

COMUNE DI ANCONA



*Committente:
Comune di Ancona*

**LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA
PRIMARIA DI VIA PIETRALACROCE IN ANCONA
- PROGETTO ESECUTIVO -**

R.U.P. ING. MAURIZIO RONCONI

PROGETTISTI

**Progetto architettonico e
strutture:**

Ing. Mascia Malizia

Via Pelliccia n.13
60129 Ancona (AN)
tel: 071/9940035
mail: mascia.malizia@gmail.com

PROGETTO STRUTTURALE

TITOLO:

**RELAZIONE DI CALCOLO E SULLE
FONDAZIONI**

TAV N°:

RS01

SCALA:

0	DICEMBRE 2019				
REVISIONE	DATA		DISEGNATO	CONTROL.	APPROV.

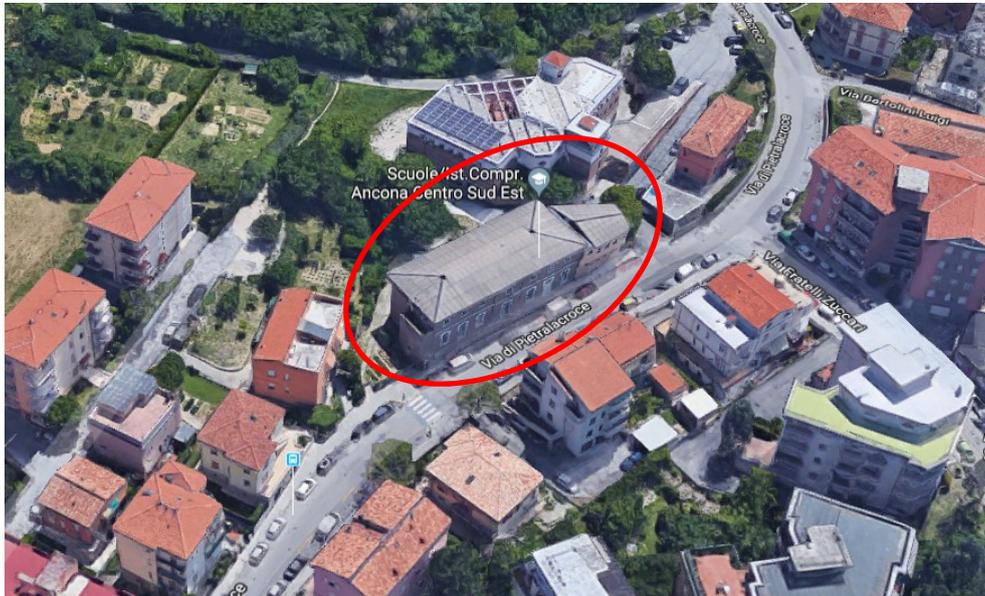
INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	TIPOLOGIE DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	4
4	STATO DI FATTO	5
4.1	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO	5
4.2	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	6
4.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IN OPERA.....	7
4.3.1	<i>Calcestruzzo</i>	7
4.3.2	<i>Acciaio per armature</i>	8
4.4	TERRENO DI FONDAZIONE	8
4.4.1	<i>Inquadramento geologico ed idrogeologico</i>	8
4.4.2	<i>Caratterizzazione meccanica</i>	9
4.4.3	<i>Classificazione sismica del sito</i>	9
4.1	ANALISI DEI CARICHI	10
4.1.1	<i>Carichi permanenti</i>	10
4.1.2	<i>Determinazione del carico da neve</i>	11
4.1.3	<i>Azione sismica</i>	11
4.1.4	<i>Combinazioni di carico</i>	13
4.2	MODELLO DI CALCOLO	14
4.3	SINTESI DEI RISULTATI DI VULNERABILITA' SISMICA	15
5	STATO DI PROGETTO	17
5.1	DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI	17
5.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
5.2.1	<i>Calcestruzzo per strutture</i>	19
5.2.2	<i>Acciaio per c.a.</i>	19
5.2.3	<i>Acciaio da carpenteria</i>	19
5.2.4	<i>CFRP</i>	20
5.2.5	<i>BFRP</i>	22
5.2.6	<i>Intonaco strutturale</i>	22
5.3	ANALISI DEI CARICHI	22
5.4	MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI ANALISI.....	23
5.5	VERIFICA DEI NODI.....	24
5.5.1	<i>Tipo A: Confinamento dei nodi con tessuto uniassiale in CFRP</i>	25
5.5.1	<i>Tipo B: Rinforzo dei nodi con tessuto quadriassiale in CFRP</i>	28
5.5.1	<i>Tipo C: Rinforzo dei nodi con barre in CFRP</i>	30

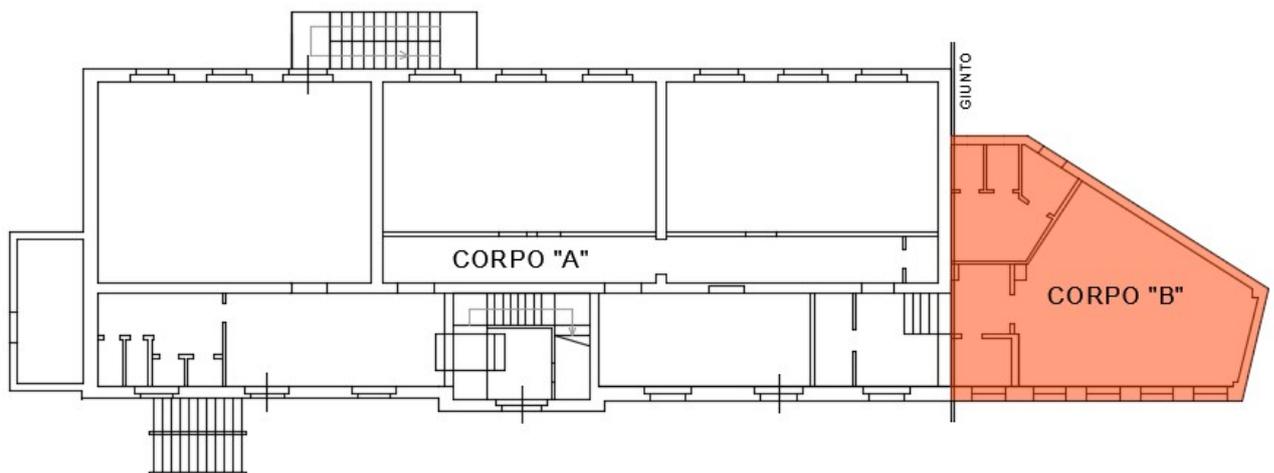
5.5.1	<i>Tipo E/F: Realizzazione delle condizioni di "nodo confinato".....</i>	<i>31</i>
5.5.2	<i>Tipo F: Rinforzo dei nodi con barre filettate in acciaio a serraggio controllato.....</i>	<i>32</i>
5.6	VERIFICA A TAGLIO.....	34
5.6.1	<i>Prima Elevazione.....</i>	<i>36</i>
5.6.1	<i>Seconda Elevazione.....</i>	<i>37</i>
5.6.2	<i>Risultati delle verifiche.....</i>	<i>38</i>
5.7	FONDAZIONI ESISTENTI.....	40
6	CONCLUSIONI.....	41

1 PREMESSA

La seguente relazione ha lo scopo di illustrare l'analisi, il calcolo e la verifica della struttura denominata "Corpo B" della Scuola Primaria sita in Via di Pietralacrose nel Comune di Ancona in seguito all'incarico conferito dal Comune di Ancona.



Localizzazione della Scuola "Pietralacrose", stralcio di mappa 3D.



Individuazione del corpo di fabbrica oggetto dell'intervento

Dopo una sintetica descrizione della struttura e dei risultati emersi dal precedente studio di vulnerabilità sismica si espongono gli interventi necessari al superamento delle criticità emerse in fase di analisi e le relative verifiche.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018**

(Suppl. Ord alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni”.

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**

(Suppl. Ord. alla G.U. n. 35 dell’11 febbraio 2019 – Serie generale) – “Istruzioni per l’applicazione dell’<Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

- **CNR-DT 200 R1/2013**

“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”.

- **CNR-DT 200 205/2007**

“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)”.

3 TIPOLOGIE DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle strutture (valutazione dello stato di fatto e di progetto) è effettuato utilizzando le norme classiche della Scienza delle Costruzioni e le attuali normative tecniche con il metodo degli stati limite.

Per la determinazione delle sollecitazioni e le relative verifiche della struttura è si utilizza il programma

MasterSap Versione 2019 di AMV s.r.l. di cui si allega il documento di validazione (Allegato 1).

Nome del Software	AMV, MasterSap 2019
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	AMV S.r.l. Via San Lorenzo, 106 – 34077 – Ronchi dei Legionari (GO) Tel: +39 0481 779 903 r.a.

La verifica è stata condotta agli SLU (statici e sismici) per controlli di resistenza (trazione, compressione, flessione e taglio).

Lo stato limite nei confronti del quale si esegue la verifica è quello dello **SLV (Salvaguardia della Vita)**, per il quale si richiede che il fabbricato abbia caratteristiche di resistenza e deformabilità tali per cui, se sottoposto all’azione sismica afferente lo stato limite indagato esso, pur danneggiandosi, rimanga sufficientemente lontano da situazioni di collasso ed abbia ancora delle residue resistenze alle azioni orizzontali.

In accordo con la normativa tecnica vigente D.M.17/01/2018, l'edificio esistente è indagato, dal punto di vista delle azioni sismiche, attraverso:

- la valutazione del comportamento dinamico della struttura attraverso lo studio dei modi propri di vibrare: ANALISI MODALE;
- la valutazione della sicurezza complessiva con modellazione dell'intero manufatto: ANALISI NON-LINEARE STATICA (pushover);

Dalle analisi condotte allo SLV si determinano i livelli di sicurezza della struttura.

4 STATO DI FATTO

4.1 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

Il "Corpo B" viene progettato nel 1976 dall'Ing. Alberto Podesti come ampliamento della struttura esistente (indicata come "Corpo A") e separata dalla stessa per mezzo di un giunto sismico di idonee dimensioni.

Tale ampliamento di forma trapezoidale è iscrivibile in un rettangolo di dimensioni 8,70 x 8,30 m e si sviluppa su due piani fuori terra ed un piano copertura a falde inclinate che ricopre circa i $\frac{3}{4}$ dello sviluppo in pianta.

La struttura portante è a telai in cemento armato con pilastri 40x40 cm e travi 40x40 cm nelle maglie di telai in prossimità del "Corpo A" caratterizzate da luci ridotte e 50x70 cm nei telai in direzione opposta.

I solai di piano e sottotetto sono del tipo laterocementizio di spessore 16+4 cm. La copertura a falde inclinate è realizzata con un solaio laterocementizio di spessore 12+4 cm rivestito con lastre ondulate di cemento amianto delimitato da cordoli di dimensioni 40x20 cm e sostenuta da muri di spina.

Le tamponature esterne sono costituite da muratura a cassetta in blocchetti doppio UNI esternamente, intercapedine di materiale termoisolante e foratoni internamente.

Le fondazioni sono di tipo superficiale con plinti e cordoli di collegamento.



Foto esterne "Corpo B"

4.2 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

La valutazione della sicurezza si articola nelle seguenti fasi:

- Analisi storico-critica, ovvero la ricostruzione del processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che l'hanno interessato;
- Rilievo geometrico-strutturale riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi, la presenza dei dissesti, in atto o stabilizzati, con particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali basandosi sulla documentazione già disponibile, sulle verifiche visive in-situ e sulle indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura;
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza individuati sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive.

Per quanto riguarda le strutture in c.a. la relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella tabella che segue (Tab. C8.5.IV, Circolare esplicativa 21/01/2019 n. 7):

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

4.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IN OPERA

4.3.1 Calcestruzzo

Le prove a schiacciamento eseguite sui provini di cls hanno fornito i seguenti valori della resistenza cubica a compressione, R_{cm} :

Sigla Campione	Struttura interessata dal prelievo	Valore R_{cm} [MPa]
C1	Piano Terra Pilastro 1	37,80
C2	Piano Primo Pilastro 8	12,30

Considerando che la resistenza del calcestruzzo in opera ($R_{c, is}$) è generalmente inferiore alla resistenza dei provini maturati in condizioni di laboratorio (R_c), è accettabile assumere che la resistenza strutturale sia comunque non inferiore a 0,85 volte la resistenza del calcestruzzo messo in opera, e pertanto:

$$R_c = \frac{R_{c, is}}{0,85}$$

Il modulo di elasticità E è determinato con il valore della resistenza cilindrica non abbattuta del coefficiente FC e ridotto del 50% per tener conto della fessurazione:

$$E = 22000[(f_c)/10]^{0,3}$$

$$E_{ridotto} = 0,50 \cdot E$$

Vista la differenza tra i due valori ottenuti dalle prove non si considera cautelativo assumere il valore medio delle prove per tutti gli elementi strutturali; si effettuerà quindi una distinzione tra i getti della struttura, in particolare si analizzeranno due modelli di calcolo in cui si assegneranno le seguenti proprietà dei materiali:

- **Modello 1**

Getto	Elementi	R_c	$E_{ridotto}$
1	Pilastrini 1°Elevazione e Travi Piano Primo	$R_{c, Max} = 44,50$ MPa	16274,25 MPa
2	Pilastrini 2°Elevazione e Travi Piano Sottotetto e Copertura	$R_{c, Min} = 14,47$ MPa	11618,40 MPa

- **Modello 2**

Getto	Elementi	R_c	$E_{ridotto}$
1	Pilastrini 1°Elevazione e Travi Piano Primo	$R_{c, Med} = 29,50$ MPa	14385,65 MPa
2	Pilastrini 2°Elevazione e Travi Piano Sottotetto e Copertura	$R_{c, Min} = 14,47$ MPa	11618,40 MPa

4.3.2 Acciaio per armature

Le prove a trazione eseguite sui campioni estratti hanno fornito i seguenti valori delle resistenze a snervamento (f_y) e ultima (f_t):

Sigla Campione	Struttura interessata dal prelievo	Valore f_y [MPa]	Valore f_t [MPa]
C1	Piano Terra Pilastro 2	507,44	722,12
C2	Piano Primo Trave 8-9	544,31	697,71

Si assumono i valori medi delle resistenze dei 2 campioni estratti:

$$f_y = 525,88 \text{ MPa}$$

$$f_u = 709,92 \text{ MPa}$$

4.4 TERRENO DI FONDAZIONE

Dalla relazione geologica e di classificazione sismica, redatta dal Dott. Geologo Stefano Giuliani, sono state ricavate le informazioni ed i parametri geologici/geotecnici riguardanti l'area di interesse. Lo studio è stato condotto al fine di fornire indicazioni sulle caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione relativo l'area limitrofa all'edificio in oggetto.

4.4.1 Inquadramento geologico ed idrogeologico

L'area oggetto di indagine fa parte dei terreni di origine Miocenica tipici delle strutture collinari dell'anconetano, del bacino periadriatico nella fascia limitrofa al litorale adriatico.

Il sito è posto in zona urbana edificata nel territorio comunale di Ancona in Loc. Pietralacroce nei pressi della Frazione suddetta su di un lotto posizionato in un margine di cresta geomorfologica che aggetta rapidamente verso la costa adriatica in un tipico versante acclive terminante in una falesia, a quota topografica media di circa 176 m s.l.m.; il lotto a pendenza molto bassa in prossimità dell'opera studiata evolve rapidamente in un pendio ripido in direzione Nord-Est ad acclività media sino al livello della costa di circa 18,5°.

Geologicamente la zona è caratterizzata prevalentemente da un tipico deposito pelitico e pelitico sabbioso Miocenico e localmente calcareo marnoso di origine marina, con livelli alterati e decompressi variamente fratturati.

La zona relativa all'opera risulta attualmente in situazione geomorfologica sufficientemente stabile dal punto di vista degli sforzi gravitativi.

L'opera in esame non presenta attualmente dissesti statici significativi, il contorno prossimo all'edificio con presenta segnali di problematiche franose in atto che modificano l'attuale situazione di stabilità.

4.4.2 Caratterizzazione meccanica

Sulla base delle conoscenze di zona (per altri lavori eseguiti in precedenza) e dei dati acquisiti a seguito delle indagini effettuate si è potuta riconoscere e ricostruire la sequenza stratigrafica:

Interpretazione Stratigrafica



Profondità z(-):

- da 0 a circa 0,6÷0,7 m: **Terreno vegetale – riporti antropici**
livello di terreno vegetale limoso argilloso;
- da 0,6÷0,7 m a circa 6,5÷9,0 m: **Substrato marino Miocenico (Messiniano) – Formazione a Colombacci (Argille marnose con sabbie – Facies fratturata-alterata – Facies poco alterata e compatta argillosa marnosa con intercalari calcarenitici)**

Massa di caratteristiche geotecniche e consistenza media-buona per la fascia alterata/fratturata e buona/ottima per i livelli profondi della fascia poco alterata e compatta del substrato, con scarsa compressibilità e buona possibilità di intestazione fondale, trattandosi prevalentemente di argille marnose grigio-azzurre sovraconsolidate con intercalari calcarenitici:

- da 0,6 a 3,2 m: Argilla sovraconsolidata fessurata;
- da 3,2 a 3,8 m: Calcare marnoso;
- da 3,8 a 6,4 m: Argilla sovraconsolidata fessurata;
- da 6,4 a 7,2 m: Argilla marnosa;
- da 7,2 a 7,6 m: Calcare marnoso;
- da 7,6 a 8,0 m: Argilla marnosa.

4.4.3 Classificazione sismica del sito

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del terreno di fondazione l'indagine sismica MASW eseguita in sito ha permesso di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30m restituendo il range di valori $V_{s30}(1,50 \div 31,50) = 381 \div 388 \text{ m/s}$. In base a tali risultati, e sulla base del D.M.17/01/2018 si classifica il terreno di fondazione in esame come appartenente alla **categoria B**, corrispondente a "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

In considerazione della pendenza del versante su cui insiste la struttura si è assunta la categoria topografica **T2** corrispondente a pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

La verifica della potenziale perdita di resistenza al taglio (liquefazione) del terreno in condizioni sismiche è stata omessa in quanto il terreno di fondazione ha composizione e caratteristiche geotecniche che consentono di escludere tale eventualità.

4.1 ANALISI DEI CARICHI

4.1.1 Carichi permanenti

Solaio di piano		
PESO PROPRIO G_1	Solaio in latero cemento (16+4, i=50 cm)	250 kg/m ²
PERMANENTE $G_2=156$ kg/m ²	Intonaco (1 cm)	20 kg/m ²
	Massetto (6,5 cm)	130 kg/m ²
	Pavimentazione linoleum (0,5 cm)	6 kg/m ²
ACCIDENTALE Q_k	Cat. C1 - Ambienti suscettibili di affollamento	300 kg/m ²
		706 kg/m²

Solaio di sottotetto		
PESO PROPRIO G_1	Solaio in latero cemento (16+4, i=50 cm)	250 kg/m ²
PERMANENTE G_2^*	Intonaco (1 cm)	20 kg/m ²
ACCIDENTALE Q_k	Cat. H – Coperture	50 kg/m ²
		320 kg/m²

*: ai solai di estremità si inserisce il peso dei muricci a sostegno della copertura stimato pari a 250 kg/m².

Solaio copertura		
PESO PROPRIO G_1	Solaio in latero cemento (12+4, i=50 cm)	230 kg/m ²
PERMANENTE G_2	Manto di copertura in lastre di cemento eternit	17 kg/m ²
NEVE Q_k	Neve	120 kg/m ²
ACCIDENTALE Q_k	Cat. H – Coperture	50 kg/m ²
		417 kg/m²

Cornicione		
PESO PROPRIO G_1		240 kg/m ²
PERMANENTE G_2 (lastra eternit)		14 kg/m ²
NEVE Q_k		120 kg/m ²
		374 kg/m²

Tamponatura esterna, $h_{med}=3,20$ m	
Intonaco interno (1,5 cm)	30 kg/m ² x 3,20 m = 96 kg/m
Muratura blocchetti doppio UNI sp.= 12 cm	144 kg/m ² x 3,20 m = 461 kg/m
Intercapedine sp.= 5 cm	1,5 kg/m ² x 3,20 m = 4,8 kg/m
Muratura in foratoni sp.=13 cm	88 kg/m ² x 3,20 m = 282 kg/m
Intonaco esterno (1,5 cm)	30 kg/m ² x 3,20 m = 96 kg/m
	940 kg/m
Parte frontale al netto delle aperture	560 kg/m

4.1.2 Determinazione del carico da neve

Il valore caratteristico della neve al suolo viene determinato in funzione dell'altezza s.l.m. del sito nel comune di Ancona, che risulta essere 13 m s.l.m.

Poiché Ancona è collocata in Zona I – Mediterranea, si ottiene:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/mq} & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq} & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Presi unitari il coefficiente termico e di esposizione, il coefficiente di forma è pari a 0,8 in quanto l'inclinazione $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$, per cui il carico di neve definitivo è pari a $0,8 \times 150 = 120 \text{ Kg/m}^2$.

4.1.3 Azione sismica

Ai fini della valutazione delle **azioni sismiche** è necessario definire, preliminarmente, alcuni parametri caratteristici dell'opera e del sito considerati:

- vita nominale (V_N);
- classe d'uso e relativo coefficiente d'uso (C_U);
- periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R);
- categoria di sottosuolo (S);
- condizioni topografiche (T).

La vita nominale da considerare è pari a:

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

Per classe d'uso si assume la **Classe III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi); per cui il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1,5$$

Ottenendo un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

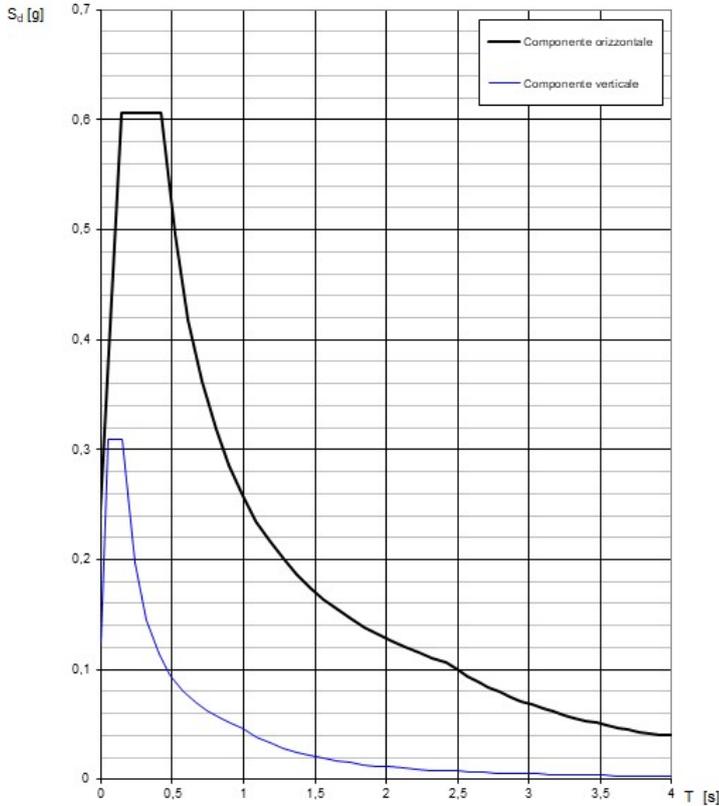
$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

Con riferimento alle categorie di sottosuolo **B** e topografica **T2** si possono definire gli **Spettri di risposta elastici** per i diversi stati limite considerati, dipendenti dalle caratteristiche del sito, dal periodo di ritorno del sisma (T_R), dal periodo di riferimento (V_R), e dalla probabilità di superamento dello stato limite considerato (P_{VR}).

La valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti può essere eseguita con riferimento ad uno solo degli SLU e, nel caso in esame, è stato considerato quello di salvaguardia della vita umana (SLV) in seguito riportato.

Spettro elastico per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV

Questo spettro è stato inserito per poter condurre le verifiche allo SLV anche in campo non lineare (pushover).



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,205 g
F_{o_x}	2,475
T_C	0,302 s
S_S	1,197
C_C	1,397
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,197
η	1,000
T_B	0,141 s
T_C	0,423 s
T_D	2,419 s

	$T[s]$	$Se[g]$		$T[s]$	$Se[g]$		$T[s]$	$Se[g]$		$T[s]$	$Se[g]$
	0,000	0,245		1,563	0,164		2,795	0,079		3,849	0,042
T_B	0,141	0,607		1,658	0,155		2,870	0,075		3,925	0,041
T_C	0,423	0,607		1,753	0,146		2,946	0,071		4,000	0,041
	0,518	0,495		1,848	0,139		3,021	0,068			
	0,613	0,418		1,943	0,132		3,096	0,065			
	0,708	0,362		2,038	0,126		3,172	0,062			
	0,803	0,319		2,134	0,120		3,247	0,059			
	0,898	0,285		2,229	0,115		3,322	0,056			
	0,993	0,258		2,324	0,110		3,398	0,054			
	1,088	0,236	T_D	2,419	0,106		3,473	0,051			
	1,183	0,217		2,494	0,100		3,548	0,049			
	1,278	0,201		2,569	0,094		3,623	0,047			
	1,373	0,187		2,645	0,089		3,699	0,045			
	1,468	0,175		2,720	0,084		3,774	0,044			

Spettro elastico e parametri sismici allo SLV

4.1.4 Combinazioni di carico

In accordo con il cap. 2.5 e 2.6 del D.M. 17/01/2018, l'analisi della struttura è eseguita prendendo in considerazione le combinazioni di tipo statico e di tipo sismico:

$$\text{Statica (SLU)} \rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Comb. STR		Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
Peso proprio	G ₁	1,30	1,30	1,30
Peso proprio portato	G ₂	1,50	1,50	1,50
Acc.C	Q ₁	1,50	0,70	0,70
Acc.Neve	Q ₂	0,50	1,50	0,50
Acc. Cat. H	Q ₃	0,00	0,00	1,50

$$\text{Sismica} \rightarrow G_1 + G_2 + P + E + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Comb. Sismica		
Peso proprio	G ₁	1,00
Peso proprio portato	G ₂	1,00
Acc. Cat. A	Q ₁	0,30
Acc. Neve	Q ₂	-
Acc. Cat. H	Q ₁	-

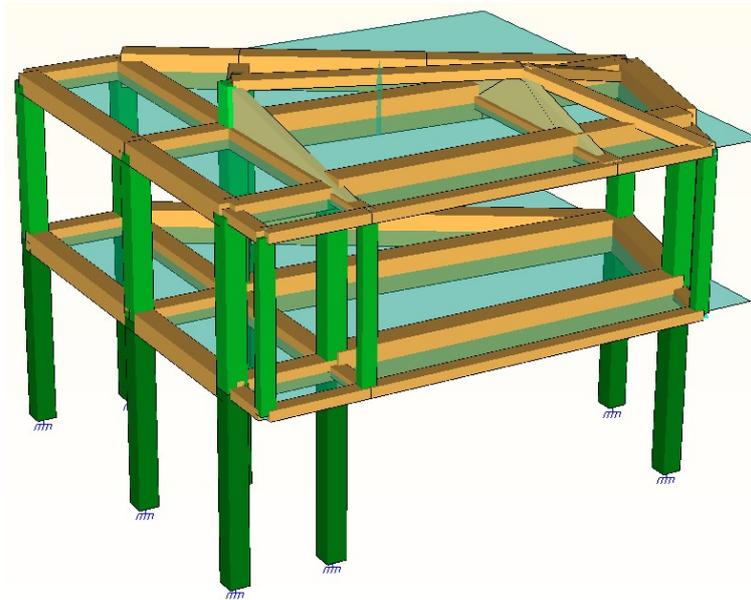
4.2 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale dell'edificio è stata eseguita su un modello di calcolo a elementi finiti, che schematizza l'intera struttura di elevazione con elementi frame per le travi ed i pilastri.

Il modello riproduce in maniera accurata le distribuzioni di massa e rigidità strutturale effettiva, senza considerare rigidità aggiuntive costituite da elementi non strutturali.

I carichi vengono assegnati alle aree di solaio degli impalcati ad eccezione delle tamponature esterne assegnate alle travi perimetrali. I solai in latero-cemento sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

Nel seguito è riportato lo schema grafico del modello.



Modello 3D con MasterSap

Il punto di controllo dell'analisi non lineare statica o Pushover è fissato in corrispondenza del baricentro delle masse del piano di sottotetto.

Poiché allo stato di fatto non risultano problemi di cedimenti fondali si può ritenere che il sistema fondale sia efficiente e stabile e per tale motivo alla base di ogni elemento strutturale sono stati inseriti degli incastri.

La determinazione delle masse sismiche di piano viene effettuata dai software di calcolo in base ai carichi assegnati e ai pesi propri dei singoli elementi della struttura secondo la relazione seguente:

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

Il livello di approfondimento delle indagini sulle strutture, la presenza di elaborati progettuali originari e di una relazione geologico-tecnica, hanno permesso il raggiungimento del livello di conoscenza **LC2**.

4.3 SINTESI DEI RISULTATI DI VULNERABILITA' SISMICA

Complessivamente, alla luce dei rilievi e delle indagini, la struttura in oggetto presenta sinteticamente le seguenti caratteristiche:

1. Forma irregolare in pianta e in altezza;
2. Concezione strutturale basata su normative non sismiche (struttura a travi forti e pilastri deboli);
3. Struttura caratterizzata dalla presenza di due distinti getti di calcestruzzo con caratteristiche meccaniche differenti;
4. Presenza di travi a sbalzo e pilastri in falso.

Per quanto riguarda le verifiche condotte, nella precedente relazione di vulnerabilità sismica, sulla struttura nello stato di fatto sono emersi i seguenti risultati:

1. La struttura possiede buone risorse di duttilità, fornendo valori del livello di sicurezza globale superiore all'unità;
2. La progettazione errata e contraria ai principi di gerarchia delle resistenze dei nodi trave-pilastro comporta l'attivarsi di meccanismi di rottura fragile dei nodi stessi che impediscono lo svilupparsi della duttilità della struttura riducendone notevolmente il livello di sicurezza.

L'indice di sicurezza sismica ottenuto per i due modelli analizzati risulta:

Modello 1		Modello 2	
Tipo di elemento e/o meccanismo	ζ_E	Tipo di elemento e/o meccanismo	ζ_E
Analisi Globale	1,314	Analisi Globale	1,308
Nodi	0,208	Nodi	0,208
min	0,208	min	0,208

Il valore del Livello di sicurezza ζ_E della struttura nello Stato di Fatto risulta pari a **0,208.**

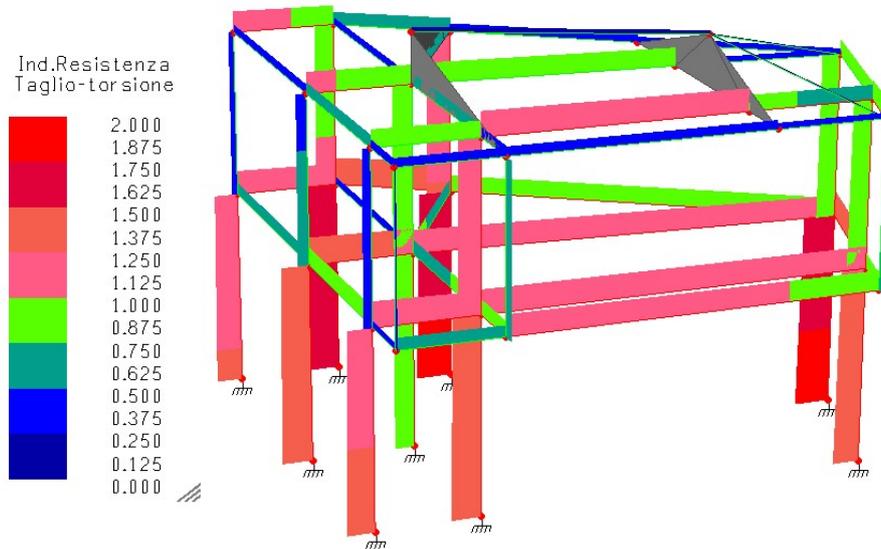
In accordo con quanto specificato al C8.7.2.3.5 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 in materia di edifici esistenti, si effettuano le stesse verifiche condotte nella precedente relazione di vulnerabilità sismica considerando, tra i meccanismi di rottura fragile, la riduzione di resistenza a taglio di travi e pilastri in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato.

La resistenza a taglio V_R in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base di tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale N , al calcestruzzo e all'acciaio, nonché all'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità $\mu_{\Delta,pl}$.

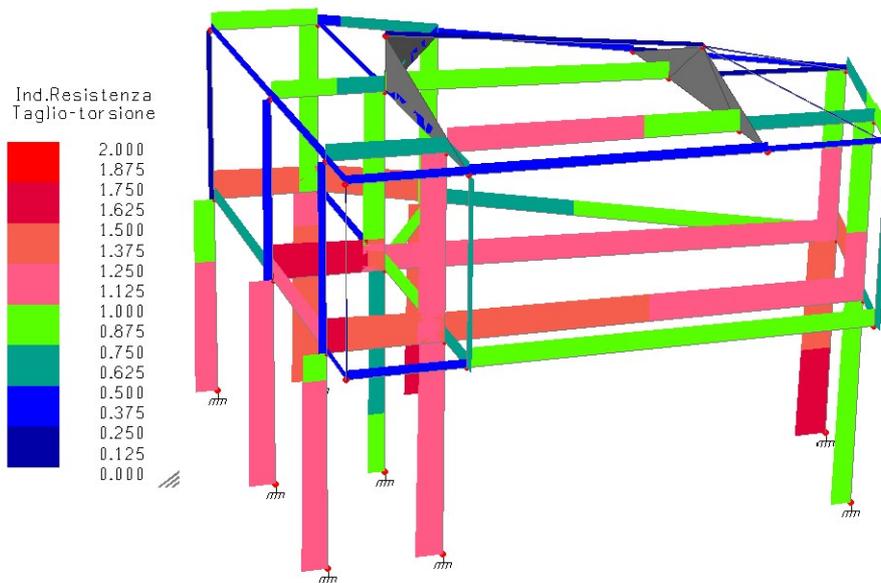
$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(0.5\mu_{\Delta,pl})) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_W \right] \right]$$

Si riporta la rappresentazione grafica delle suddette verifiche per entrambi i modelli strutturali:

- **Modello 1**



- **Modello 2**



Colormap verifica a taglio in condizioni cicliche, Stato di Fatto

Dai risultati è possibile constatare che, nonostante la struttura presenti ottime risorse di duttilità evidenziate dagli alti livelli di sicurezza ottenuti nelle analisi globali di pushover, lo sviluppo di questa capacità è impedito, oltre che dal collasso dei nodi trave-pilastro, dalla rottura fragile per taglio di un cospicuo numero di elementi strutturali.

5 STATO DI PROGETTO

5.1 DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

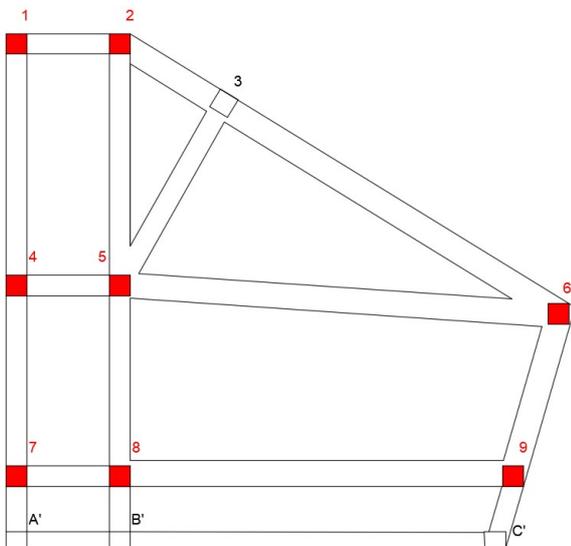
Alla luce dei risultati delle verifiche è emersa la necessità di definire una serie di interventi volti a promuovere lo sviluppo delle risorse di duttilità della struttura e scongiurare l'insorgere di meccanismi fragili che ne inducano la rottura anticipata.

In particolare le criticità si localizzano nei nodi trave-pilastro ai piani Primo e Sottotetto e in un elevato numero di elementi strutturali che hanno manifestato collasso per taglio; pertanto gli interventi che si devono prevedere da un lato saranno volti a migliorare il confinamento nei nodi, dall'altro ad aumentare la resistenza degli elementi che raggiungono il collasso di tipo fragile.

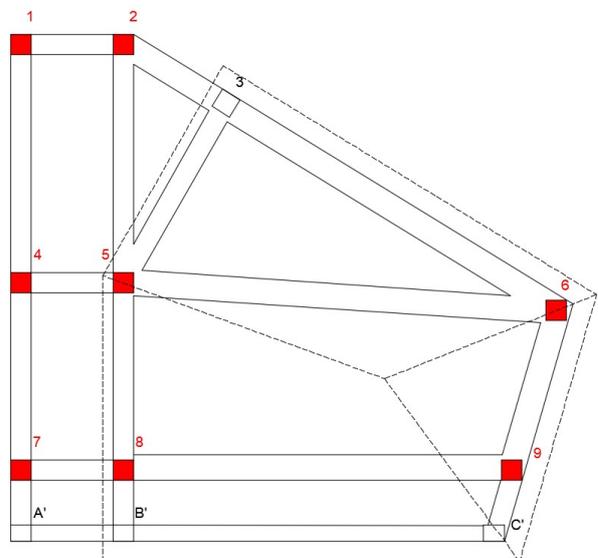
La strategia di intervento si articola nel modo seguente:

- Confinamento dei nodi tramite fasciatura continua con tessuto unidirezionale in fibra di carbonio classe 350/2800C tipo Betontex FB-GV420 ad alto modulo;
- Rinforzo dei nodi nel piano di rottura mediante tessuto multiassiale in fibra di carbonio classe 210C tipo Betontex FB-Multiax 400 e/o con barre preformate in fibra di carbonio ad alta tenacità con fiocco da un lato nei casi in cui, per questioni geometriche, non sia possibile realizzare il rinforzo con il solo tessuto;
- Nel caso dei nodi al livello Sottotetto in cui la presenza del cornicione in c.a. ne impedisce il confinamento, sollecitazioni di taglio particolarmente elevate sono fronteggiate con un sistema di barre filettate tesate in modo da indurre nel nodo uno stato di tensione simile a quello della precompressione mediante il contrasto con apposite piastre in acciaio;
- Rinforzo a degli elementi che manifestano rottura fragile per taglio con fasciatura discontinua con tessuto unidirezionale in fibra di carbonio classe 210C tipo Betontex FB-GV330 ad alta tenacità.

I nodi che a seguito delle verifiche hanno manifestato collasso fragile per trazione diagonale sono evidenziati nelle figure seguenti:



Pianta Piano Primo (Q. +4,90)



Pianta Piano Sottotetto (Q. +8,10)

Gli interventi di incremento della resistenza dei nodi si differenziano a seconda della fattibilità dell'intervento in relazione alla direzione del piano di rottura, nonché alle caratteristiche geometriche del nodo e della struttura nel suo intorno.

Ne deriva la seguente distinzione tipologica:

- **Tipo A:** Confinamento del nodo con nastri unidirezionali in CFRP
- **Tipo B:** Rinforzo del nodo con CFRP quadriassiale
- **Tipo C:** Rinforzo del nodo con barre in CFRP
- **Tipo D/E:** Realizzazione delle condizioni di "nodo confinato"
 - D** - mediante ringrosso della sezione della trave in c.a.
 - E** - mediante realizzazione della continuità in elevazione del pilastro in c.a.
- **Tipo F:** Rinforzo del nodo con barre filettate tesate in acciaio zincato

Tipo di Intervento	Nodi Piano Primo	Nodi Piano Sottotetto
A	1- 2- 3*- 4- 5*- 6- 7- 8*- 9	
B	7	1- 4- 7
C	2- 4- 6- 7- 9	2- 4- 6- 7
D	5- 8	5- 8
E		5- 8
F		9

*: si estende l'intervento Tipo A ai nodi in cui tale intervento consenta il soddisfacimento delle verifiche a taglio alle estremità di travi e pilastri.

5.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.2.1 Calcestruzzo per strutture

Per le strutture in elevazione, in particolare per l'intervento di incremento di sezione delle travi, si prescrive l'utilizzo di un calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe cemento	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Rapporto a/c:	0,60
Copriferro:	30 mm
Diametro massimo degli inerti:	<25 mm

Rispettando le prescrizioni riportate si garantiscono i requisiti di resistenza meccanica e di durabilità nel tempo.

Note: Gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose; le dimensioni saranno tali da essere compatibili con la geometria della carpenteria.

L'acqua d'impasto sarà limpida, priva di sali in percentuali dannose e non aggressiva.

5.2.2 Acciaio per c.a.

Si prescrive l'utilizzo di barre ad aderenza migliorata di acciaio del tipo **B450C** (FeB44k) controllato nello stabilimento d'origine.

Tensione caratteristica di snervamento:	450 MPa
Tensione caratteristica di rottura:	540 MPa
Modulo elastico:	210 GPa

Le barre in acciaio non dovranno presentare eccessive corrosioni, ossidazioni o difetti superficiali.

5.2.3 Acciaio da carpenteria

Gli elementi in carpenteria metallica sono realizzati con acciaio zincato a caldo controllato nello stabilimento di origine. In accordo con la normativa UNI EN 10025, i valori nominali delle resistenze dei materiali da impiegare devono essere:

PIATTI IN ACCIAIO S235	
Tensione di rottura a trazione:	360 MPa
Tensione di snervamento:	235 MPa
Modulo di elasticità normale:	210 GPa
BARRE FILETTATE CLASSE 10.9	
Tensione di rottura a trazione:	900 MPa
Tensione di snervamento:	1000 MPa

BULLONI A SERRAGGIO CONTROLLATO

Dadi, classe di resistenza :	10
Rondelle, durezza:	300 HV min
diametro:	3Øperno

Barra elicoidale in acciaio inox AISI 316 tipo Steel DryFix 10 di Kerakoll o similare

Diametro nominale:	10 mm
Carico di rottura a trazione, valore caratteristico:	≥ 16,2 kN
Carico di rottura a taglio della barra	≥ 9,5 kN
Resistenza a trazione in campo elastico:	≥ 700 MPa
Deformazione a rottura della barra, valore caratteristico:	≥ 3%

5.2.4 CFRP

- Sistema di rinforzo strutturale eseguito con la tecnica del placcaggio fibrorinforzato realizzato in situ e costituito da tessuti in fibra di carbonio abbinati a resine di impregnazione di tipo epossidico.

Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio tipo Betontex FB-GV330U-HT di Fibre Net o similare

CLASSE 210C

Densità delle fibre:	1,78 g/cm ³
Massa della fibra per unità di area:	300 g/m ²
Area equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto:	169 mm ² /m
Spessore equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto:	0,169 mm
Resistenza a trazione della fibra:	5100 Mpa
Modulo elastico della fibra:	245 GPa
Allungamento a rottura della fibra:	2,1%

Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio tipo Betontex FB-GV420U-HM di Fibre Net o similare

CLASSE 350/2800C

Densità delle fibre:	1,80 g/cm ³
Massa della fibra per unità di area:	400 g/m ²
Area equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto:	222 mm ² /m
Spessore equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto:	0,222 mm
Resistenza a trazione della fibra:	4700 Mpa
Modulo elastico della fibra:	390 GPa
Allungamento a rottura della fibra:	1,2%

Tessuto multiassiale in fibra di carbonio tipo Betontex FB-Multi400 di Fibre Net o similare

CLASSE 210C

Densità delle fibre:	1,80 g/cm ³
Massa della fibra per unità di area:	400 g/m ²

Massa della fibra per ciascuna direzione:	100 g/m ²
Area equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto, per ciascuna direzione:	56 mm ² /m
Spessore equivalente di fibra per ciascuno strato di tessuto, per ciascuna direzione:	0,056 mm
Resistenza a trazione della fibra:	4900 Mpa
Modulo elastico della fibra:	230 GPa
Allungamento a rottura della fibra:	2,1%

Resina tipo Betontex FB-RC02 di Fibre Net o similare	
Tipo:	epossidica
Densità:	1,10 g/cm ³

- Sistema di connessione ARDFIX di Fibre Net o similare ottenuto dalla combinazione di uno o più tessuti unidirezionali in fibra di carbonio ad alta tenacità (tipo FB-GV330U-HT) e da una barra pultrusa in fibra di carbonio CFRP, adatto per l'ancoraggio dei rinforzi in fibra di carbonio tipo linea BETONTEX EPOXY di Fibre Net.

Barra in fibra di carbonio CFRP	
Diametro:	8 mm
Tensione di rottura della barra:	≥1700 MPa
Modulo elastico a trazione della barra:	130 GPa

- Barra preformata in fibra di carbonio CFRP ad alta tenacità HT sfioccata su un lato.

Barra in fibra di carbonio CFRP tipo FB-TUP10-CHT1A-000 di Fibre Net o similare	
Diametro:	10 mm
Lunghezza parte non impregnata:	20 cm
Tensione di rottura media della barra:	≥1700 MPa
Tensione di rottura a trazione della fibra:	4800 MPa
Modulo elastico della barra:	240 GPa

5.2.5 BFRP

Rete biassiale bilanciata in speciale fibra di basalto e microfilati di acciaio Inox AISI 304 termosaldati e protetta con trattamento alcali-resistente tipo GeoSteel Grid 200 di Kerakoll o similare.

Dati tecnici caratteristici della rete:

Spessore equivalente:	0,032 mm
Carico a trazione per unità di lunghezza:	≈40 kN/m

Dati tecnici dei materiali costituenti la rete:

<u>Basalto</u>	
Tensione caratteristica a trazione:	≥3000 MPa
Modulo elastico:	≥87 GPa
<u>Acciaio Inox AISI 304</u>	
Tensione caratteristica a trazione:	≥750 MPa
Modulo elastico:	≥200 GPa

5.2.6 Intonaco strutturale

Geomalta naturale strutturale traspirante certificata, eco-compatibile, a base di pura calce naturale NHL 3.5 e Geolegante minerale, classe di resistenza a compressione M15, tipo GeoCalce Fino di Kerakoll o similare.

GeoCalce Fino di Kerakoll o similare

Acqua d'impasto:	5,3l/1sacco 25 kg
Spessore max per strato:	≈ 1,5 cm
Resistenza a compressione:	>15 MPa
Resistenza a trazione per flessione:	>5 MPa
Modulo elastico:	9 GPa

5.3 ANALISI DEI CARICHI

L'unica modifica alle configurazioni di carico agenti sulla struttura riguarda la porzione di copertura a falde inclinate per la sostituzione del manto di rivestimento esistente con coppi in laterizio.

Solaio copertura		
PESO PROPRIO G_1	Solaio in latero cemento (12+4, i=50 cm)	230 kg/m ²
PERMANENTE G_2	Manto di copertura in coppi	60 kg/m ²
NEVE Q_k	Neve	120 kg/m ²
ACCIDENTALE Q_k	Cat. H – Coperture	50 kg/m ²
		460 kg/m²

5.4 MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI ANALISI

L'analisi strutturale dell'edificio è stata eseguita su un modello di calcolo a elementi finiti del tutto analogo a quello utilizzato per la verifica nello stato di fatto.

Negli edifici esistenti in c.a. le verifiche dei nodi trave-pilastro ed il relativo soddisfacimento a seguito di interventi strutturali costituiscono una fonte di vulnerabilità non facilmente superabile a causa delle difficoltà realizzative delle lavorazioni e della possibilità o meno di intervenire liberamente su tutte le facce del nodo per la presenza di travi convergenti nello stesso. Pertanto, nell'ottica di evitare interventi eccessivamente invasivi, si è scelto di limitare la duttilità della struttura a quanto specificato dalle NTC come definizione di intervento di miglioramento sismico per le costruzioni di classe III ad uso scolastico, ovvero al raggiungimento di un livello di sicurezza post intervento non minore di 0,60.

- **Modello 1**

STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR.C	TR.D	RCD	PGAC (m/s ²)	PGAD (m/s ²)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Torsione Antioraria	239	712	0.638	1.822	2.854	0.639
Statica \ Sisma -X, Torsione Antioraria	252	712	0.652	1.865	2.854	0.653
Statica \ Sisma +Y, Torsione Antioraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Sisma -Y, Torsione Antioraria	214	712	0.610	1.738	2.854	0.609
Statica \ Sisma +X, Torsione Oraria	214	712	0.610	1.738	2.854	0.609
Statica \ Sisma -X, Torsione Oraria	252	712	0.652	1.865	2.854	0.653
Statica \ Sisma +Y, Torsione Oraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Sisma -Y, Torsione Oraria	214	712	0.610	1.738	2.854	0.609
Statica \ Uniforme +X, Torsione Antioraria	323	712	0.722	2.062	2.854	0.723
Statica \ Uniforme -X, Torsione Antioraria	219	712	0.616	1.752	2.854	0.614
Statica \ Uniforme +Y, Torsione Antioraria	252	712	0.652	1.865	2.854	0.653
Statica \ Uniforme -Y, Torsione Antioraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Uniforme +X, Torsione Oraria	323	712	0.722	2.062	2.854	0.723
Statica \ Uniforme -X, Torsione Oraria	219	712	0.616	1.752	2.854	0.614
Statica \ Uniforme +Y, Torsione Oraria	218	712	0.614	1.738	2.854	0.609
Statica \ Uniforme -Y, Torsione Oraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634

- **Modello 2**

STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR.C	TR.D	RCD	PGAC (m/s ²)	PGAD (m/s ²)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Torsione Antioraria	222	712	0.619	1.766	2.854	0.619
Statica \ Sisma -X, Torsione Antioraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Sisma +Y, Torsione Antioraria	226	712	0.624	1.766	2.854	0.619
Statica \ Sisma -Y, Torsione Antioraria	222	712	0.619	1.766	2.854	0.619
Statica \ Sisma +X, Torsione Oraria	218	712	0.614	1.738	2.854	0.609
Statica \ Sisma -X, Torsione Oraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Sisma +Y, Torsione Oraria	226	712	0.624	1.766	2.854	0.619
Statica \ Sisma -Y, Torsione Oraria	222	712	0.619	1.766	2.854	0.619
Statica \ Uniforme +X, Torsione Antioraria	294	712	0.695	1.992	2.854	0.698
Statica \ Uniforme -X, Torsione Antioraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Uniforme +Y, Torsione Antioraria	230	712	0.628	1.794	2.854	0.629
Statica \ Uniforme -Y, Torsione Antioraria	243	712	0.642	1.822	2.854	0.639
Statica \ Uniforme +X, Torsione Oraria	294	712	0.695	1.992	2.854	0.698
Statica \ Uniforme -X, Torsione Oraria	235	712	0.634	1.808	2.854	0.634
Statica \ Uniforme +Y, Torsione Oraria	230	712	0.628	1.794	2.854	0.629
Statica \ Uniforme -Y, Torsione Oraria	243	712	0.642	1.822	2.854	0.639

Per entrambi i modelli di calcolo le verifiche vengono condotte a partire dalle sollecitazioni derivanti dalle analisi di pushover al raggiungimento del livello di sicurezza minore (ma sempre maggiore di 0,60) per ogni direzione e verso della sollecitazione sismica. Il dettaglio delle analisi è riportato nei relativi tabulati di calcolo allegati alla presente (Gruppo "PUSH 0,6 – NO RINFORZO CFRP").

A titolo di esempio si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute nel modello 1 per un elemento nodo ed un elemento pilastro.

• **Nodo 6, Piano Primo**

Area Ag del nodo: 1600 cm² Rcm: 44.0 N/mm² fym: 525.9 Fattore di confidenza: 1.20
 Tensione di calcolo: fcdm: -17.2 N/mm²
 Resistenze limite per il nodo: a trazione: 1.3 N/mm² a compressione: 8.6 N/mm²

NC	FxSup	Tb	Vn	otras	ocomp	I.R.v.	I.R.c.	Tb	Vn	otras	ocomp	I.R.v.	I.R.c.	Note
	dir. y	dir. y	dir. y	dir. y	dir. y	dir. y	dir. y	dir. s	dir. s	dir. s	dir. s	dir. s	dir. s	
	kN	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²			kN	kN	N/mm ²	N/mm ²			
4	-219.3	-178.8	147.8	0.46	1.84	0.37	0.21	0.0	-48.7	0.06	1.44	0.05	0.17	
5	-228.0	-441.6	344.9	1.56	2.98	1.25	0.35	0.0	-4.3	0.00	1.43	0.00	0.17	Non verif.
14	-124.9	126.4	106.4	0.38	1.16	0.31	0.13	0.0	-13.8	0.01	0.79	0.01	0.09	
15	-202.3	-145.2	112.1	0.32	1.58	0.25	0.18	0.0	-32.5	0.03	1.20	0.03	0.15	

Tensione max principale di trazione ont: 0.32 N/mm² Angolo formato con la verticale: 38.7 °

• **Pilastro 8, 1° Elevazione**

Verifica resistenza ciclica (Circ. C8.7.2.8)

NC	x	Dir.	Fx	F	M	theta, y	theta, m	MuDelta	Vr,cicl	Vr,sism	I.R.	Nota
	cm		kN	kN	kN*m	rad	rad		kN	kN		
14	0	y	-342.3	-118.3	228.9	0.010602	0.028446	1.000000	105.2	105.2	1.12	NON Verif.
		z	-342.3	-1.0	-0.1	0.011634	0.011634	3.625992	550.6	550.6	0.00	
14	290	y	-327.7	-112.6	-223.3	0.010641	0.039227	2.194296	102.7	102.7	1.11	NON Verif.
		z	-327.7	-1.0	-3.8	0.017395	0.038169	3.686329	98.9	189.0	0.01	

5.5 VERIFICA DEI NODI

La verifica dei nodi trave-pilastro post intervento viene eseguita, solo per i nodi non interamente confinati, nel rispetto di quanto previsto al C.8.7.2.3.5. della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 in materia di edifici esistenti.

Per la resistenza a trazione diagonale:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c}$$

Per la resistenza a compressione diagonale:

$$\sigma_{nc} = \left| \frac{N}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,5f_c$$

I risultati delle analisi evidenziano la crisi dei nodi per trazione, pertanto la verifica dei nodi viene condotta con le seguenti assunzioni:

C= capacità a trazione del nodo non rinforzato = $0,3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot 2A_g$

$$D = \text{domanda di trazione nel nodo} = \left| N - \sqrt{N^2 + 4V_n^2} \right|$$

D/C = rapporto tra capacità e domanda di trazione nel nodo

D_{CFRP} = D-C: domanda di trazione che dovrà essere assorbita dal rinforzo

Si riporta la verifica dei nodi a seconda della tipologia di intervento.

5.5.1 Tipo A: Confinamento dei nodi con tessuto uniassiale in CFRP

Il confinamento dei nodi è effettuato tramite fasciatura continua con tessuto unidirezionale in fibra di carbonio classe 350/2800C tipo Betontex FB-GV420 ad alto modulo, secondo le prescrizioni riportate al 4.5 del CNR-DT 200 in materia di rinforzo di strutture di c.a. e di c.a.p.

La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato f_{ccd} può essere valutata come segue:

$$f_{\text{ccd}} = f_{\text{cd}} \left(1 + 2,6 \left(\frac{f_{1,\text{eff}}}{f_{\text{cd}}} \right)^{\frac{2}{3}} \right)$$

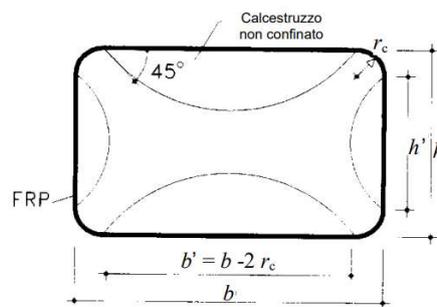
f_{cd} : tensione di progetto del calcestruzzo non confinato

$f_{1,\text{eff}}$: pressione efficace di confinamento, definita come segue

$$f_{1,\text{eff}} = k_{\text{eff}} \cdot f_1 = k_{\text{eff}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{\text{fd,rid}}$$

k_{eff} : coefficiente di efficienza = $k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha$

$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g}$ in cui b' e h' sono le dimensioni indicate in figura e A_g è l'area trasversale dell'elemento confinato.



$k_V = 1$ per fasciatura continua;

$k_\alpha = 1$ per disposizione orizzontale delle fibre.

ρ_f : valore della percentuale geometrica di rinforzo per sezioni quadrate o rettangolari con confinamento

$$\text{continuo} = 2 \cdot t_f \cdot \frac{(b+h)}{(b \cdot h)}$$

t_f = spessore del composito FRP = 0,222 mm per 3 strati

E_f = modulo di elasticità normale del composito FRP = 350 Gpa

$\varepsilon_{\text{fd,rid}}$: deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, definita dalla relazione

$$\varepsilon_{\text{fd,rid}} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 0,004 \right\}$$

η_a : fattore di conversione ambientale = 0,85 per fibra di carbonio in esterno

γ_f : coefficiente parziale del materiale composito fibrorinforzato = 1,10

Si determina quindi la quantità $\left(1 + 2,6 \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}}\right)^{\frac{2}{3}}\right)$ corrispondente all'incremento di resistenza Δf_c .

La verifica del nodo viene effettuata in entrambi i modelli di calcolo con riferimento alla resistenza media a compressione del calcestruzzo alla prima elevazione e minima alla seconda (divise per FC):

Efficacia del confinamento con FRP					
1° Elevazione			2° Elevazione		
f_{cd}	f_{ccd}	Δf_c	f_{cd}	f_{ccd}	Δf_c
11,56	21,75	1,88	5,67	13,71	2,42

Si riportano le verifiche dei nodi nelle direzioni di sollecitazione non soddisfatte allo stato di fatto per entrambi i modelli di calcolo analizzati.

Nei casi in cui il solo incremento di resistenza apportato dal confinamento non risulti sufficiente si ripeterà il calcolo applicando, in aggiunta, uno degli interventi di rinforzo precedentemente elencati.

• **Modello 1**

Confinamento Nodi al Piano Primo								
Nodo	Dir. V_n	A_g	N	V_n	C	D	D/C	D_{CFRP}
		cm ²	kN	kN	kN	kN	-	kN
1	X	1600,00	-0,20	194,90	447,71	390,00	0,87	-57,71
	Y							
2	X	1600,00	44,10	248,90	447,71	455,65	1,02	7,94
	Y							
4	X	1600,00	100,30	331,60	447,71	570,44	1,27	122,73
	Y	1600,00	70,10	253,70	447,71	442,12	0,99	-5,59
6	X	1600,00	228,00	344,90	447,71	498,50	1,11	50,79
	Y							
7	X	1600,00	71,40	336,80	447,71	605,97	1,35	158,26
	Y	1600,00	6,30	288,30	447,71	570,33	1,27	122,62
9	X	1600,00	216,40	412,50	447,71	636,51	1,42	188,79
	Y							

Le celle evidenziate in verde indicano che per la direzione considerata l'intervento di confinamento risulta sufficiente al soddisfacimento della verifica.

I nodi al Piano Sottotetto non sono sottoposti ad intervento di confinamento, pertanto la domanda di resistenza dovrà essere affidata al sistema di rinforzo.

Domanda di resistenza Nodi al Piano Sottotetto								
Nodo	Dir. V_n	A_g	N	V_n	C	D	D/C	D_{CFRP}
		cm ²	kN	kN	kN	kN	-	kN
1	X	1600,00	0,00	131,60	229,20	263,20	1,15	34,00
	Y	1600,00	0,00	134,40	229,20	268,80	1,17	39,60
2	X	1600,00	0,00	147,70	229,20	295,40	1,29	66,20
	Y	1600,00	0,00	129,30	229,20	258,60	1,13	29,40
4	X	1600,00	0,00	162,70	229,20	325,40	1,42	96,20
	Y	1600,00	0,00	217,30	229,20	434,60	1,90	205,40
6	X	1600,00	0,00	150,40	229,20	300,80	1,31	71,60
	Y							
7	X	1600,00	0,00	134,00	229,20	268,00	1,17	38,80
	Y	1600,00	0,00	156,00	229,20	312,00	1,36	82,80

• **Modello 2**

Confinamento Nodi al Piano Primo								
Nodo	Dir. V_n	A_g	N	V_n	C	D	D/C	D_{CFRP}
		cm ²	kN	kN	kN	kN	-	kN
1	X	1600,00	1,30	196,50	447,71	391,70	0,87	-56,01
	Y							
2	X	1600,00	45,70	239,20	447,71	434,88	0,97	-12,84
	Y							
4	X	1600,00	112,30	329,20	447,71	555,61	1,24	107,89
	Y	1600,00	71,00	250,00	447,71	434,02	0,97	-13,70
6	X	1600,00	226,50	330,40	447,71	472,04	1,05	24,33
	Y							
7	X	1600,00	85,60	334,20	447,71	588,26	1,31	140,54
	Y	1600,00	66,10	312,50	447,71	562,39	1,26	114,67
9	X	1600,00	218,90	412,70	447,71	635,03	1,42	187,32
	Y							

Le celle evidenziate in verde indicano che per la direzione considerata l'intervento di confinamento risulta sufficiente al soddisfacimento della verifica.

I nodi al Piano Sottotetto non sono sottoposti ad intervento di confinamento, pertanto la domanda di resistenza dovrà essere affidata al sistema di rinforzo.

Domanda di resistenza Nodi al Piano Sottotetto								
Nodo	Dir. V_n	A_g	N	V_n	C	D	D/C	D_{CFRP}
		cm ²	kN	kN	kN	kN	-	kN
1	X	1600,00	0,00	154,40	229,20	308,80	1,35	79,60
	Y	1600,00	0,00	134,40	229,20	268,80	1,17	39,60
2	X	1600,00	0,00	144,90	229,20	289,80	1,26	60,60
	Y	1600,00	0,00	129,70	229,20	259,40	1,13	30,20
4	X	1600,00	0,00	202,80	229,20	405,60	1,77	176,40
	Y	1600,00	0,00	217,50	229,20	435,00	1,90	205,80
6	X	1600,00	0,00	148,80	229,20	297,60	1,30	68,40
	Y							
7	X	1600,00	0,00	165,70	229,20	331,40	1,45	102,20
	Y	1600,00	0,00	156,90	229,20	313,80	1,37	84,60

5.5.1 Tipo B: Rinforzo dei nodi con tessuto quadriassiale in CFRP

Nei casi in cui tale intervento risulti eseguibile il rinforzo dei nodi nel piano di rottura è effettuato mediante tessuto multiassiale in fibra di carbonio classe 210C tipo Betontex FB-Multiplx 400.

La resistenza a trazione del rinforzo si determina come segue:

$$C_{CFRP} = A_{CFRP} \cdot f_{d,CFRP}$$

dove:

$$A_{CFRP} = B \cdot n \cdot t_f$$

B: larghezza del rinforzo

n: numero strati

t_f : spessore del rinforzo (singolo strato)

$$f_{d,CFRP} = \eta \frac{f_{k,CFRP}}{\gamma_m}$$

$\eta = \eta_a \cdot \eta_1 = 0,85 \cdot 0,80$ per carico di lungo termine e fibra di carbonio in esterno

γ_m : coefficiente parziale del materiale composito fibrorinforzato = 1,20

$f_{k,CFRP}$: resistenza a trazione nella direzione delle fibre = 2800 MPa

• **Modello 1**

Rinforzo Nodi al Piano Primo							
Nodo	Dir. V_n	D_{CFRP}	Geometria rinforzo			C_{CFRP}	Verifica $D < C$
			Lato1	Lato2	A_{FRP}		
		kN	mm	mm	mm^2	kN	
7	X						
	Y	122,62	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
Rinforzo Nodi al Piano Sottotetto							
1	X	34,00	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
	Y	39,60	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
4	X						
	Y	205,40	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
7	X						
	Y	82,80	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato

• **Modello 2**

Rinforzo Nodi al Piano Primo							
Nodo	Dir. V_n	D_{CFRP}	Geometria rinforzo			C_{CFRP}	Verifica $D < C$
			Lato1	Lato2	A_{FRP}		
		kN	mm	mm	mm^2	kN	
7	X						
	Y	114,67	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
Rinforzo Nodi al Piano Sottotetto							
1	X	79,60	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
	Y	39,60	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
4	X						
	Y	205,80	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato
7	X						
	Y	84,60	400,00	400,00	190,07	301,58	Verificato

5.5.1 Tipo C: Rinforzo dei nodi con barre in CFRP

Nei casi in cui per questioni geometriche non sia possibile realizzare il rinforzo con il solo tessuto, il rinforzo del nodo è eseguito con barre preformate in fibra di carbonio ad alta tenacità con fiocco da un lato.

La resistenza a trazione del rinforzo si determina come segue:

$$C_{\text{BarraCFRP}} = A_{\text{CFRP}} \cdot n \cdot \sin \alpha \cdot f_{d,\text{BarraCFRP}}$$

dove:

$$A_{\text{FRP}} = \pi \frac{\phi^2}{4}: \text{area della barra in CFRP}$$

ϕ : diametro della barra in CFRP

n: numero barre in CFRP

α : angolo di inclinazione della barra

$$f_{d,\text{BarraCFRP}} = \frac{f_{k,\text{BarraCFRP}}}{\gamma_m}$$

γ_m : coefficiente parziale del materiale composito fibrorinforzato = 1,20

$f_{k,\text{BarraCFRP}}$: resistenza a trazione della barra = 1700 MPa

- Modello 1**

Rinforzo Nodi al Piano Primo									
Nodo	Dir. Vn	D _{CFRP}	Geometria rinforzo					C _{CFRP}	Verifica D<C
			a	∅	As	n	f _{yd}		
		kN	°	mm	mm ²	-	MPa	kN	
2	X	7,94	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y								
4	X	122,62	40	10	78,54	2	1416,67	143,04	Verificato
	Y								
6	X	50,79	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y								
7	X	158,26	40	10	78,54	3	1416,67	214,56	Verificato
	Y								
9	X	188,79	40	10	78,54	3	1416,67	214,56	Verificato
	Y								
Rinforzo Nodi al Piano Sottotetto									
2	X	66,20	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y	29,40	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
4	X	96,20	40	10	78,54	2	1416,67	143,04	Verificato
	Y								
6	X	71,60	40	10	78,54	2	1416,67	143,04	Verificato
	Y								
7	X	38,80	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y								

• **Modello 2**

Rinforzo Nodi al Piano Primo									
Nodo	Dir, Vn	D _{CFRP}	Geometria rinforzo					C _{CFRP}	Verifica D<C
			a	Ø	As	n	f _{yd}		
		kN	°	mm	mm ²	-	MPa	kN	
4	X	107,89	40	10	78,54	2	1416,67	143,04	Verificato
	Y								
6	X	24,33	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y								
7	X	140,54	40	10	78,54	3	1416,67	214,56	Verificato
	Y								
9	X	187,32	40	10	78,54	3	1416,67	214,56	Verificato
	Y								
Rinforzo Nodi al Piano Sottotetto									
2	X	60,60	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y	30,20	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
4	X	176,40	40	10	78,54	3	1416,67	214,56	Verificato
	Y								
6	X	68,40	40	10	78,54	1	1416,67	71,52	Verificato
	Y								
7	X	102,20	40	10	78,54	2	1416,67	143,04	Verificato
	Y								

5.5.1 Tipo E/F: Realizzazione delle condizioni di "nodo confinato"

La Normativa di riferimento in materia di edifici esistenti impone la verifica dei nodi trave-pilastro solo per i nodi non interamente confinati. Per alcuni nodi, in relazione alle particolari condizioni geometriche e di sollecitazione, la strategia di intervento più semplice consiste nella realizzazione del confinamento così come specificato al 7.4.4.3 delle NTC.

Un nodo si considera interamente confinato quando sono rispettati i seguenti rapporti geometrici:

- ognuna delle quattro facce verticali si innesta in una trave;
- su ogni faccia del nodo la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro;
- su entrambe le coppie di facce opposte al nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza.

Per i nodi 5 e 8 al piano Primo è sufficiente il soddisfacimento dell'ultima condizione attraverso il ringrosso della sezione della trave 40x40 (rispettivamente nelle travi 4-5 e 7-8) per un'altezza almeno pari a:

$$H_{\min} = \frac{3}{4} \cdot 70 = 52,50 \text{ cm}$$

Si prevede pertanto di portare la sezione delle suddette travi da 40x40 cm a 40x55 cm (Int. Tipo D).

Per gli stessi nodi al piano Sottotetto, unitamente al ringrosso della trave, si rende necessaria la realizzazione della continuità del pilastro in c.a. tra il piano Sottotetto e il piano Copertura (Int. Tipo E). Qualora in sede di

realizzazione si riscontri la presenza di pilastri esistenti, diversamente da quanto riportato negli elaborati di progetto originali in cui tali elementi non sembrano essere presenti, l'intervento risulterebbe del tutto analogo a quello dei relativi nodi al piano sottostante.

5.5.2 Tipo F: Rinforzo dei nodi con barre filettate in acciaio a serraggio controllato

Nel caso dei nodi al livello Sottotetto in cui la presenza del cornicione in c.a. ne impedisce il confinamento, sollecitazioni di taglio particolarmente elevate sono fronteggiate con un sistema di barre filettate tesate in modo da indurre nel nodo uno stato di tensione simile a quello della precompressione mediante il contrasto con apposite piastre in acciaio. Questa particolare condizione si verifica unicamente nel nodo 26 di cui si riporta il calcolo completo.

Dalle sollecitazioni agenti si determinano le tensioni si trazione e compressione diagonale sul nodo con le formule viste in precedenza al 7.3.1:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right|$$

$$\sigma_{nc} = \left| \frac{N}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right|$$

Analogamente le resistenze del nodo in assenza di armatura:

$$\sigma_{nt,res} = 0,3\sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{nc,res} = 0,5f_c$$

Si determina la domanda di trazione sul nodo che dovrà essere assorbita dal rinforzo:

$$\Delta\sigma_{nt} = \sigma_{nt} - \sigma_{nt,res}$$

Alla barra filettata M14, classe di resistenza 10.9 è applicata la forza di serraggio:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} = 80,5 \text{ kN}$$

cui corrisponde, per $k=0,16$, il momento di serraggio:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,C} = 180 \text{ kNm}$$

La tensione di trazione cui è sottoposta la barra (inclinata di α rispetto la verticale) a seguito del serraggio induce uno sforzo di compressione sul calcestruzzo pari a:

$$\sigma_{nc,serr} = \frac{F_{p,C} \sin \alpha}{A_g}$$

Si assume il valore di α pari a 40° , valori superiori sono da considerarsi migliorativi.

La verifica in termini di tensioni consiste nel controllo delle tensioni di trazione e compressione agenti nel nodo:

$$\Delta\sigma_{nt}^* = \Delta\sigma_{nt} - \sigma_{nc,serr} \cdot n \leq \sigma_{nt,res}$$

$$\sigma_{nc} \cdot n \leq \sigma_{nc,res}$$

con n: numero di barre resistenti

σ_{nt}	$\sigma_{nt,res}$	$\sigma_{nc,res}$	$\Delta\sigma_{nt}$	$\sigma_{nt,serr}$	n	$\Delta\sigma_{nt}^*$
Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	-	Mpa
1,84	0,71	2,84	1,13	0,32	2	0,48

$$\Delta\sigma_{nt}^* = 0,48 \text{ MPa} < \sigma_{nt,res} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{nc} \cdot n = 0,64 \text{ MPa} \leq \sigma_{nc,res} = 2,84 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento, la cui resistenza di progetto è pari a:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

d_m : minore tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone

t_p : spessore del piatto

f_{tk} : tensione di rottura dell'acciaio del piatto

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni = 1,25

Per il soddisfacimento della verifica dovrà risultare la condizione:

$$B_{p,Rd} \geq F_{p,C}$$

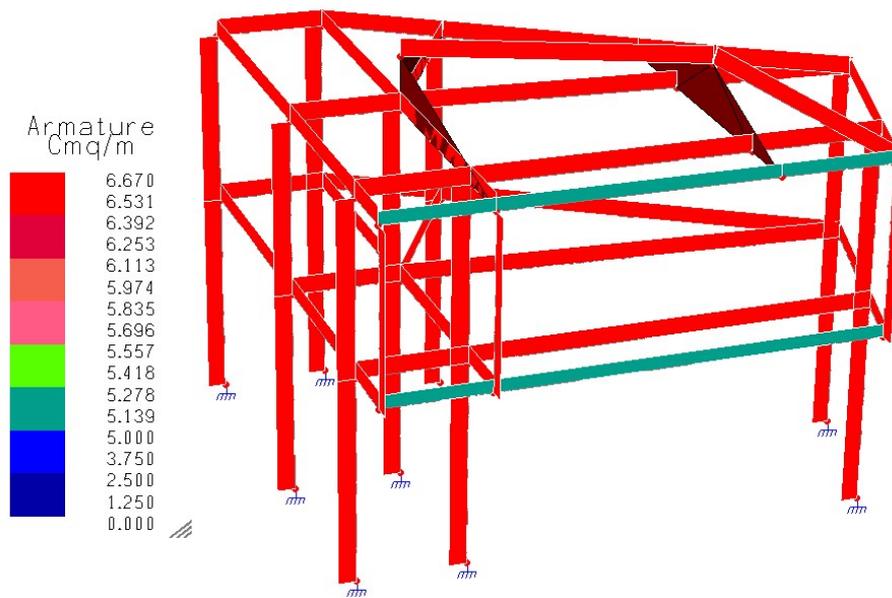
d_m	t_p	f_{tk}	$B_{p,Rd}$	$F_{p,C}$
mm	mm	Mpa	kN	kN
21,00	15,00	360,00	171,00	80,50

La verifica risulta soddisfatta.

5.6 VERIFICA A TAGLIO

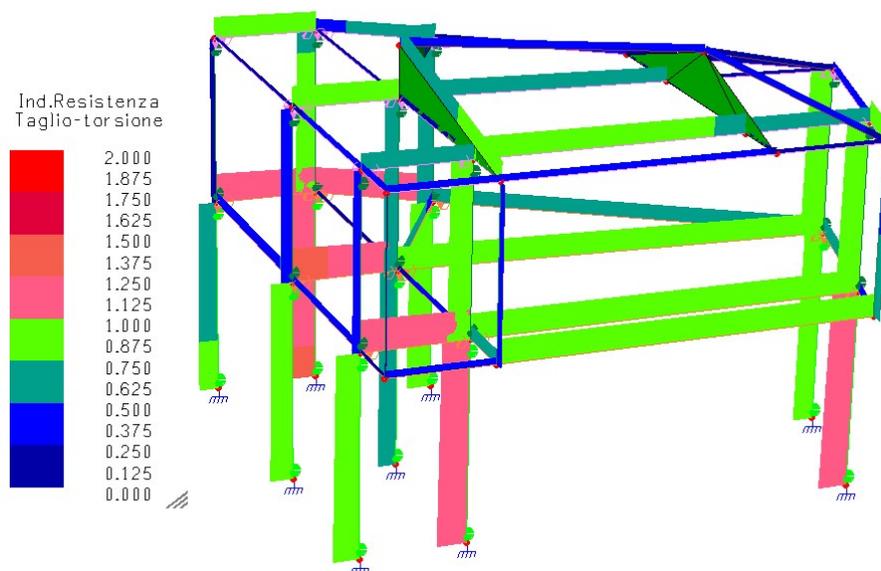
Gli elementi che a seguito dell'analisi di vulnerabilità sismica hanno manifestato collasso anticipato per verifica a taglio in condizioni cicliche, vengono rinforzati con fasciatura in CFRP di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio secondo le prescrizioni riportate al 4.3 del CNR-DT 200 in materia di rinforzo di strutture di c.a. e di c.a.p.

Si riportano i risultati grafici delle verifiche a taglio condotte con il programma di calcolo Mastersap 2019 di AMV nei due modelli di calcolo con riferimento alle analisi di pushover discusse in precedenza per il raggiungimento del livello di sicurezza minimo pari a 0,60:

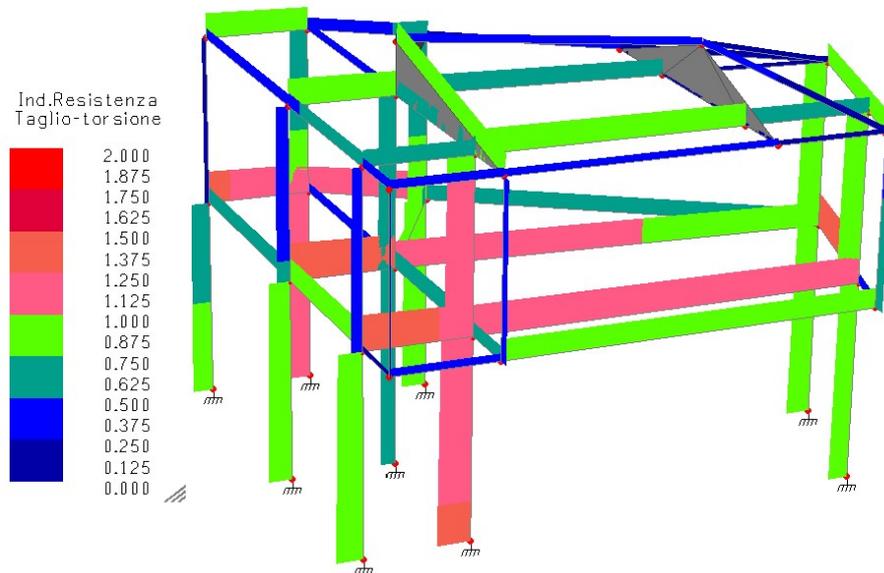


Colormap armatura a taglio esistente

- **Modello 1**



• **Modello 2**



Colormap verifica a taglio

Nella verifica della struttura a seguito degli interventi di progetto il contributo di resistenza a taglio offerto dal rinforzo in carbonio è inserito come armatura equivalente aggiuntiva in acciaio ($A_{Eq,Acciaio}$) determinata per mezzo della seguente proporzione:

$$A_{CFRP} \cdot f_{dd}^* = A_{Eq,Acciaio} \cdot f_{yk}$$

$A_{CFRP} = b_f \cdot t_f \cdot n$: area trasversale del rinforzo in CFRP

f_{yk} : tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio (comprensivo di FC)

f_{dd}^* : massima tensione di lavoro del rinforzo senza che si verifichi il distacco dal supporto pari alla minore tra le resistenze al distacco di estremità (f_{dd}) e intermedio ($f_{dd,2}$).

$$f_{dd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

$$f_{dd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot 2 \cdot k_b \cdot k_{G2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}$$

dove:

t_f : spessore del sistema di rinforzo

E_f = modulo di elasticità normale del composito

$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$ energia specifica di frattura

f_{cm} e f_{ctm} : valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo

FC: fattore di confidenza

k_q : coefficiente che tiene conto delle condizioni di carico, pari a 1,25 per 0prevalenti carichi distribuiti e 1 in tutti gli altri casi

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1 \text{ coefficiente correttivo di tipo geometrico}$$

k_G : coefficiente correttivo da assumersi pari a 0,023 mm per i compositi preformati ed a 0,037 mm per quelli impregnati in situ

k_{G2} : coefficiente correttivo calibrato su lla base di risultati di prove sperimentali, da assumersi pari a 0,10 mm indipendentemente dal tipo di rinforzo

b_f e p_f : larghezza e passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre (per strisce poste in adiacenza si assume $b_f/p_f = 1$)

$\gamma_{f,d}$: coefficiente parziale del materiale = 1,2

In primo luogo si effettua il calcolo dell'armatura equivalente al contributo resistente a taglio offerto dalla fasciatura continua in CFRP nei nodi trave-pilastro per un'estensione di 40 cm nelle travi e 60 cm nei pilastri. Successivamente, nei casi in cui le verifiche non risultino soddisfatte in sezioni diverse dalle estremità e fuori dalla zona rinforzata, si procederà, in maniera analoga alla precedente, al rinforzo di tali elementi con fasciatura discontinua (Int. Tipo G).

Cautelativamente il calcolo della resistenza a taglio offerta dal rinforzo è determinata per entrambi i modelli di calcolo considerando il valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo alla prima elevazione.

5.6.1 Prima Elevazione

Si effettua il calcolo della resistenza al taglio offerta dal rinforzo in CFRP del tipo Betontex FB GV420U-HM-RC02 (Classe 350/2800C) di Fibre Net o simile disposto alle estremità di travi e pilastri per la realizzazione dell'intervento di confinamento dei nodi (Int. Tipo A).

Caratteristiche del rinforzo			
b_f	t_f	n	E_f
mm	mm	-	GPa
200	0,222	3	350

Caratteristiche del supporto			
b	f_{cm}	f_{ctm}	FC
mm	MPa	MPa	-
400	24,49	1,17	1,2

Calcolo resistenza a taglio del rinforzo							
k_q	k_b	k_G	k_{G2}	f_{fdd}	f_{fdd2}	f_{yk}	A_{eq}
-	-	mm	mm	MPa	MPa	MPa	cm ²
1	1	0,04	0,10	601,05	570,49	438,23	1,73

Al rinforzo in CFRP per una lunghezza di 40 cm nelle travi e 60 cm dei pilastri corrisponde un'armatura equivalente in acciaio pari a 1,73 cm², ovvero una staffa aggiuntiva di diametro di circa 15 mm al passo di 20 cm come la larghezza nel nastro di rinforzo.

Tale intervento è sufficiente al soddisfacimento delle verifiche a taglio nelle travi ma non nei pilastri 2-8 e 9 della prima elevazione per i quali si rende necessario l'aggiuntivo rinforzo in CFRP del tipo Betontex FB

GV330U-HT-RC02 (Classe 210C) di Fibre Net o simile disposto in maniera discontinua al passo di 18,50 cm per tutta la lunghezza dell'elemento.

Per i sistemi di rinforzo discontinui costituiti da strisce di materiale composito, la larghezza b_f e il passo p_f delle strisce, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$$

$$b_f \leq p_f \leq \min(0,50 d; 3 b_f; b_f + 200 \text{ mm})$$

Caratteristiche del rinforzo			
b_f	t_f	n	E_f
mm	mm	-	GPa
100	0,169	2	210

Caratteristiche del supporto			
b	f_{cm}	f_{ctm}	FC
mm	MPa	MPa	-
400	24,49	1,17	1,2

Calcolo resistenza a taglio del rinforzo							
k_q	k_b	k_G	k_{G2}	f_{fdd}	f_{fdd2}	f_{yk}	A_{eq}
-	-	mm	mm	MPa	MPa	MPa	cm ²
1	1	0,04	0,10	580,43	674,73	438,23	0,45

Al rinforzo in CFRP applicato in maniera discontinua nella lunghezza del pilastro corrisponde un'armatura equivalente in acciaio pari a 0,45 cm², ovvero una staffa aggiuntiva di diametro di circa 8 mm al passo di 18,5 cm.

5.6.1 Seconda Elevazione

Si effettua il calcolo della resistenza al taglio offerta dal rinforzo in CFRP del tipo Betontex FB GV420U-HM-RC02 (Classe 350/2800C) di Fibre Net o simile disposto alle estremità di travi e pilastri per la realizzazione dell'intervento di confinamento dei nodi (Int. Tipo A).

Caratteristiche del rinforzo			
b_f	t_f	n	E_f
mm	mm	-	GPa
200	0,222	3	350

Caratteristiche del supporto			
b	f_{cm}	f_{ctm}	FC
mm	MPa	MPa	-
400	12,01	0,73	1,2

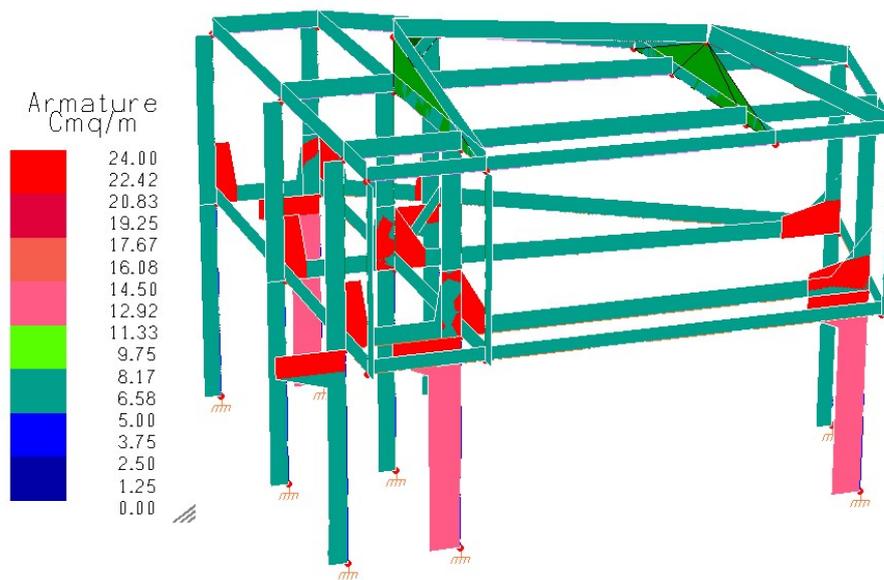
Calcolo resistenza a taglio del rinforzo							
k_q	k_b	k_G	k_{G2}	f_{fdd}	f_{fdd2}	f_{yk}	A_{eq}
-	-	mm	mm	MPa	MPa	MPa	cm ²
1	1	0,04	0,10	392,34	372,39	438,23	1,13

Al rinforzo in CFRP per una lunghezza di 40 cm nelle travi e 60 cm dei pilastri corrisponde un'armatura equivalente in acciaio pari a 1,13 cm², ovvero una staffa aggiuntiva di diametro di 12 mm al passo di 20 cm come la larghezza nel nastro di rinforzo.

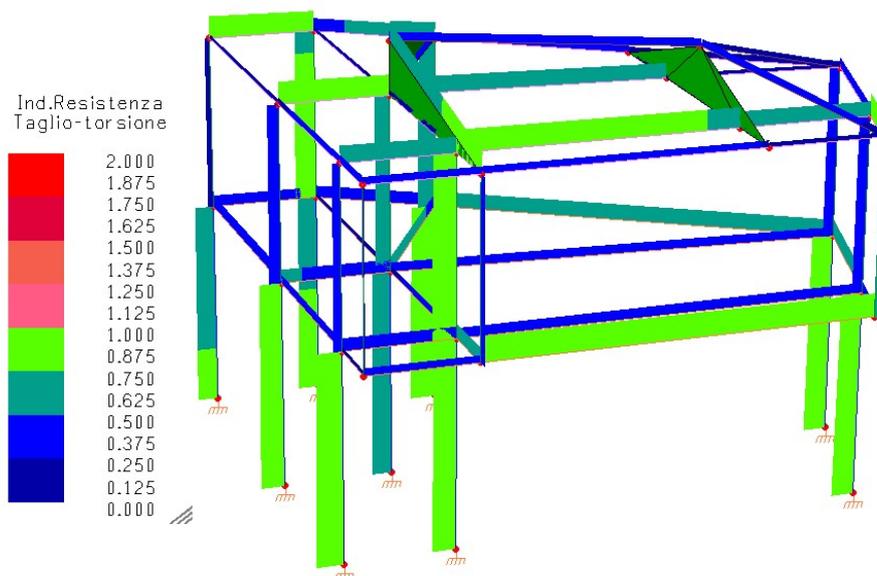
Tale intervento è sufficiente al soddisfacimento delle verifiche a taglio sia nelle travi che nei pilastri in quanto in entrambe le categorie di elementi le condizioni di rottura si localizzavano in corrispondenza delle estremità.

5.6.2 Risultati delle verifiche

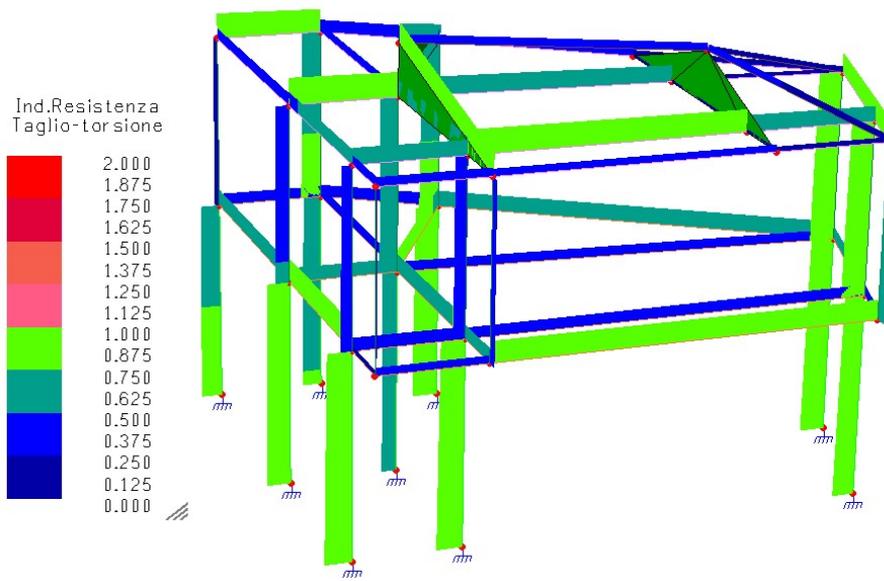
Si riporta la verifica grafica a taglio della struttura effettuata con programma di calcolo Mastersap 2019 di AMV in seguito agli interventi di fasciatura suesposti. Il contributo di taglio resistete offerto dal rinforzo in CFRP è inserito come area equivalente in acciaio come evidenziato nella figura seguente.



- **Modello 1**



• **Modello 2**



Il dettaglio delle analisi è riportato, per entrambi i modelli di calcolo, nei relativi tabulati di calcolo allegati alla presente (Gruppo "PUSH 0,6 – RINFORZO CFRP").

Analogamente alla condizione precedente all'inserimento dell'armatura equivalente in acciaio si riporta, a titolo di esempio, la verifica di un elemento pilastro alla prima elevazione con riferimento al modello 1:

• Pilastro 8, 1° Elevazione

Verifica resistenza ciclica (Circ. C8.7.2.8)

NC	x	Dir.	Fx	F	M	theta, y	theta, m	MuDelta	Vr, cicl	Vr, sism	I.R.	Nota
	cm		kN		kN*m	rad			kN			
14	0	y	-343.3	-118.3	228.9	0.010622	0.046768	1.000000	119.7	119.7	0.99	
		z	-343.3	-1.0	-0.1	0.011640	0.011640	4.403138	572.7	572.7	0.00	
14	390	y	-327.7	-113.6	-222.3	0.010690	0.060743	3.193428	135.3	135.3	0.84	
		z	-327.7	-1.0	-3.8	0.017482	0.055827	5.681962	143.3	143.3	0.01	

5.7 FONDAZIONI ESISTENTI

L'opera in esame non presenta attualmente dissesti statici significativi né lesioni dovute a cedimenti fondali. Premesso ciò, la Circolare applicativa delle NTC2018 prevede la possibilità di omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora gli interventi progettati non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse in fondazione.

Gli interventi proposti non comportano variazioni di rigidità nella struttura rispetto allo stato di fatto. La modifica più sostanziosa riguarda la sostituzione del manto di copertura a falde esistente in cemento eternit con un manto di coppi in laterizio.

Si riportano la massa dell'edificio e il carico complessivo in fondazione nelle condizioni ante e post intervento:

STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
$M_{\text{tot}} = 260 \text{ t}$ $W_{\text{tot}} = 2550,6 \text{ kN}$	$M_{\text{tot}} = 262 \text{ t}$ $W_{\text{tot}} = 2570,2 \text{ kN}$

La variazione di carico totale risultando pari a:

$$\Delta_W = \frac{W_{\text{tot post int.}} - W_{\text{tot ante int.}}}{W_{\text{tot ante int.}}} = \frac{19,6}{2550,60} = 0,008 \approx 0,8\%$$

può di fatto considerarsi trascurabile.

Si reputa, pertanto, che le fondazioni esistenti siano idonee a sostenere i carichi delle strutture e non necessitino di interventi strutturali.

6 CONCLUSIONI

Il fabbricato esistente è stato indagato, modellato ed analizzato secondo quanto stabilito dalla normativa vigente, NTC 2018. Attraverso l'ausilio di un software agli elementi finiti si è studiato il suo comportamento per sollecitazioni sismiche nello stato attuale e nello stato di progetto.

Dai risultati delle analisi di pushover della struttura nello stato di fatto si è ottenuto un valore del livello di sicurezza ζ_E della struttura pari a 0,208 a causa del collasso prematuro per trazione diagonale dei nodi trave-pilastro.

In accordo con quanto specificato nella Circolare 2019 in materia di edifici esistenti è stata condotta la verifica a taglio della struttura esistente in condizioni di taglio cicliche; verifica che ha evidenziato la fragilità per taglio di un cospicuo numero di elementi strutturali.

A seguito dei risultati delle analisi di vulnerabilità svolte per lo stato di fatto si sono individuati gli interventi volti ad eliminare le criticità della struttura assumendo come punto di arrivo il raggiungimento di un valore del livello di sicurezza superiore al limite di 0,60 imposto dalle NTC per gli interventi di miglioramento sismico di edifici scolastici di classe III. Tale assunzione è basata su considerazioni di difficoltà realizzative delle lavorazioni nei nodi trave-pilastro.

Il valore del livello di sicurezza così ottenuto per la struttura a seguito degli interventi strutturali conseguentemente dimensionati è pari a 0,609.

Il miglioramento sismico ottenuto dall'insieme degli interventi è indicato come la differenza tra i livelli di sicurezza ottenuti per lo stato di progetto e di fatto:

$$\text{Miglioramento} = \zeta_{PGA}(\text{SDP}) - \zeta_{PGA}(\text{SDF}) = 0,609 - 0,208 = + 40,10 \%$$

ELENCO ALLEGATI

"A1: Documento di Validazione, AMV 2019"

PUSH 0,6 – NO RINFORZO CFRP

- **Modello 1**

"A2: Mod1_VerificaFragiliPushover"

"A3: Mod1_VerificaNodiNonConfinatiPushover"

- **Modello 2**

"A4: Mod2_VerificaFragiliPushover"

"A5: Mod2_VerificaNodiNonConfinatiPushover"

PUSH 0,6 – RINFORZO CFRP

- **Modello 1**

"A6: Mod1_INT_VerificaFragiliPushover"

- **Modello 2**

"A7: Mod2_INT_VerificaFragiliPushover"