprattutto delle zone nodali (sulla base dei disegni esecutivi acquisiti), si è fatta l'assunzione di comportamento non dissipativo; conseguentemente, nelle analisi il fattore di comportamento q è stato assunto pari ad 1.5.

Le verifiche sui singoli elementi in cemento armato sono state invece condotte con l'ausilio del software VIS v. 11, post-processor di SAP2000, anch'esso distribuito dalla CSI Italia S.r.l.

Il software implementa tutte le indicazioni normative (NTC2018, NTC2008, EC2-2005, EC8-2005) relativamente alle verifiche di resistenza, gerarchia delle resistenze, stati limite di esercizio e minimi quantitativi di armatura per travi, pilastri, setti.

VIS è dotato di un sofisticato "Design Wizard" in grado di progettare ed assegnare in automatico le armature alle travi ed ai pilastri della struttura, sulla base delle preferenze impostate e nel rispetto dei criteri di resistenza, gerarchia e prescrizioni normative. Al termine della procedura di progetto, si è proceduto alla personalizzazione delle armature attraverso degli avanzati strumenti interattivi che consentono la visualizzazione e la modifica dei prospetti di armatura assegnati alle varie travate e pilastrate della struttura.

3.3. Metodo di analisi

3.3.1. Stato Limite Ultimo

L'analisi delle sollecitazioni viene condotta secondo il metodo dell'analisi lineare elastica con riferimento alle combinazioni delle azioni per gli stati limite ultimi, così definita:

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

con:

- G_1 peso proprio degli elementi (peso permanente proprio);
- G_2 peso degli elementi portati (peso permanente portato);
- Q_{k1} valore caratteristico del carico variabile principale;
- Q_{ki} valore caratteristico delle altre azioni variabili;
- Ψ coefficiente di combinazione delle azioni variabili:

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

Tabella 3 - Tabella 2.5.1 NTC 2018 - Coefficienti di combinazione

- γ coefficiente di combinazione delle azioni variabili:

		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_Q	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.

Tabella 4 - Tabella 2.6.1 NTC 2018 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU

3.3.2. Analisi dinamica modale

L'edificio è stato verificato con il metodo dell'analisi dinamica modale con spettro di risposta, con le azioni sismiche fornite dalle NTC e i parametri relativi agli edifici esistenti.

La valutazione della sicurezza e più specificamente la definizione dell'azione sismica è correlata, secondo le NTC, alla vita nominale e alla classe d'uso dell'edificio.

La vita nominale di una opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel nostro caso considerando un livello di prestazione ordinario della costruzione, il valore minimo di vita nominale è 50 anni:

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

Tabella 5 - Tab. 2.4.1 NTC2018 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Riguardo alla classe d'uso, vista la destinazione ad uso scolastico e secondo le indicazioni del Committente, il fabbricato è individuato come **strategico** (ai sensi della D.G.R. 65-7656 del 21/05/2014):

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 DM 5/11/2001, 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.

Figura 20 - Classi d'uso §2.4.2 NTC2018

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

V_N [anni]	50	(costruzioni con livelli di prestazioni ordinari)
Classe d'uso	IV	(per costruzioni strategiche)
C_u	2	(corrispondente alla classe d'uso IV per costruzioni strategiche)
V_R [anni]	100	(periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U$)

Tabella 6 - Tabella riepilogativa parametri per la definizione dell'azione sismica

La sicurezza nei confronti dell'azione sismica è valutata in relazione agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio; gli spettri di progetto saranno differenti per i diversi tipi di stato limite da verificare.

Gli stati limite utilizzati nel caso di studio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD);
- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili": la verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni, con i rispettivi limiti di deformabilità; la verifica degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

I criteri di verifica sono differenziati per i meccanismi duttili e fragili: nel primo caso le resistenze sono calcolate dividendo le proprietà dei materiali per il fattore di confidenza, mentre nel secondo le proprietà dei materiali sono divise per i coefficienti parziali e per il fattore di confidenza.

La combinazione delle azioni per le verifiche suddette è esplicitata nella formula seguente:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + E$$

Il percorso di verifica è finalizzato alla definizione di *indicatori di rischio*, utilizzati per il finanziamento degli interventi secondo le Ordinanze PCM 3362/04 e 3376/05. Tali indicatori, denominati α_{uv} , α_{ed} e α_{eo} , sono calcolati come rapporto tra la capacità e la domanda, in termini sia dell'accelerazione al suolo sia del periodo di ritorno, per i diversi stati limite considerati:

$$\alpha_{uv,PGA} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} \qquad \alpha_{uv,TR} = \left(\frac{T_{R,CLV}}{T_{R,DLV}} \right)^{0.41}$$

$$\alpha_{ed,PGA} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} \qquad \alpha_{ed,TR} = \left(\frac{T_{R,CLD}}{T_{R,DLD}} \right)^{0.41}$$

$$\alpha_{eo,PGA} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} \qquad \alpha_{eo,TR} = \left(\frac{T_{R,CLO}}{T_{R,DLO}} \right)^{0.41}$$

(Nota: l'esponente 0.41 (= 1/2.43) ha origine statistica ed è indicato per uniformare la conformazione tra le curve di pericolosità in termini di PGA e di TR)

Per l'identificazione delle azioni sismiche, si è fatto riferimento alla Normativa Regionale in vigore DGR n.4-3084, che individua il territorio del comune di riferimento come appartenente alla **zona sismica 4**:

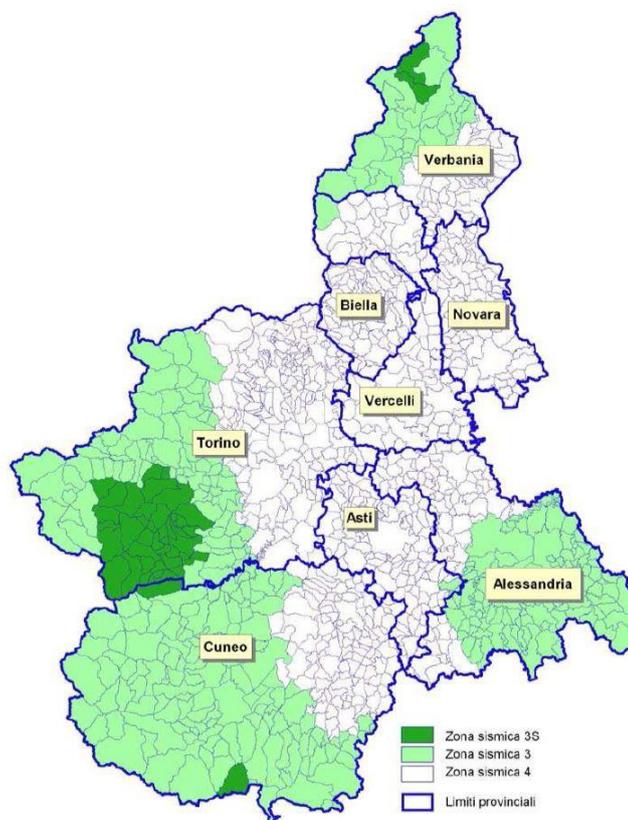


Figura 21 - Ripartizione zone sismiche in base al comune di appartenenza della Regione Piemonte (DGR n.4 3084)

Avendo poi fatto l'assunzione di comportamento non dissipativo della struttura, nelle analisi il fattore di comportamento q è stato assunto pari ad 1.5.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tabella 7 - Tab. 7.3.1 NTC2018 – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

In condizioni di campo libero e su un sito di riferimento rigido, i parametri caratteristici della pericolosità sismica sono i seguenti:

CASO DI STUDIO

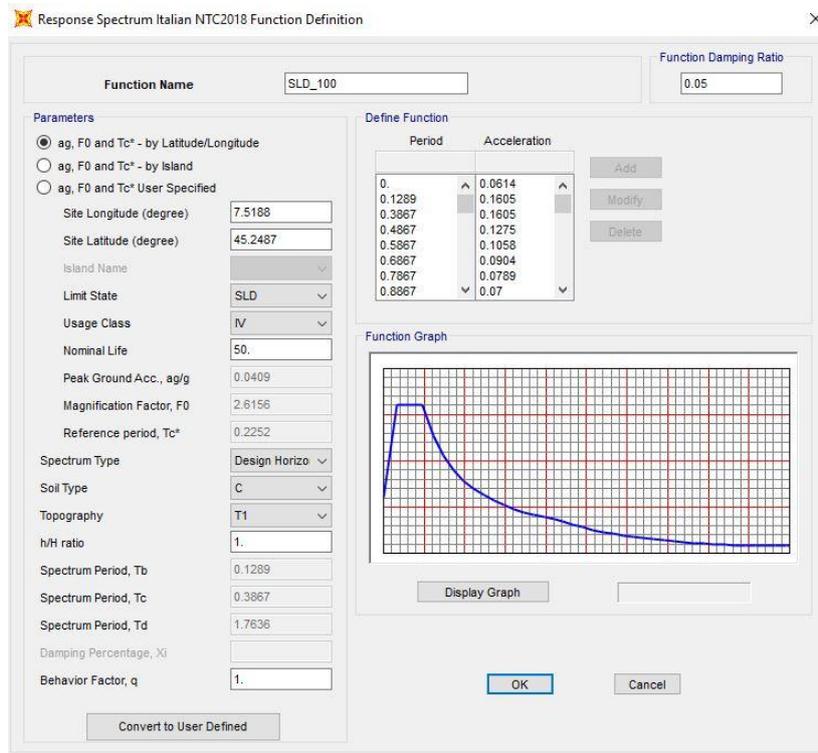


Figura 22 - Videata dal software SAP2000 – Spettro di risposta SLD

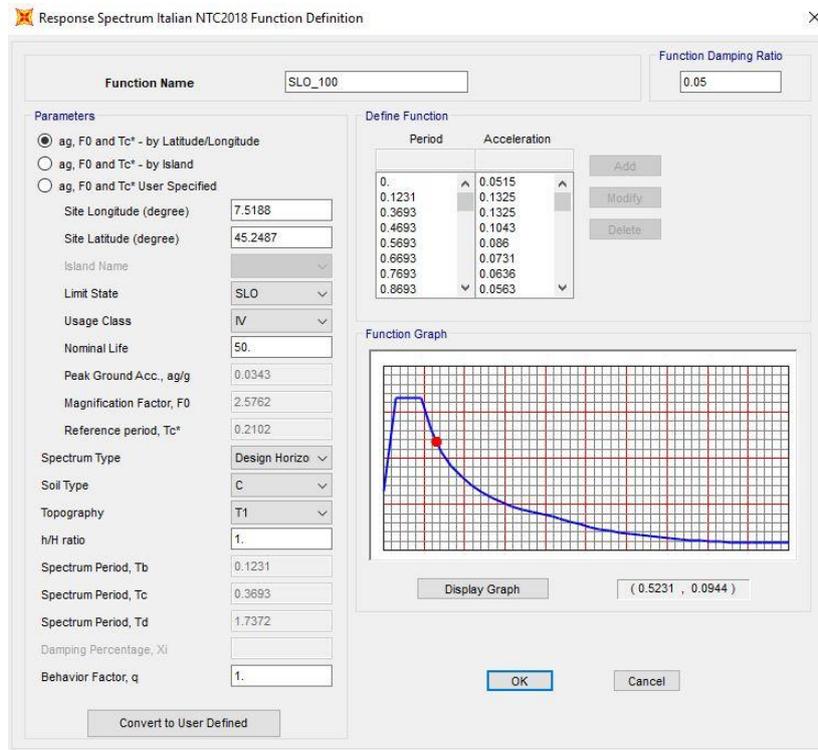


Figura 23 - Videata dal software SAP2000 – Spettro di risposta SLO

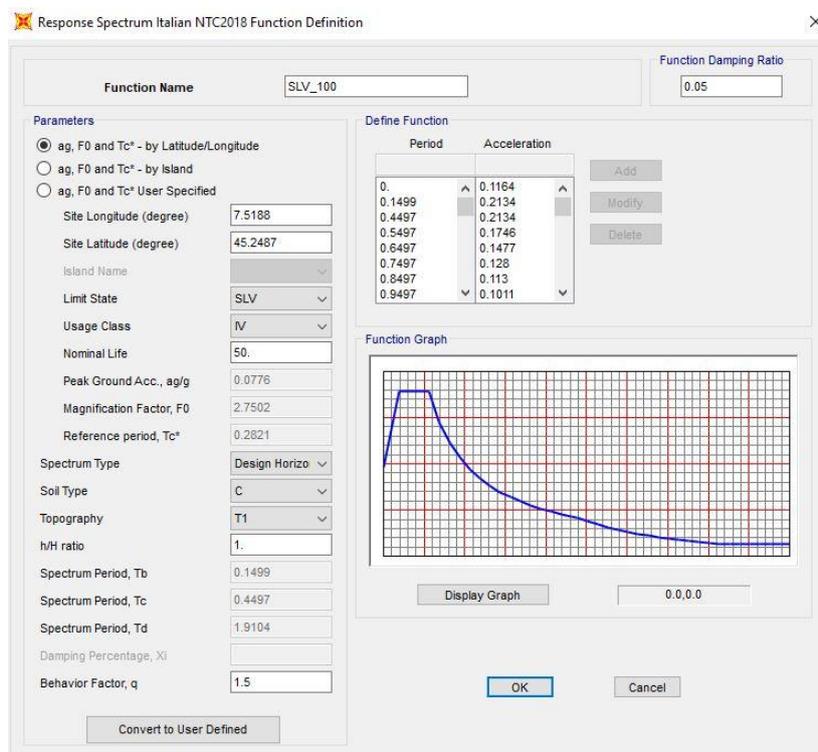


Figura 24 - Videata dal software SAP2000 – Spettro di risposta SLV

	T_R [anni]	P_{VR} [%]	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]
SLO	60	81	0.034	2.576	0.210
SLD	100	63	0.041	2.615	0.225
SLV	950	10	0.077	2.750	0.282

Tabella 8 - Riassunto caratteristiche spettri

3.3.3. Azioni caratterizzanti la struttura

I carichi nominali di tipo permanente sono stimati sulla base delle informazioni tipologiche e dimensionali acquisite e descritte nei precedenti capitoli, mentre i carichi di tipo variabile sono derivanti dalla normativa vigente (NTC2018) per la corrispondente destinazione d'uso dei locali. Le tabelle seguenti riassumono i valori utilizzati nelle analisi.

Parte scolastica

Tipo	Solaio aule (su liv. Seminterrato)	
G _{k,1}	3.00 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 20+5)
G _{k,2}	2.20 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	3.00 kN/m ²	(cat. C scuole)
	<hr/>	
	8.20 kN/m ²	

Tipo	Solaio aule (su liv. Seminterrato)	
G _{k,1}	2.40 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 16+4)
G _{k,2}	2.20 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	3.00 kN/m ²	(cat. C scuole)
	<hr/>	
	7.60 kN/m ²	

Tipo	Solaio liv. Sottotetto	
G _{k,1}	3.00 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 20+5)
G _{k,2}	0.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	1.50 kN/m ²	(neve)
	<hr/>	
	4.50 kN/m ²	

Tipo	Solaio liv. Sottotetto	
G _{k,1}	2.40 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 16+4)
G _{k,2}	0.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	1.50 kN/m ²	(neve)
	<hr/>	
	3.90 kN/m ²	

Parte amministrativa

Tipo	Solaio aule (su liv. seminterrato)	
G _{k,1}	2.40 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 16+4)
G _{k,2}	2.20 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	3.00 kN/m ²	(cat. C scuole)
	<hr/>	
	7.60 kN/m ²	

Tipo	Solaio aule (su liv. seminterrato)	
G _{k,1}	3.75 kN/m ²	(perm.proprio getto 15)
G _{k,2}	2.20 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	3.00 kN/m ²	(cat. C scuole)
	<hr/>	
	9.85 kN/m ²	

Tipo	Solaio liv. intermedio	
G _{k,1}	2.40 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 16+4)
G _{k,2}	2.20 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	0.50 kN/m ²	
	<hr/>	
	5.10 kN/m ²	

Tipo	Solaio liv. sottotetto	
G _{k,1}	2.40 kN/m ²	(perm.proprio laterocem. 16+4)
G _{k,2}	2.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	1.50 kN/m ²	(neve)
	<hr/>	
	5.90 kN/m ²	

Scala amministrativa

Tipo	Solaio	
G _{k,1}	3.50 kN/m ²	(perm.proprio getto. 14)
G _{k,2}	3.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	4.00 kN/m ²	(cat. C scale)
	<hr/>	
	10.50 kN/m ²	

Scala centrale termica

Tipo	Solaio	
G _{k,1}	3.75 kN/m ²	(perm.proprio getto. 15)
G _{k,2}	3.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	4.00 kN/m ²	(cat. C scale)
	<hr/>	
	10.75 kN/m ²	

Scala blocco aule

Tipo	Solaio	
G _{k,1}	6.25 kN/m ²	(perm.proprio getto. 25)
G _{k,2}	3.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	4.00 kN/m ²	(cat. C scale)
	<hr/>	
	13.25 kN/m ²	

Scala di servizio

Tipo	Solaio	
G _{k,1}	5.00 kN/m ²	(perm.proprio getto. 20)
G _{k,2}	3.00 kN/m ²	(perm.portati)
q _{k,1}	4.00 kN/m ²	(cat. C scale)
	<hr/>	
	12.00 kN/m ²	

- Azione del vento

Data la modesta altezza della costruzione, ai fini delle presenti verifiche si ritiene che la pressione del vento possa essere trascurabile.

- Azione della neve sul solaio di copertura

Facendo riferimento al D.M.17/01/2018 §3.4.1, il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma;
- q_{sk} è il carico neve al suolo;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

As (altitudine)	408	m
q_{sk}	1.83	kN/m ²
C_e	1	
C_t	1	
μ_i	0.8	
q_s	1.46	kN/m ²

Si è adottato cautelativamente un carico neve pari a 1.50 kN/m².

- Terreno

Le caratteristiche del terreno che costituisce il sottosuolo del sito in esame sono tratte da indagini esistenti in aree limitrofe a quella su cui è edificata la scuola. Si evince che la categoria di sottosuolo è di **categoria C** (rif. prova MASW del mese di aprile 2019).

3.4. Caratteristiche dei materiali: campagna di prove e indagini conoscitive

Nel mese di aprile 2019 è stata avviata una campagna d'indagini e prove conoscitive sulla struttura del fabbricato, sui materiali utilizzati, consistente principalmente in rilievi strumentali in situ, saggi localizzati, estrazione di campioni di calcestruzzo (c.d. *carote*) da sottoporre a prove distruttive in laboratorio e acciaio.

Di seguito vengono riportate le planimetrie raffiguranti le posizioni dei prelievi effettuati.

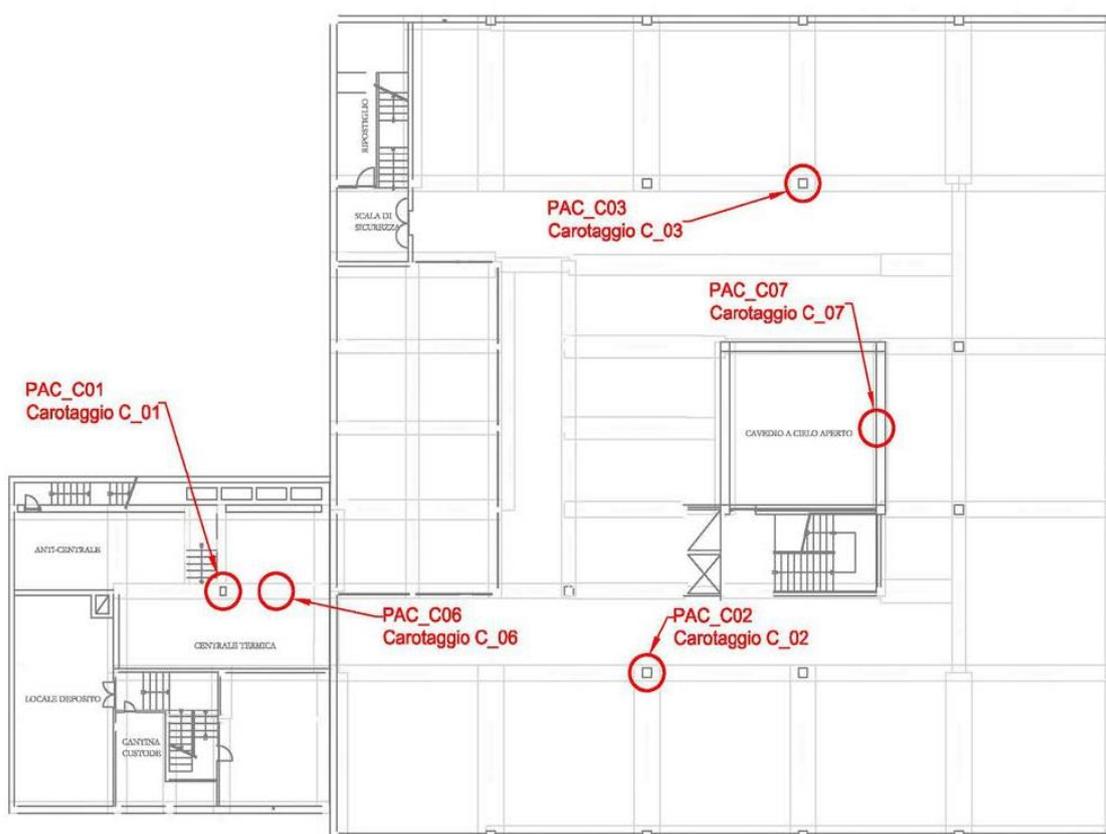


Figura 25 - Planimetria piano interrato – Posizione dei prelievi di cls



Figura 26 - Dettaglio indagine mensola supporto della trave del portale



Figura 27 - Dettaglio carote estratte con segno della prova di carbonatazione

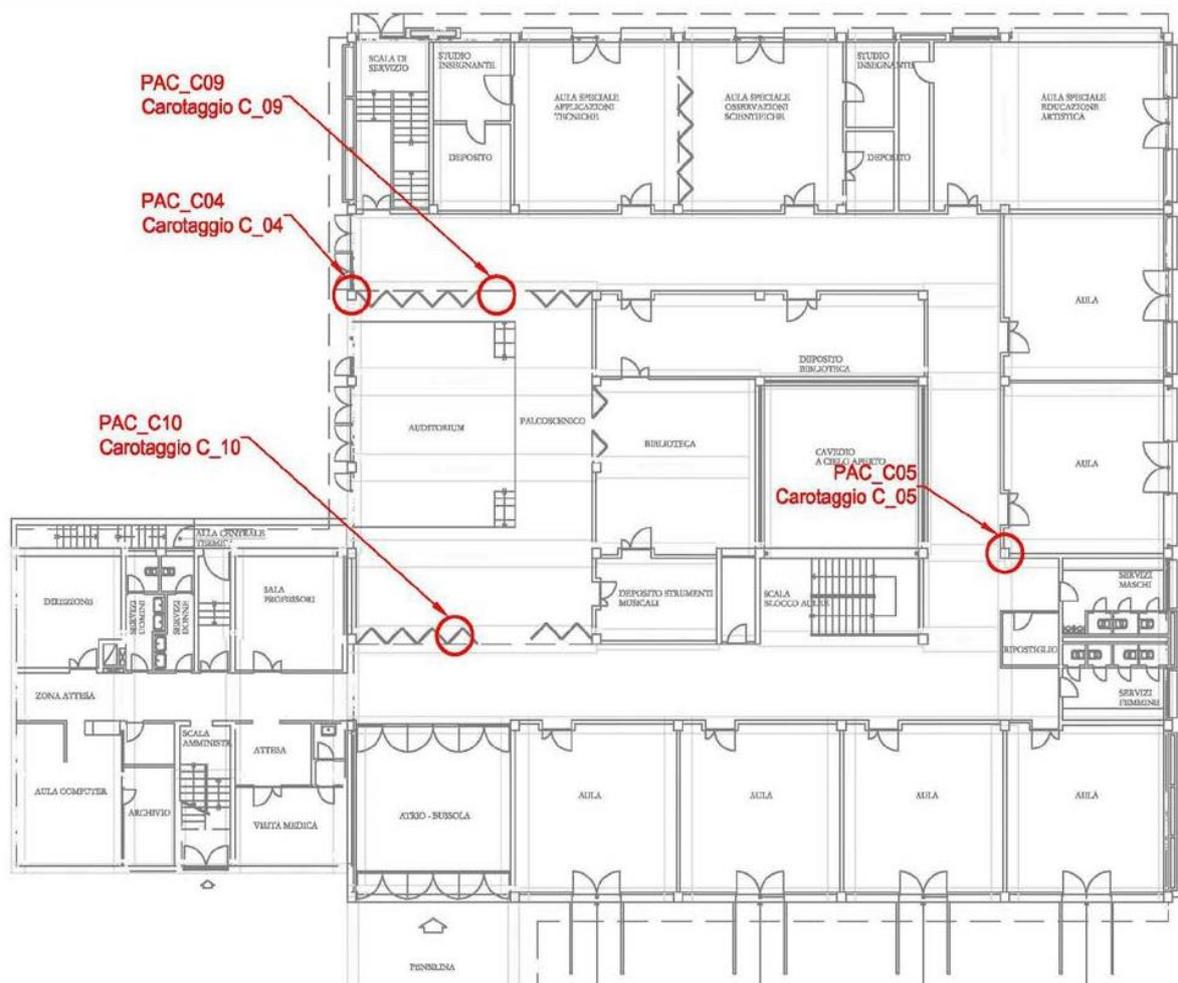


Figura 28 - Planimetria piano terra – Posizione dei prelievi di cls



Figura 30 - Prelievo campione calcestruzzo



Figura 29 - Carotatura pilastro

3.4.1. Analisi sul calcestruzzo

Il prelievo dei campioni di calcestruzzo è stato effettuato con l'asse orizzontale secondo la Norma UNI EN 12504-1:2009, adottando il metodo del carotaggio con l'impiego di sonde a corona diamantata in costante presenza di acqua.

Sono state estratte carote con fustelle aventi diametro esterno di 100 mm.

Da ciascun campione sono state asportate le parti terminali con tagli ortogonali alle generatrici mediante sega circolare diamantata in bagno emulsivo di olio e cherosene allo scopo di:

- rendere le superfici delle teste del provino piane e parallele;
- eliminare, ove possibile, eventuali barre di armatura;
- eliminare, ove possibile, eventuali sezioni che presentassero una ripresa del getto d'opera.

Qualora la planarità della superficie, in seguito al taglio, non avesse rispettato la tolleranza di norma, si è provveduto alla rettifica mediante spianatrice.

Per quanto riguarda le prove di compressione su carote, queste sono state eseguite in conformità alle indicazioni contenute nella norma UNI EN 12390-3:2009 applicando sui provini un carico assiale che è stato incrementato in modo continuo fino a raggiungere la rottura, previa verifica della planarità e dell'ortogonalità delle superfici di applicazione del carico.



Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata la macchina di prova materiali, le cui caratteristiche sono:

Costruttore: Baldwin – Zwick

Capacità di carico: 500 kN

Modello: B-1058 Serie MA

Numero di serie: 502480

Ente certificatore: Centro LAT n. 139 – Politecnico di Torino

Classe 0,5 (UNI EN ISO 7500-1:2018)

Figura 31 - Rottura del provino: prova di compressione

L'estrazione dei provini di calcestruzzo è avvenuta previa misura del copriferro rispetto alle armature più superficiali; questa misura è stata effettuata con l'impiego di un pacometro.

Il valore di resistenza a compressione assunto per il calcestruzzo è ottenuto da un'elaborazione dei dati grezzi ricavati dai risultati delle prove effettuate, come previsto dalla Normativa vigente (cfr. Circolare n. 7/2019 p.to C8.2), ulteriormente ridotti per il fattore di confidenza prescelto e, dove previsto, dai coefficienti parziali di sicurezza.

Secondo CSLP2017 §3.2, la resistenza determinata con i provini estratti per carotaggio R_{is} è generalmente inferiore a quella della resistenza determinata con i provini preparati nel corso della messa in opera del calcestruzzo, costipati e maturati in condizioni standard, R_c . Tra i fattori che determinano tale differenza si possono citare, in termini di resistenza strutturale: le modalità di posa in opera e di compattazione, la maturazione (curing) e l'effetto del prelievo della carota.

Si può infatti affermare che la resistenza alla compressione, determinata su carota, è penalizzata dalla riduzione in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota. Questa riduzione di resistenza deve essere considerata nel calcolo della resistenza strutturale, tramite l'introduzione di un coefficiente moltiplicativo detto Fattore di disturbo F_d :

f_{carota} [N/mm ²]	10	20	25	30	35	40
F_d	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

Tabella 9 - Fattori di disturbo - CLSP2017 §3.2

Pertanto, il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota si determina come segue:

$$f_{\text{carota}} * F_d = f_{c, \text{is}}, \text{ nel caso di provini ottenuti da carote con rapporto } h/d=2$$

Quanto riscontrato nella campagna di prove ha messo in luce come gli elementi pilastro siano meno resistenti degli elementi trave, ad entrambi i piani; la classe del calcestruzzo dichiarata nel progetto e d'uso corrente al momento della costruzione dell'opera è un C25/30 (R_{ck} 30 N/mm²). Nel seguito, si riportano le elaborazioni condotte su carote aventi rapporto h/d=2.

- **Calcestruzzo degli elementi TRAVE: carotaggi**

VALORI GREZZI	
Campione n.	f_{car} di rottura [N/mm²]
C_06	14.5
C_07	31.6
C_09	22.4
C_10	13

$$R_{\text{car},m} \text{ [N/mm}^2\text{]} = 24.55$$

$$f_{\text{car},m} \text{ [N/mm}^2\text{]} = 20.38$$

MEDIA FINALE dopo elaborazioni	
$R_{c, \text{is}}$ [N/mm²]	$f_{c, \text{is}}$ [N/mm²]
26.09	21.66

Si può quindi adottare un valore medio, che per l'espressione in termini di resistenza cubica vale 26.09 N/mm².

Sulla base di quanto sopra esposto, le caratteristiche del calcestruzzo degli elementi indicati, utilizzate nelle verifiche di vulnerabilità sismica, sono riportate nella seguente tabella:

Sulla base di quanto sopra esposto, le caratteristiche del calcestruzzo degli elementi indicati, utilizzate nelle verifiche di vulnerabilità sismica, sono riportate nella seguente tabella:

CALCESTRUZZO ESISTENTE PILASTRI		
Resistenza media a compressione cubica $R_{c,is,m}$ (per $h/d = 2$)	N/mm ²	18.23
Resistenza media cilindrica (equivalente) $f_{c,is,m}$	N/mm ²	15.13
Modulo elastico normale E_{cm}	N/mm ²	24337
Modulo elastico tangenziale G_{cm}	N/mm ²	10581
Coefficiente di Poisson	-	0.15
Peso specifico calcestruzzo armato	kN/m ³	25.0
FC	-	1.20
$f_{cm,FC}$ (= $f_{c,is,m} / FC$)	N/mm ²	12.61
$f_{cd,FC}$ (= $f_{cm,FC} / 1,50$)	N/mm ²	8.41

Tabella 11 - Valori riepilogativi calcestruzzo esistente pilastri

3.4.2. Analisi sull'acciaio

Per la determinazione della resistenza a trazione dell'acciaio d'armatura, si è ricorsi all'estrazione di campioni in situ a livello seminterrato: da una barra da cemento armato ordinario di lunghezza circa 2 m sono stati prelevati n. 2 spezzoni di barra.

I campioni prelevati sono stati sottoposti a prova di trazione presso il laboratorio scrivente ai sensi della norma UNI EN ISO 6892-1:2009.

Per l'esecuzione della prova è stata utilizzata la macchina di prova materiali:

Costruttore: Walter Bai AG

Capacità di carico: ±600 kN

Modello: LFSV 600kN

Numero di serie: 734

Ente certificatore: Centro LAT n. 139 - Politecnico di Torino

Classe 0,5 (UNI EN ISO 7500-1:2016)

ACCIAIO ESISTENTE in barre		
Tensione media a snervamento $f_{y, is, m}$	N/mm ²	453
Modulo elastico normale di verifica E_{sm}	N/mm ²	210000
Modulo elastico tangenziale di verifica G_{sm}	N/mm ²	91304
Peso specifico	kN/m ³	78.5
FC	-	1.20
$f_{ym, FC} (= f_{y, is, m} / FC)$	N/mm ²	378
$f_{yd, FC} (= f_{ym, FC} / 1.15)$	N/mm ²	328

Tabella 12 - Valori riepilogativi acciaio esistente

Il valore di resistenza media pari a 453 N/mm² è sostanzialmente compatibile con la classe Fe B44 dichiarata nel progetto e d'uso corrente al momento della costruzione dell'opera.

Infine i rilievi pacometrici hanno sostanzialmente confermato la corrispondenza tra il costruito e il progetto acquisito, almeno per il campione di elementi indagati.

3.5. Comportamento a SLU

Prima di procedere alle verifiche di vulnerabilità sismica è stato eseguito un controllo statico della struttura, secondo la procedura indicata nel Capitolo 8 delle NTC; si è rilevato che numerosi elementi di tipo trave e pilastro non soddisfano le verifiche nei confronti delle azioni di tipo statico, in combinazione a S.L.U.

Le verifiche sono state condotte con l'utilizzo del post-processore VIS v.11 e sono state condotte sia nei confronti dei meccanismi duttili sia fragili:

- meccanismi fragile: $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_c=1.5$;
- meccanismi duttili: $\gamma_s=1$ e $\gamma_c=1$.

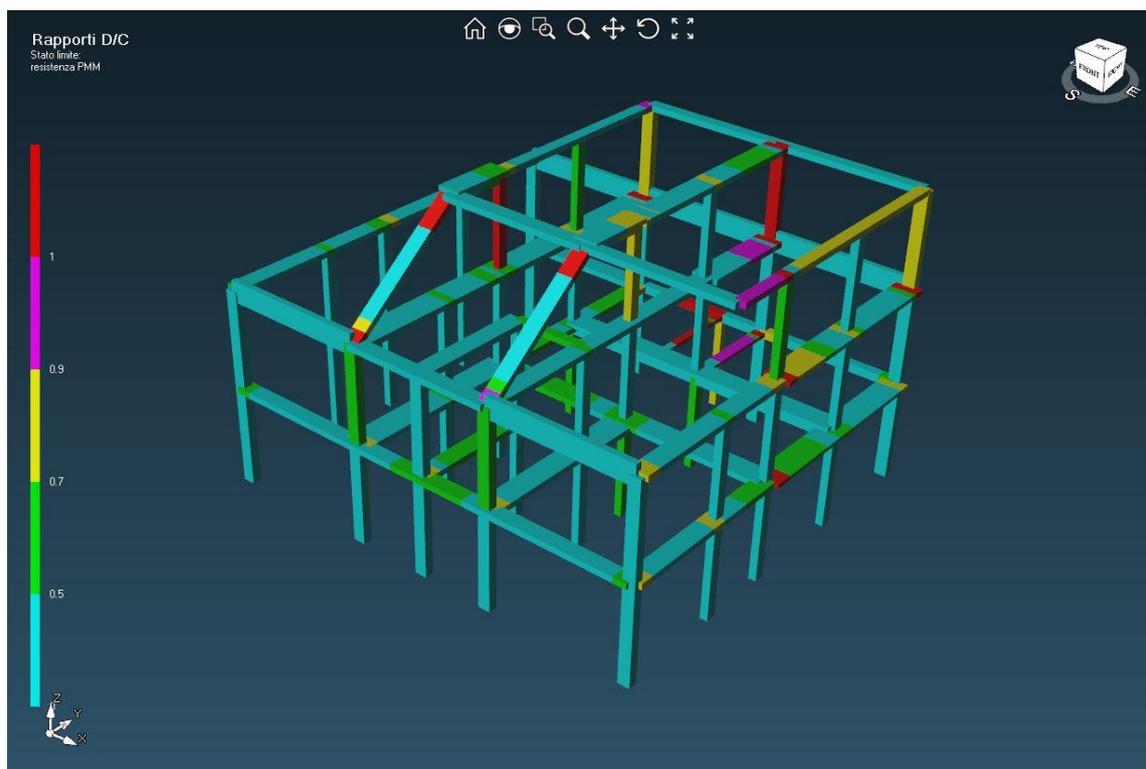


Figura 32 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche PMM alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

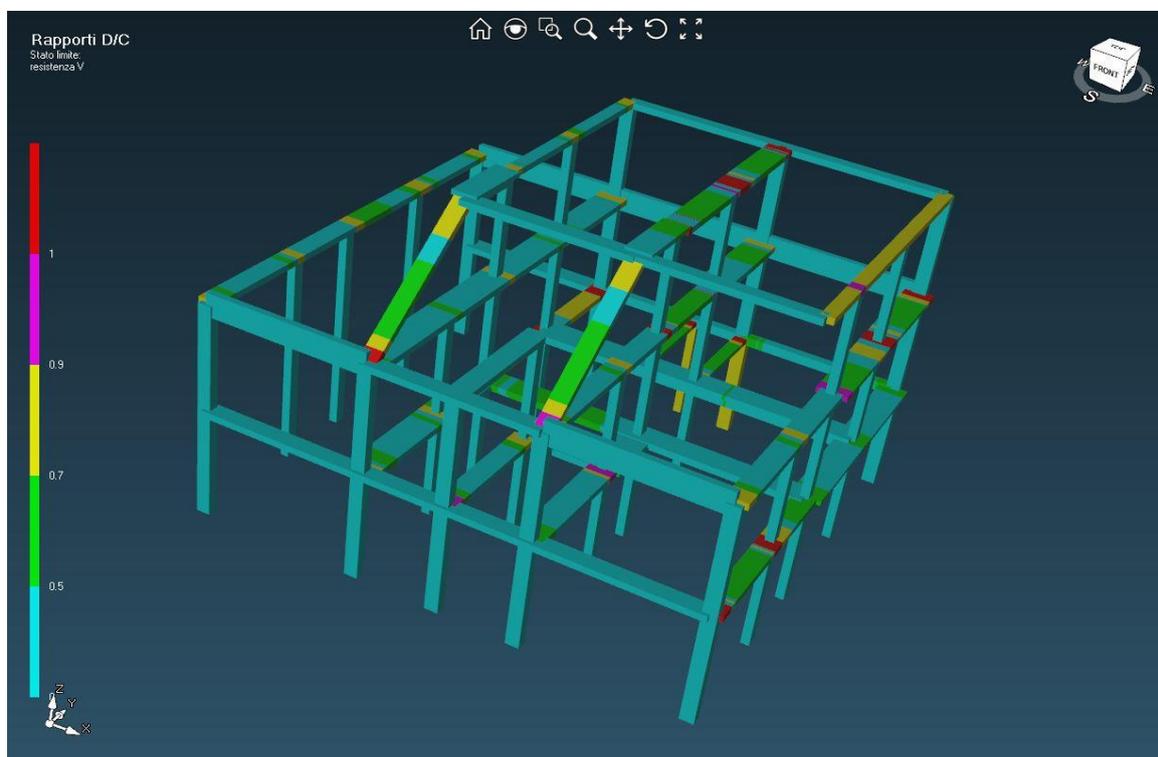


Figura 33 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche V alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

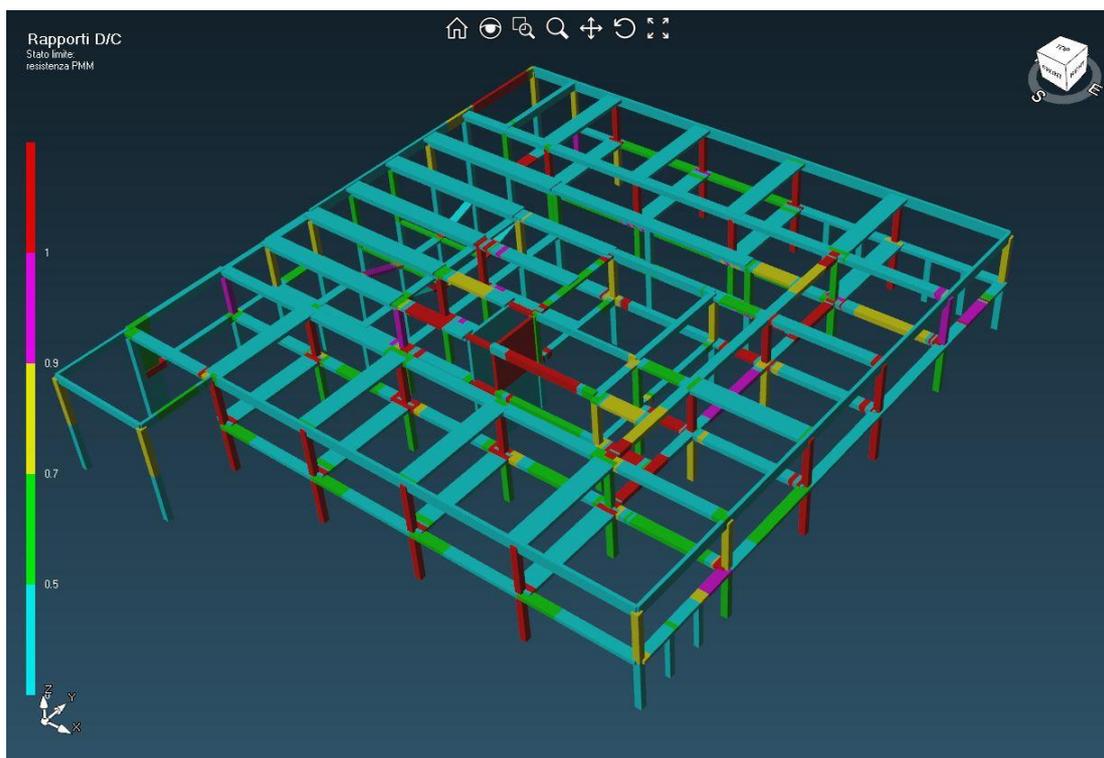


Figura 34 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche PMM alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

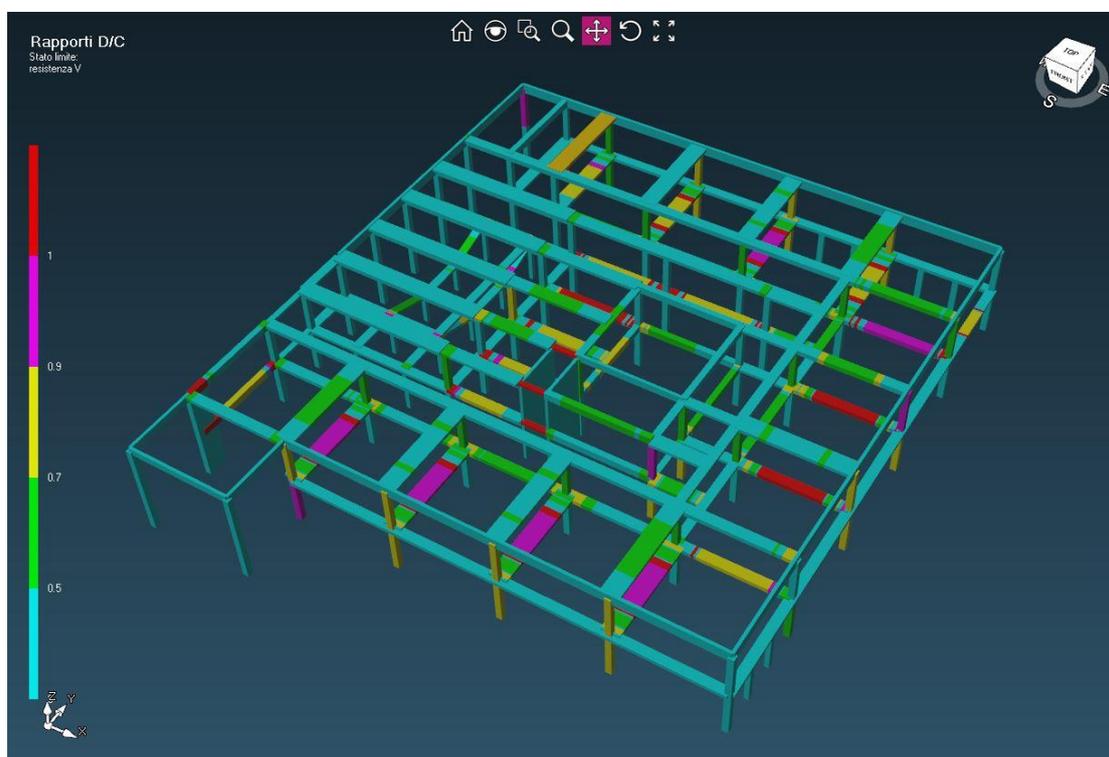


Figura 35 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche V alle sole azioni statiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

Le ragioni di tale risultato possono essere sintetizzate nei seguenti punti:

- valori di resistenza del calcestruzzo dei pilastri riscontrato in situ (e utilizzato nelle verifiche) sensibilmente inferiore ai valori usuali dell'epoca;
- progettazione della sezione e dell'armatura dei pilastri secondo sollecitazioni prevalentemente di compressione semplice, trascurando gli effetti di pressoflessione deviata (i pilastri sono affetti da momenti derivanti dalle azioni di scarico del solaio, in base alle differenti orditure, particolarmente rilevante nei casi dei pilastri perimetrali);
- verifiche a taglio non soddisfatte per molti elementi trave; si segnala d'altra parte che il software VIS considera nella determinazione della resistenza a taglio le sole staffe, trascurando il contributo corrispondente ai ferri piegati;
- verifiche a PMM non soddisfatte nelle zone a momento negativo in quanto, come si vede dai dettagli costruttivi, per ottimizzare le armature nelle corrispondenti zone a momento negativo delle travi a T non sono stati fatti continuare i ferri fino alla sezione di appoggio.

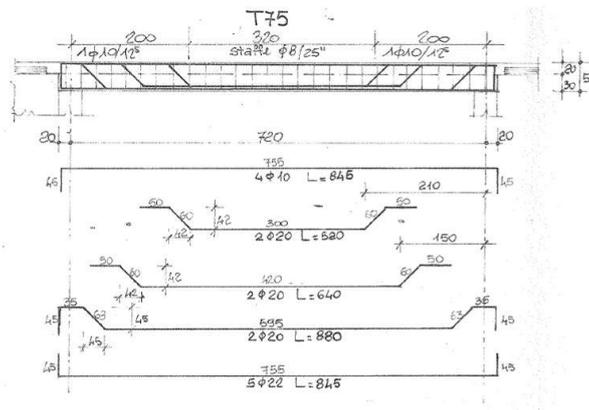


Figura 36 - Schema armatura tipo trave a T (dalle tavole esecutive dell'epoca)

3.5.1. Risultati delle verifiche statiche

Per esigenza di sintesi, si è proceduto a raccogliere i risultati principali di verifica dal software VIS (sono stati riportati unicamente gli elementi che non soddisfano le verifiche, il cui rapporto Domanda/Capacità risulta > 1), suddivisi per tipologia di elemento, secondo quanto segue:

- Verifica a pressoflessione (PMM) di elementi tipo pilastro:
 - MODELLO A

CASO DI STUDIO

Column	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As [cm ²]	K maj	K min	D/C
P_76_T_rialzato	R35x25-3	SLU_STATIC	-105,731	56,855	-2,115	4,524	0,728	1,000	1,595
P_69_T_rialzato	R30x40-6	SLU_STATIC	-100,074	50,729	-6,104	6,786	0,835	0,920	1,185

➤ MODELLO B

Column	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As [cm ²]	K maj	K min	D/C
P22_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-234,082	4,682	162,853	9,048	0,853	0,835	2,065
P24_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-319,532	-6,391	166,859	9,048	0,760	0,979	1,922
P30_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-255,695	10,837	153,856	9,048	0,786	0,835	1,877
P44_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-264,677	132,235	6,846	9,048	0,835	0,737	1,501
P43_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-255,943	129,858	5,119	9,048	0,835	0,737	1,479
P45_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-256,139	123,911	5,123	9,048	0,835	0,737	1,384
P21_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-338,422	-11,384	-133,471	9,048	0,836	0,783	1,378
P3_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-263,370	-121,366	18,532	9,048	0,835	0,737	1,367
P4_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-261,077	-120,854	18,381	9,048	0,819	0,737	1,363
P29_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-359,355	28,591	-129,656	9,048	0,776	0,783	1,340
P10_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-359,701	131,481	20,026	9,048	0,775	0,737	1,334
P30_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-649,650	12,993	-173,448	10,681	0,667	0,692	1,307
P37_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-359,909	-131,523	9,676	9,048	0,775	0,737	1,301
P36_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-363,091	-131,195	8,438	9,048	0,775	0,737	1,286
P42_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-771,875	-178,405	15,578	10,681	0,699	0,625	1,285
P22_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-623,475	12,470	-167,862	10,681	0,667	0,692	1,268
P38_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-357,944	-127,771	12,898	9,048	0,775	0,737	1,260
P9_T	R40x40-41	SLU_STATIC	-364,901	125,217	19,306	9,048	0,775	0,737	1,236
P4_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-680,007	167,530	13,600	10,681	0,680	0,625	1,233
P2_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-214,471	-103,664	14,866	9,048	0,807	0,737	1,185
P43_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-673,861	-160,067	13,477	10,681	0,692	0,625	1,164
P42_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-366,470	119,860	17,045	9,048	0,845	0,726	1,151
P44_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-682,640	-158,934	13,653	10,681	0,692	0,625	1,148
P5_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-238,309	103,784	-16,974	9,048	0,806	0,737	1,146
P12_T	R40x40-34	SLU_STATIC	-238,025	-46,022	-90,431	9,048	0,853	0,835	1,108
P3_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-651,678	146,676	13,034	10,681	0,692	0,625	1,048
P5_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-632,486	144,707	16,605	10,681	0,669	0,625	1,046
P45_S	R40x40-33	SLU_STATIC	-656,162	-143,744	13,123	10,681	0,692	0,625	1,020
P49_T	R30x40-5	SLU_STATIC	-112,086	44,857	-21,197	6,786	0,776	0,828	1,006

- Verifica a pressoflessione (PMM) di elementi tipo trave:

➤ MODELLO A

CASO DI STUDIO

Beam	Segment	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As top [cm ²]	As bottom [cm ²]	D/C
T112_S	1	R25x15-7	SLU_STATIC	0,000	0,000	-22,127	2,576	1,571	2,073
T115_S	1	R40x15-6	SLU_STATIC	0,000	0,000	-21,299	2,576	1,571	1,867
T114_S	5	R90x20-24	SLU_STATIC	0,000	0,000	-26,111	2,513	3,393	1,458
T99_T	10	R85x15-46	SLU_STATIC	0,000	0,000	-28,529	4,273	4,524	1,405
T112_S	6	R25x15-9	SLU_STATIC	0,000	0,000	-21,683	4,147	1,571	1,357
M1_T_rialzato	2	R38x20-9	SLU_STATIC	0,000	0,000	-46,160	6,786	6,472	1,190
T98_T	1	R85x15-33	SLU_STATIC	0,000	0,000	-16,965	2,796	4,524	1,149
T12_T_rialzato	1	R75x20-38	SLU_STATIC	0,000	0,000	-43,506	6,440	2,262	1,125
T115_S	6	R40x15-9	SLU_STATIC	0,000	0,000	-18,686	4,147	1,571	1,116
T118_S	1	R85x15-47	SLU_STATIC	0,000	0,000	-21,727	4,273	4,178	1,078
T10_T_rialzato	1	R50x20-69	SLU_STATIC	10,372	0,225	-22,639	3,393	24,630	1,074
T112_S	3	R25x15-6	SLU_STATIC	0,000	0,000	13,138	1,005	3,142	1,041
T95_T	1	R90x20-61	SLU_STATIC	0,000	0,000	-45,761	7,163	8,042	1,027
T7_T_rialzato	1	R50x20-69	SLU_STATIC	26,240	-0,669	-20,443	3,393	24,630	1,024
T97_S	3	R30x30-3	SLU_STATIC	0,000	0,000	-16,670	1,571	5,341	1,018
T7_T_rialzato	5	R50x20-73	SLU_STATIC	-49,443	-0,514	-45,705	7,226	9,236	1,010
T90_T	1	R90x20-72	SLU_STATIC	0,000	0,000	-51,112	8,294	8,042	1,009

➤ MODELLO B

Beam	Segment	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As top [cm ²]	As bottom [cm ²]	D/C
T30_S	1	R40x20-7	SLU_STATIC	0,000	0,000	-85,648	1,005	2,356	10,846
T31_S	1	R40x20-7	SLU_STATIC	0,000	0,000	-84,403	1,005	2,356	10,688
T33_S	17	T70x50-286	SLU_STATIC	0,000	0,000	-339,861	3,142	19,007	6,164
T26_T	1	R35x20-6	SLU_STATIC	0,000	0,000	-46,724	1,005	2,356	6,124
T32_T	1	R35x20-6	SLU_STATIC	0,000	0,000	-45,516	1,005	2,356	5,966
T27_S	15	T70x50-286	SLU_STATIC	0,000	0,000	-286,843	3,142	19,007	5,202
T76_S	14	T120x65-106	SLU_STATIC	0,000	0,000	-304,127	3,142	19,007	4,183
T73_S	14	T120x65-106	SLU_STATIC	0,000	0,000	-302,656	3,142	19,007	4,163
T83_S	3	T60x50-10	SLU_STATIC	0,000	0,000	-113,053	2,011	3,393	3,135
T81_S	10	T60x50-10	SLU_STATIC	0,000	0,000	-112,302	2,011	3,393	3,115
T60_S	14	T120x65-108	SLU_STATIC	0,000	0,000	-299,400	4,524	19,007	2,887
T21_T	2	T70x50-195	SLU_STATIC	0,000	0,000	-156,181	3,142	19,007	2,833
T27_S	2	T70x50-285	SLU_STATIC	0,000	0,000	-343,713	7,163	19,007	2,817
T80_S	2	T120x65-108	SLU_STATIC	0,000	0,000	-288,420	4,524	19,007	2,782
T17_S	3	T70x50-37	SLU_STATIC	0,000	0,000	-100,233	2,011	7,100	2,759
T76_S	2	T120x65-106	SLU_STATIC	0,000	0,000	-199,718	3,142	19,007	2,747
T73_S	2	T120x65-106	SLU_STATIC	0,000	0,000	-199,486	3,142	19,007	2,744
T80_S	14	T120x65-108	SLU_STATIC	0,000	0,000	-277,516	4,524	19,007	2,676
T21_T	18	T70x50-195	SLU_STATIC	0,000	0,000	-146,365	3,142	19,007	2,655
T61_T	13	R50x20-17	SLU_STATIC	0,000	0,000	-52,566	3,142	25,290	2,570
	3	R50x20-17	SLU_STATIC	0,000	0,000	-51,763	3,142	25,290	2,531
T25_S	9	R40x50-28	SLU_STATIC	0,000	0,000	-105,545	2,356	4,021	2,509

CASO DI STUDIO

T33_S	2	T70x50-285	SLU_STATIC	0,000	0,000	-288,542	7,163	19,007	2,365
T81_S	9	T60x50-41	SLU_STATIC	0,000	0,000	-79,191	2,011	4,524	2,183
T67_T	10	T60x50-44	SLU_STATIC	0,000	0,000	-78,342	2,011	3,393	2,171
T17_S	1	T70x50-35	SLU_STATIC	0,000	0,000	-188,704	5,089	7,100	2,156
T83_S	1	T60x50-8	SLU_STATIC	0,000	0,000	-155,968	4,273	3,393	2,110
T69_T	3	T60x50-44	SLU_STATIC	0,000	0,000	-75,705	2,011	3,393	2,098
T83_S	4	T60x50-11	SLU_STATIC	0,000	0,000	-73,521	2,011	4,524	2,025
T81_S	12	T60x50-8	SLU_STATIC	0,000	0,000	-147,226	4,273	3,393	1,991
T60_S	2	T120x65-108	SLU_STATIC	0,000	0,000	-204,063	4,524	19,007	1,968
T75_S	11	R40x50-78	SLU_STATIC	0,000	0,000	-103,942	3,142	25,290	1,885
T37_S	5	T70x50-91	SLU_STATIC	0,000	0,000	-72,287	2,011	16,745	1,646
T23_T	1	T90x50-102	SLU_STATIC	0,000	0,000	-217,298	8,231	15,205	1,555
T67_T	9	T60x50-45	SLU_STATIC	0,000	0,000	-54,468	2,011	4,524	1,504
T28_S	1	T90x50-71	SLU_STATIC	0,000	0,000	-226,943	9,236	15,205	1,501
T61_T	15	R50x20-15	SLU_STATIC	0,000	0,000	-78,672	9,425	19,007	1,462
T69_T	4	T60x50-45	SLU_STATIC	0,000	0,000	-52,428	2,011	4,524	1,447
T61_T	1	R50x20-15	SLU_STATIC	0,000	0,000	-77,713	9,425	19,007	1,444
T94/T95_S	6	R65x25-31	SLU_STATIC	0,000	0,000	-34,010	2,796	2,011	1,435
T24_S	3	T90x50-50	SLU_STATIC	0,000	0,000	-127,282	5,529	12,566	1,422
T67_T	12	T60x50-42	SLU_STATIC	0,000	0,000	-104,056	4,273	3,393	1,407
T77_S	1	T120x65-80	SLU_STATIC	0,000	0,000	-299,286	9,425	19,007	1,403
T32_S	3	R70x20-13	SLU_STATIC	0,000	0,000	-21,748	2,011	10,179	1,393
T69_T	1	T60x50-42	SLU_STATIC	0,000	0,000	-100,821	4,273	3,393	1,363
T42_S	1	T70x50-108	SLU_STATIC	0,000	0,000	-134,597	5,875	6,158	1,338
T25_S	8	R40x50-27	SLU_STATIC	0,000	0,000	-55,797	2,356	6,566	1,329
T81_S	8	T60x50-40	SLU_STATIC	0,000	0,000	-47,893	2,011	5,655	1,320
T37_S	2	T70x50-95	SLU_STATIC	0,000	0,000	-134,981	6,032	7,634	1,308
T64_S_ribassato	1	R60x20-20	SLU_STATIC	-25,636	1,190	-31,709	3,581	7,697	1,282
T26_S	4	R70x20-10	SLU_STATIC	0,000	0,000	-19,833	2,011	10,179	1,270
T33_T	4	R40x50-108	SLU_STATIC	0,000	0,000	-53,221	2,356	15,300	1,268
T12_T	3	T70x50-37	SLU_STATIC	0,000	0,000	-45,824	2,011	7,100	1,261
T62_S_ribassato	1	R60x20-6	SLU_STATIC	2,340	-1,326	-28,973	3,581	4,524	1,260
T23_S	3	R95x20-12	SLU_STATIC	0,000	0,000	-22,033	2,011	21,174	1,256
T17_S	12	T70x50-268	SLU_STATIC	0,000	0,000	-204,366	9,708	7,100	1,245
T42_S	8	T70x50-115	SLU_STATIC	0,000	0,000	-128,856	6,220	6,158	1,212
T44_S	1	T70x50-135	SLU_STATIC	0,000	0,000	-185,348	9,111	6,158	1,200
T41_S	1	T70x50-116	SLU_STATIC	0,000	0,000	-138,867	6,786	6,158	1,200
T14_S	10	T70x50-75	SLU_STATIC	0,000	0,000	-103,919	5,089	4,618	1,187
T54_T	3	R20x70-50	SLU_STATIC	0,000	0,000	135,580	2,011	4,178	1,186
T31_T	5	T90x50-126	SLU_STATIC	0,000	0,000	-42,633	2,011	16,745	1,174
T40_T	2	T70x50-247	SLU_STATIC	0,000	0,000	-42,603	2,011	6,032	1,173
T14_S	5	T70x50-53	SLU_STATIC	0,000	0,000	-41,427	2,011	6,158	1,143
T94/T95_S	9	R65x25-28	SLU_STATIC	0,000	0,000	-33,917	3,581	4,524	1,125
T59_S_ribassato	5	T60x35-81	SLU_STATIC	-41,886	-0,154	-62,525	4,273	6,880	1,124
T32_S	5	R70x20-11	SLU_STATIC	0,000	0,000	-41,566	6,032	6,158	1,119
T62_S_ribassato	3	R60x20-8	SLU_STATIC	-27,237	0,875	-27,630	3,581	4,524	1,107

CASO DI STUDIO

T37_S	1	T70x50-94	SLU_STATIC	0,000	0,000	-206,398	11,121	7,634	1,099
T68_S	1	T120x65-105	SLU_STATIC	0,000	0,000	-231,819	9,425	15,205	1,087
T43_S	8	T70x50-107	SLU_STATIC	0,000	0,000	-119,013	6,440	6,158	1,082
T42_S	2	T70x50-109	SLU_STATIC	0,000	0,000	-79,993	4,335	6,158	1,078
T27_S	5	T70x50-87	SLU_STATIC	0,000	0,000	-184,809	9,425	25,290	1,078
T53_S	1	R40x50-67	SLU_STATIC	0,000	0,000	-210,843	11,687	7,634	1,069
T14_S	1	T70x50-46	SLU_STATIC	0,000	0,000	-147,737	8,168	4,618	1,065
T12_T	1	T70x50-35	SLU_STATIC	0,000	0,000	-92,792	5,089	7,100	1,060
T33_S	15	T70x50-87	SLU_STATIC	0,000	0,000	-181,354	9,425	25,290	1,057
T22_S	8	T90x50-45	SLU_STATIC	0,000	0,000	-82,229	4,524	12,566	1,052
T23_T	4	T90x50-105	SLU_STATIC	0,000	0,000	-157,229	8,231	20,295	1,052
T38_S	3	R40x50-46	SLU_STATIC	0,000	0,000	-44,246	2,356	11,373	1,052
T42_S	7	T70x50-114	SLU_STATIC	0,000	0,000	-83,957	4,681	6,158	1,050
T14_S	3	T70x50-70	SLU_STATIC	0,000	0,000	-90,413	5,089	4,618	1,038
T44_S	14	T70x50-273	SLU_STATIC	0,000	0,000	-203,240	11,655	6,158	1,037
T26_S	1	R70x20-7	SLU_STATIC	0,000	0,000	-38,306	6,032	6,158	1,031
T83_S	5	T60x50-12	SLU_STATIC	0,000	0,000	-37,370	2,011	5,655	1,029
T75_S	13	R40x50-80	SLU_STATIC	0,000	0,000	-163,914	9,425	19,007	1,027
T29_S	2	T70x50-95	SLU_STATIC	0,000	0,000	-105,669	6,032	7,634	1,024
T17_S	10	T70x50-266	SLU_STATIC	0,000	0,000	-113,658	6,629	7,100	1,006
T79_S	9	R40x50-90	SLU_STATIC	0,000	0,000	-126,866	7,446	8,042	1,002

- Verifica a taglio di elementi tipo pilastro:

- MODELLO A (*tutti i pilastri soddisfano la verifica a taglio nel modello fragile*)
- MODELLO B

Column	Section	Combination	Dir 2			Dir 3			
			V [kN]	Aw [cm ² /cm]	D/C	V [kN]	Aw [cm ² /cm]	D/C	
P49_S	R30x40-5	SLU_STATIC	-51,734	0,038	0,501	SLU_STATIC	174,498	0,057	1,545

- Verifica a taglio di elementi tipo trave:

- MODELLO A

Beam	Segment	Section	Combination	Dir 2		
				V [kN]	Aw [cm ² /cm]	D/C
T110_S	9	R60x20-122	SLU_STATIC	83,132	0,040	1,644
	1	R60x20-114	SLU_STATIC	-79,640	0,040	1,575
T12_T_rialzato	1	R75x20-38	SLU_STATIC	-80,252	0,040	1,497
T109_S	1	R60x20-122	SLU_STATIC	-70,959	0,040	1,404
T11_T_rialzato	11	R75x20-46	SLU_STATIC	74,547	0,040	1,390
	1	R75x20-42	SLU_STATIC	-73,904	0,040	1,378
T109_S	8	R60x20-129	SLU_STATIC	67,567	0,040	1,336
T94_T	1	R60x20-177	SLU_STATIC	-66,838	0,040	1,322
T12_T_rialzato	10	R75x20-42	SLU_STATIC	69,342	0,040	1,293

CASO DI STUDIO

T110_S	7	R60x20-120	SLU_STATIC	63,225	0,040	1,251
T116_S	9	R60x20-142	SLU_STATIC	62,990	0,040	1,246
	1	R60x20-135	SLU_STATIC	-62,617	0,040	1,239
T110_S	2	R60x20-115	SLU_STATIC	-59,881	0,040	1,184
T98_T	6	R85x15-38	SLU_STATIC	49,157	0,040	1,146
T99_T	10	R85x15-46	SLU_STATIC	48,904	0,040	1,140
T12_T_rialzato	3	R75x20-47	SLU_STATIC	-58,881	0,040	1,098
T94_T	12	R60x20-188	SLU_STATIC	54,680	0,040	1,082
	3	R60x20-124	SLU_STATIC	-54,585	0,040	1,080
T109_S	5	R60x20-126	SLU_STATIC	51,193	0,040	1,013
T115_S	1	R40x15-6	SLU_STATIC	-36,114	0,040	1,012
T99_T	1	R85x15-38	SLU_STATIC	-43,282	0,040	1,009
T7_T_rialzato	5	R50x20-73	SLU_STATIC	50,906	0,040	1,007
T112_S	1	R25x15-7	SLU_STATIC	-35,858	0,040	1,005

➤ MODELLO B

Beam	Segment	Section	Combination	Dir 2		D/C
				V [kN]	Aw [cm ² /cm]	
T30_S	1	R40x20-7	SLU_STATIC	133,408	0,040	2,639
T31_S	1	R40x20-7	SLU_STATIC	118,516	0,040	2,344
T12_S	9	T70x40-4	SLU_STATIC	78,522	0,019	1,522
T27_S	8	T70x50-84	SLU_STATIC	-202,260	0,040	1,511
T33_S	11	T70x50-84	SLU_STATIC	201,656	0,040	1,506
T21_S	10	T90x50-37	SLU_STATIC	204,725	0,040	1,465
T17_S	12	T70x50-268	SLU_STATIC	204,009	0,040	1,460
T22_S	1	T90x50-38	SLU_STATIC	-201,773	0,040	1,444
T33_S	9	T70x50-84	SLU_STATIC	-190,703	0,040	1,425
T27_S	10	T70x50-84	SLU_STATIC	190,100	0,040	1,420
T47_T	1	R40x50-119	SLU_STATIC	-98,773	0,020	1,413
T17_S	1	T70x50-35	SLU_STATIC	-194,733	0,040	1,393
T53_S	1	R40x50-67	SLU_STATIC	-191,467	0,040	1,370
T29_S	1	T70x50-94	SLU_STATIC	-183,293	0,040	1,311
T26_T	1	R35x20-6	SLU_STATIC	65,081	0,040	1,287
T12_S	7	T70x40-6	SLU_STATIC	65,761	0,019	1,275
T22_S	10	T90x50-47	SLU_STATIC	177,729	0,040	1,272
T21_S	9	T90x50-36	SLU_STATIC	177,618	0,040	1,271
T17_S	10	T70x50-266	SLU_STATIC	175,527	0,040	1,256
T60_S	9	T120x65-48	SLU_STATIC	222,316	0,040	1,253
T21_S	1	T90x50-28	SLU_STATIC	-174,777	0,040	1,250
T22_S	2	T90x50-39	SLU_STATIC	-174,666	0,040	1,250
T73_S	9	T120x65-85	SLU_STATIC	222,735	0,040	1,248
T76_S	9	T120x65-85	SLU_STATIC	222,211	0,040	1,245
T24_S	3	T90x50-50	SLU_STATIC	-173,449	0,040	1,241
T77_S	7	T120x65-85	SLU_STATIC	-219,053	0,040	1,227
T17_S	3	T70x50-37	SLU_STATIC	-166,251	0,040	1,189

T80_S	7	T120x65-48	SLU_STATIC	-210,168	0,040	1,185
T32_T	1	R35x20-6	SLU_STATIC	59,077	0,040	1,169
T74_S	7	T120x65-89	SLU_STATIC	-206,338	0,040	1,161
T27_S	9	T70x50-85	SLU_STATIC	-153,215	0,040	1,157
T33_S	10	T70x50-85	SLU_STATIC	152,611	0,040	1,153
T53_S	7	R40x50-69	SLU_STATIC	161,146	0,040	1,153
T80_S	9	T120x65-48	SLU_STATIC	204,019	0,040	1,150
T24_S	1	T90x50-59	SLU_STATIC	-200,556	0,050	1,148
T29_S	2	T70x50-95	SLU_STATIC	-158,135	0,040	1,131
T94/T95_S	6	R65x25-31	SLU_STATIC	-73,315	0,040	1,121
	9	R65x25-28	SLU_STATIC	73,264	0,040	1,120
T37_S	1	T70x50-94	SLU_STATIC	-156,491	0,040	1,120
T84_S	9	T120x65-48	SLU_STATIC	195,572	0,040	1,103
T28_S	5	T90x50-66	SLU_STATIC	-153,260	0,040	1,096
T60_S	7	T120x65-48	SLU_STATIC	-193,399	0,040	1,090
T76_S	7	T120x65-85	SLU_STATIC	-193,504	0,040	1,084
T73_S	7	T120x65-85	SLU_STATIC	-192,980	0,040	1,081
T22_S	8	T90x50-45	SLU_STATIC	150,622	0,040	1,078
T21_S	7	T90x50-34	SLU_STATIC	150,511	0,040	1,077
T84_S	7	T120x65-48	SLU_STATIC	-188,418	0,040	1,062
T77_S	9	T120x65-85	SLU_STATIC	188,619	0,040	1,057
T21_S	3	T90x50-30	SLU_STATIC	-147,669	0,040	1,056
T22_S	4	T90x50-41	SLU_STATIC	-147,558	0,040	1,056
T17_S	7	T70x50-263	SLU_STATIC	147,046	0,040	1,052
T24_S	5	T90x50-52	SLU_STATIC	-146,341	0,040	1,047
T12_S	1	T70x40-4	SLU_STATIC	-53,414	0,019	1,036
T44_S	9	T70x50-275	SLU_STATIC	143,834	0,040	1,029
T74_S	9	T120x65-89	SLU_STATIC	179,069	0,040	1,008

3.6. Risultati della verifica di vulnerabilità sismica

Le verifiche sono state condotte con l'utilizzo del post-processore *VIS v.11* e sono state condotte sia nei confronti dei meccanismi duttili sia fragili:

- meccanismi fragile: $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_c=1.5$;
- meccanismi duttili: $\gamma_s=1$ e $\gamma_c=1$.

Nei modelli utilizzati per l'analisi di vulnerabilità sismica, **gli elementi che non erano verificati nella combinazione statica sono stati aggiornati, incrementandone la resistenza a flessione e/o a taglio, al fine di superare le predette verifiche. Il procedimento trova giustificazione nel fatto che in tale modo le criticità evidenziate dal processo di analisi riguardano esclusivamente gli aspetti sismici.**

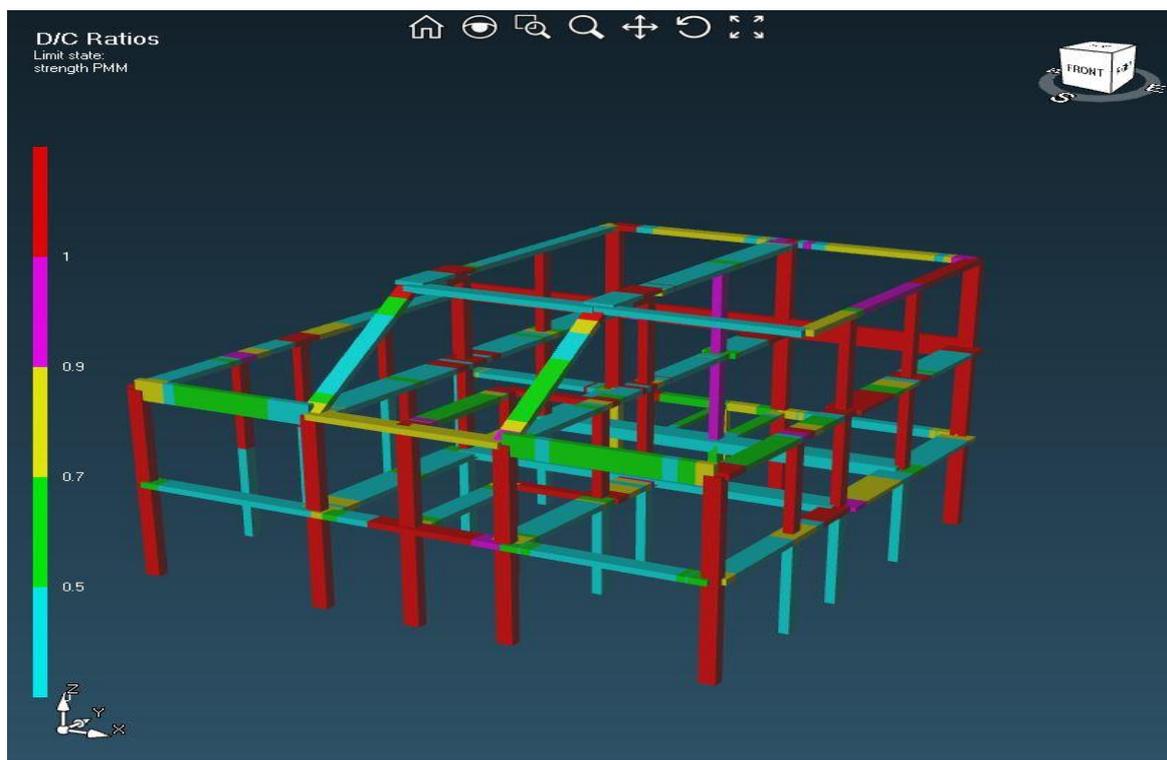


Figura 37 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche PMM alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

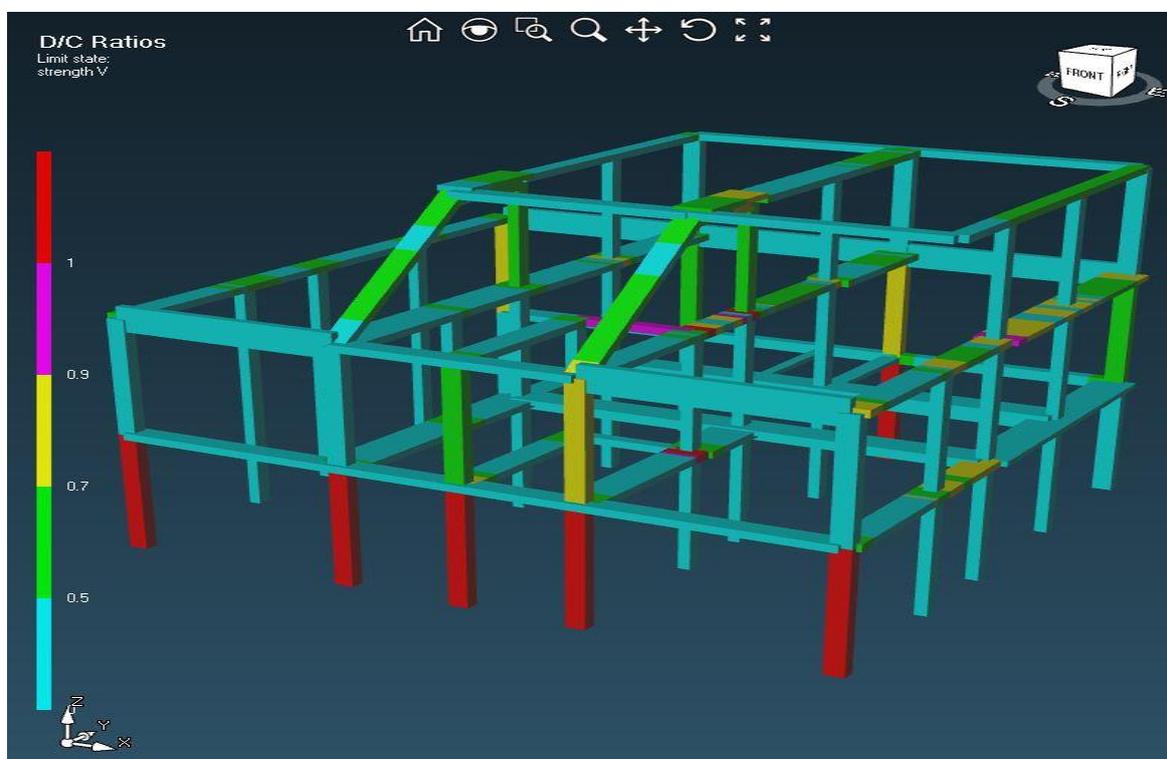


Figura 38 - Videata software VIS – Modello A - Verifiche V alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

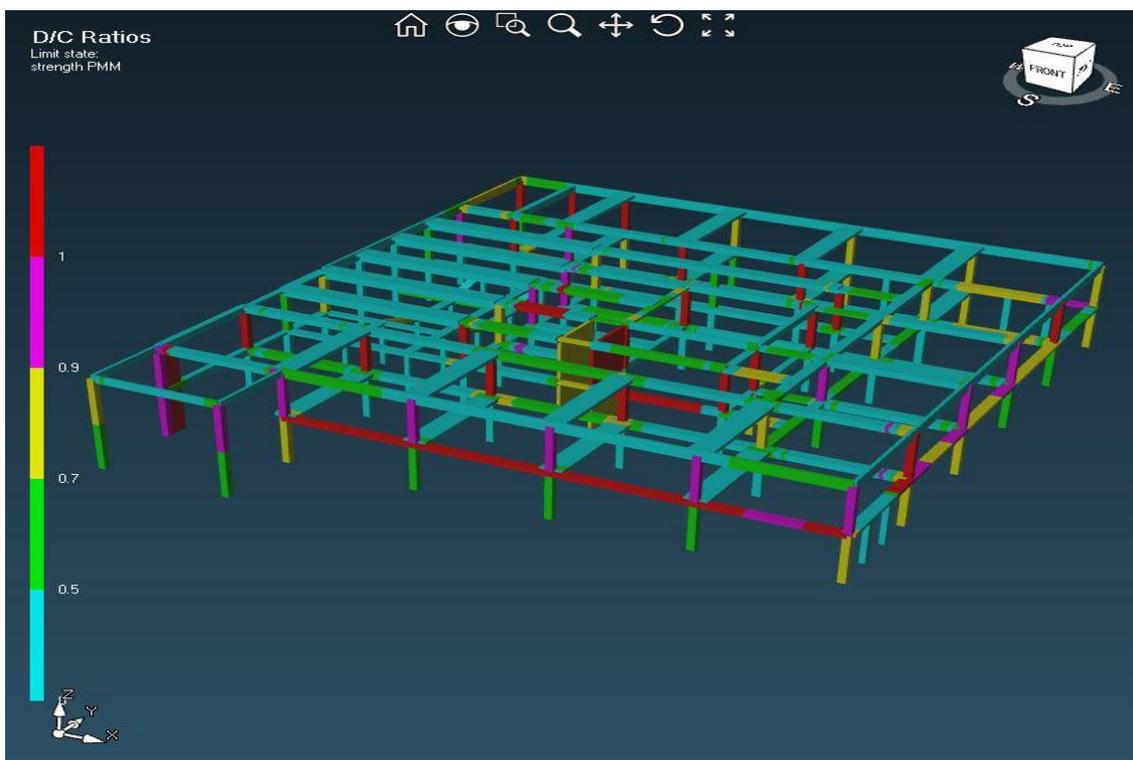


Figura 39 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche PMM alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

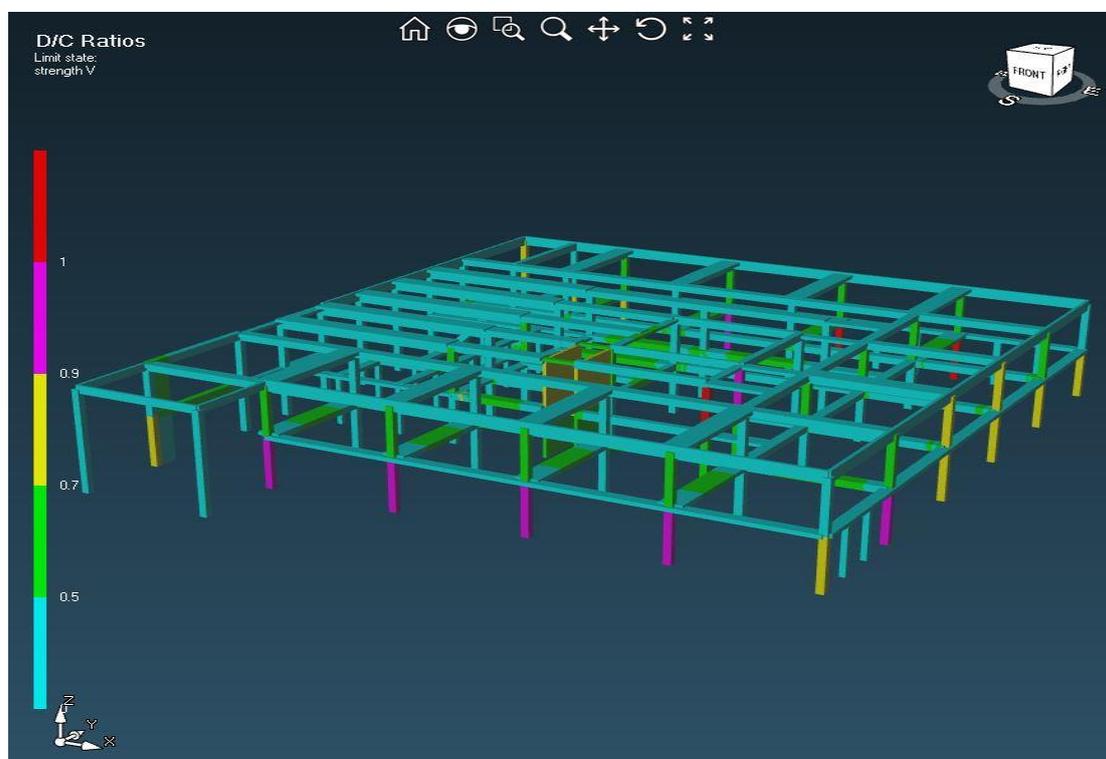


Figura 40 - Videata software VIS – Modello B - Verifiche V alle sole azioni sismiche (IN ROSSO GLI ELEMENTI NON VERIFICATI)

Direttamente nel software ad elementi finiti *SAP2000* sono stati invece valutati gli spostamenti agli stati SLD e SLO, al fine di determinare lo spostamento interpiano e il conseguente rapporto in termini di capacità/domanda.

Nel seguito vengono riportate le calcolazioni finali, a partire dai risultati delle verifiche, in modo da determinare gli indicatori di rischio; infatti, in ottemperanza alle NTC2018, la verifica dell'attivazione dei diversi meccanismi di collasso contemplati dalle Norme dev'essere esplicitata in termini di indicatori di rischio, correlati ai diversi stati limite considerati (SLV/SLD/SLO).

I valori di riferimento per la quantificazione dell'entità dell'azione sismica attesa (*valori di domanda*) sono espressi in termini di accelerazione orizzontale al suolo e di periodo di ritorno, per i seguenti stati limite considerati:

	T_R [anni]	a_g [g]
SLO	60	0.034
SLD	100	0.041
SLV	950	0.077

Tabella 13 - Sintesi caratteristiche spettri

3.6.1. Analisi dei meccanismi di collasso per SLV

La verifica è condotta valutando l'entità dell'azione sismica che la struttura può sostenere, ossia la sua *capacità*, in termini di accelerazione massima orizzontale al suolo e di periodo di ritorno. Tali valori, confrontati con i rispettivi valori in termini di *domanda*, conducono alla determinazione degli *indicatori di rischio*.

Non si è proceduto alla verifica del sistema di fondazione in quanto non sussistono, a conoscenza dello scrivente e per quanto accertato in sede di sopralluogo, le condizioni indicate al §8.3. delle NTC2018. Le verifiche riportate nel prosieguo contemplano i meccanismi di collasso tipici degli edifici in cemento armato, ossia il collasso per taglio e per pressoflessione.

3.6.2. Analisi dei meccanismi di deformazione di danno per SLD e SLO

Il raggiungimento dello stato limite di danno coincide, per le strutture in cemento armato, con il superamento della capacità in termini di spostamento interpiano e la verifica si esegue confrontando la capacità stessa con i valori limite di spostamento interpiano (NTC §7.3.6.1).

CASO DI STUDIO

Le tabelle seguenti riportano i periodi della struttura per i primi modi di vibrazione e i coefficienti di partecipazione modale espressa in percentuale della massa totale del corpo di fabbrica A e B.

MODELLO A

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL-RITZ	Mode	1	0.298	0.111	0.180	0.000	0.111	0.180	0.000
MODAL-RITZ	Mode	2	0.258	0.180	0.220	0.000	0.292	0.400	0.001
MODAL-RITZ	Mode	3	0.184	0.165	0.011	0.000	0.457	0.411	0.001
MODAL-RITZ	Mode	4	0.152	0.000	0.000	0.003	0.458	0.411	0.004
MODAL-RITZ	Mode	5	0.130	0.005	0.035	0.006	0.463	0.447	0.010
MODAL-RITZ	Mode	6	0.128	0.006	0.019	0.005	0.469	0.466	0.015
MODAL-RITZ	Mode	7	0.061	0.000	0.015	0.000	0.469	0.481	0.015
MODAL-RITZ	Mode	8	0.052	0.000	0.106	0.002	0.469	0.587	0.017
MODAL-RITZ	Mode	9	0.052	0.016	0.205	0.001	0.485	0.792	0.018
MODAL-RITZ	Mode	10	0.038	0.416	0.006	0.003	0.901	0.797	0.021
MODAL-RITZ	Mode	11	0.021	0.055	0.001	0.030	0.956	0.799	0.051
MODAL-RITZ	Mode	12	0.018	0.001	0.181	0.005	0.958	0.979	0.056

Tabella 14 - Partecipazione massa modale - Modello A

MODELLO B

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL-RITZ	Mode	1	0.197	0.034	0.000	0.004	0.034	0.000	0.004
MODAL-RITZ	Mode	2	0.184	0.354	0.001	0.000	0.387	0.001	0.004
MODAL-RITZ	Mode	3	0.167	0.027	0.013	0.000	0.415	0.014	0.004
MODAL-RITZ	Mode	4	0.136	0.000	0.049	0.005	0.415	0.063	0.009
MODAL-RITZ	Mode	5	0.130	0.000	0.382	0.000	0.415	0.445	0.009
MODAL-RITZ	Mode	6	0.117	0.000	0.000	0.019	0.415	0.445	0.028
MODAL-RITZ	Mode	7	0.105	0.001	0.004	0.011	0.416	0.449	0.039
MODAL-RITZ	Mode	8	0.083	0.001	0.002	0.005	0.417	0.451	0.044
MODAL-RITZ	Mode	9	0.049	0.529	0.001	0.000	0.947	0.452	0.044
MODAL-RITZ	Mode	10	0.043	0.009	0.235	0.000	0.955	0.688	0.044
MODAL-RITZ	Mode	11	0.035	0.006	0.266	0.000	0.961	0.954	0.044
MODAL-RITZ	Mode	12	0.029	0.011	0.021	0.006	0.972	0.975	0.050

Tabella 15 - Partecipazione massa modale - Modello B

3.6.3. Analisi degli spostamenti tra i corpi di fabbrica

Si riporta la procedura di verifica dello spessore del giunto strutturale che separa il corpo amministrativo dal corpo aule. La verifica avviene confrontando lo spessore del giunto reale e la somma degli spostamenti massimi a SLV calcolati sul modello ad elementi finiti, in corrispondenza del giunto.

Lo spostamento derivante dal modello strutturale A (corpo amministrativo), nella combinazione a SLV, vale:

$$U_x (\mathbf{P88}) = 0.0022 \text{ m} * q \text{ (fattore di comportamento pari a 1.5)} = 0.0033\text{m}$$

Lo spostamento derivante dal modello strutturale B (corpo aule), nella combinazione a SLV, vale:

$$U_x (\mathbf{P41}) = 0.0025 \text{ m} * q = 0.0037\text{m}$$

Lo spostamento complessivo stimato è dunque pari alla somma dei due:

$$U_x = 0.0033 + 0.0037 = \mathbf{0.007 \text{ m}}$$

Essendo il valore dello spostamento massimo inferiore alla dimensione del giunto strutturale ($0.007 < 0.0200 \text{ m}$), si ritiene adeguato lo spessore del giunto reale.

Per convalidare l'ordine di grandezza del risultato ottenuto, come peraltro richiesto al §10.2 delle NTC, si è proceduto al calcolo dello spostamento massimo atteso per le due strutture in corrispondenza del giunto, secondo la formula esposta al §7.2.1 delle NTC.

Per la stima dello spostamento massimo, si utilizza la seguente formulazione:

$$U_x = 1/100 * h * (a_g * S) / g = 1/100 * 6750 * 0.1164 = 7.80 \text{ mm}$$

in cui si è considerata l'altezza dal piano di fondazione fino alla quota in cui le due strutture si confrontano.

La somma degli spostamenti risulterebbe quindi uguale a:

$$U_x = 0.0078 + 0.0078 = \mathbf{0.0156 \text{ m}}$$

Il valore sopra ricavato è sensibilmente maggiore di quello derivante dalla procedura -più attendibile- che utilizza i dati dal modello di calcolo (0.007 m); si evidenzia che gli spostamenti derivanti dal modello di calcolo tengono conto dell'elevata rigidità del livello seminterrato data

dai muri perimetrali, mentre la procedura di calcolo della Norma (§7.2.1) fa riferimento ad una struttura a telaio qualsiasi.

In ogni caso da entrambe le valutazioni appare che *lo spessore effettivo del giunto (2 cm) sia adeguato* in relazione all'azione sismica di progetto.

3.6.4. Verifiche a collasso per SLV

Come anticipato, i valori sono ricavati dalle elaborazioni ricavate dal software VIS.

Per esigenza di sintesi, si è proceduto a raccogliere i risultati principali di verifica (sono stati riportati unicamente gli elementi che non soddisfano le verifiche, il cui rapporto Domanda/Capacità risulta > 1), suddivisi per tipologia di elemento, secondo quanto segue:

- Verifica a pressoflessione (PMM) di elementi tipo pilastro:

➤ MODELLO A

Column	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As [cm ²]	K maj	K min	D/C
P_77_T_rialzato	R35x25-4	V+E_ENV_SLV	-25,363	108,454	-4,528	4,524	0,738	1,000	4,015
P67_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-4,303	-47,494	-122,231	6,786	0,843	0,957	2,817
P_76_T_rialzato	R35x25-5	V+E_ENV_SLV	-4,491	112,015	-6,246	8,545	0,728	1,000	2,361
P87_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	46,712	67,256	41,534	6,786	0,836	0,917	2,282
P69_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-147,623	-38,721	-114,829	6,786	0,829	0,961	2,208
P83_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-25,625	55,976	-3,348	4,524	0,866	1,000	2,003
P82_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-12,884	-51,150	17,980	4,524	0,844	0,910	1,925
P79_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-41,165	-54,774	-9,806	4,524	0,913	1,000	1,888
P87_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-17,436	-61,080	32,642	6,786	0,696	0,689	1,842
P70_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-61,354	-38,328	83,904	6,786	0,889	0,972	1,831
P86_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	77,368	47,967	47,121	6,786	1,000	0,941	1,817
P75_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-36,282	51,515	-10,985	4,524	0,913	1,000	1,793
P81_S	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	32,734	40,030	22,122	4,524	0,692	0,684	1,778
P68_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-114,697	23,916	95,641	6,786	0,832	0,945	1,776
P86_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	35,185	-23,140	72,429	6,786	0,707	0,692	1,770
P80_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-52,858	53,095	-5,612	4,524	0,823	1,000	1,749
P_68_T_rialzato	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-30,082	30,651	75,073	6,786	0,844	0,940	1,662
P85_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	1,237	-38,933	-65,110	6,786	0,834	0,893	1,659
P71_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-54,658	-49,762	-16,630	4,524	0,925	1,000	1,644
P84_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-21,284	46,757	-56,812	6,786	0,845	0,958	1,583
P_69_T_rialzato	R30x40-7	V+E_ENV_SLV	-56,471	-32,077	85,326	8,545	0,835	0,920	1,570
P88_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-80,028	-32,430	74,646	6,786	0,701	0,691	1,549
P84_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-4,563	1,573	70,480	6,786	0,701	0,707	1,545
P85_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-79,828	-20,242	80,268	6,786	0,695	0,684	1,542

CASO DI STUDIO

P88_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-24,955	48,276	45,657	6,786	0,846	0,936	1,495
P69_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-214,343	35,904	83,994	6,786	0,685	0,702	1,448
P_70_T_rialzato	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-33,866	-28,023	63,513	6,786	0,892	0,960	1,407
P78_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-106,883	47,323	19,185	4,524	0,913	0,896	1,362
P76_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-91,602	42,467	-20,841	4,524	0,871	0,896	1,295
P_78_T_rialzato	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-44,621	40,066	4,385	4,524	0,897	1,000	1,295
P81_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	1,148	29,060	19,945	4,524	0,941	0,910	1,254
P70_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-116,900	27,283	-63,311	6,786	0,695	0,697	1,192
P_72_T_rialzato	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-41,330	34,996	7,268	4,524	0,892	1,000	1,126
P77_T	R35x25-4	V+E_ENV_SLV	-84,686	37,398	17,974	4,524	0,894	0,847	1,120
P74_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-127,293	35,448	24,309	4,524	0,947	0,821	1,116
P72_T	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-165,733	36,488	-25,406	4,524	0,901	0,821	1,095
P_74_T_rialzato	R35x25-3	V+E_ENV_SLV	-43,641	34,930	-0,873	4,524	0,925	1,000	1,095

➤ MODELLO B

Column	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As [cm ²]	K maj	K min	D/C
P41_1_T	R110x30-2	V+E_ENV_SLV	-11,274	244,422	-31,996	6,283	1,000	1,000	1,960
P34_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-87,791	-12,662	110,543	9,048	0,774	0,956	1,608
P49_S	R30x40-5	V+E_ENV_SLV	51,692	-40,319	41,453	6,786	0,689	0,684	1,497
P28_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-98,925	-30,681	-103,540	9,048	0,877	0,790	1,493
P41_1_S	R110x30-2	V+E_ENV_SLV	-75,905	-211,205	-27,657	6,283	0,707	0,707	1,439
P27_T	R40x40-45	V+E_ENV_SLV	-45,662	-67,056	67,005	9,048	0,875	0,905	1,331
P40_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-132,873	-25,936	97,052	9,048	0,775	0,749	1,293
P19_T	R40x40-41	V+E_ENV_SLV	-135,363	-63,552	78,091	9,048	0,699	0,905	1,263
P35_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-86,611	-69,584	-65,276	9,048	0,775	0,791	1,259
P54_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-85,076	-63,264	-68,672	9,048	0,635	0,842	1,234
P27_1_T	R360x20-6	V+E_ENV_SLV	-129,318	1497,645	-107,304	35,563	1,000	1,000	1,201
P49_T	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-53,882	42,724	-50,986	7,603	0,734	0,769	1,175
P32_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-168,088	13,677	-95,430	9,048	0,671	0,979	1,157
P20_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-97,412	-55,718	68,615	9,048	0,782	0,806	1,146
P12_T	R40x40-33	V+E_ENV_SLV	-137,242	35,695	96,151	10,681	0,775	0,773	1,131
P36_T	R40x40-52	V+E_ENV_SLV	-202,535	-107,308	57,194	12,566	0,692	0,658	1,110
P2_T	R40x40-55	V+E_ENV_SLV	-117,619	-91,624	46,102	11,498	0,750	0,658	1,100
P16_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-91,982	10,086	80,397	9,048	0,739	1,000	1,093
P1_T	R40x40-34	V+E_ENV_SLV	-35,002	-55,123	53,632	9,048	0,804	0,853	1,084
P37_T	R40x40-52	V+E_ENV_SLV	-200,446	-104,500	56,824	12,566	0,692	0,658	1,082
P38_T	R40x40-52	V+E_ENV_SLV	-199,812	-102,417	58,712	12,566	0,692	0,658	1,070
P10_T	R40x40-56	V+E_ENV_SLV	-201,084	104,479	54,955	13,383	0,692	0,658	1,039
P9_T	R40x40-52	V+E_ENV_SLV	-203,360	100,129	54,383	12,566	0,692	0,658	1,022

- Verifica a pressoflessione (PMM) di elementi tipo trave:

➤ MODELLO A

CASO DI STUDIO

Beam	Segment	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As top [cm ²]	As bottom [cm ²]	D/C
T79_T	1	R30x20-4	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-19,836	1,005	2,262	2,701
T105_S	5	R50x20-48	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-18,710	1,005	2,011	2,360
T97_T	5	R60x20-160	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-41,602	2,796	2,011	2,232
T95_T	4	R90x20-64	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-32,973	2,011	12,064	1,946
T78_T	4	R20x70-2	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	116,783	3,770	2,262	1,707
T98_T	1	R85x15-48	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-29,007	3,550	4,524	1,649
T117_S	3	R60x20-145	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-24,060	2,011	4,273	1,641
T76_T	1	R20x70-2	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	109,918	3,770	2,262	1,607
T78_T	3	R20x70-3	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-79,181	1,508	2,262	1,583
T78_T	1	R20x70-6	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	97,600	3,770	2,262	1,427
T84_T	1	R60x20-160	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-26,596	2,796	2,011	1,427
T96_T	1	R60x20-204	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-35,338	3,927	4,524	1,411
T97_T	1	R60x20-211	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	20,240	5,058	2,011	1,380
T10_T_rialzato	1	R50x20-77	V+E_ENV_SLV	43,828	-0,879	-37,659	4,964	24,630	1,357
T88_T	3	R90x20-36	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-28,969	3,142	3,142	1,323
T95_T	1	R90x20-81	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-61,133	7,571	8,042	1,307
T90_T	4	R90x20-28	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-29,240	3,142	10,053	1,302
T99_T	10	R85x15-49	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-39,479	7,100	4,524	1,300
T114_S	5	R90x20-80	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-34,527	4,021	3,393	1,297
T76_T	2	R20x70-3	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-64,456	1,508	2,262	1,288
T1_T_rialzato	1	R40x20-32	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	18,865	6,786	2,262	1,264
T76_T	4	R20x70-5	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	86,369	3,770	2,262	1,263
T103_S	1	R30x20-3	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-9,399	1,005	4,524	1,258
T85_T	7	R60x20-159	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-23,827	2,796	4,524	1,258
T83_T	10	R60x20-166	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-31,106	3,927	4,524	1,253
T99_T	9	R85x15-45	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-20,251	3,142	5,655	1,251
T7_T_rialzato	1	R50x20-76	V+E_ENV_SLV	58,362	-1,470	-32,995	4,964	24,630	1,236
T93_T	4	R60x20-192	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-25,026	3,142	3,833	1,214
T86_T	1	R60x20-146	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-32,315	4,273	4,524	1,199
T11_T_rialzato	7	R75x20-31	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-20,182	2,262	4,524	1,196
T98_T	6	R85x15-38	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-36,882	7,351	4,524	1,180
T10_T_rialzato_1	1	T75x50-118	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-149,335	6,786	24,630	1,179
T97_S	2	R30x30-4	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-19,126	1,571	3,079	1,174
T78_T	2	R20x70-4	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	80,177	2,639	2,262	1,172
T91_T	7	R60x20-173	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-30,518	4,273	3,393	1,141
T77_T	1	R20x70-5	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	76,825	3,770	2,262	1,123
T89_T	10	R90x20-49	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-43,026	6,032	6,158	1,122
T89_T	8	R90x20-47	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-17,789	2,011	8,168	1,112
T2_T_rialzato	1	R40x20-22	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	16,661	11,310	2,262	1,112
T90_T	1	R90x20-77	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-58,239	8,702	8,042	1,102
T94_T	8	R60x20-184	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-15,782	2,011	6,063	1,097
T88_T	1	R90x20-75	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-48,593	7,163	3,142	1,097
T14_T_rialzato	1	R38x20-10	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-28,833	4,524	6,472	1,073
T77_T	5	R20x70-5	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	73,215	3,770	2,262	1,070

CASO DI STUDIO

T99_T	1	R85x15-38	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-33,394	7,351	4,524	1,068
T7_T_rialzato_1	1	T75x50-118	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-134,346	6,786	24,630	1,061
T93_T	8	R60x20-196	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	26,077	6,629	3,833	1,058
T98_T	2	R85x15-34	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-12,434	2,011	4,524	1,051
T96_T	2	R60x20-205	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-19,850	2,796	5,655	1,045
T93_T	1	R60x20-189	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-47,613	7,760	3,833	1,043
T96_S	6	R65x20-10	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-12,831	1,571	6,032	1,033
T77_T	4	R20x70-4	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-79,896	2,639	2,262	1,031
	3	R20x70-3	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-51,172	1,508	2,262	1,023
T76_T	3	R20x70-4	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	68,970	2,639	2,262	1,008
T91_T	1	R60x20-173	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-26,771	4,273	3,393	1,001

➤ MODELLO B

Beam	Segment	Section	Combination	N [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	As top [cm ²]	As bottom [cm ²]	D/C
T40_T	10	T70x50-247	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-53,214	2,011	6,032	1,465
T38_S	5	R40x50-47	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-58,858	2,356	17,656	1,399
T45/T46_S	3	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	24,715	2,011	2,011	1,393
	3	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-21,420	2,011	2,011	1,207
T51/T52_S	1	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-21,416	2,011	2,011	1,207
T49/T50_S	3	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-21,409	2,011	2,011	1,206
T47/T48_S	3	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-21,286	2,011	2,011	1,200
T2/T3_S	2	R65x25-6	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-20,873	2,011	2,011	1,176
T4/T5_S	2	R65x25-7	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-20,754	2,011	2,011	1,170
T25_T	5	T90x50-126	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-41,634	2,011	16,745	1,147
T23_T	7	T90x50-100	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-71,952	3,142	25,384	1,111
T49/T50_S	1	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-19,663	2,011	2,011	1,108
T47/T48_S	1	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-19,215	2,011	2,011	1,083
	1	R65x25-8	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-19,078	2,011	2,011	1,075
T45/T46_S	2	R65x25-6	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-18,973	2,011	2,011	1,069
T47/T48_S	2	R65x25-6	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-18,933	2,011	2,011	1,067
T49/T50_S	2	R65x25-6	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-18,783	2,011	2,011	1,059
T19_T	12	R40x50-104	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-43,190	2,356	4,021	1,032
T87_S	2	R65x25-11	V+E_ENV_SLV	0,000	0,000	-18,432	2,011	4,524	1,002

- Verifica a taglio di elementi tipo pilastro:

➤ MODELLO A

Column	Section	Combination	Dir 2		D/C
			V [kN]	Aw [cm ² /cm]	
P69_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	178,700	0,038	1,732
P84_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	170,928	0,038	1,657
P85_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-131,272	0,038	1,273
P87_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	126,004	0,038	1,221

CASO DI STUDIO

P88_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-111,055	0,038	1,077
P86_S	R30x40-6	V+E_ENV_SLV	-104,730	0,038	1,015

➤ MODELLO B

Column	Segment	Section	Combination	Dir 2		
				V [kN]	Aw [cm ² /cm]	D/C
P5_S	1	R40x40-33	V+E_ENV_SLV	-143,994	0,042	1,241
P4_S	1	R40x40-33	V+E_ENV_SLV	125,157	0,042	1,078
P34_T	1	R40x40-41	V+E_ENV_SLV	-161,650	0,057	1,045

- Verifica a taglio di elementi tipo trave:

➤ MODELLO A

Beam	Segment	Section	Combination	Dir 2		
				V [kN]	Aw [cm ² /cm]	D/C
T93_T	1	R60x20-189	V+E_ENV_SLV	-56,417	0,040	1,116
T113_S	1	R75x20-13	V+E_ENV_SLV	-106,169	0,080	1,050
T93_T	8	R60x20-196	V+E_ENV_SLV	50,626	0,040	1,001

➤ MODELLO B *(tutte le travi soddisfano la verifica a taglio nel modello fragile)*

Per quanto concerne il calcolo dell'indice di rischio associato al collasso per SLV, ci si è avvalsi del software SPF.

SPF è un plugin di SAP2000 che consente il calcolo automatico della classe di rischio di una struttura in c.a. in accordo con le linee guida di cui all'Allegato A del DM 65 "Sismabonus" del 07/03/2017.

Durante la procedura il programma calcolerà la PGA e il valore del periodo di ritorno corrispondenti all'azione sismica che provoca il raggiungimento dello SLV nel primo elemento strutturale (trave, pilastro o setto). A tal proposito l'utente dovrà specificare lo spettro elastico di base allo SLV e selezionare un file di VIS in cui siano state assegnate ad ogni elemento le armature corrispondenti. La ricerca dell'azione critica verrà condotta attraverso il metodo dell'analisi dinamica modale con spettro di progetto, come definito nel §8 delle NTC.

CASO DI STUDIO

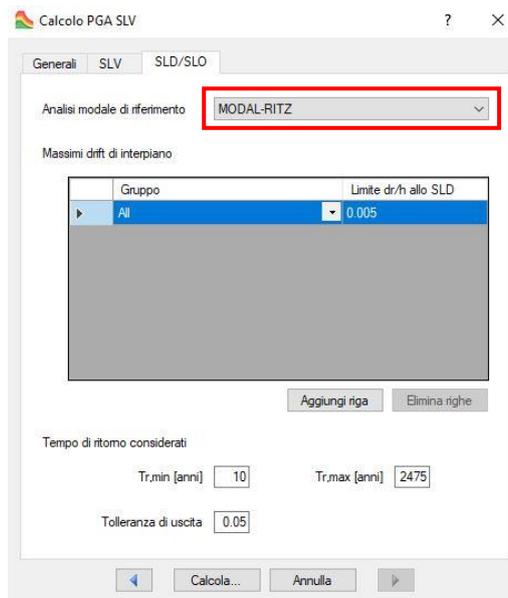
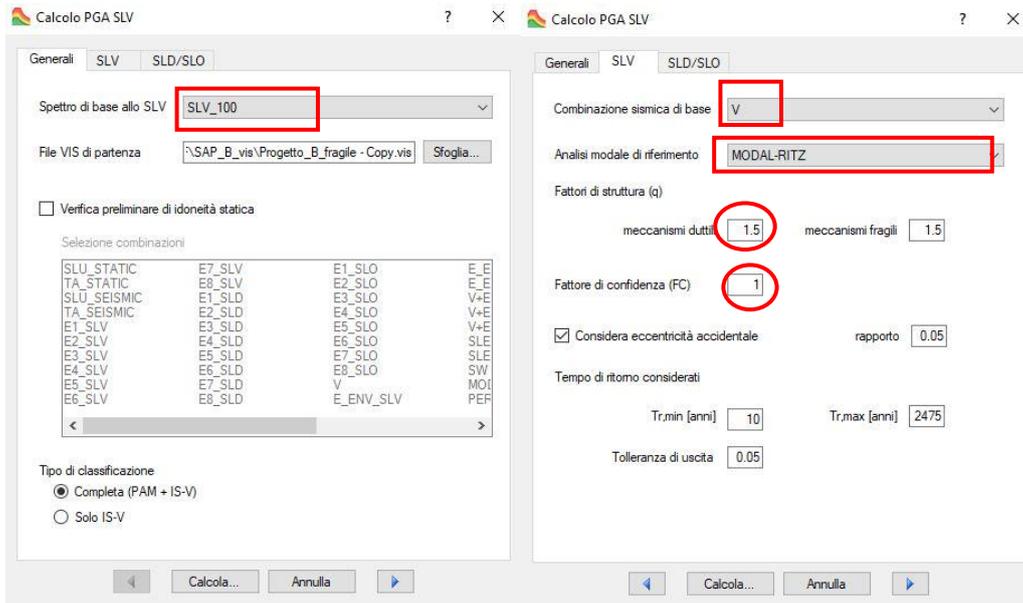


Figura 41 - Videate software SPF

I criteri di verifica sono differenziati per i meccanismi duttili e fragili: nel primo caso le resistenze sono calcolate dividendo le proprietà dei materiali per il fattore di confidenza, mentre nel secondo le proprietà dei materiali sono divise per i coefficienti parziali e per il fattore di confidenza.

Di seguito si riportano le videate prodotte dal software di calcolo:

CASO DI STUDIO



Figura 42 - Videata software SPF - Risultati Modello A duttile

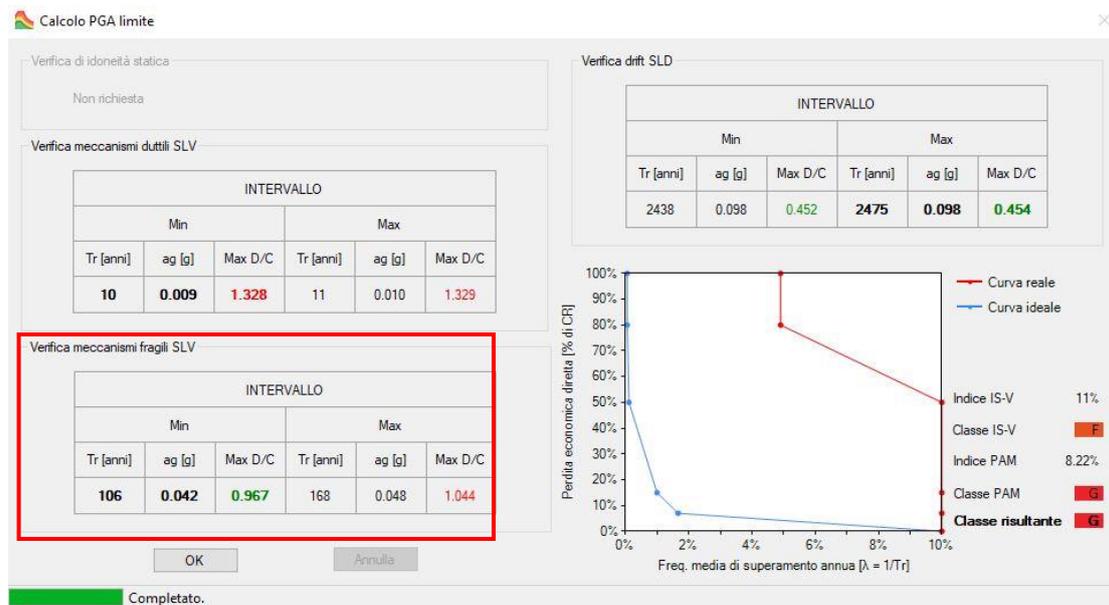


Figura 43 - Videata software SPF - Risultati Modello A fragile



Figura 44 - Videata software SPF - Risultati Modello B duttile

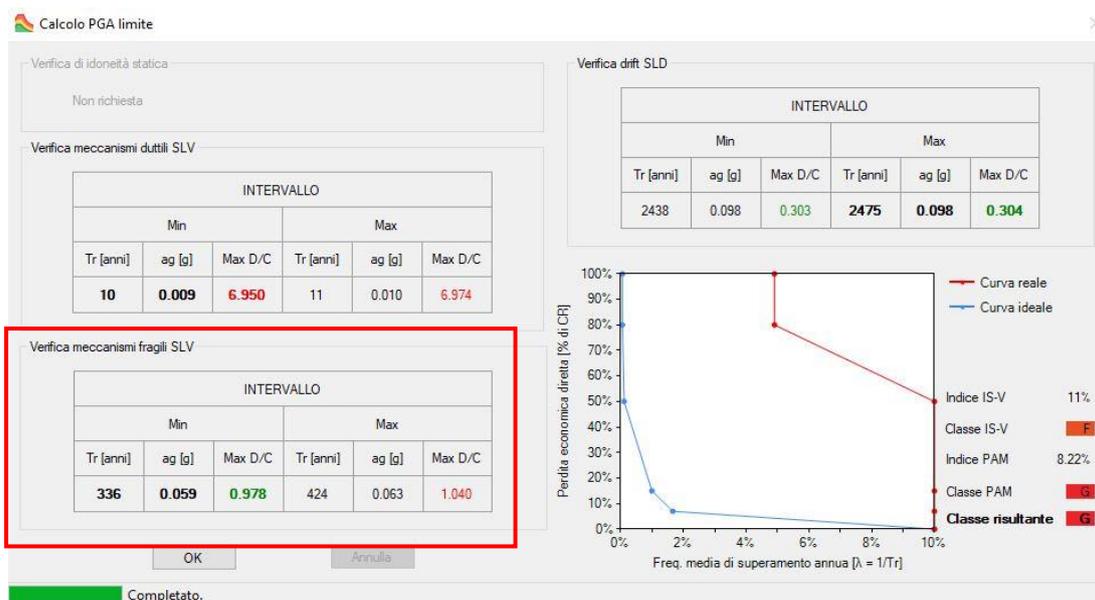


Figura 45 - Videata software SPF - Risultati Modello B fragile

3.6.5. Verifiche di deformazione per SLD/SLO

Le verifiche per gli stati limite di Danno e di Operatività hanno prodotto i seguenti risultati.

- **Modello A**

Gli spostamenti massimi si osservano per il pilastro **P70**; tra i livelli di solaio dal piano rialzato al piano primo (nodi "349" e "345" del modello), h interpiano = 3.20 m:

Capacità:

$$qd_{r,lim,SLD} = 0.005 h = 16.0 \text{ mm}$$

$$qd_{r,lim,SLO} = 2/3 * 0.005 h = 10.7 \text{ mm}$$

Domanda:

$$d_{max,SLD} = 3.7 \text{ mm} < 16.0 \text{ mm} \quad \text{verificata}$$

$$d_{max,SLO} = 3.2 \text{ mm} < 10.7 \text{ mm} \quad \text{verificata}$$

Tra i livelli di solaio dal piano primo al piano terra (nodi "345" e "230" del modello), h interpiano = 3.35 m:

Capacità:

$$qd_{r,lim,SLD} = 0.005 h = 16.8 \text{ mm}$$

$$qd_{r,lim,SLO} = 2/3 * 0.005 h = 11.2 \text{ mm}$$

Domanda:

$$d_{max,SLD} = 2.8 \text{ mm} < 16.8 \text{ mm} \quad \text{verificata}$$

$$d_{max,SLO} = 2.3 \text{ mm} < 11.2 \text{ mm} \quad \text{verificata}$$

• **Modello B**

Gli spostamenti massimi si osservano per il pilastro **P41** tra i livelli di solaio dal piano primo al piano terra (nodi "319" e "204" del modello), h interpiano = 3.35 m:

Capacità:

$$qd_{r,lim,SLD} = 0.005 h = 16.8 \text{ mm}$$

$$qd_{r,lim,SLO} = 2/3 * 0.005 h = 11.2 \text{ mm}$$

Domanda:

$$d_{max,SLD} = 1.9 \text{ mm} < 16.8 \text{ mm} \quad \text{verificata}$$

$$d_{max,SLO} = 1.5 \text{ mm} < 11.2 \text{ mm} \quad \text{verificata}$$

Pertanto, le verifiche nei confronti dello stato limite di Danno Limitato e di Operatività sono soddisfatte.

Le corrispondenti accelerazioni di picco al suolo PGA_{CLD} e PGA_{CLO} sono ricavate come segue:

Modello A

$$PGA_{CLD} = 0.041 * (16.0/3.7) = 0.177g$$

$$PGA_{CLO} = 0.034 * (10.7/3.2) = 0.113g$$

Modello B

$$PGA_{CLD} = 0.041 * (16.8/1.9) = 0.362g$$

$$PGA_{CLO} = 0.034 * (11.2/1.5) = 0.253g$$

3.6.6. Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riassunti i valori di accelerazione di picco al suolo e di tempo di ritorno associato ai quali si è manifestata, nelle simulazioni descritte, l'attivazione dei meccanismi di collasso.

MODELLO A			MODELLO B		
	PGA [g]	Periodo di ritorno TR [anni]		PGA [g]	Periodo di ritorno TR [anni]
PGA_{CLV,PMM}	0.020	23	PGA_{CLV,PMM}	0.033	54
PGA_{CLV,V}	0.045	137	PGA_{CLV,V}	0.061	380
PGA_{CLD}	0.177	2475	PGA_{CLD}	0.362	2475
PGA_{CLO}	0.113	892	PGA_{CLO}	0.253	2475

Tabella 16 - Sintesi PGA e Tr per i due modelli

La determinazione dei periodi di ritorno correlati alle accelerazioni PGA di collasso è stata effettuata mediante interpolazione tra i periodi di ritorno più prossimi a quello ricercato, per i quali si dispone dei parametri di PGA.

Ai valori sopra tabellati corrispondono i seguenti indici di rischio, espressi come rapporto tra capacità e domanda sia in termini di PGA e sia in termini di periodo di ritorno, secondo quanto previsto dalla Normativa:

Modello A

$$\alpha_{uv,PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.020 / 0.116 = 0.170$$

$$\alpha_{uv,TR} = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = (23 / 950)^{0.41} = 0.217$$

$$\alpha_{ed,PGA} = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.177 / 0.0614 = 2.882$$

$$\alpha_{ed,TR} = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41} = (2475 / 100)^{0.41} = 3.727$$

$$\alpha_{eo,PGA} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = 0.113 / 0.0515 = 2.582$$

$$\alpha_{eo,TR} = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} = (892 / 60)^{0.41} = 3.024$$

Modello B

$$\alpha_{uv,PGA} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.033 / 0.116 = 0.284$$

$$\alpha_{uv,TR} = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41} = (54 / 950)^{0.41} = 0.308$$

$$\alpha_{ed,PGA} = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.362 / 0.0614 = 5.895$$

$$\alpha_{ed,TR} = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41} = (2475 / 100)^{0.41} = 3.727$$

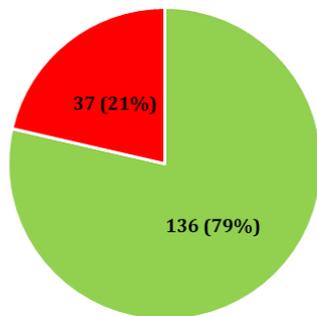
$$\alpha_{eo,PGA} = PGA_{CLO} / PGA_{DLO} = 0.253 / 0.0515 = 4.912$$

$$\alpha_{eo,TR} = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} = (2475 / 60)^{0.41} = 4.595$$

3.7. Studio di fattibilità

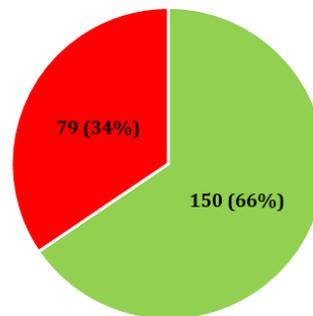
Come si evince dai punti di svolgimento precedenti, le verifiche sulla sicurezza statica e sulla vulnerabilità sismica hanno mostrato risultati negativi: in particolare dal punto di vista statico circa il **21% dei pilastri** e il **34% delle travi** mostra delle carenze in termini di capacità.

RISULTATI VERIFICHE STATICHE PER I PILASTRI



■ Numero Pilastri con $d/c < 1$ ■ Numero Pilastri con $d/c > 1$

RISULTATI VERIFICHE STATICHE PER LE TRAVI



■ Numero Travi con $d/c < 1$ ■ Numero Travi con $d/c > 1$

Si ritiene utile premettere che le verifiche effettuate nel presente lavoro e i conseguenti esiti derivano dalla procedura di valutazione della sicurezza prevista dalle attuali normative NTC 2018, che per tipo di analisi strutturale (agli stati limite) e valutazione delle prestazioni meccaniche dei materiali (attraverso i fattori di confidenza), possono risultare particolarmente severe quando applicate su costruzioni esistenti.

Per quanto concerne la vulnerabilità sismica, l'edificio in questione non è in grado di resistere all'azione sismica di progetto e manifesta nei confronti degli stati limite ultimi (in combinazione SLV) meccanismi di rottura per superamento della resistenza a pressoflessione e taglio, per valori di accelerazione al suolo inferiori a quelli di riferimento.

L'esito negativo delle verifiche a stato limite ultimo, sebbene indichi un elevato rischio ai fini della sicurezza dell'edificio in caso di sisma, era peraltro prevedibile in quanto la struttura non era stata progettata con criteri antisismici.

Visti gli esiti delle verifiche strutturali e le anomalie sulla resistenza del calcestruzzo dei pilastri, richiamando anche le vigenti disposizioni normative (NTC §8.3/8.4), si rende necessario attuare

gli interventi idonei a risolvere le carenze dal punto di vista statico e prevedere le necessarie opere di miglioramento/ adeguamento sismico, al fine di raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalla vigente Normativa.

3.7.1. Descrizione dell'alternativa proposta

Si accenna quindi ad una possibile soluzione che è stata valutata per la risoluzione delle problematiche riscontrate e si descrivono poi le motivazioni che hanno condotto alla scelta della soluzione.

Soluzione proposta:

Mantenimento dell'edificio con interventi di consolidamento statico e adeguamento sismico

Gli interventi proposti non comportano modifiche di sagoma o volume dei manufatti esistenti, né modifiche prospettiche ai fabbricati, ad eccezione degli ingombri dovuti alla realizzazione dei setti antisismici esterni.

Le tipologie d'intervento previste sono diversificate in base alla finalità e consistono principalmente in:

A) Interventi strutturali per consolidamento statico:

La proposta d'intervento è finalizzata al consolidamento statico degli elementi principali strutturali (travi e pilastri) che sono risultati non verificati nei confronti delle sollecitazioni di (presso)flessione e/o di taglio nelle analisi allo stato di fatto, per quanto già descritto, ed è sommariamente costituita dai seguenti sotto-interventi specifici:

1. Per i pilastri in cui il rapporto tra domanda e capacità di resistenza è risultato sfavorevole è previsto l'intervento **d'incamiciatura metallica**, con l'utilizzo di profili in acciaio di tipo corrente angolari, collegati mutuamente tramite calastrelli e ricoperti da uno strato di intonaco strutturale, o di **fasciatura dei pilastri stessi con tessuti in materiale fibrorinforzato (FRP)**, come ad esempio tessuti in fibra di carbonio o di caratteristiche meccaniche analoghe o superiori, impregnato in situ;
2. Per le travi è previsto un intervento simile al precedente punto, mediante l'utilizzo di **fasciature con fibrorinforzato FRP o FRCM; dove non è possibile intervenire mediante fibre possono essere utilizzati sistemi CAM per il rinforzo a flessione degli elementi;**

B) Interventi strutturali per l'adeguamento sismico:

In termini di adeguamento antisismico, considerata la tipologia strutturale, si ritiene preferibile prevedere un intervento di tipo globale, che consenta di **trasferire la massima quota dell'azione sismica su nuovi elementi sismo-resistenti, sgravando così i telai esistenti** (che risulteranno soggetti ad azioni prevalentemente di tipo gravitazionale).

Si propone quindi la realizzazione di **setti antisismici esterni in c.a.**, per le seguenti ragioni:

- Possibilità di incrementare notevolmente la rigidezza dell'edificio;
- Soluzione relativamente economica e che non richiede maestranze specializzate, se confrontata con altre tipologie antisismiche;
- Possibilità di intervento esclusivamente all'esterno dell'edificio, con conseguente riduzione dell'impatto dei lavori sul costruito.

I nuovi setti potranno essere fondati su micropali di idoneo diametro e lunghezza, attestati su plinti in c.a., in modo da contenere l'ingombro in pianta delle fondazioni superficiali.

Per la limitazione del rischio dovuto al potenziale ribaltamento di porzioni di murature in caso di sisma, è stata prevista la realizzazione di un rinforzo "anti-ribaltamento", consistente nell'applicazione di una rete o tessuto in FRP o FRCM su entrambe le facce del paramento murario interessato dal rischio

3.7.2. Localizzazione degli interventi

A) Interventi strutturali per consolidamento statico

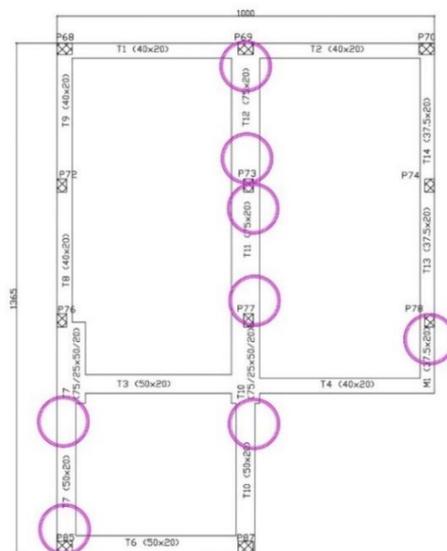


Figura 46 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) (EVIDENZIATE LE TRAVI DA CONSOLIDARE)

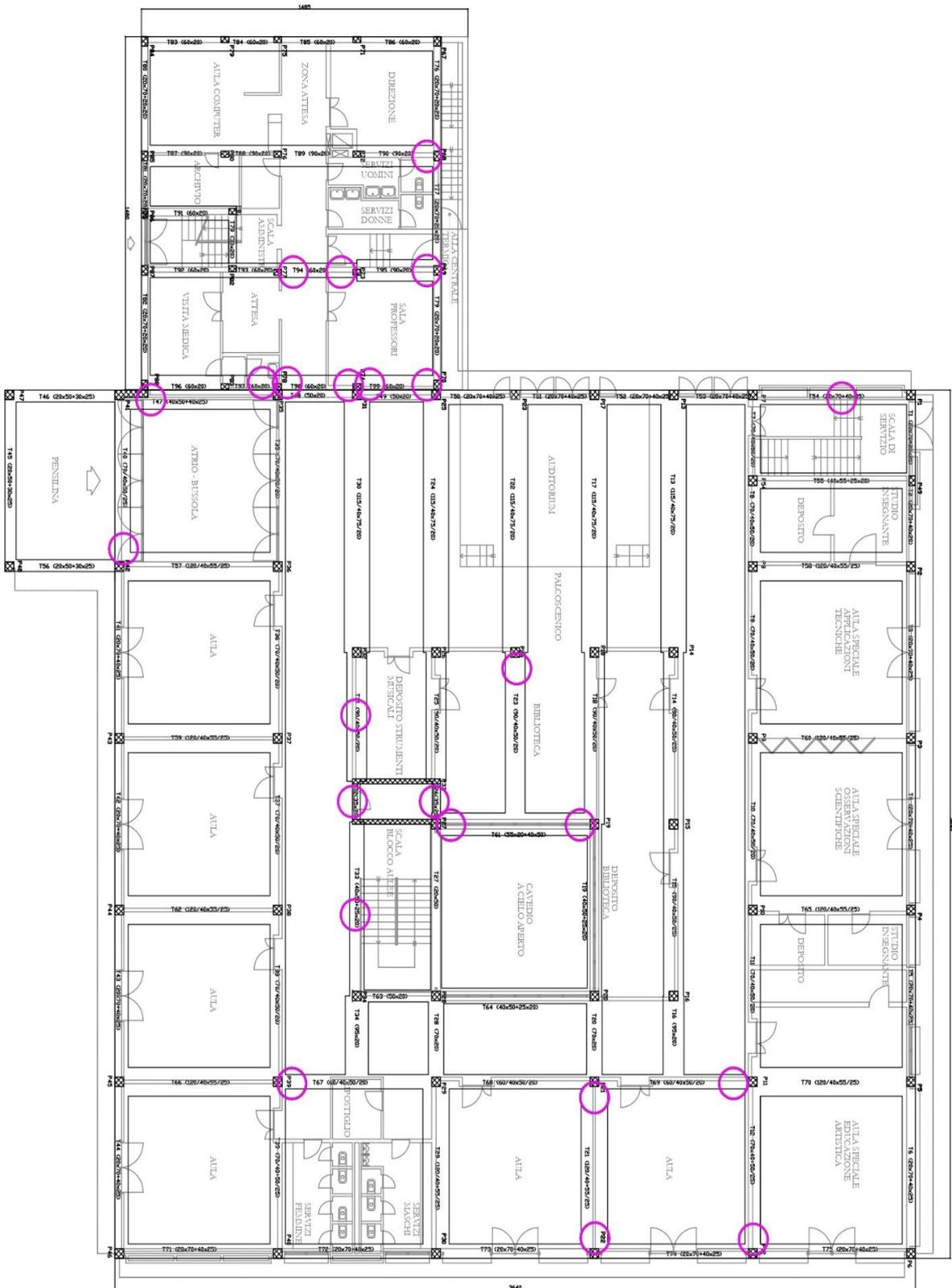


Figura 47 - Planimetria piano terra (+4.20m) (EVIDENZIATE LE TRAVI DA CONSOLIDARE)

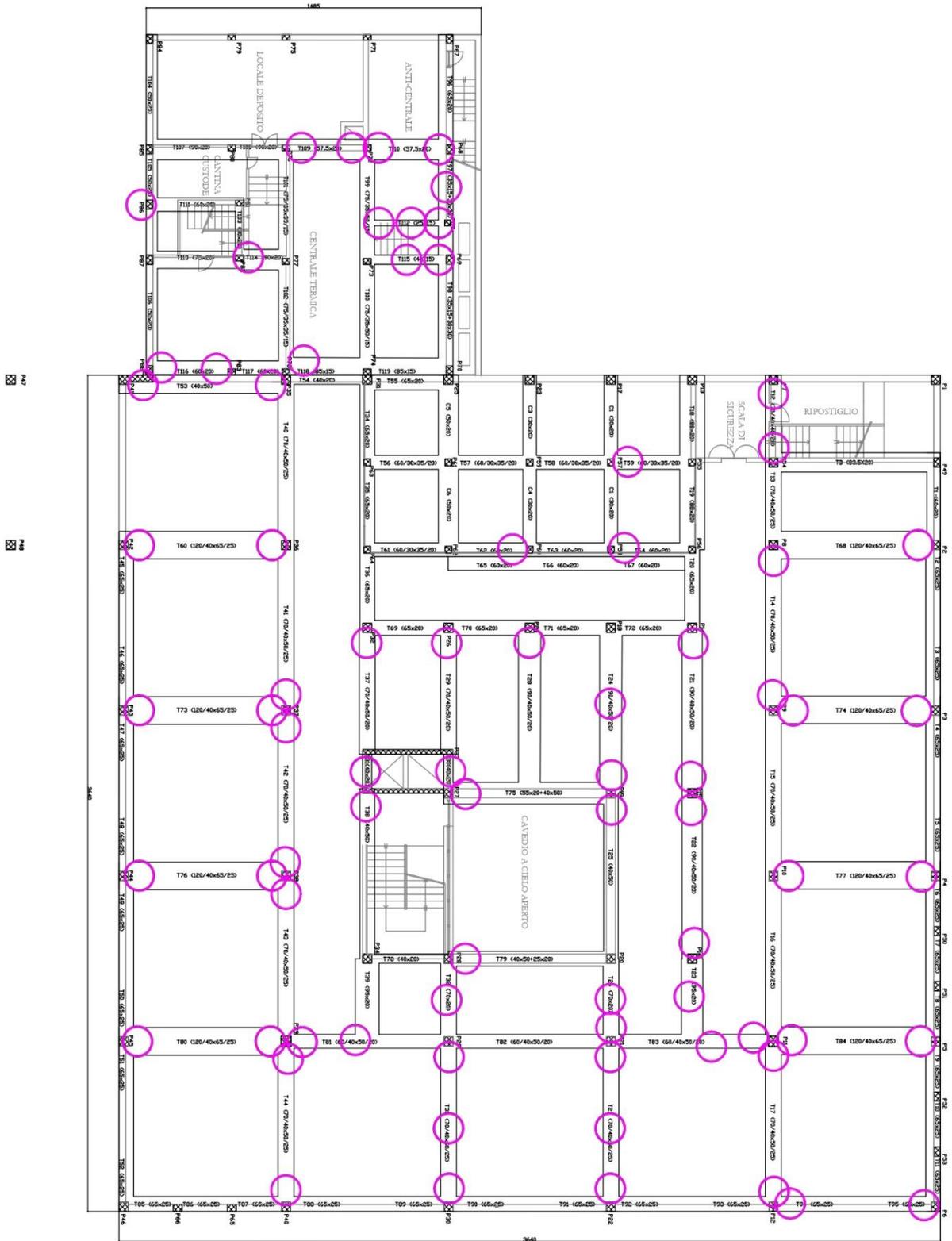


Figura 48 - Planimetria piano interrato (+0.85m) (EVIDENZIATE LE TRAVI DA CONSOLIDARE)

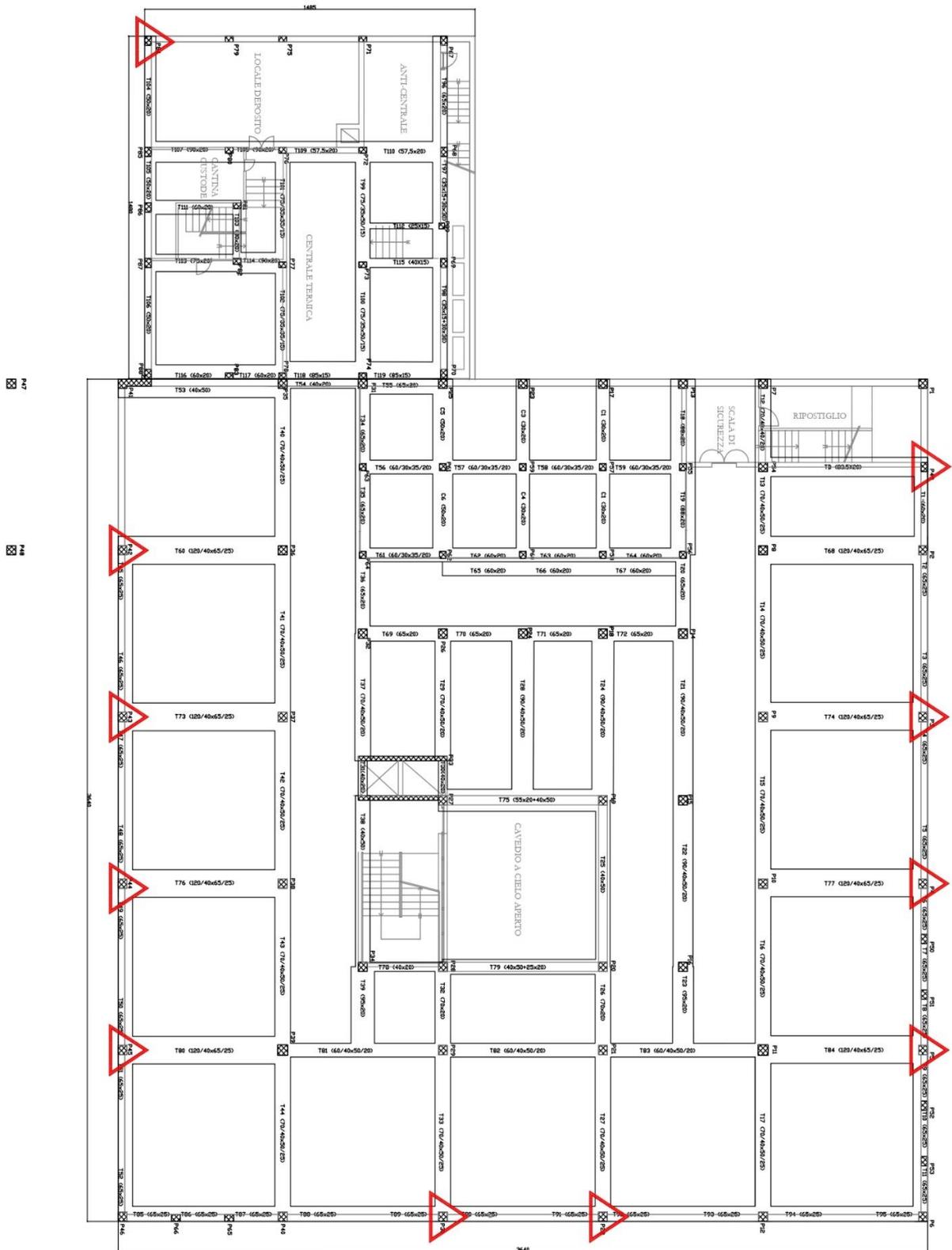


Figura 49 - Planimetria piano interrato (+0.85m) (EVIDENZIATI I PILASTRI DA CONSOLIDARE)

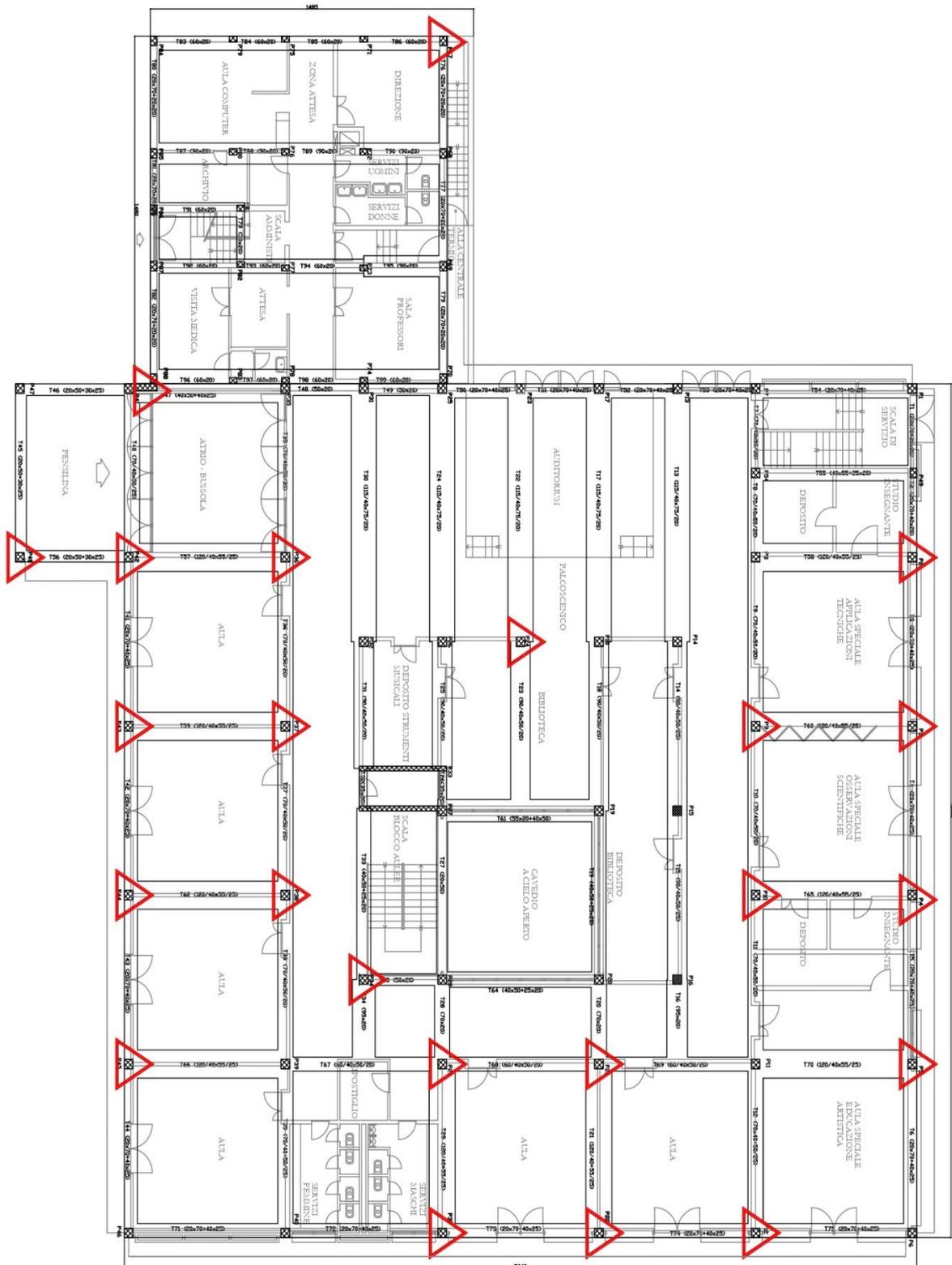


Figura 50 - Planimetria piano terra (+4.20m) (EVIDENZIATI I PILASTRI DA CONSOLIDARE)

CASO DI STUDIO

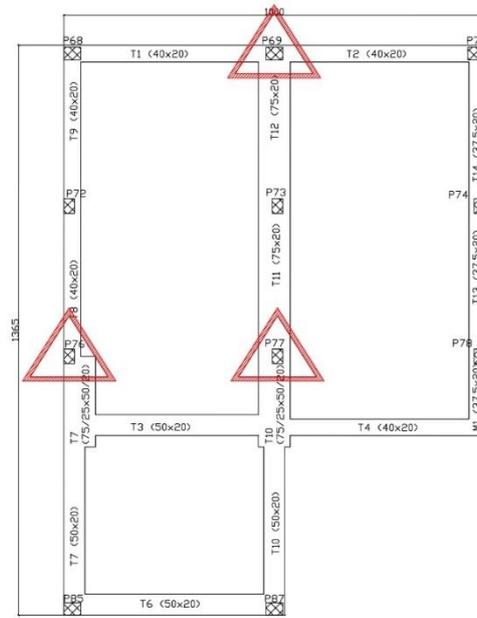


Figura 51 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) (EVIDENZIATI I PILASTRI DA CONSOLIDARE)

RIASSUNTO INTERVENTI - MODELLO A		RIASSUNTO INTERVENTI - MODELLO B			
<u>pilastri</u>	<u>travi</u>	<u>pilastri</u>		<u>travi</u>	
P_77_T_rialzato	T112_S	P22_T	P2_T	T30_S	T33_T
P_76_T_rialzato	T115_S	P24_T	P43_S	T31_S	T62_S_ribassato
P_69_T_rialzato	T114_S	P30_T	P42_T	T33_S	T23_S
P67_T	T99_T	P44_T	P44_S	T26_T	T17_S
P84_S	M1_T_rialzato	P49_S	P5_T	T32_T	T44_S
	T98_T	P43_T	P12_T	T27_S	T41_S
	T12_T_rialzato	P21_T	P3_S	T76_S	T14_S
	T118_S	P29_T	P5_S	T73_S	T54_T
	T10_T_rialzato	P45_T	P45_S	T83_S	T31_T
	T95_T	P3_T	P49_T	T81_S	T59_S_ribassato
	T7_T_rialzato	P4_T	P34_T	T60_S	T68_S
	T97_S	P10_T	P41_1_T	T21_T	T43_S
	T90_T	P30_S		T80_S	T53_S
	T97_T	P37_T		T17_S	T22_S
	T105_S	P36_T		T61_T	T38_S
	T110_S	P42_S		T25_S	T75_S
	T109_S	P22_S		T67_T	T29_S
	T11_T_rialzato	P38_T		T69_T	T79_S
	T94_T	P9_T		T75_S	T12_S
	T116_S	P4_S		T37_S	T21_S
					T23_T
					T28_S
					T40_T
					T12_T
					T94/T95_S
					T24_S
					T77_S
					T32_S
					T42_S
					T81_S
					T64_S_ribassato
					T26_S
					T47_T
					T32_T
					T74_S
					T29_S
					T84_S
					T24_S
					T44_S

Tabella 17 - Sintesi interventi sugli elementi

B) *Interventi strutturali per l'adeguamento sismico:*

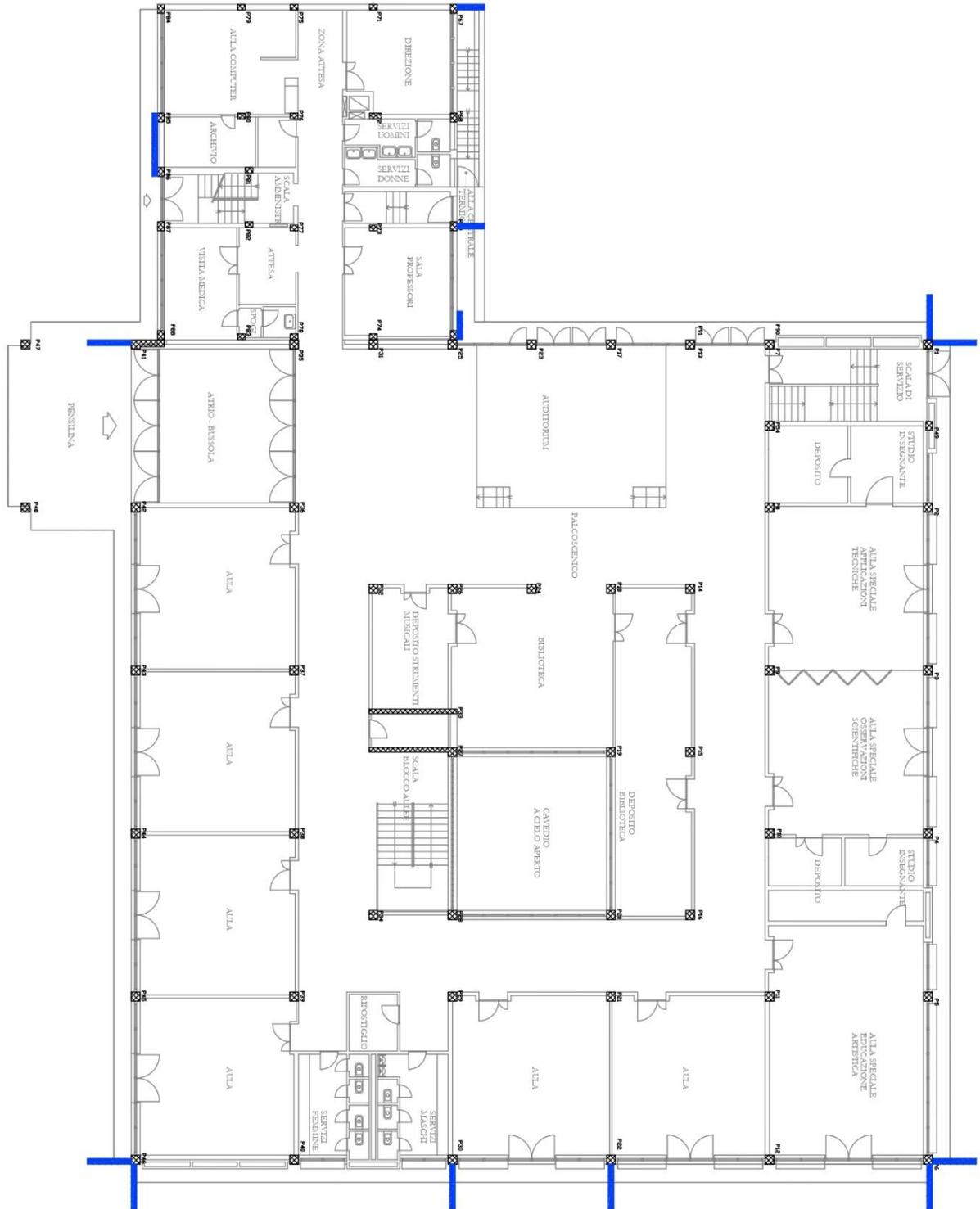


Figura 52 - Planimetria piano terra (+4.20m) – Posizionamento dei setti antisismici

4. TECNOLOGIE DISPONIBILI PER INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO STATICO

4.1. Quadro generale: FRP, FRCM e incamiciatura metallica

Negli ultimi anni l'Italia sta assumendo una posizione particolare nell'ambito dell'attività di ricerca e progettazione nel campo del consolidamento statico, sia per il valore dei contributi di conoscenza forniti, sia per la presenza di un patrimonio edilizio particolarmente vario ed importante. La maggior parte delle costruzioni di rilevanza storica ed architettonica ha superato abbondantemente i trent'anni di vita, per cui molte di esse necessitano di interventi più o meno urgenti di riabilitazione strutturale.

L'esigenza di rafforzare strutture esistenti in c.a. può derivare dal:

- deterioramento della struttura stessa con l'età;
- dal cambiamento dei carichi applicati, a causa di modifiche dell'uso originario;
- dall'aggiornamento ai codici di progettazione attuali.

I requisiti fondamentali del progetto del sistema di rinforzo sono:

- Individuazione, eliminazione o attenuazione dei rischi ai quali la struttura potrebbe essere soggetta;
- Scelta di una configurazione del sistema di rinforzo poco sensibile ai suddetti rischi;
- Eliminazione o posticipazione dei fenomeni di collasso fragile preesistenti all'intervento di rinforzo.

In particolare si deve dimostrare la reale efficacia dell'intervento, la sua durabilità e reversibilità, nonché la compatibilità fisico-chimica e meccanica dei materiali di rinforzo con quelli delle strutture consolidate.

Le tecniche di rafforzamento tradizionali, quali l'allargamento della sezione in c.a. e l'uso di profili in acciaio, sono state negli ultimi anni superate da nuove tecniche di rinforzo. Tra queste, i compositi FRP e FRCM hanno dimostrato di essere una soluzione efficace: aumentando la

resistenza a flessione, taglio, torsione e la capacità stessa del calcestruzzo compresso mediante confinamento, sono ormai impiegati nella riabilitazione e nel consolidamento delle strutture civili.



Figura 53 - Consolidamento di un pilastro mediante incamiciatura in acciaio



Figura 54 - Consolidamento di una trave a flessione e a taglio mediante l'utilizzo di un tessuto CFRP



Figura 55 - Consolidamento di una trave mediante l'utilizzo di un tessuto FRCM

Oltre al consolidamento dal punto di vista statico, l'incamiciatura in c.a., quella metallica e mediante fasciatura in FRP sono tre delle tecniche per il rinforzo all'azione sismica degli edifici esistenti (OPCM 3274 §11.3.4). Infatti un adeguato confinamento degli elementi in c.a. mediante queste tre tecniche può determinare un miglioramento delle prestazioni dell'elemento strutturale, consentendo di:

- Aumentare la resistenza a taglio;

- Aumentare la capacità deformativa;
- Incrementare la duttilità;
- Migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Il principale inconveniente dei compositi FRP è la scarsa resistenza alle alte temperature e al fuoco, derivante principalmente alla presenza di una matrice organica; questa debolezza è stata superata dai compositi a matrice inorganica FRCM.

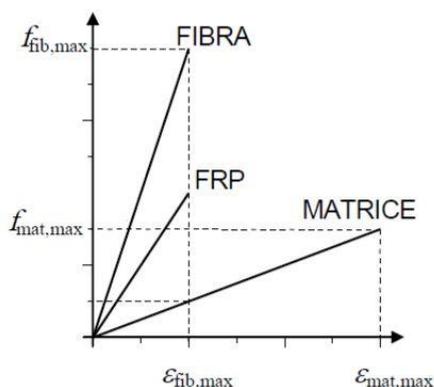
4.2. Compositi fibrorinforzati: materiali innovativi per il consolidamento delle strutture esistenti

La scelta di utilizzo di sistemi fibrorinforzati consente di non modificare il comportamento globale della struttura, grazie alla variazione trascurabile di rigidità e di peso; la caratteristica preponderante di questi sistemi è la leggerezza e tale aspetto risulta di particolare interesse sia per la ridotta invasività sia per la possibilità di rendere più agevoli e rapide le operazioni di cantiere.

I sistemi compositi sono distinguibili in due grosse categorie:

- FRP (Fiber Reinforced Polymers);
- FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix).

Gli **FRP** sono dei materiali compositi costituiti da matrici polimeriche e da fibre lunghe e continue di carbonio, vetro, arammide. Dal punto di vista costitutivo, questi materiali sono eterogenei, anisotropi e presentano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino alla rottura. Sono inoltre disponibili in diverse geometrie: dalle lamine poltruse ai tessuti bidirezionali, facilmente adattabili alla forma dell'elemento strutturale rinforzato.



Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità; la matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da mezzo di trasferimento degli sforzi tra fibra e fibra ed eventualmente tra queste e l'elemento strutturale da rinforzare.

Figura 56 - Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito

Nella maggioranza dei casi i compositi sono costituiti da fibre caratterizzate da resistenza e rigidità elevate, nonché da valori della deformazione a rottura inferiori a quelli della matrice.

La matrice organica del composito ha lo svantaggio di presentare un limite superiore del campo di temperature di esercizio, pertanto il rinforzo necessita di essere protetto dall'azione del fuoco (mediante applicazione di opportune vernici).

Il sistema di rinforzo deve essere posizionato nelle zone in cui è necessario resistere agli sforzi di trazione.

Dal punto di vista morfologico, il sistema FRP si distingue in sistemi preformati (preparati in stabilimento e incollati in situ), impregnati in situ (tessuti intrisi con una resina che può fungere da adesivo con il substrato di interesse) e preimpregnati (tessuti preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata e incollati al substrato con l'utilizzo di resine aggiuntive).

Il sistema **FRCM** è un sistema di rinforzo risultato dall'accoppiamento di reti realizzate con fibre di diversi materiali (acciaio, arammide, basalto, carbonio, PBO, vetro AR) inglobate in una matrice inorganica, in genere a base di cemento o calce. La malta della matrice, oltre a inglobare la rete, funge anche da adesivo al substrato interessato dall'intervento di rinforzo.

Il legame costitutivo del rinforzo, a differenza dell'FRP, non ha un andamento lineare, ma il legame è assimilabile ad una polilinea costituita da tre rami consecutivi: stadio A (campione non fessurato), stadio B (campione in fase di fessurazione) e stadio C (campione fessurato).

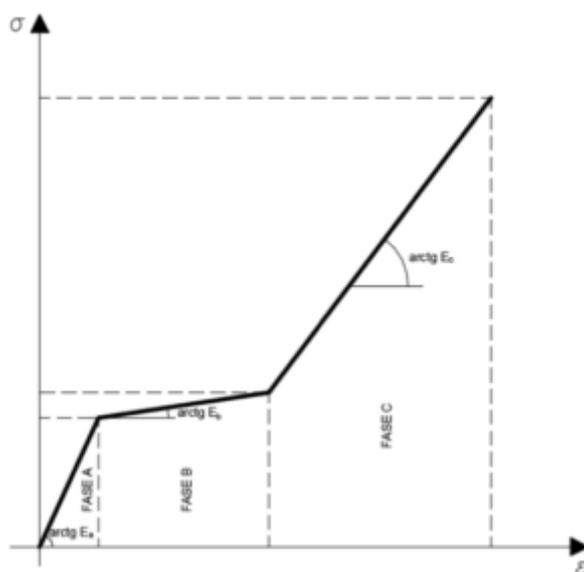


Figura 57 - Legame costitutivo tipo a trazione uniassiale di un provino di FRCM

Un'importante questione da non trascurare è la limitazione della capacità dell'elemento rinforzato: di regola, **l'incremento della capacità dell'elemento rinforzato** (sia con FRP sia con FRCM) **non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato**; tale limitazione non si applica per azioni eccezionali o sismiche.

Negli interventi di rinforzo di elementi di calcestruzzo mediante lamine o tessuti di materiale, il ruolo dell'aderenza tra calcestruzzo e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile.

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.

Distinguiamo a questo punto le modalità di distacco per le due categorie di compositi:

- **FRP**

Il collasso per distacco dal supporto genera una perdita di aderenza fra il materiale composito e la superficie della membratura in cls armato: gli sforzi di trazione portati dal rinforzo vengono trasferiti alla struttura rinforzata attraverso sforzi di taglio trasmessi dalla resina utilizzata per l'incollaggio alla superficie in calcestruzzo; nel momento in cui si ha la perdita di aderenza non vi è più alcuna trasmissione.

Il distacco dal supporto può avvenire in uno dei seguenti modi:

1. Modo 1: distacco di estremità.
2. Modo 2: distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave.
3. Modo 3: distacco causato da fessure diagonali da taglio nella trave;
4. Modo 4: distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo.

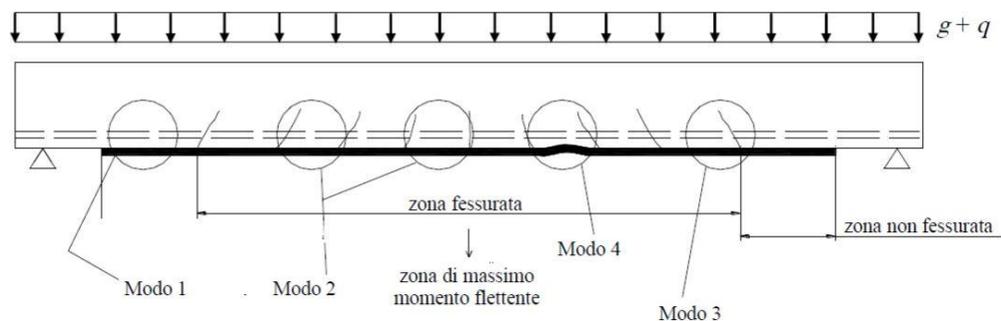


Figura 58 - Modi di rottura per distacco dal supporto di una trave rinforzata a flessione FRP

• **FRCM**

I molteplici meccanismi che possono verificarsi in seguito all'interazione substrato-rinforzo sono:

1. distacco con rottura coesiva del supporto del rinforzo;
2. distacco all'interfaccia matrice-supporto;
3. distacco all'interfaccia matrice-tessuto;
4. scorrimento del tessuto nella matrice;
5. scorrimento del tessuto e fessurazione dello strato di malta più esterno;
6. rottura a trazione del tessuto.



Figura 59 - Meccanismi di crisi del rinforzo con FRCM

Dal punto di vista delle proprietà dei materiali e dei valori di calcolo da utilizzare nelle formulazioni, i valori delle proprietà dei materiali preesistenti negli elementi da rinforzare sono stati desunti dai risultati delle prove in situ e in laboratorio eseguite nella fase di caratterizzazione. In accordo con la Normativa vigente, il valore di calcolo della generica proprietà di un materiale è ottenuto a partire dal rapporto tra il valore medio di quella proprietà e il fattore di confidenza FC. Tale rapporto può essere eventualmente ancora diviso per il coefficiente parziale del materiale laddove previsto da Normativa vigente: $f_{ywd} = f_{ym}/(FC * \gamma_s)$ e $f_{cd} = f_{cm}/(FC * \gamma_c)$ sono la tensione di progetto delle barre d'acciaio e del calcestruzzo, rispettivamente, valutate assumendo i coefficienti parziali $\gamma_s = 1.15$ e $\gamma_c = 1.5$ per meccanismi fragili (rottura a taglio).

I valori di calcolo delle generiche proprietà dei materiali fibrorinforzati sono ottenuti dalla seguente espressione:

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

dove:

- η è il fattore di conversione;
- X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione;
- γ_m è il coefficiente parziale del materiale.

4.3. Vantaggi/svantaggi delle differenti tecnologie

FRP: aspetti favorevoli

- *Leggerezza*: generalmente l'incremento di peso in seguito a interventi con tali sistemi non supera l'1% del peso proprio della struttura, sia a causa del ridotto peso specifico dei materiali utilizzati sia per la possibilità di applicare soluzioni con spessori particolarmente ridotti;
- *Elevate proprietà meccaniche*: resistenza superiore di circa 4 volte quella dei materiali tradizionali; modulo elastico superiore circa 2 volte quello dei materiali tradizionali;
- *Caratteristiche anticorrosive*: a differenza di quanto avviene per le piastre di acciaio utilizzate negli interventi di ripristino realizzati con la tecnica del beton plaqué;
- Limitato impatto estetico sulla struttura originaria (*bassa invasività*): il materiale viene applicato sulla superficie esterna della struttura e, con uno spessore di pochi millimetri, è facilmente occultabile da uno strato d'intonaco;
- *Facilità e rapidità di applicazione*: i prodotti, grazie alla loro estrema leggerezza, si applicano e vengono messi in opera senza l'ausilio di particolari attrezzature e macchinari, da un numero limitato di operatori, in tempi estremamente brevi e, spesso, senza che risulti necessario interrompere l'esercizio della struttura;
- *Adeguate reversibilità dell'intervento*;
- Il confinamento dei pilastri con tessuti FRP determina un aumento della deformazione ultima del calcestruzzo compresso (*aumento di duttilità*);
- *Resistenza a fatica ed all'azione di carichi ciclici*: l'elevata capacità di dissipazione dell'energia di deformazione è particolarmente importante in zone sismiche; possono quindi essere utilmente impiegati in zona sismica per intervenire su strutture in c.a. non soddisfacenti i requisiti di sicurezza nei confronti di uno o più SLU.

FRP: aspetti sfavorevoli

- *Sensibilità all'esposizione alle alte temperature*: se $T > T_{transizione}$ vetrosa della resina allora si ha una diminuzione della resistenza; T_{max} di esercizio è circa 60°;
- *Scarsa compatibilità fisico-chimica con il substrato*;
- *Incapacità di applicazione su superfici bagnate o a bassa temperatura*;
- *Crack non visibile sulla superficie esterna dell'FRP*: difficile ispezione degli elementi danneggiati;
- *Difficoltà nel portare avanti la valutazione post-terremoto di strutture danneggiate*.

FRCM: aspetti favorevoli

- *Elevata resistenza agli sforzi di trazione;*
- *Leggerezza:* generalmente l'incremento di peso in seguito a interventi con tali sistemi non supera l'1% del peso proprio della struttura, sia a causa del ridotto peso specifico dei materiali utilizzati, sia per la possibilità di applicare soluzioni con spessori particolarmente ridotti;
- *Buona resistenza alle alte temperature e al fuoco;*
- *Durabilità:* in situazioni ambientali caratterizzate da ambiente alcalino, umidità relativa elevata, temperature estreme, cicli termici e cicli di gelo/disgelo forniscono una buona risposta;
- *Compatibilità fisico-chimica con i substrati in muratura e calcestruzzo;*
- *Permeabilità al vapore;*
- *Applicazione rapida e agevole* in quanto riconducibili ad un sapere tecnico consolidato e diffuso presso gli operatori e le maestranze;
- *Reversibilità dell'intervento;*
- *Crack visibile sulla superficie esterna dell'FRCM:* consente un'immediata e facile ispezione degli elementi danneggiati.

FRCM: aspetti sfavorevoli

- Aumento della resistenza per confinamento valido solo per situazioni di sforzo normale centrato o piccola eccentricità.

4.4. Caso di studio: analisi delle tipologie di intervento

4.4.1. Interventi su pilastri

4.4.1.1. Incamiciatura metallica

Per i pilastri non verificati nei confronti delle azioni statiche (combinazione SLU) è stato previsto in progetto un intervento di incamiciatura metallica, dimensionato secondo le verifiche che seguono.

L'intervento si attua mediante il placcaggio della sezione esistente del pilastro in calcestruzzo con profili metallici di acciaio S275, del tipo ad L 60x6mm, calastrellati e successivo getto di ricoprimento ed omogeneizzazione con malta cementizia specifica per ripristini strutturali.

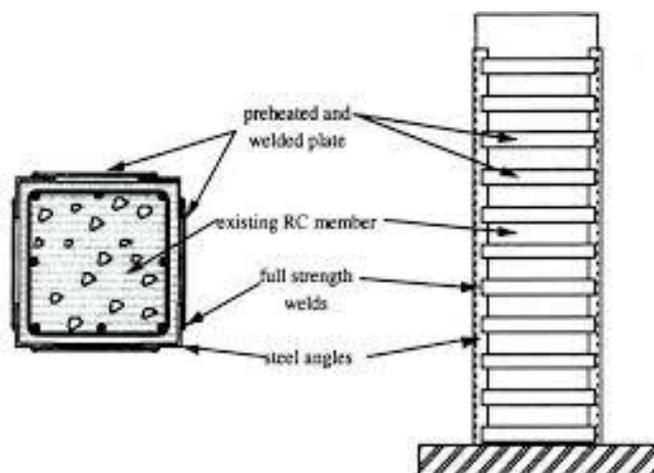


Figura 60 - Schema incamiciatura pilastro mediante angolari metallici calastrellati

Considerando l'effetto della sola incamiciatura in acciaio, in assenza del rivestimento cementizio, gli incrementi di resistenza a taglio e a confinamento del nucleo del pilastro sono descritti come segue.

- La resistenza aggiuntiva a taglio, offerta dalla camicia in acciaio, è calcolata secondo la formula 11.8 dell'OPCM 3274/03 e risulta pari a:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j b}{s} f_{yw} \frac{1}{\cos \alpha}$$

Dove:

- t_j è lo spessore dei calastrelli;
- b è la larghezza dei calastrelli;
- s è l'interasse tra i calastrelli;
- f_{yw} è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio S275;
- α è l'inclinazione delle fessure per taglio.

La resistenza a taglio complessiva della sezione del pilastro in esempio, con il contributo dell'incamiciatura metallica, risulta pari a:

$$V_{rd,tot} = V_{rd,pre\ intervento} + V_j$$

- Per quanto concerne invece l'incremento di resistenza a compressione, per effetto del confinamento sul calcestruzzo esistente offerta dalla camicia in acciaio, si ricava (secondo la formula 11.9 dell'OPCM 3274/03):

$$f_{cc} = f_{cd} \left[1 + 3.7 \left(\frac{0.5 \alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cd}} \right)^{0.87} \right]$$

dove.

- f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo;
- α è il fattore di efficienza;
- ρ_s è la percentuale geometrica dell'acciaio;
- f_{yw} è la resistenza a snervamento dell'acciaio.

➤ Verifica della resistenza a compressione pura

La resistenza a compressione si ottiene utilizzando la formula 4.3.21 delle NTC e assumendo la sezione del nucleo di calcestruzzo confinato e il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in campo fragile:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_A} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_C} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_S}$$

dove:

- A_a è l'area del profilo in acciaio;
- A_c è l'area del calcestruzzo;
- A_s è l'area delle barre d'armatura;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio da armatura;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
- f_{sk} è la resistenza caratteristica a rottura da carpenteria;
- γ_A è il coefficiente parziale dell'acciaio da carpenteria (pari a 1.05);
- γ_C è il coefficiente parziale del calcestruzzo (pari a 1.5);
- γ_S è il coefficiente parziale dell'acciaio da armatura (pari a 1.15).

➤ Verifica della resistenza a flessione pura

Si ipotizza uno stress-block rettangolare per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo e si ipotizza la plasticizzazione dei placcaggi.

Il momento resistente plastico della sezione composta è pari a:

$$M_{pl,Rd} = C \cdot H/4 + S_y \cdot H/2 + S_a \cdot H/2$$

dove: $C = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot H/2$; $S_a = f_{ad} \cdot A_a$; $S_y = f_{yd} \cdot A_y$

4.4.1.2. FRP: rinforzo a flessione

Un adeguato confinamento degli elementi di c.a. mediante compositi fibrorinforzati FRP 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.

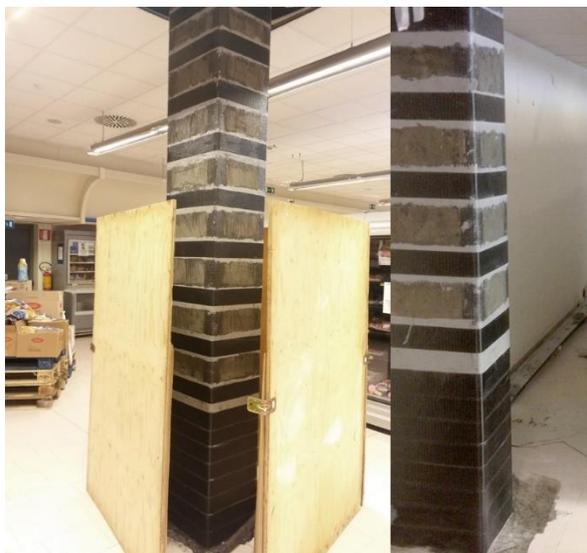


Figura 61 - Consolidamento di un pilastro mediante composito fibrorinforzato FRP

L'incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP dipendono dalla pressione di confinamento applicata. Quest'ultima è funzione della rigidità del sistema di rinforzo e della forma della sezione trasversale dell'elemento confinato.

Un sistema confinante realizzato con FRP (elastico fino a rottura), a differenza di uno realizzato con acciaio (elasto-plastico), esercita una pressione laterale strettamente crescente all'aumentare della dilatazione trasversale dell'elemento confinato.

Procedendo quindi alla descrizione del progetto del rinforzo, si specifica che le formulazioni utilizzate si riferiscono alle istruzioni CNR-DT 200 R1/2013 §4.5.

Nelle sezioni soggette a pressoflessione, il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP al fine di garantire il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}(N_{sd})$$

dove M_{sd} è il momento sollecitante di progetto e M_{Rd} è il momento resistente di progetto della sezione rinforzata in presenza dello sforzo assiale sollecitante di calcolo N_{sd} .

Si valutano preliminarmente la percentuale meccanica relativa all'armatura tesa e quella relativa al composito teso fornite, nell'ordine, dalle relazioni seguenti:

$$\mu_s = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d},$$

$$\mu_f = \frac{b_f \cdot t_f \cdot f_{fd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d}.$$

dove

- A_{s1} e f_{yd} sono, rispettivamente, l'area e la resistenza di progetto allo snervamento delle armature metalliche in trazione;
- f_{ccd} è la tensione di progetto del calcestruzzo confinato, valutata come:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

essendo f_{cd} la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato e $f_{1,eff}$ la pressione efficace di confinamento, funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento;

- b e d sono la base e l'altezza utile della sezione retta rinforzata;
- b_f e t_f sono, rispettivamente, la larghezza e lo spessore del rinforzo di FRP;
- f_{fd} è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo di FRP.

Considerando poi le seguenti espressioni adimensionalizzate delle caratteristiche di sollecitazione a base del calcolo:

$$n_{sd} = \frac{N_{sd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d},$$

$$m_{sd} = \frac{M_{sd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d^2}.$$

si valuta il momento resistente adimensionalizzato della sezione rinforzata:

$$m_{Rd}(n_{sd}) = m_{(mr)}(\eta) + \frac{1}{2} \cdot [\mu_s \cdot (1 + u) + \mu_f]$$

dove:

- u è il rapporto tra l'area dell'armatura compressa, A_{s2} , e quella dell'armatura tesa, A_{s1} ;
- $m_{(mr)}(\eta)$ è un parametro che dipende dalla modalità di rottura della sezione rinforzata;

e si verifica il rispetto della disuguaglianza:

$$m_{sd} \leq m_{Rd}(n_{sd})$$

4.4.1.3. FRCM

Non è stato possibile eseguire la verifica nei confronti del rinforzo FRCM in quanto l'aumento della resistenza per confinamento è valido solo per situazioni di sforzo normale centrato o piccola eccentricità (nel nostro caso grande eccentricità).

4.4.2. Interventi su travi

4.4.2.1. FRP: rinforzo a flessione

Le formulazioni di seguito utilizzate per la progettazione del rinforzo si riferiscono alle istruzioni CNR-DT 200 R1/2013 §4.2.

Il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP in modo che il momento resistente di progetto della sezione rinforzata maggiore quello sollecitante di progetto:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Si ipotizza che la rottura per flessione si manifesti in concomitanza con una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento di una deformazione massima nel rinforzo ε_{fd} di FRP (campo 1);
- raggiungimento della massima deformazione plastica ($\varepsilon_{cu} = 0.0035$) nel calcestruzzo compresso (campo 2).

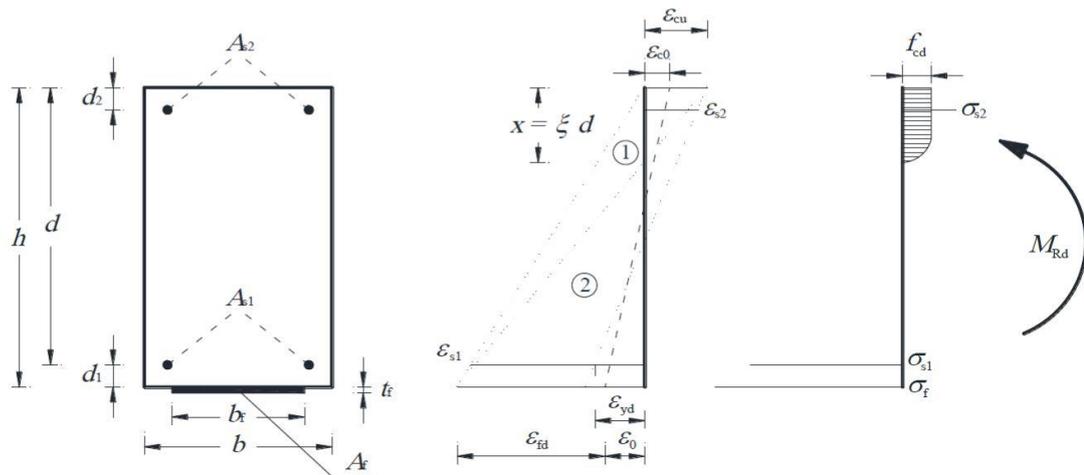


Figura 62 - Campi di rottura di una sezione rettangolare di c.a. inflessa rinforzata esternamente con FRP

Per entrambi i tipi di rottura, la posizione x dell'asse neutro è determinata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$0 = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot \sigma_{s2} - A_1 \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot \sigma_f$$

Al fine di individuare la modalità di rottura che compete al caso in esame, si valuta la percentuale meccanica del rinforzo di FRP μ_f ; essa va poi confrontata con la percentuale meccanica limite, μ_{f1-2} , corrispondente al contemporaneo raggiungimento della ε_{fd} e della ε_{cu} . Nel caso in cui risulti $\mu_f < \mu_{f1-2}$, la rottura avviene nel campo 1; viceversa, la rottura avviene nel campo 2.

Il valore del momento resistente 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:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_2 \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_2) + A_f \cdot \sigma_f \cdot d_1]$$

dove 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.

4.4.2.2. FRP: 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.

Le formulazioni di seguito utilizzate per la progettazione del rinforzo si riferiscono alle istruzioni CNR-DT 200 R1/2013 §4.3.

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

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rds} + V_{Rdf}, V_{Rdc} \}$$

dove V_{Rds} e V_{Rdf} sono, rispettivamente, la capacità a taglio dell'armatura trasversale di acciaio e quella del sistema di rinforzo FRP; V_{Rdc} 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 può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Morsch mediante la seguente formula:

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo;
- 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 $b_f/p_f = 1.0$);
- γ_{Rd} è coefficiente parziale (pari a 1.20);
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre FRP rispetto all'asse longitudinale;
- θ è l'angolo di inclinazione della fessura a taglio.

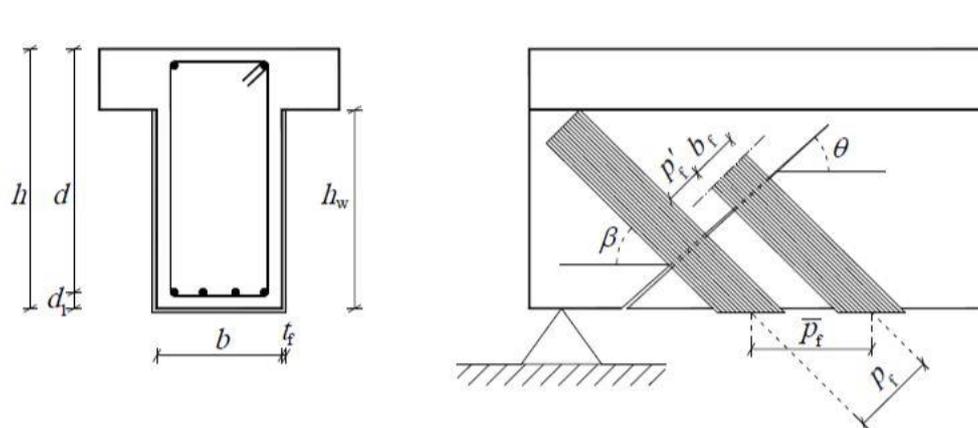


Figura 63 - Elementi distintivi di un rinforzo a taglio

NOTA: secondo la maggior parte delle equazioni di progettazione, il contributo della resistenza al taglio del sistema FRP deve essere semplicemente aggiunto alla resistenza al taglio dell'elemento non rinforzato. Tuttavia, come si evince dall'articolo scientifico "Behavior of RC beams strengthened in shear with FRP and FRCM composites - J.H. Gonzalez-Libreros, L.H. Sneed, T. D'Antino, C. Pellegrino" è stato riscontrato che il contributo di taglio massimo delle staffe interne in acciaio, con legatura esterna in FRP, non può essere raggiunto: il contributo sarà in realtà inferiore alla semplice sommatoria dei rispettivi valori.

In altre parole i risultati degli esperimenti suggeriscono che il sistema di rinforzo FRP sia più efficace (preclude il cedimento delle staffe in quanto non si arriva al carico di snervamento delle staffe stesse, ma vengono misurati valori di sforzo inferiori) e limiti la larghezza delle fessure a taglio. Ciò deriva dalla presenza dell'interazione di rinforzo del taglio interno-esterno.

Perciò il valore calcolato V_{rd} potrebbe essere affetto da questo fenomeno e avere realmente un valore inferiore.

4.4.2.3. FRCM: rinforzo a flessione

Le formulazioni di seguito utilizzate per la progettazione del rinforzo si riferiscono alle istruzioni CNR-DT 215/2018 §5.1.

Con riferimento ad un elemento inflesso rinforzato, la verifica allo SLU è soddisfatta se:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Il valore di calcolo del momento resistente dell'elemento inflesso rinforzato va computato considerando come limite di deformazione:

$$\varepsilon_{fd} = \min(\varepsilon_{lim,conv,d}; \varepsilon_{uf,d})$$

il valore minimo tra la deformazione limite convenzionale (riferita alla tensione limite convenzionale caratteristica $\sigma_{lim,conv}$) e la deformazione ultima a rottura del tessuto secco (riferita alla tensione ultima a rottura per trazione del tessuto secco caratteristica σ_{uf}).

Inizialmente si ipotizza che la rottura della sezione avvenga per distacco del composito, andando perciò ad utilizzare il valore della deformazione massima nel rinforzo ε_{fd} di FRCM appena calcolato. Imponendo l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione della sezione si ottiene la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso x ed il corrispondente momento resistente della sezione rinforzata:

$$x = \frac{-A'_s \cdot \sigma'_s + A_s \cdot \sigma_s + t_f \cdot b_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd}}{f_{cd} \cdot k_1 \cdot b}$$

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot k_1 \cdot x \cdot b (d - k_2 \cdot x) + A'_s \cdot \sigma'_s (d - d') + t_f \cdot b_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd} (h_f - d)$$

dove k_1 e k_2 sono coefficienti che rappresentano, rispettivamente, l'intensità della risultante degli sforzi di compressione e la distanza di quest'ultima dal lembo compresso.

Deve essere infine effettuata la verifica del rinforzo nei confronti del distacco di estremità: quest'ultima si ritiene soddisfatta se:

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

4.4.2.4. FRCM: rinforzo a taglio

La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la seguente relazione (CNR-DT 215/2018 §5.2):

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rds} + V_{Rdf}, V_{Rdc} \}$$

dove V_{Rds} e V_{Rdf} sono, rispettivamente, la capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale di acciaio e quella del sistema di rinforzo FRCM; V_{Rdc} 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 FRCM può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Morsch mediante la seguente formula:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9d \cdot f_{fed} \cdot 2t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \sin^2 \beta$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo;
- 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 $b_f/p_f = 1.0$);
- γ_{rd} è coefficiente parziale (pari a 1.50);
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre FRCM rispetto all'asse longitudinale;
- θ è l'angolo di inclinazione della fessura a taglio.

NOTA: citando l'articolo precedentemente discusso ("Behavior of RC beams strengthened in shear with FRP and FRCM composites - J.H. Gonzalez-Libreros, L.H. Sneed, T. D'Antino, C. Pellegrino"), il contributo della resistenza al taglio del sistema FRCM può essere semplicemente aggiunto alla resistenza al taglio dell'elemento non rinforzato. Infatti la presenza del fenomeno di interazione di rinforzo del taglio interno-esterno nei compositi FRCM è meno pronunciata.

Perciò il valore calcolato V_{rd} rispecchia il valore effettivo della resistenza a taglio, non essendo affetto da questo fenomeno.

4.4.3. Risultati del caso di studio

Dovendo considerare la limitazione dell'incremento della capacità dell'elemento rinforzato che non deve risultare superiore al 50%, **nel caso di studio sono stati analizzati casi di travi e pilastri che non soddisfano le verifiche in combinazione statica in termini di rapporto domanda/capacità < 1,50, per i quali quindi non sarebbe richiesto un incremento di capacità superiore al 50%.**

Attraverso opportune analisi sezionali, verificheremo la reale possibilità di applicazione delle fibre in questi elementi.

Si riportano in seguito i parametri e le quantità che intervengono nel progetto del rinforzo:

- Nello studio del rinforzo a flessione, $f_{ywd} = f_{ym}/(FC)$ e $f_{cd} = f_{cm}/(FC)$ sono la tensione di progetto delle barre d'acciaio e del calcestruzzo;
- Nello studio del rinforzo a taglio, $f_{ywd} = f_{ym}/(FC * \gamma_s)$ e $f_{cd} = f_{cm}/(FC * \gamma_c)$ sono la tensione di progetto delle barre d'acciaio e del calcestruzzo, rispettivamente, valutate assumendo i coefficienti parziali $\gamma_s = 1.15$ e $\gamma_c = 1.5$ per meccanismi fragili;
- Nello studio del rinforzo a flessione degli FRP, si valuta la resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure a flessione (modalità 2), quindi considerando:

$$\varepsilon_{fd} = \min\left(\eta_a \frac{f_{fk}}{\gamma_m}; \frac{f_{fdd,2}}{E_f}\right)$$

$$\sigma_f = E_f * \varepsilon_{fd}$$

- Valori dei parametri utilizzati:

	FRP	FRCM
η_a (esposizione interna)	0.95	0.90
γ_m	1.10 $\gamma_m = \gamma_f$ (SLU)	1.50
	1.20 $\gamma_m = \gamma_{fd}$ (SLU per distacco dal supporto)	
γ_{rd} per flessione	1	-
γ_{rd} per taglio	1.20	1.50

Si riportano in seguito le planimetrie della struttura con evidenziati gli elementi studiati.



Figura 64 - Planimetria piano interrato (+0.85m) - Evidenziati gli elementi studiati

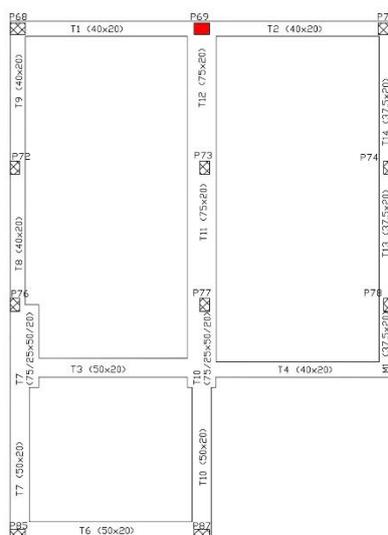


Figura 66 - Planimetria piano rialzato (+7.20m) - Evidenziati gli elementi studiati

Le caratteristiche delle tipologie di rinforzo utilizzate nelle analisi sono di seguito riportate:

INCAMICIATURA METALLICA	
mediante 4 angolari metallici con profilo a L calastrellati	
Spessore calastrelli	6 mm
Larghezza calastrelli	60 mm
Interasse calastrelli	300 mm
f_y (acciaio S275)	275 N/mm ²

CFRP (fibra di carbonio)	
Spessore strato t_f	0.167 mm
Modulo elastico E_f	270000 N/mm ²
Resistenza caratteristica f_{fk}	2700 N/mm ²

FRCM (fibra di carbonio)	
Spessore strato t_f	0.055 mm
Modulo elastico E_f	220000 N/mm ²
Tensione limite convenzionale caratteristica $\sigma_{lim,conv}$	1214 N/mm ²
Tensione ultima a rottura per trazione σ_{uf}	2005 N/mm ²

Tabella 18 - Riassunto caratteristiche rinforzi

Si è scelto di confrontare le prestazioni di materiali fibrorinforzati aventi stessa tipologia di fibra (carbonio), modulo elastico simile ($270000 \approx 220000$ N/mm²), ma differente spessore, **al fine di valutare il quantitativo di strati necessario per ciascuna tipologia di rinforzo.**

➤ P43_T

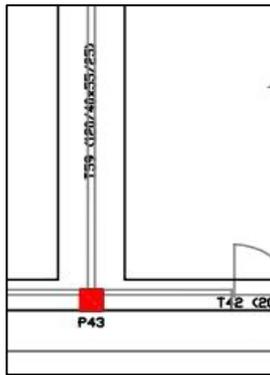


Figura 67 - Posizione pilastro P43_T

Verifica C.A. S.L.U. - File: P43_T

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	400	400	1	339	30
			2	339	370
			3	226	200

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 255,9 0 kN
M_{xEd} 129,85 0 kNm
M_{yEd} 5 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 99,96 kNm

Materiali FeB44_LC_pilastri

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 12,61 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
ε_{syd} 1,89 ‰ σ_{c,adm} 8,952
σ_{s,adm} 240 N/mm² τ_{co} 0,5575
τ_{c1} 1,737

σ_c -12,61 N/mm²
σ_s 378 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 12 ‰
d 370 mm
x 83,56 x/d 0,2258
δ 0,7223

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Figura 68 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P43_T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)

INCAMICIATURA METALLICA

Resistenza a taglio aggiuntiva		Resistenza a compressione	
tj (spessore calastrelli)	6 mm	Aa	2760 mm ²
b (larghezza calastrelli)	60 mm	fyk	275 N/mm ²
s (interasse calastrelli)	300 mm	ya	1,05
d (altezza utile sezione cls)	370 mm	Ac	160000 mm ²
fyw	275 N/mm ²	fck	12,61 N/mm ²
Vj	110 KN	yc	1,5
Vrd, pre	116 KN	As	904 mm ²
Vrd, tot	226 KN	fsk	378 N/mm ²
		ys	1,15
		Npl,rd	2163 KN
Resistenza del calcestruzzo confinato		Resistenza a flessione	
b (base sezione cls)	400 mm	Mpl,rd	246 KNm
h (altezza sezione cls)	400 mm		
ts	6 mm		
h bande	60 mm		
As	360 mm ²		
s	300 mm		
psi s	0,012		
s'	240 mm		
Lato angolari	60 mm		
spess. angolari	6 mm		
R	30 mm		
alfa n	0,518		
alfa s	0,490		
fy	275 N/mm ²		
fc	12,61 N/mm ²		
fcc	15,11 N/mm ²		

FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	18,23 N/mm ²	b	400 mm
fcm	15,13 N/mm ²	h	400 mm
FC	1,2	r curv	20 mm
fcd	12,61 N/mm ²	b'	360 mm
		h'	360 mm
ACCIAIO		As2 (compr)	339,12 mm ²
fym	453 N/mm ²	As	904,32 mm ²
fyd	377,5 N/mm ²	As1 (tesa)	565,2 mm ²
		c	30 mm
FRP		d	370 mm
tf	0,167 mm	fccd	15,98 N/mm ²
Ef	270000 N/mm ²	μs	0,09
ffk	2700 N/mm ²	nsd	0,11
yf	1,1	msd	0,148
na	0,95		
efd,rid	0,004	nf	1
ky	1	μf	0,07
ka	1	bf	400
kH	0,46	u	0,60
keff	0,46	μ	0,21
ρf	0,0017	μ0	-0,05
f1,eff	0,41	r	0,23
efd	0,0086	μ1	0,13
ffd	2332 N/mm ²	μ2	0,23
		μ3	0,56
		mrd(f)	0,09
Ned (KN)	Med (KNm)	mrd	0,194
-255,9	129,8		

➤ P30_S

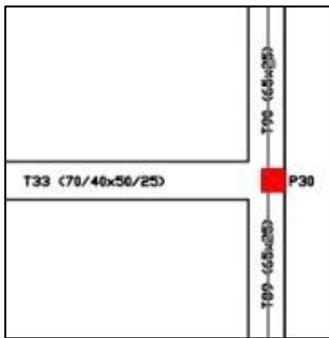


Figura 71 - Posizione pilastro P30_S

Figura 72 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P30_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)

INCAMICIATURA METALLICA

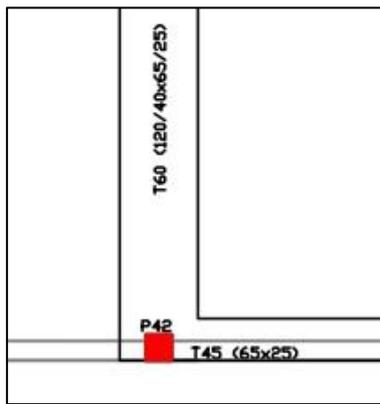
Resistenza a taglio aggiuntiva		Resistenza a compressione	
tj (spessore calastrelli)	6 mm	Aa	2760 mm ²
b (larghezza calastrelli)	60 mm	fyk	275 N/mm ²
s (interasse calastrelli)	300 mm	ya	1,05
d (altezza utile sezione cls)	370 mm	Ac	160000 mm ²
fyw	275 N/mm ²	fck	12,61 N/mm ²
Vj	110 KN	yc	1,5
Vrd, pre	116 KN	As	1068 mm ²
Vrd, tot	226 KN	fsk	378 N/mm ²
		ys	1,15
		Npl,rd	2217 KN
Resistenza del calcestruzzo confinato		Resistenza a flessione	
b (base sezione cls)	400 mm	Mpl,rd	257 KNm
h (altezza sezione cls)	400 mm		
ts	6 mm		
h bande	60 mm		
As	360 mm ²		
s	300 mm		
psi s	0,012		
s'	240 mm		
Lato angolari	60 mm		
spess. angolari	6 mm		
R	30 mm		
alfa n	0,518		
alfa s	0,490		
fy	275 N/mm ²		
fc	12,61 N/mm ²		
fcc	15,11 N/mm ²		

FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	18,23 N/mm ²	b	400 mm
fcm	15,13 N/mm ²	h	400 mm
FC	1,2	r curv	20 mm
fcd	12,61 N/mm ²	b'	360 mm
		h'	360 mm
ACCIAIO		As2 (compr)	421 mm ²
fym	453 N/mm ²	As	1068 mm ²
fyd	377,5 N/mm ²	As1 (tesa)	647 mm ²
		c	30 mm
FRP		d	370 mm
tf	0,167 mm	fccd	15,98 N/mm ²
Ef	270000 N/mm ²		
ffk	2700 N/mm ²	μs	0,10
yf	1,1	nsd	0,27
na	0,95	msd	0,198
efd,rid	0,004		
kv	1	nf	1
ka	1	μf	0,07
kH	0,46	bf	400
keff	0,46	u	0,65
pf	0,0017	μ	0,38
fL,eff	0,41	μ0	-0,07
efd	0,0086	r	0,23
ffd	2332 N/mm ²	μ1	0,13
		μ2	0,23
		μ3	0,56
		mrd(f)	0,09
		mrd	0,210

Ned (KN)	Med (KNm)
-649,65	-173,44

➤ P42_S



Verifica C.A. S.L.U. - File: P42_S

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	400	400	1	421	30
			2	421	370
			3	226	200

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali: **FeB44_LC** pilastri

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-12,61 N/mm ²
f_{yd}	378 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰	σ_s	378 N/mm ²
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	12,61	ϵ_s	3,5 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8	ϵ_{sc}	3,285 ‰
ϵ_{syd}	1,89 ‰	$\sigma_{c,adm}$	8,952	d	370 mm
$\sigma_{s,adm}$	240 N/mm ²	τ_{co}	0,5575	x	190,9
τ_{c1}	1,737			x/d	0,5158

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 771,8 0 kN
 M_{xEd} -178,4 0 kNm
 M_{yEd} 15,57 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 148,1 kNm

Figura 73 - Posizione pilastro P42_S

Figura 74 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P42_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)

INCAMICIATURA METALLICA

Resistenza a taglio aggiuntiva		Resistenza a compressione	
tj (spessore calastrelli)	6 mm	Aa	2760 mm ²
b (larghezza calastrelli)	60 mm	fyk	275 N/mm ²
s (interasse calastrelli)	300 mm	ya	1,05
d (altezza utile sezione cls)	370 mm	Ac	160000 mm ²
fyw	275 N/mm ²	fck	12,61 N/mm ²
Vj	110 KN	yc	1,5
Vrd_pre	116 KN	As	1068 mm ²
Vrd_tot	226 KN	fsk	378 N/mm ²
		ys	1,15
		Npl,rd	2217 KN
Resistenza del calcestruzzo confinato		Resistenza a flessione	
b (base sezione cls)	400 mm	Mpl,rd	257 KNm
h (altezza sezione cls)	400 mm		
ts	6 mm		
h bande	60 mm		
As	360 mm ²		
s	300 mm		
psi s	0,012		
s'	240 mm		
Lato angolari	60 mm		
spess. angolari	6 mm		
R	30 mm		
alfa n	0,518		
alfa s	0,490		
fy	275 N/mm ²		
fc	12,61 N/mm ²		
fcc	15,11 N/mm ²		

FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	18,23 N/mm ²	b	400 mm
fcm	15,13 N/mm ²	h	400 mm
FC	1,2	r curv	20 mm
fcd	12,61 N/mm ²	b'	360 mm
		h'	360 mm
		As2 (compr)	421 mm ²
		As	1068 mm ²
		As1 (tesa)	647 mm ²
		c	30 mm
		d	370 mm
		fccd	15,98 N/mm ²
		μs	0,10
		nsd	0,33
		msd	0,204
		nf	1
		μf	0,07
		bf	400
		u	0,65
		μ	0,43
		μ0	-0,07
		r	0,23
		μ1	0,13
		μ2	0,23
		μ3	0,56
		mrd(f)	0,09
		mrd	0,211

ACCIAIO		FRP	
fym	453 N/mm ²	tf	0,167 mm
fyd	377,5 N/mm ²	Ef	270000 N/mm ²
		ffk	2700 N/mm ²
		yf	1,1
		na	0,95
		efd,rid	0,004
		kv	1
		ka	1
		kH	0,46
		keff	0,46
		ρf	0,0017
		f1,eff	0,41
		efd	0,0086
		ffd	2332 N/mm ²

Ned (KN)	Med (KNm)
-771,8	-178,4

➤ P49_T



Figura 75 - Posizione pilastro P49_T

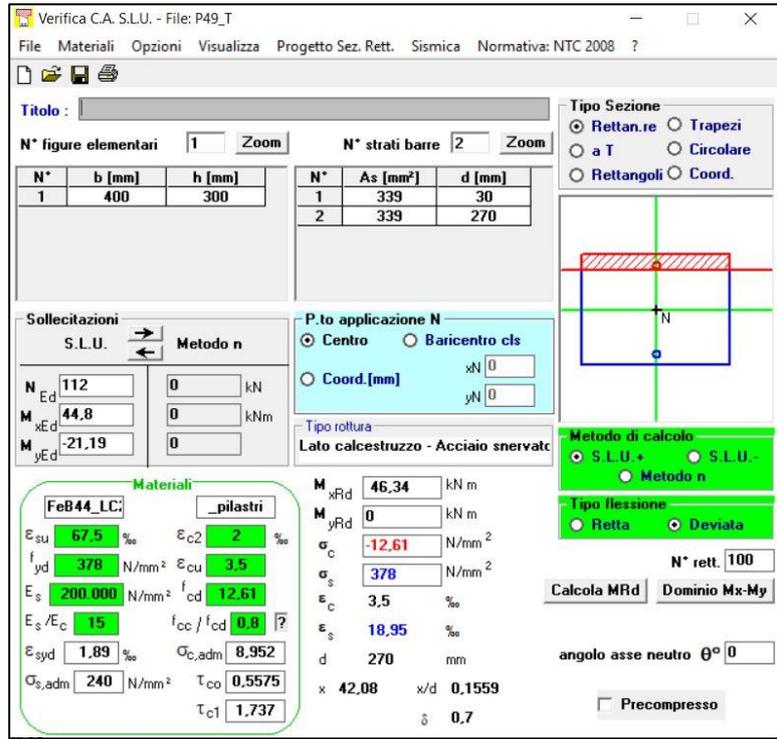


Figura 76 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P49_T attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)

INCAMICIATURA METALLICA

Resistenza a taglio aggiuntiva		Resistenza a compressione	
tj (spessore calastrelli)	6 mm	Aa	2760 mm ²
b (larghezza calastrelli)	60 mm	fyk	275 N/mm ²
s (interasse calastrelli)	300 mm	ya	1,05
d (altezza utile sezione cls)	270 mm	Ac	120000 mm ²
fyw	275 N/mm ²	fck	12,61 N/mm ²
Vj	80 KN	yc	1,5
Vrd_pre	113 KN	As	678 mm ²
Vrd_tot	193 KN	fsk	378 N/mm ²
		ys	1,15
Resistenza del calcestruzzo confinato		Npl,rd	1803 KN
b (base sezione cls)	400 mm	Resistenza a flessione	
h (altezza sezione cls)	300 mm	Mpl,rd	152 KNm
ts	6 mm		
h bande	60 mm		
As	360 mm ²		
s	300 mm		
psi s	0,014		
s'	240 mm		
Lato angolari	60 mm		
spess. angolari	6 mm		
R	30 mm		
alfa n	0,519		
alfa s	0,420		
fy	275 N/mm ²		
fc	12,61 N/mm ²		
fcc	15,11 N/mm ²		

FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	18,23 N/mm ²	b	400 mm
fcm	15,13 N/mm ²	h	300 mm
FC	1,2	r curv	20 mm
fcd	12,61 N/mm ²	b'	360 mm
		h'	260 mm
ACCIAIO		As2 (compr)	339,12 mm ²
fym	453 N/mm ²	As	678,24 mm ²
fyd	377,5 N/mm ²	As1 (tesa)	339,12 mm ²
		c	30 mm
FRP		d	270 mm
tf	0,167 mm	fccd	16,30 N/mm ²
Ef	270000 N/mm ²	μs	0,07
ffk	2700 N/mm ²	nsd	0,06
yf	1,1	msd	0,094
na	0,95		
efd,rid	0,004	nf	1
kv	1	μf	0,09
ka	1	bf	400
kH	0,452222	u	1,00
keff	0,452222	μ	0,15
ρf	0,0019	μ0	-0,07
f1,eff	0,48	r	0,23
efd	0,0086	μ1	0,13
ffd	2332 N/mm ²	μ2	0,23
		μ3	0,58
		mrd(f)	0,09
		mrd	0,206

Ned (KN)	Med (KNm)
-112	44,8

➤ P29_T

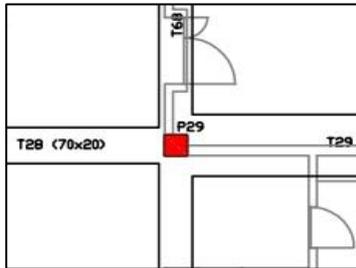


Figura 79 - Posizione pilastro P29_T

Figura 80 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura P29_T attraverso software VECASLU (SENZA RINFORZO)

INCAMICIATURA METALLICA

Resistenza a taglio aggiuntiva		Resistenza a compressione	
tj (spessore calastrelli)	6 mm	Aa	2760 mm ²
b (larghezza calastrelli)	60 mm	fyk	275 N/mm ²
s (interasse calastrelli)	300 mm	ya	1,05
d (altezza utile sezione cls)	370 mm	Ac	160000 mm ²
fyw	275 N/mm ²	fck	12,61 N/mm ²
Vj	110 KN	yc	1,5
Vrd_pre	154,7 KN	As	904 mm ²
Vrd_tot	264,7 KN	fsk	378 N/mm ²
		ys	1,15
		Npl,rd	2163 KN
Resistenza del calcestruzzo confinato		Resistenza a flessione	
b (base sezione cls)	400 mm	Mpl,rd	246 KNm
h (altezza sezione cls)	400 mm		
ts	6 mm		
h bande	60 mm		
As	360 mm ²		
s	300 mm		
psi s	0,012		
s'	240 mm		
Lato angolari	60 mm		
spess. angolari	6 mm		
R	30 mm		
alfa n	0,518		
alfa s	0,490		
fy	275 N/mm ²		
fc	12,61 N/mm ²		
fcc	15,11 N/mm²		

FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	18,23 N/mm ²	b	400 mm
fcm	15,13 N/mm ²	h	400 mm
FC	1,2	r curv	20 mm
fcd	12,61 N/mm ²	b'	360 mm
		h'	360 mm
		As2 (compr)	339,12 mm ²
		As	904,32 mm ²
		As1 (tesa)	565,2 mm ²
		c	30 mm
		d	370 mm
		fccd	15,98 N/mm²
		μs	0,09
		nsd	0,15
		msd	0,148
		nf	1
		μf	0,07
		bf	400
		u	0,60
		μ	0,25
		μ0	-0,05
		r	0,23
		μ1	0,13
		μ2	0,23
		μ3	0,56
		mrd(f)	0,09
		mrd	0,194
ACCIAIO			
fym	453 N/mm ²		
fyd	377,5 N/mm ²		
FRP			
tf	0,167 mm		
Ef	270000 N/mm ²		
ffk	2700 N/mm ²		
yf	1,1		
na	0,95		
efd,rid	0,004		
kv	1		
ka	1		
kH	0,46		
keff	0,46		
ρf	0,0017		
f1,eff	0,41		
efd	0,0086		
ffd	2332 N/mm ²		
Ned (KN) Med (KNm)			
	-359,3		
	-129,6		

➤ T37_S

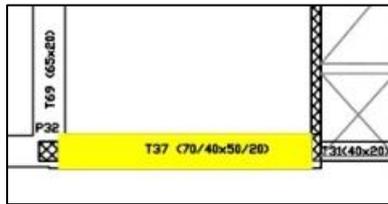


Figura 83 - Posizione trave T37_S

Figura 84 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T37_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	400 mm
fctm	1,63 N/mm ²	h	500 mm
fcm	21,65 N/mm ²	As2 (compres)	763 mm ²
FC	1,2	As	1366 mm ²
fcd	18,05 N/mm ²	As1 (tesa)	603 mm ²
ecu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	470 mm
fym	453 N/mm ²	mu	0,08
fyd	377,50 N/mm ²	mu_f,1	0,093
Es	210000 N/mm ²	mu_f,1-2	0,40
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	80 KNm
Ef	270000 N/mm ²	nf	3
ffk	2700 N/mm ²	u	1,27
yf	1,1	bf	700 mm
na	0,95	epsilon_0	0,0015
efd	0,0049	epsilon_c	0,0004
kG	0,037	x	35,75 mm
kG,2	0,1	Mrd	229 KNm
kq	1,25	nf corretto	
kb	1,00		
yfd	1,20		
fdd,2	761 N/mm ²		
	Med (KNm)		
	-134,91		

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm ²	b	400 mm
fcm	21,65 N/mm ²	h	500 mm
FC	1,2	hf	504 mm
fcd	18,04 N/mm ²	As2 (compres)	763 mm ²
ecu	0,0035	As	1366 mm ²
ACCIAIO		As1 (tesa)	314 mm ²
fym	453 N/mm ²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm ²	d	470 mm
Es	210000 N/mm ²		
FRCM		Mo	80 KNm
tf	0,055 mm	nf	6
Ef	220000 N/mm ²	u	1,27
sigma_lim,conv	1214 N/mm ²	bf	700 mm
sigma_uf	2005 N/mm ²	epsilon_0	0,0015
na	0,9	epsilon_c	0,0004
ym	1,5	x	33,25 mm
sigma_lim,conv;d	728,4 N/mm ²	Mrd	223 KNm
sigma_uf,d	1203 N/mm ²	nf corretto	
epsilon_lim,d	0,0033		
epsilon_uf,d	0,0055		
epsilon(alpha)_lim,d	0,0050		
epsilon_f,d	0,0050		
	Med (KNm)		
	-134,91		

RINFORZO A TAGLIO - FRP

CLS		nf	1
Rcm	26,09	bf	150 mm
fctm	1,63 N/mm ²	pf	150 mm
fcm	21,65 N/mm ²	Lato cls	
FC	1,2	α	90 1,570796
fcd	12,03 N/mm ²	θ	45 0,785398
ACCIAIO		αcw	1
fym	453 N/mm ²	v1	0,5
fyd	328,26 N/mm ²	z	423
Es	210000 N/mm ²	bw	400
FRP		cotθ	1
tf	0,167 mm	Vrd,max	509 KN
Ef	270000 N/mm ²	Lato Acciaio	
ffk	2700 N/mm ²	Asw	100
yf	1,1	s	250
na	0,95	z	423
efd	0,0051	fyd	328,26
kG	0,037	Vrsd	56 KN
kG,2	0,1	Lato fibre	
kq	1,25	yrd	1,2
kb	1,09	z	423
yfd	1,20	θ	45 0,785398
fdd,2	1374 N/mm ²	β	45 0,785398
SEZIONE		Γfd	0,199
b	400 mm	fbd	1,59 N/mm ²
h	500 mm	led	106 mm
r curv	20 mm	ffdd	669
b'	360 mm	ffed	602
h'	460 mm	Vrd,f	142 KN
hw	250	Vrd 198 KN	
Asw	100 mm ²	vero	
s	250 mm	Ved (KN)	
c	30 mm	-156,49	
d	470 mm		

RINFORZO A TAGLIO - FRCM

CLS		nf	4
fctm	1,63 N/mm ²	bf	200 mm
fcm	21,65 N/mm ²	pf	120 mm
FC	1,2	Lato cls	
fcd	12,03 N/mm ²	α	90 1,570796
ACCIAIO		θ	45 0,785398
fym	453 N/mm ²	αcw	1
fyd	328,26 N/mm ²	v1	0,5
Es	210000 N/mm ²	z	423
FRCM		bw	400
tf	0,055 mm	cotθ	1
Ef	220000 N/mm ²	Vrd,max	509 KN
σ lim,conv	1214 N/mm ²	Lato Acciaio	
σ uf	2005 N/mm ²	Asw	100
na	0,9	s	250
ym	1,5	z	423
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	fyd	328,26
SEZIONE		Vrsd	56 KN
b	400 mm	Lato fibre	
h	500 mm	yrd	1,5
r curv	20 mm	z	423
b'	360 mm	θ	45 0,785398
h'	460 mm	β	45 0,785398
hw	250	cotθ	1
Asw	100 mm ²	cotβ	1
s	250 mm	senβ	0,71
c	30 mm	led	300 mm
d	470 mm	Lmax	354 mm
Ved (KN)		ffed	522 N/mm ²
-156,49		Vrd,f	108 KN
		Vrd 164 KN	
		vero	

➤ T22_S

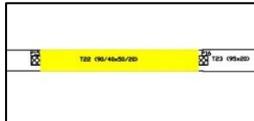


Figura 85 - Posizione trave T22_S

RINFORZO A TAGLIO - FRP

CLS		nf	1
Rcm	26,09	bf	150 mm
fctm	1,63 N/mm ²	pf	150 mm
fcm	21,65 N/mm ²	Lato cls	
FC	1,2	α	90 1,570796
fcd	12,03 N/mm ²	θ	45 0,785398
ACCIAIO		αcw	1
fym	453 N/mm ²	v1	0,5
fyd	328,26 N/mm ²	z	423
Es	210000 N/mm ²	bw	400
FRP		cotθ	1
tf	0,167 mm	Vrd,max	509 KN
Ef	270000 N/mm ²	Lato Acciaio	
ffk	2700 N/mm ²	Asw	100
yf	1,1	s	200
na	0,95	z	423
efd	0,0051	fyd	328,26
kG	0,037	Vrsd	70 KN
kG,2	0,1	Lato fibre	
kq	1,25	yrd	1,2
kb	1,09	z	423
yfd	1,20	θ	45 0,785398
fdd,2	1374 N/mm ²	β	45 0,785398
SEZIONE		Γfd	0,199
b	400 mm	fbd	1,59 N/mm ²
h	500 mm	led	106 mm
r curv	20 mm	ffdd	669
b'	360 mm	ffed	613
h'	460 mm	Vrd,f	144 KN
hw	300	Vrd 214 KN	
Asw	100 mm ²	vero	
s	200 mm	Ved (KN)	
c	30 mm	-201,77	
d	470 mm		

RINFORZO A TAGLIO - FRCM

CLS		nf	6
fctm	1,63 N/mm ²	bf	150 mm
fcm	21,65 N/mm ²	pf	150 mm
FC	1,2	Lato cls	
fcd	12,03 N/mm ²	α	90 1,570796
ACCIAIO		θ	45 0,785398
fym	453 N/mm ²	αcw	1
fyd	328,26 N/mm ²	v1	0,5
Es	210000 N/mm ²	z	423
FRCM		bw	400
tf	0,055 mm	cotθ	1
Ef	220000 N/mm ²	Vrd,max	509 KN
σ lim,conv	1214 N/mm ²	Lato Acciaio	
σ uf	2005 N/mm ²	Asw	100
na	0,9	s	200
ym	1,5	z	423
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	fyd	328,26
SEZIONE		Vrsd	70 KN
b	400 mm	Lato fibre	
h	500 mm	yrd	1,5
r curv	20 mm	z	423
b'	360 mm	θ	45 0,785398
h'	460 mm	β	45 0,785398
hw	300	cotθ	1
Asw	100 mm ²	cotβ	1
s	200 mm	senβ	0,71
c	30 mm	led	300 mm
d	470 mm	Lmax	424 mm
Ved (KN)		ffed	557 N/mm ²
-201,77		Vrd,f	103 KN
		Vrd 213 KN	
		vero	

➤ T54_T



Verifica C.A. S.L.U. - File: T54_T

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	200	700	1	201	30
			2	417	670

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 135,58 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44_LC _travi

E _{su} 67,5 ‰	E _{c2} 2 ‰	σ _c -18,05 N/mm²
f _{yd} 378 N/mm²	E _{cu} 3,5 ‰	σ _s 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 16,05	ε _s 53,83 ‰
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8	d 670 mm
E _{syd} 1,89 ‰	σ _{c,adm} 8,952	x 40,9 x/d 0,06105
σ _{s,adm} 240 N/mm²	τ _{co} 0,5575	δ 0,7
	τ _{c1} 1,737	

M_{Rd} 102,4 kNm

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Figura 86 - Posizione trave T54_T

Figura 87 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T54_T attraverso software VERCASLU (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	200 mm
fctm	1,63 N/mm²	h	700 mm
fcm	21,65 N/mm²	As2 (compres)	201 mm²
FC	1,2	As	618 mm²
fcd	18,05 N/mm²	As1 (tesa)	417 mm²
ecu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	670 mm
fym	453 N/mm²	μs	0,08
fyd	377,50 N/mm²	μf,1	0,030
Es	210000 N/mm²	μf,1-2	0,33
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	55,98 KNm
Ef	270000 N/mm²	nf	2
ffk	2700 N/mm²	u	0,48
yf	1,1	bf	200 mm
na	0,95	ε0	0,0011
εfd	0,0049	x	49,80 mm
kG	0,037	Mrd	144 KNm
kG,2	0,1	nf corretto	
kq	1,25		
kb	1,00		
yfd	1,20		
fdd,2	932 N/mm²	Med (KNm)	135,58

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm²	b	200 mm
fcm	21,65 N/mm²	h	700 mm
FC	1,2	hf	704 mm
fcd	18,04 N/mm²	As2 (compres)	201 mm²
ecu	0,0035	As	618 mm²
ACCIAIO		As1 (tesa)	417 mm²
fym	453 N/mm²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm²	d	670 mm
Es	210000 N/mm²	Mo	55,98 KNm
FRCM		nf	5
tf	0,055 mm	u	0,48
Ef	220000 N/mm²	bf	200 mm
σ lim,conv	1214 N/mm²	ε0	0,0011
σ uf	2005 N/mm²	εc	0,0004
na	0,9	x	49,06 mm
ym	1,5	Mrd	143 KNm
σ lim,conv;d	728,4 N/mm²	nf corretto	
σ uf,d	1203 N/mm²		
ε lim,d	0,0033		
ε uf,d	0,0055	Med (KNm)	135,58
ε (α)lim,d	0,0050		
ε f,d	0,0050		

➤ T53_S

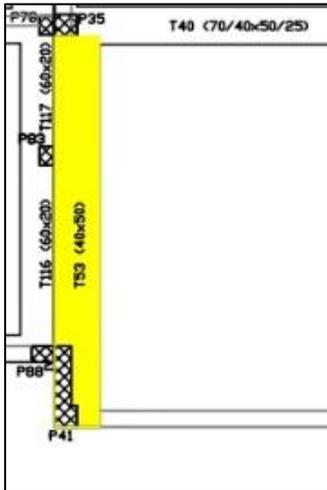


Figura 88 - Posizione trave T53_S

Figura 89 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T53_S attraverso software Vcaslu (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	400 mm
fctm	1,63 N/mm ²	h	500 mm
fcm	21,65 N/mm ²	As2 (compres)	763 mm ²
FC	1,2	As	1913 mm ²
fcd	18,05 N/mm ²	As1 (tesa)	1168 mm ²
ecu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	470 mm
fym	453 N/mm ²	μs	0,15
fyd	377,50 N/mm ²	μf,1	0,043
Es	210000 N/mm ²	μf,1-2	0,30
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	150 KNm
Ef	270000 N/mm ²	nf	2
ffk	2700 N/mm ²	u	0,65
yf	1,1	bf	400 mm
na	0,95	ε0	0,0014
εfd	0,0049	x	48,04 mm
kG	0,037	Mrd	256 KNm
kG,2	0,1		nf corretto
kq	1,25		
kb	1,00		
yfd	1,20		
fdd,2	932 N/mm ²		
		Med (KNm)	-210

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm ²	b	400 mm
fcm	21,65 N/mm ²	h	500 mm
FC	1,2	hf	504 mm
fcd	18,04 N/mm ²	As2 (compr)	763 mm ²
ecu	0,0035	As	1913 mm ²
ACCIAIO		As1 (tesa)	100 mm ²
fym	453 N/mm ²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm ²	d	470 mm
Es	210000 N/mm ²		
FRCM		Mo	150 KNm
tf	0,055 mm	nf	5
Ef	220000 N/mm ²	u	0,65
σ lim,conv	1214 N/mm ²	bf	400 mm
σ uf	2005 N/mm ²	ε0	0,0014
na	0,9	εc	0,0004
ym	1,5	x	47,30 mm
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	Mrd	254 KNm
σ uf,d	1203 N/mm ²		nf corretto
ε lim,d	0,0033		
ε uf,d	0,0055	Med (KNm)	-210
ε (α)lim,d	0,0050		
ε f,d	0,0050		

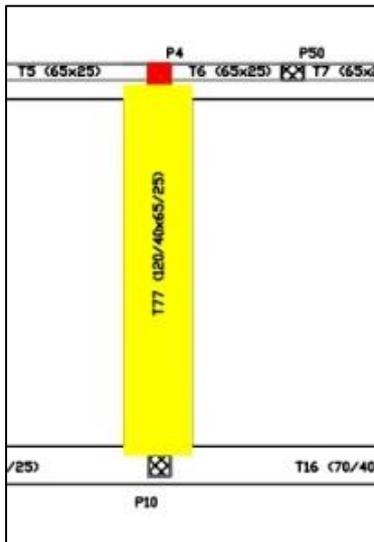
RINFORZO A TAGLIO - FRP

CLS		nf	1
Rcm	26,09	bf	150 mm
fctm	1,63 N/mm ²	pf	150 mm
fcm	21,65 N/mm ²	Lato cls	
FC	1,2	α	90 1,570796
fcd	12,03 N/mm ²	θ	45 0,785398
ACCIAIO		αcw	1
fym	453 N/mm ²	v1	0,5
fyd	328,26 N/mm ²	z	453
Es	210000 N/mm ²	bw	400
FRP		cotθ	1
tf	0,167 mm	Vrd,max	509 KN
Ef	270000 N/mm ²	Lato Acciaio	
ffk	2700 N/mm ²	Asw	100,48
yf	1,1	s	250
na	0,95	z	453
efd	0,0049	fyd	328,26
kG	0,037	Vrsd	56 KN
kG,2	0,1	Lato fibre	
kq	1,25	yrd	1,2
kb	1,00	z	453
yfd	1,20	θ	45 0,785398
fdd,2	1318 N/mm ²	β	45 0,785398
SEZIONE		Γfd	0,199
b	400 mm	fbd	1,59 N/mm ²
h	500 mm	led	106 mm
r curv	20 mm	ffdd	669
b'	360 mm	ffed	629
h'	460 mm	Vrd,f	148 KN
hw	500	Vrd	
Asw	100,48 mm ²	Vrd	204 KN
s	250 mm	vero	
c	30 mm	Ved (KN)	161.14
d	470 mm		

RINFORZO A TAGLIO - FRCM

CLS		nf	6
fctm	1,63 N/mm ²	bf	150 mm
fcm	21,65 N/mm ²	pf	150 mm
FC	1,2	Lato cls	
fcd	12,03 N/mm ²	α	90 1,570796
ACCIAIO		θ	45 0,785398
fym	453 N/mm ²	αcw	1
fyd	328,26 N/mm ²	v1	0,5
Es	210000 N/mm ²	z	453
FRCM		bw	400
tf	0,055 mm	cotθ	1
Ef	220000 N/mm ²	Vrd,max	509 KN
σ lim,conv	1214 N/mm ²	Lato Acciaio	
σ uf	2005 N/mm ²	Asw	100,48
na	0,9	s	250
ym	1,5	z	453
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	fyd	328,26
SEZIONE		Vrsd	56 KN
b	400 mm	Lato fibre	
h	500 mm	yrd	1,5
r curv	20 mm	z	153
b'	360 mm	θ	45 0,785398
h'	460 mm	β	45 0,785398
hw	200	cotθ	1
Asw	100,48 mm ²	cotβ	1
s	250 mm	senβ	0,71
c	30 mm	led	300 mm
d	470 mm	Lmax	598 mm
Ved (KN)		ffed	607 N/mm ²
161.14		Vrd,f	113 KN
		Vrd	169 KN
		vero	

➤ T77_S



Titolo: _____

N° figure elementari: 2 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm ²]	d [mm]
1	1200	250	1	942	30
2	400	400	2	1900	620

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -299,28 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -213,2 kNm

Materiali FeB44_LC; _travi

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,05 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,89 ‰ σ_{c,adm} 8,952
σ_{s,adm} 240 N/mm² τ_{co} 0,5575
τ_{c1} 1,737

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 mm Col. modello
 Precompresso

σ_c -18,05 N/mm²
σ_s 378 N/mm²
ε_s 3,5 ‰
ε_s 60,34 ‰
d 620 mm
x 33,99 x/d 0,05482
δ 0,7

Figura 90 - Posizione trave T77_S

Figura 91 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T77_S attraverso software VERCASLU (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	400 mm
fctm	1,63 N/mm ²	h	650 mm
fc	21,65 N/mm ²	As2 (compres)	1900 mm ²
FC	1,2	As	2842 mm ²
fcd	18,05 N/mm ²	As1 (tesa)	942 mm ²
ecu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	620 mm
fym	453 N/mm ²	μs	0,09
fyd	377,50 N/mm ²	μf,1	0,155
Es	210000 N/mm ²	μf,1-2	0,47
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	242,6 KNm
Ef	270000 N/mm ²	nf	5
ffk	2700 N/mm ²	u	2,02
yf	1,1	bf	1200 mm
na	0,95	ε0	0,0022
efd	0,0049	x	39,65 mm
kG	0,037	Mrd	579 KNm
kG,2	0,1	nf corretto	
kq	1,25		
kb	1,00		
yfd	1,20		
fdd,2	589 N/mm ²	Med (KNm)	-299,28

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm ²	b	400 mm
fc	21,65 N/mm ²	h	650 mm
FC	1,2	hf	654 mm
fcd	18,04 N/mm ²	As2 (compr)	1900 mm ²
ecu	0,0035	As	2842 mm ²
ACCIAIO		As1 (tesa)	314 mm ²
fym	453 N/mm ²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm ²	d	620 mm
Es	210000 N/mm ²		
FRCM		Mo	242 KNm
tf	0,055 mm	nf	8
Ef	220000 N/mm ²	u	2,02
σ lim,conv	1214 N/mm ²	bf	1200 mm
σ uf	2005 N/mm ²	ε0	0,0022
na	0,9	εc	0,0004
ym	1,5	x	37,28 mm
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	Mrd	573 KNm
σ uf,d	1203 N/mm ²	nf corretto	
ε lim,d	0,0033		
ε uf,d	0,0055	Med (KNm)	-299,28
ε (α)lim,d	0,0050		
ε f,d	0,0050		

RINFORZO A TAGLIO - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	nf	1
fctm	1,63 N/mm ²	bf	150 mm
fc	21,65 N/mm ²	pf	150 mm
FC	1,2	Lato cls	
fcd	12,03 N/mm ²	α	90 1,570796
ACCIAIO		θ	45 0,785398
fym	453 N/mm ²	αcw	1
fyd	328,26 N/mm ²	v1	0,5
Es	210000 N/mm ²	z	558
FRP		bw	400
tf	0,167 mm	cotθ	1
Ef	270000 N/mm ²	Vrd,max	671 KN
ffk	2700 N/mm ²	Lato Acciaio	
yf	1,1	Asw	157
na	0,95	s	200
efd	0,0051	z	558
kG	0,037	fyd	328,26
kG,2	0,1	Vrsd	144 KN
kq	1,25	Lato fibre	
kb	1,09	yrd	1,2
yfd	1,20	z	558
fdd,2	1374 N/mm ²	θ	45 0,785398
SEZIONE		β	45 0,785398
b	400 mm	Γfd	0,199
h	650 mm	fbd	1,59 N/mm ²
r curv	20 mm	led	106 mm
b'	360 mm	ffdd	669
h'	610 mm	ffed	627
hw	400 mm	Vrd,f	195 KN
Asw	157 mm ²	Vrd	339 KN
s	200 mm	vero	
c	30 mm	Ved (KN)	-219
d	620 mm		

RINFORZO A TAGLIO - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm ²	nf	4
fc	21,65 N/mm ²	bf	150 mm
FC	1,2	pf	150 mm
fcd	12,03 N/mm ²	Lato cls	
ACCIAIO		α	90 1,570796
fym	453 N/mm ²	θ	45 0,785398
fyd	328,26 N/mm ²	αcw	1
Es	210000 N/mm ²	v1	0,5
FRCM		z	558
tf	0,055 mm	bw	400
Ef	220000 N/mm ²	cotθ	1
σ lim,conv	1214 N/mm ²	Vrd,max	671 KN
σ uf	2005 N/mm ²	Lato Acciaio	
na	0,9	Asw	157
ym	1,5	s	200
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	z	558
SEZIONE		fyd	328,26
b	400 mm	Vrsd	144 KN
h	650 mm	Lato fibre	
r curv	20 mm	yrd	1,5
b'	360 mm	z	558
h'	610 mm	θ	45 0,785398
hw	400 mm	β	45 0,785398
Asw	213 mm ²	cotθ	1
s	200 mm	cotβ	1
c	30 mm	senβ	0,71
d	620 mm	led	300 mm
		Lmax	566 mm
		ffed	600 N/mm ²
		Vrd,f	98 KN
		Vrd	242 KN
		vero	
		Ved (KN)	-219

➤ T95_T



Figura 92 - Posizione trave T95_T

Screenshot of the Vercaslu software interface for structural analysis. The window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: T95_T'. The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several panels. The 'Titolo' field is empty. The 'N° figure elementari' is set to 1 and 'N° strati barre' is set to 2. A table shows the properties of the two layers: Layer 1 (b=900, h=200, As=717, d=30) and Layer 2 (b=900, h=200, As=804, d=170). The 'Sollecitazioni' panel shows S.L.U. with a 'Metodo n' selected. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Tipo rottura' panel shows 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'S.L.U.+' and 'Metodo n' selected. The 'Tipo flessione' panel shows 'Retta' selected. The 'N° rett.' is set to 100. The 'Calcola MRd' and 'Dominio M-N' buttons are visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked. The 'Materiali' panel shows properties for FeB44_LC: E_{su} = 67.5‰, E_{c2} = 2‰, f_{yd} = 378 N/mm², E_{cu} = 3.5, E_s = 200.000 N/mm², f_{cd} = 18.05, E_s/E_c = 15, f_{cc}/f_{cd} = 0.8, E_{syd} = 1.89‰, σ_{c,adm} = 8.952, σ_{s,adm} = 240 N/mm², τ_{co} = 0.5575, τ_{c1} = 1.737. The 'P.to applicazione N' panel shows M_{xRd} = -44.55 kN m, σ_c = -18.05 N/mm², σ_s = 378 N/mm², ε_c = 3.5‰, ε_s = 19.03‰, d = 170 mm, x = 26.41, x/d = 0.1553, δ = 0.7.

Figura 93 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T95_T attraverso software VERCASLU (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	900 mm
fctm	1,63 N/mm ²	h	200 mm
fcm	21,65 N/mm ²	As2 (compres)	804 mm ²
FC	1,2	As	1520 mm ²
fcd	18,05 N/mm ²	As1 (tesa)	716 mm ²
ecu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	170 mm
fym	453 N/mm ²	μs	0,12
fyd	377,50 N/mm ²	μf,1	0,189
Es	210000 N/mm ²	μf,1-2	0,47
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	35,17 KNm
Ef	270000 N/mm ²	nf	5
ffk	2700 N/mm ²	u	1,12
yf	1,1	bf	900 mm
na	0,95	ε0	0,0015
efd	0,0049	x	31,39 mm
kG	0,037	Mrd	120 KNm
kG,2	0,1	nf corretto	
kq	1,25		
kb	1,00		
yfd	1,20		
fdd,2	589 N/mm ²		
		Med (KNm)	-45,76

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm ²	b	900 mm
fcm	21,65 N/mm ²	h	200 mm
FC	1,2	hf	204 mm
fcd	18,04 N/mm ²	As2 (compr)	804 mm ²
ecu	0,0035	As	1521 mm ²
ACCIAIO		As1 (tesa)	717 mm ²
fym	453 N/mm ²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm ²	d	170 mm
Es	210000 N/mm ²		
FRCM		Mo	35,17 KNm
tf	0,055 mm	nf	9
Ef	220000 N/mm ²	u	1,12
σ lim,conv	1214 N/mm ²	bf	900 mm
σ uf	2005 N/mm ²	ε0	0,0015
na	0,9	εc	0,0013
ym	1,5	x	34,94 mm
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	Mrd	130 KNm
σ uf,d	1203 N/mm ²	nf corretto	
ε lim,d	0,0033		
ε uf,d	0,0055		
ε (α)lim,d	0,0050		
ε f,d	0,0050		
		Med (KNm)	-45,76

➤ T112_S

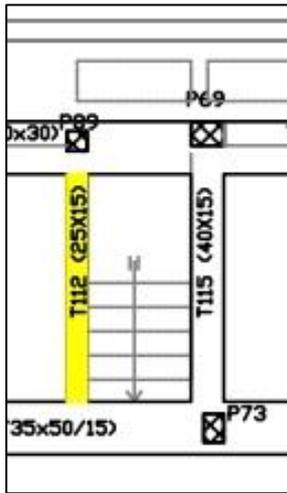


Figura 94 - Posizione trave T112_S

Verifica C.A. S.L.U. - File: T112_S

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	250	150	1	100	30
			2	314	120

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 13,13 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 12,63 kNm

Materiali
FeB44_LC; Ltravi

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,05 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,89 ‰ σ_{c,adm} 8,952
σ_{s,adm} 240 N/mm² τ_{co} 0,5575
τ_{c1} 1,737

σ_c -18,05 N/mm²
σ_s 3,5 ‰
ε_s 9,816 ‰
d 120 mm
x 31,54 x/d 0,2629
δ 0,7686

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Figura 95 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T112_S attraverso software VCASLU (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	250 mm
fctm	1,63 N/mm²	h	150 mm
fcm	21,65 N/mm²	As2 (compres)	100 mm²
FC	1,2	As	414 mm²
fcd	18,05 N/mm²	As1 (tesa)	314 mm²
εcu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	120 mm
fym	453 N/mm²	μs	0,26
fyd	377,50 N/mm²	μf,1	0,120
Es	210000 N/mm²	μf,1-2	0,17
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	11 KNm
Ef	270000 N/mm²	nf	1
ffk	2700 N/mm²	u	0,32
yf	1,1	bf	250 mm
na	0,95	ε0	0,0017
εfd	0,0049	x	37,63 mm
kG	0,037	Mrd	19 KNm
kG,2	0,1	nf corretto	
kq	1,25		
kb	1,00		
yfd	1,20		
fdd,2	1318 N/mm²	Med (KNm)	13,13

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm²	b	250 mm
fcm	21,65 N/mm²	h	150 mm
FC	1,2	hf	254 mm
fcd	18,04 N/mm²	As2 (compres)	100 mm²
εcu	0,0035	As	414 mm²
ACCIAIO		As1 (tesa)	314 mm²
fym	453 N/mm²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm²	d	120 mm
Es	210000 N/mm²		
FRCM		Mo	11 KNm
tf	0,055 mm	nf	3
Ef	220000 N/mm²	u	0,32
σ lim,conv	1214 N/mm²	bf	250 mm
σ uf	2005 N/mm²	ε0	0,0017
na	0,9	εc	0,0016
ym	1,5	x	34,72 mm
σ lim,conv;d	728,4 N/mm²	Mrd	18 KNm
σ uf,d	1203 N/mm²	nf corretto	
ε lim,d	0,0033		
ε uf,d	0,0055	Med (KNm)	13,13
ε (α)lim,d	0,0050		
ε f,d	0,0050		

RINFORZO A TAGLIO - FRP

CLS		nf	1
Rcm	26,09	bf	150 mm
fctm	1,63 N/mm ²	pf	150 mm
fc	21,65 N/mm ²	Lato cls	
FC	1,2	α	90 1,570796
fcd	12,03 N/mm ²	θ	45 0,785398
ACCIAIO		αcw	1
fym	453 N/mm ²	v1	0,5
fyd	328,26 N/mm ²	z	198
Es	210000 N/mm ²	bw	250
FRP		cotθ	1
tf	0,167 mm	Vrd,max	81 KN
Ef	270000 N/mm ²	Lato Acciaio	
ffk	2700 N/mm ²	Asw	100,48
yf	1,1	s	250
na	0,95	z	108
efd	0,0049	fyd	328,26
kG	0,037	Vrsd	14 KN
kG,2	0,1	Lato fibre	
kq	1,25	yrd	1,2
kb	1,00	z	198
yfd	1,20	θ	45 0,785398
fdd,2	1318 N/mm ²	β	45 0,785398
SEZIONE		Γfd	0,183
b	250 mm	fbd	1,47 N/mm ²
h	150 mm	led	110 mm
r curv	20 mm	ffdd	641
b'	110 mm	ffed	487
h'	210 mm	Vrd,f	29 KN
hw	150	Vrd 44 KN	
Asw	100,48 mm ²	vero	
s	250 mm	Ved (KN)	
c	30 mm	-35,85	
d	120 mm		

RINFORZO A TAGLIO - FRCM

CLS		nf	7
fctm	1,63 N/mm ²	bf	200 mm
fc	21,65 N/mm ²	pf	120 mm
FC	1,2	Lato cls	
fcd	12,03 N/mm ²	α	90 1,570796
ACCIAIO		θ	45 0,785398
fym	453 N/mm ²	αcw	1
fyd	328,26 N/mm ²	v1	0,5
Es	210000 N/mm ²	z	198
FRCM		bw	250
tf	0,055 mm	cotθ	1
Ef	220000 N/mm ²	Vrd,max	81 KN
σ lim,conv	1214 N/mm ²	Lato Acciaio	
σ uf	2005 N/mm ²	Asw	100,48
na	0,9	s	250
ym	1,5	z	108
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	fyd	328,26
SEZIONE		Vrsd	14 KN
b	250 mm	Lato fibre	
h	150 mm	yrd	1,5
r curv	20 mm	z	198
b'	110 mm	θ	45 0,785398
h'	210 mm	β	45 0,785398
hw	150	cotθ	1
Asw	100,48 mm ²	cotβ	1
s	250 mm	senβ	0,71
c	30 mm	led	300 mm
d	120 mm	Lmax	153 mm
Ved (KN)		ffed	251 N/mm ²
-35,85		Vrd,f	23 KN
		Vrd 37 KN	
		vero	

➤ T75_S



Titolo : []

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm ²]	d [mm]
1	400	500	1	942	30
			2	1900	470

Sollecitazioni S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{s,Ed} -163,9 kNm
M_{y,Ed} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali FeB44_LC; _travi

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,05 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,89 ‰ σ_{c,adm} 8,952 ‰
σ_{s,adm} 240 N/mm² τ_{co} 0,5575 ‰
τ_{c1} 1,737 ‰

Calcoli: M_{xRd} -159,8 kNm
σ_c -18,05 N/mm²
σ_s 378 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 44,88 ‰
d 470 mm
x 34 x/d 0,07235
δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Figura 96 - Posizione trave T75_S

Figura 97 - Videata calcolo momento resistente e tipologia rottura T75_S attraverso software VECASLU (SENZA RINFORZO)

RINFORZO A FLESSIONE - FRP

CLS		SEZIONE	
Rcm	26,09	b	400 mm
fctm	1,63 N/mm ²	h	500 mm
fcmm	21,65 N/mm ²	As2 (compres)	1900 mm ²
FC	1,2	As	2842 mm ²
fcd	18,05 N/mm ²	As1 (tesa)	942 mm ²
ecu	0,0035	c	30 mm
ACCIAIO		d	470 mm
fym	453 N/mm ²	μs	0,12
fyd	377,50 N/mm ²	μf,1	0,193
Es	210000 N/mm ²	μf,1-2	0,66
FRP		CAMPO 1	
tf	0,167 mm	Mo	107 KNm
Ef	270000 N/mm ²	nf	40
ffk	2700 N/mm ²	u	2,02
yf	1,1	bf	400 mm
na	0,95	ε0	0,0013
efd	0,0049	x	33,80 mm
kG	0,037	Mrd	421 KNm
kG,2	0,1	nf corretto	
kq	1,25		
kb	1,00		
yfd	1,20	Med (KNm)	
fdd,2	208 N/mm ²	-163,91	

RINFORZO A FLESSIONE - FRCM

CLS		SEZIONE	
fctm	1,63 N/mm ²	b	400 mm
fcmm	21,65 N/mm ²	h	500 mm
FC	1,2	hf	504 mm
fcd	18,04 N/mm ²	As2 (compres)	1900 mm ²
ecu	0,0035	As	2842 mm ²
ACCIAIO		As1 (tesa)	314 mm ²
fym	453 N/mm ²	c	30 mm
fyd	377,50 N/mm ²	d	470 mm
Es	210000 N/mm ²		
FRCM		Mo	107 KNm
tf	0,055 mm	nf	23
Ef	220000 N/mm ²	u	2,02
σ lim,conv	1214 N/mm ²	bf	400 mm
σ uf	2005 N/mm ²	ε0	0,0013
na	0,9	εc	0,0004
ym	1,5	x	33,12 mm
σ lim,conv;d	728,4 N/mm ²	Mrd	422 KNm
σ uf,d	1203 N/mm ²	nf corretto	
ε lim,d	0,0033		
ε uf,d	0,0055	Med (KNm)	
ε (α)lim,d	0,0050	-163,91	
ε f,d	0,0050		

4.4.4. Sintesi dei risultati

P43_T	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-255,93 KN	386 KN	Nrd	99,96 KNm	2163 KN	Mrd	246 KNm	544	Mrd	170 KNm	70	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	129,85 KNm	116 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	226 KN	146	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P21_T	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-338,42 KN	488 KN	Nrd	110 KNm	2163 KN	Mrd	246 KNm	394	Mrd	169,21 KNm	54	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	-133,47 KNm	116 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	226 KN	124	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P30_S	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-649,65 KN	756 KN	Nrd	143 KNm	2217 KN	Mrd	257 KNm	193	Mrd	183,95 KNm	29	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	-173,44 KNm	116 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	226 KN	80	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P42_S	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-771,87 KN	877,58 KN	Nrd	148 KNm	2217 KN	Mrd	257 KNm	153	Mrd	184,52 KNm	25	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	-178,43 KNm	116 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	226 KN	74	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P49_T	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-112 KN	212,25 KN	Nrd	46,34 KNm	1803 KN	Mrd	152 KNm	749	Mrd	98,17 KNm	112	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	44,85 KNm	112,91 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	193 KN	228	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P4_S	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-680 KN	785,78 KN	Nrd	144,51 KNm	2217 KN	Mrd	257 KNm	182	Mrd	184,16 KNm	27	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	167,52 KNm	116 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	226 KN	78	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P29_T	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-359,35 KN	464 KN	Nrd	112,42 KNm	2163 KN	Mrd	246 KNm	366	Mrd	169,92 KNm	51	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	-129,65 KNm	116 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	226 KN	119	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27
P69_T_rialz	Solicitazioni			Resistenze pre-intervento			Resistenze post-intervento			FRP (F=0,167)			aumento resistenza [%]		
	Ned	-100 KN	204,93 KN	Nrd	44,92 KNm	1803 KN	Mrd	152 KNm	780	Mrd	97,61 KNm	117	Mrd	15,98 N/mm ²	27
	Med	50,71 KNm	112,82 KN	Mrd	12,61 N/mm ²	246 KNm	Vrd	193 KN	238	fcc	15,98 N/mm ²	20	fcc	15,98 N/mm ²	27

Tabella 19 - Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per il calcolo del rinforzo dei pilastri

	Med	Ved	Sollecitazioni		Resistenze pre-intervento		FRP	tf [mm]	Resistenze post-intervento	aumento resistenza [%]	
T37_S			-134,91 KNm	-103,4 KNm	Mrd	-103,4 KNm	0,501	Mrd	-229 KNm	121	116
			-156,49 KN	-139,72 KN	Vrd	-139,72 KN	0,167	Vrd	-198 KN	42	17
T54_T			135,58 KNm	102,4 KNm	Mrd	102,4 KNm	0,334	Mrd	144 KNm	41	40
			-201,77 KN	-140,11 KN	Vrd	-140,11 KN	0,167	Vrd	-214 KN	53	52
T53_S			-210 KNm	-197,2 KNm	Mrd	-197,2 KNm	0,334	Mrd	-256 KNm	30	29
			161,14 KN	139,7 KN	Vrd	139,7 KN	0,167	Vrd	204 KN	46	21
T77_S			-299,28 KNm	-213,21 KNm	Mrd	-213,21 KNm	0,835	Mrd	-579 KNm	172	169
			-219 KN	-171,49 KN	Vrd	-171,49 KN	0,167	Vrd	-339 KN	98	41
T95_T			-45,76 KNm	-44,55 KNm	Mrd	-44,55 KNm	0,835	Mrd	-120 KNm	169	192
			13,13 KNm	12,63 KNm	Mrd	12,63 KNm	0,167	Mrd	19 KNm	50	43
T75_S			-163,9 KNm	-159,8 KNm	Mrd	-159,8 KNm	6,68	Mrd	-421 KNm	163	164
			-35,85 KN	-35,67 KN	Vrd	-35,67 KN	0,167	Vrd	-44 KN	23	4

Tabella 20 - Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per il calcolo del rinforzo delle travi

5. CONCLUSIONI

L'analisi comparativa delle tecniche di rinforzo ha prodotto i seguenti risultati:

- La resistenza a confinamento dei pilastri offerta dal sistema FRP è superiore rispetto a quella dell'incamiciatura metallica (7% in più):

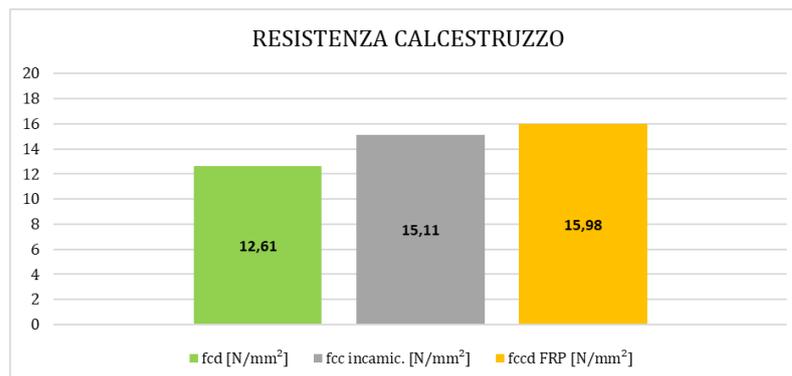


Figura 98 - Confronto tra i valori di resistenza del calcestruzzo confinato

Il momento resistente dell'incamiciatura in acciaio è invece circa maggiore del 45% del momento resistente del sistema fibrorinforzato:

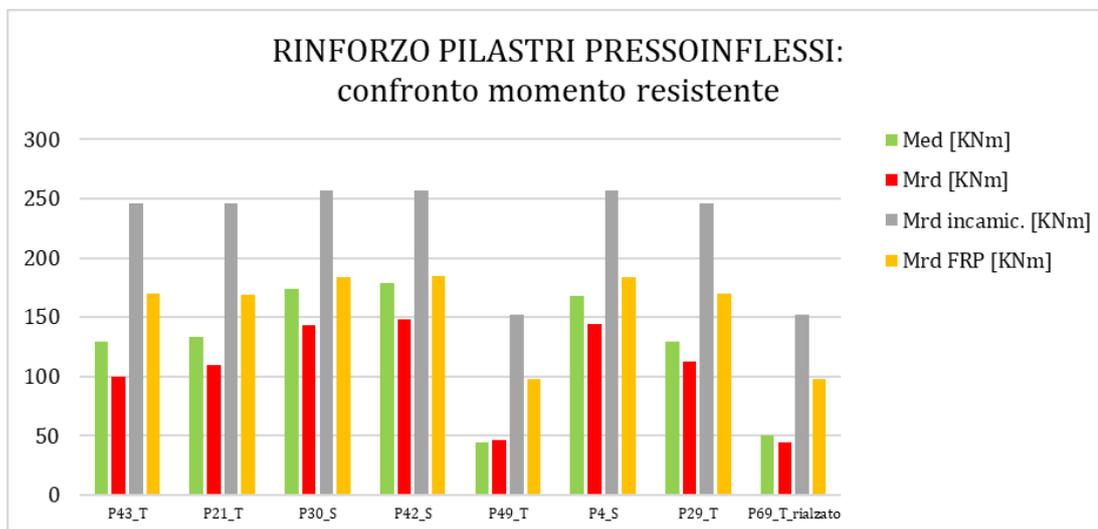


Figura 99 - Confronto dei valori di resistenza offerti dai sistemi di rinforzo nei pilastri

Considerando che, nei casi analizzati dove è possibile disporre il materiale fibrorinforzato è necessaria l'applicazione di un solo strato di rinforzo, si predilige l'utilizzo di questo sistema rispetto all'incamiciatura, in quanto ha un peso nettamente inferiore, non è invasivo, è più economico e i tempi di lavorazione sono ridotti;

- In Tabella 19 e 20 sono evidenziati i valori di resistenza della sezione rinforzata che sono superiori al 50%; non è possibile pertanto rinforzare con l'uso di fibre i seguenti elementi:

P43_T; P49_T; P69_T_rialzato; T37_S; T77_S; T95_T; T75_S

Si nota quindi la forte limitazione dell'utilizzo di questo tipo di rinforzo, che promuove la realizzazione di un consolidamento massiccio.

In particolare, per quanto riguarda gli *elementi trave*, si riscontra il superamento del 50% della capacità dell'elemento non rinforzato nei casi in cui le fibre andrebbero applicate dove si ha un ridotto quantitativo di armatura tesa rispetto al quantitativo di armatura compressa ($As_1 < As_2$), dove per abbassare ulteriormente l'asse neutro andrebbero applicati numerosi strati di fibrorinforzati, eccedendo però la percentuale di incremento della resistenza; lavorano invece in maniera ottimale nelle sezioni dove $As_1 > As_2$, ovvero dove il quantitativo di armatura compressa è inferiore a quello di armatura tesa.

Riguardo i *pilastri*, risultano scartati 3 elementi poichè le caratteristiche di resistenza delle fibre sono elevate rispetto alla resistenza stessa del pilastro (circa 50 N/mm² negli elementi scartati); basterebbe utilizzare prodotti con moduli elastici inferiori per rientrare all'interno del range di rinforzo;

- Comparando invece i valori delle resistenze a flessione offerte dai sistemi FRP e FRCM, si riscontrano valori pressochè simili per entrambi i sistemi di rinforzo; questo risultato era da attendersi, essendo stati utilizzati rinforzi con simile modulo elastico.

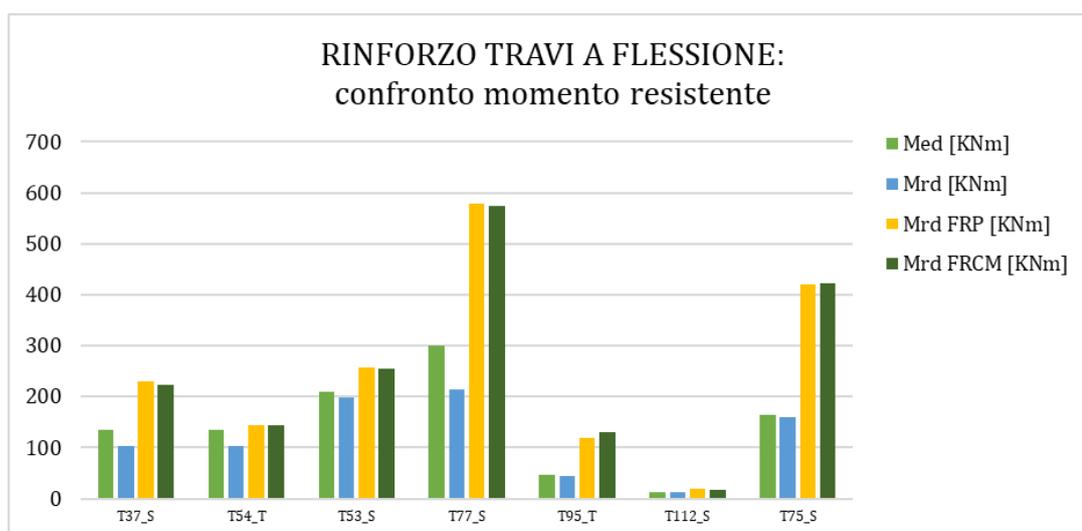


Figura 100 - Grafico confronto dei valori di resistenza a flessione offerti dai sistemi di rinforzo

Considerando invece il rinforzo a taglio, il composito FRP risulta più prestazionale di quello FRCM, circa il 20% in più (esito prevedibile da §4.4.2.2.):

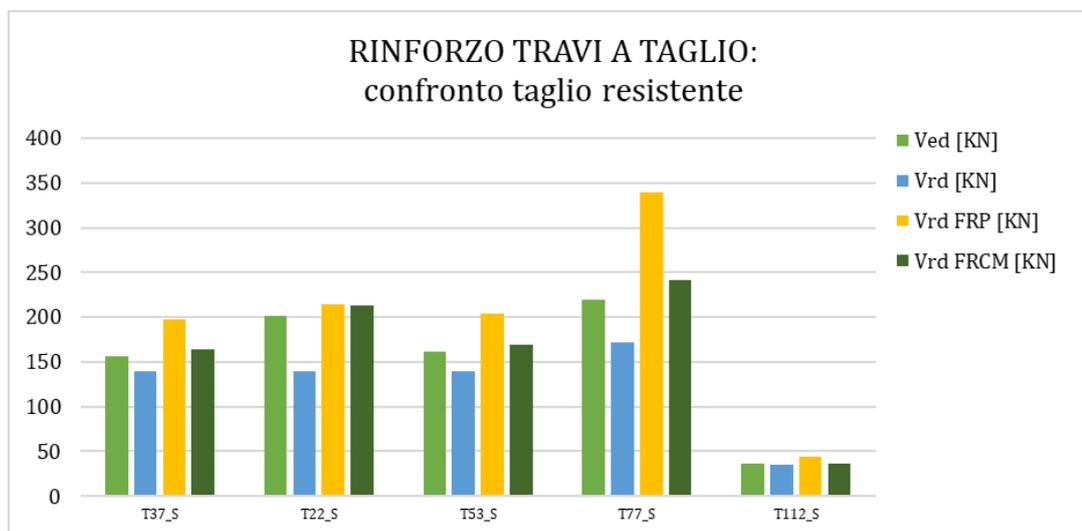


Figura 101 - Grafico confronto dei valori di resistenza a taglio offerti dai sistemi di rinforzo

- Sia per rinforzo con FRCM sia per quello con FRP, la crisi viene raggiunta lato fibra e non calcestruzzo; i risultati ottenuti riflettono un corretto utilizzo del rinforzo, che non grava sulla resistenza del calcestruzzo;
- La necessità di garantire prestazioni durevoli e le condizioni ambientali favoriscono l'uso dei sistemi FRCM rispetto agli FRP; da non sottovalutare la resistenza al fuoco, in quanto gli edifici scolastici devono garantire una resistenza al fuoco di almeno R60 (da DM 26 agosto 1992 "Norme di prevenzione incendi per l'edilizia scolastica").

Di seguito è riportata una tabella riepilogativa dei costi dei singoli interventi, facendo riferimento al Prezzario per le opere e i lavori pubblici della Regione Piemonte – edizione 2019 – approvato con D.G.R n.20-8547 del 15/03/2019 (il prezzario regionale fornisce un prezzo al m²; i costi di seguito ripostati sono stati moltiplicati per una superficie media degli elementi reali della struttura in esame).

CONSOLIDAMENTO STATICO		
Consolidamento pilastri (incamiciatura metallica)	(4500 €/cad)	(costo medio incamiciatura metallica)
Consolidamento pilastri (FRP)	(2000 €/cad)	(costo medio placcaggio FRP)
Consolidamento travi (FRCM)	(630 €/cad)	(costo medio placcaggio FRCM parziale riferito ad 1 strato di tessuto)
Consolidamento travi (FRP)	(1200 €/cad)	(costo medio placcaggio FRP parziale riferito ad 1 strato di tessuto)

Il divario tra i costi degli interventi è ben evidente:

- il prezzo dell'incamiciatura è nettamente superiore quello di 1 strato di sistema FRP;
- il prezzo del sistema FRCM è inferiore rispetto a quello del sistema FRP, ma essendo necessaria l'applicazione di molti più strati di FRCM rispetto al FRP nel caso della nostra struttura, la situazione si ribalterebbe, e sarebbe quindi più economico utilizzare un composito a matrice organica.

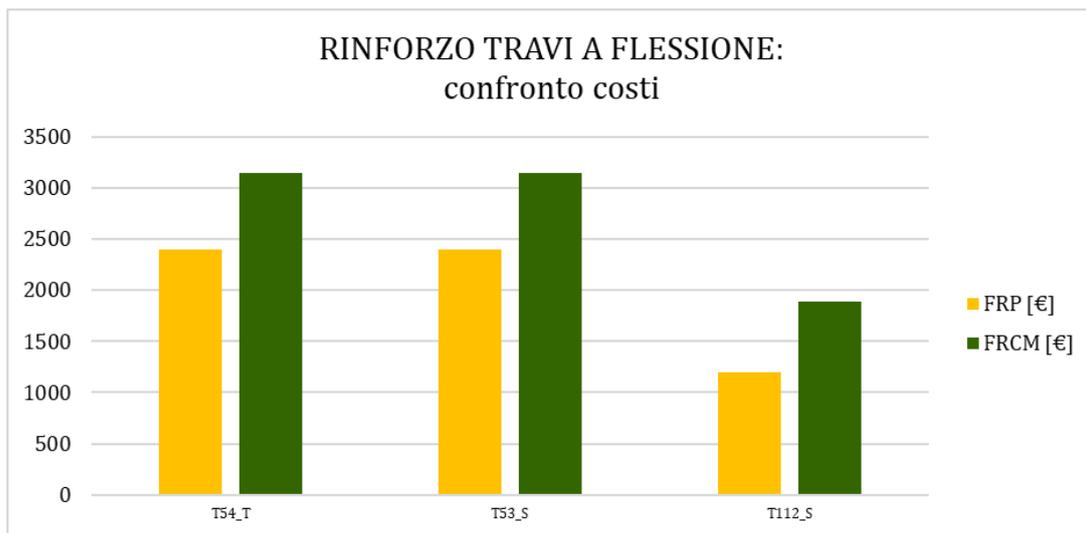


Figura 102 - Confronto costi dei rinforzi a flessione (SONO STATI ESCLUSI GLI ELEMENTI DOVE NON POSSONO ESSERE APPLICATE LE FIBRE)

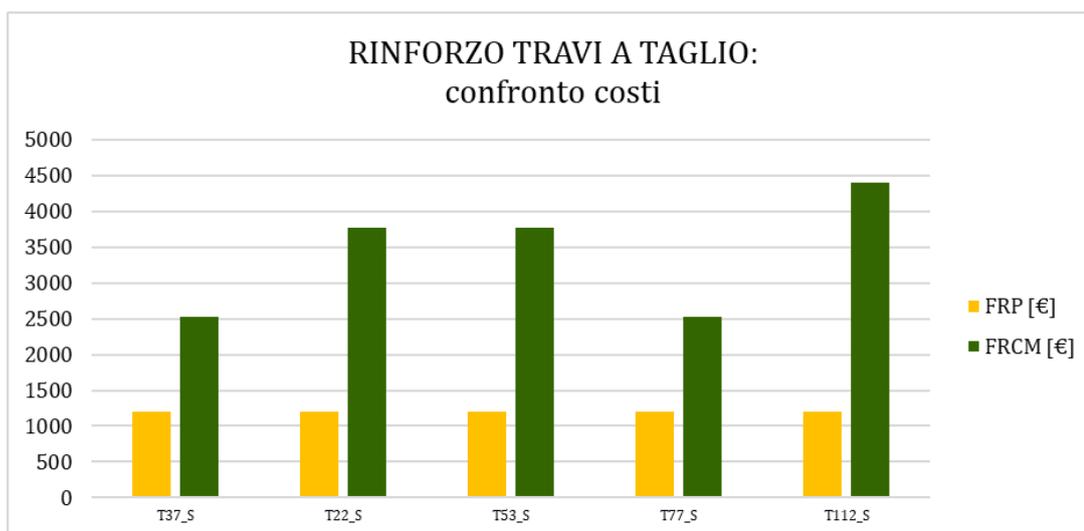


Figura 103 - Confronto costi dei rinforzi a taglio

Per concludere si vuole fare una considerazione sul lavoro svolto: da Normativa per gli edifici scolastici è obbligatoria l'analisi di vulnerabilità sismica; questo caso di studio mostra come in realtà l'aspetto sismico passi in secondo piano rispetto all'aspetto statico.

L'obbligatorietà di questo tipo di analisi quindi consente da un lato di mettere a norma le strutture scolastiche sotto l'azione sismica e dall'altro mette in luce le carenze dal punto di vista statico di progetti datati e eseguiti secondo prescrizioni ormai superate.

Infine, in ambito di consolidamento, la possibilità di selezionare il tipo di fibra, la tessitura dei fogli, la loro grammatura e il numero di strati di compositi fibrorinforzati da applicare offre al progettista una grande flessibilità nella scelta di schemi di rinforzo degli elementi strutturali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.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”
- [2] Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3362 del 2004
- [3] Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3376 del 2004
- [4] Regione Piemonte D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 “Approvazione delle procedure di controllo di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese”
- [5] Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656
- [6] Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084 “Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese”
- [7] D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- [8] Circolare C.S.L.P. n. 7 del 21/1/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”
- [9] Norma UNI EN 12504-1:2009 “Prove sul calcestruzzo nelle strutture”
- [10] Norma UNI EN 12390-3:2009 “Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei provini”
- [11] CSLP2017 “Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera”
- [12] UNI EN ISO 6892-1:2009 “Materiali metallici – prova di trazione”
- [13] 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”
- [14] CNR-DT 215/2018 “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l’utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica”
- [15] Prezzario per le opere e i lavori pubblici della Regione Piemonte – edizione 2019 – approvato con D.G.R n.20-8547 del 15/03/2019

- [16] "Behavior of RC beams strengthened in shear with FRP and FRCM composites" J.H. Gonzalez-Libreros, L.H. Sneed, T. D'Antino, C. Pellegrino (28 July 2017)
- [17] "Bond between FRP composites and concrete: Assessment of design procedures and analytical models" Tommaso D'Antino, Carlo Pellegrino (26 December 2014)
- [18] "Experimental analysis on bond between PBO-FRCM strengthening materials and concrete" Angelo D'Ambrisi, Luciano Feo, Francesco Focacci (21 March 2012)

BIBLIOGRAFIA IN RETE

- [1]https://www.cittadinanzattiva.it/files/primo_piano/scuola/rapporto-scuola-xvi/ABSTRACT_XVIRapportoscuola_2018_def.pdf
- [2] <http://gies.indire.it/>
- [3]<https://www.ilfattoquotidiano.it/in-edicola/articoli/2018/09/12/scuole-insicure-entro-il-20-tutti-in-classe-meta-istituti-non-e-a-norma/4619475/>
- [4] http://www.istruzione.it/edilizia_scolastica/index.shtml
- [5]<https://www.teknoring.com/news/ingegneria-sismica/verifica-tecnica-di-vulnerabilita-sismica-e-scuole-facciamo-il-punto/>