



Provincia di Ravenna Settore Lavori Pubblici

Servizio Edilizia Scolastica e Patrimonio

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO TECNICO INDUSTRIALE E PROFESSIONALE "L. BUCCI", SUCCURSALE DI VIA SAN GIOVANNI BATTISTA, 11 - FAENZA (RA) - 1° STRALCIO FUNZIONALE

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Presidente: Sig. Michele De Pascale		Consigliere con delega all'Edilizia Scolastica : Sig.ra Maria Luisa Martinez			
Dirigente Responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile		Responsabile del Servizio: Arch. Giovanna Garzanti			
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:		Ing. Paolo Nobile	Firme: Firmato digitalmente		
PROGETTISTA COORDINATORE:		Ing. Marco Conti	Firmato		
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE:		Ing. Arch. Andrea A. Bassoli	Firmato		
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI		Prof. Ing. Lorenzo Jurina	Firmato		
COLLABORATORI PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI		Ing. Mattia Almeri Ing. Arch. Andrea A. Bassoli Ing. Alessio Battiston Ing. Alberto Bonetto Ing. Arch. Antonetta Nunziata Ing. Edoardo O. Radaelli Dott. Arch. Boris Zlatkov	Firmato		
COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE		geom. Sara Vergallo, p.i. Andrea Bezzi	Firmato		
0	EMISSIONE	MC	PN	PN	26.02.2020
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI

Elaborato num: B3	Revisione: 0	Data: 26/02/2020	Scala:	Nome file: B3_RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI Adeg Sism ITIP Bucci Via S Giov feb 2020
-----------------------------	------------------------	----------------------------	--------	---



PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO
DELL' ISTITUTO D'ISTRUZIONE SUPERIORE
TECNICA INDUSTRIALE E PROFESSIONALE
"LUIGI BUCCI" DI FAENZA (RA)
SEDE DI VIA SAN GIOVANNI BATTISTA, 11

Committente:



PROVINCIA DI RAVENNA

Ufficio edilizia scolastica
Via Roma, 118, 48121 Ravenna

Progettista strutturale:



prof. ing. LORENZO JURINA

via Trento, 1 20060 - Cassina de'Pecchi (MI)
Tel. +Fax. 02/95.29.91.67
e-mail: studio.jurina@jurina.it
web: www.jurina.it
Ordine Ingegneri di Milano n. 10893

Collaboratori:

ing. Mattia Almeri
ing. arch. Andrea A. Bassoli
ing. Alessio Battiston
ing. Alberto Bonetto
ing. arch. Antonetta Nunziata
ing. Edoardo O. Radaelli
dott. arch. Boris Zlatkov

RC_Relazione di calcolo_rev.01

Data: 18 Ott. 2019

INDICE

1. CAMPAGNA CONOSCITIVA	9
2. MATERIALI	10
3. NORMATIVE.....	13
4. AZIONI SULLE STRUTTURE.....	14
5. ANALISI DEI CARICHI	16
6. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	19
7. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO	20
7.1. Blocchi A e B	20
7.2. Blocco palestra	23
8. FATTORI DI COMPORTAMENTO	24
9. VERIFICA DEL BLOCCO A+B	25
9.1. Modello numerico	25
9.2. Verifiche SLV	26
10. VERIFICA DEL BLOCCO PALESTRA	56
10.1. Modello numerico	56
10.2. Verifiche SLV	57
CONCLUSIONI	61
ALLEGATI.....	63

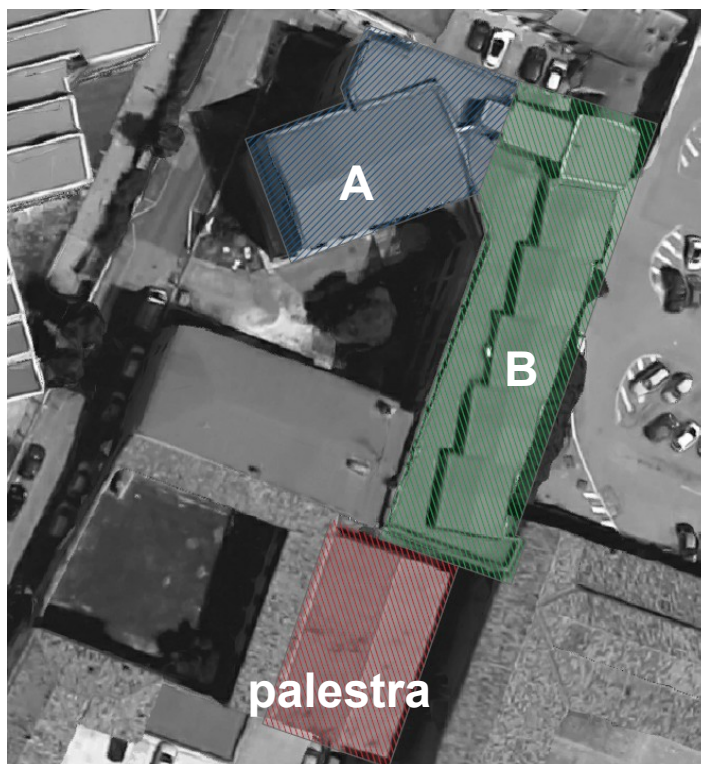
Prof. Ing. Lorenzo Jurina
20060 Cassina de' Pecchi – (MI)
tel+fax: 02-95299167
e-mail: studio.jurina@jurina.it

1. INTRODUZIONE

Il presente documento ha lo scopo di verificare l'efficacia dell'intervento di adeguamento sismico previsto per l'Istituto Tecnico Industriale e Professionale "L. Bucci", nella sua sede di via San Giovanni Battista, 11/A a Faenza (RA).

Si tratta di un complesso di edifici prevalentemente **a telaio in calcestruzzo armato**, costruito nell'anno 1970. Si sono individuate 3 unità strutturalmente indipendenti, divise da giunti strutturali:

- Blocco A Nord (blu)
- Blocco B Est (verde)
- Palestra Sud (rosso)



Si riportano nei capitoli a seguire le **verifiche sismiche** degli elementi strutturali esistenti e quelli previsti da progetto, secondo normativa vigente. L'analisi è stata svolta sulla base dei risultati e dei modelli prodotti in sede di analisi dello stato di fatto delle tre sedi dell'istituto, per la cui illustrazione si rimanda ai documenti già inviati alla provincia di Ravenna nel mese di giugno 2019. Si evidenzia come, allo stato di fatto, la vulnerabilità sismica dei tre blocchi si fosse stimata come segue:

- **Blocco A** $\zeta_E = 0,30$
- **Blocco B** $\zeta_E = 0,31$
- **Palestra** $\zeta_E = 0,38$

Si sottolinea che si è voluto raggiungere il **completo adeguamento sismico** delle strutture, nonostante la normativa vigente non preveda un obbligo in tal senso. Ai sensi dei §8.4.2 e §8.4.3 delle NTC 2018, infatti, per l'edificio in esame, ossia un "edificio di classe III ad uso scolastico" non è obbligatorio un adeguamento sismico (ζ_E minimo pari a 1), ma un *miglioramento* che consenta di raggiungere un indice di vulnerabilità ζ_E minimo pari a 0,6. **Tutte le analisi, i modelli numerici e le verifiche sono state sviluppate tramite il software TRAVILOG TITANIUM 6.**

Prof. Ing. Lorenzo Jurina
20060 Cassina de' Pecchi – (MI)
tel+fax: 02-95299167
e-mail: studio.jurina@jurina.it



Facciata sud-ovest del blocco A

Prof. Ing. Lorenzo Jurina
20060 Cassina de' Pecchi – (MI)
tel+fax: 02-95299167
e-mail: studio.jurina@jurina.it



Facciata ovest del blocco B



Prof. Ing. Lorenzo Jurina
20060 Cassina de' Pecchi – (MI)
tel+fax: 02-95299167
e-mail: studio.jurina@jurina.it

Interni del blocco B



*Interni del blocco
A*



Palestra, interni



Palestra, intradosso della copertura



Giunto tra blocchi A e B



Copertura

Prof. Ing. Lorenzo Jurina
20060 Cassina de' Pecchi – (MI)
tel+fax: 02-95299167
e-mail: studio.jurina@jurina.it

1. CAMPAGNA CONOSCITIVA

Le geometrie e i parametri dei materiali sono stati determinati sulla base della **campagna conoscitiva** svolta e sui dati forniti dal committente. In particolare, si sono desunte le geometrie delle membrature e le relative distribuzioni di armatura da tavole progettuali e da relazioni di calcolo risalenti all'epoca della costruzione dei manufatti. I dati desunti dal materiale d'archivio sono stati confrontati e validati dalle evidenze emerse in sede di sopralluogo e di campagna diagnostica. I dati disponibili sono tuttavia di qualità e quantità eterogenee in relazione ai blocchi esaminati. Si riassumono di seguito le fonti dalle quali si sono desunte geometrie e caratteristiche dei materiali nelle varie unità. Si riportano i valori del **fattore di confidenza** impiegato nelle verifiche di sicurezza delle 3 unità corrispondenti.

Unità	Sezioni delle membrature	Armatura membrature	Resistenza a compressione del cls	Resistenza a trazione dell'acciaio d'armatura	FC
Blocco A	Rilievo e documentazione storica (tavole e relazione di calcolo)	Documentazione storica (tavole e relazione di calcolo) e prove pacometriche a campione	Documentazione storica (tavole e relazione di calcolo) e prove distruttive e non a campione	Documentazione storica (tavole e relazione di calcolo)	1,35*
Blocco B	Rilievo e documentazione storica (relazione di calcolo)	Documentazione storica (relazione di calcolo) e prove pacometriche a campione	Documentazione storica (relazione di calcolo) e prove distruttive e non a campione	Documentazione storica (relazione di calcolo) e analogia con Blocco A	1,35
Palestra	Rilievo	Prove pacometriche e analogia con Blocco A	Analogia con Blocco A e Blocco B	Analogia con Blocco A	1,35

*valore incrementato rispetto a 1,2 allo stato di fatto, a favore di sicurezza.

2. MATERIALI

In merito al calcestruzzo armato esistente si sono impiegati i parametri derivati dalla campagna diagnostica, come per l'analisi dello stato di fatto. Dalle prove di compressione svolte su campioni di calcestruzzo si è ricavato il valore di resistenza a compressione media impiegato in tutte le verifiche strutturali. Anche il peso specifico del calcestruzzo è stato derivato come valore medio dei risultati della diagnostica. La tensione di snervamento dell'acciaio d'armatura è invece stata desunta dalle prescrizioni progettuali reperite nel materiale d'archivio. Per tutti gli altri parametri si sono impiegati valori medi da letteratura.

Calcestruzzo esistente

Resistenza media a compressione del calcestruzzo: $f_{cm} = 21,3 \text{ MPa}$

Peso specifico del calcestruzzo: $\gamma_c = 22 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente di dilatazione termica lineare $\alpha_t: 10^{-5}$

Il calcestruzzo nuovo ha, invece, le seguenti caratteristiche:

Acciaio Aq50 per barre d'armatura esistenti

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 270 \text{ MPa}$.

Muratura esistente del blocco palestra (mattoni semipieni con malta cementizia)

Resistenza a compressione $f_d = 6,5 / 1,35 / 2,4 = 2,01 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a taglio $f_{vk0} = 0,36 \times 0,7 / 1,35 = 0,187 \text{ N/mm}^2$

Densità $\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$

Modulo elastico $E = 4550 \text{ N/mm}^2$

Modulo tagliante $G = 1138 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo C28/35 per nuove incamiciature armate

$R_{ck} = 35,00 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,83 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,98 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctd} = f_{ctk}/1,5$	=	1,32 N/mm ²
$f_{bd} = f_{bk}/1,5$		
$f_{bk} = 2,25 \times \eta \times f_{ctk}$ con $\eta = 1,0$	=	4,46 N/mm ²
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	37,05 N/mm ²
$E_{cm} = 22.000 \times [f_{cm}/10]^{0,3}$	=	32588 N/mm ²
coeff. dilatazione termica α	=	$10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità ρ	=	2500 kg/m ³

Acciaio d'armatura per barre e reti elettrosaldate B450C

Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	= 540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	= 450 N/mm ²
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/1,15$	= 391 N/mm ²
Modulo di elasticità	E	= 210.000 N/mm ²
Coefficiente dilatazione termica	α	= $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Barre filettate 8.8

Tensione di rottura	f_{btk}	= 800 N/mm ²
Tensione di snervamento	f_{byk}	= 640 N/mm ²

Barre filettate 10.9

Tensione di rottura	f_{btk}	= 1100 N/mm ²
Tensione di snervamento	f_{byk}	= 900 N/mm ²

Fasce in fibra di carbonio tipo "Mapewrap C.UNI-AX-600"

Tensione caratteristica di rottura	f_{fk}	= 4830 N/mm ²
Modulo di elasticità	E	= 230000 N/mm ²
Spessore fascia	t	= 0,333 mm
Larghezza fascia	b	= 300 mm

Rete in fibra di vetro impregnata con resina termoindurente epox

Dimensione maglia		= 33 x 33 mm
Resistenza a trazione media della rete		= 168 kN/m
Resistenza a trazione media del composito		= 490 kN/m
Modulo elastico del composito	E	= 25000 MPa

Acciaio da carpenteria metallica S275JR

Tensione di rottura	f_{tk}	= 430 N/mm ²
Tensione di snervamento	f_{yk}	= 275 N/mm ²
Resistenza di progetto		
$f_d = f_{yk}/\gamma_M$ con $\gamma_M = 1,05$	f_d	= 262 N/mm ²
Modulo elastico	E	= 210.000 N/mm ²
Coefficiente dilatazione termica	α	= 12x10 ⁻⁶ °C ⁻¹

Blocchi forati in laterizio Doppio Uni 12x25x12 cm

Mattoni UNI semipieni in laterizio 5.5x12x25 cm

3. NORMATIVE

I calcoli della presente relazione fanno riferimento alla normativa vigente ed in particolare:

- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018
"Norme Tecniche per le Costruzioni 2018"
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7
"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018". (GU n. 35 del 11-2-2019)"
- Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996.
"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996"
- Decreto Ministeriale 9 Gennaio 1996
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. (Da utilizzarsi nel calcolo col metodo degli stati limite) (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- Circolare 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C.
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996. (G.U. 26-11-1996, n. 277 - suppl.)"
- Decreto Ministeriale 20 novembre 1987
"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. (Suppl. Ord. alla G.U. 5-12-1987, n. 285)"
Eurocodici
- UNI EN 1992-1-1: 2005
"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1992-1-2: 2005
"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".
- 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"

4. AZIONI SULLE STRUTTURE

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC, le azioni che interessano la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- *permanenti* (G): azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- *eccezionali* (A): azioni che si verificano eccezionalmente:
 - incendi
 - esplosioni
 - urti ed impatti
- *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Data la necessità di intervento in relazione agli effetti dei carichi sismici, sono stati considerati solamente questi ultimi.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (nei risultati SLU sisma)

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

Dettagli per la combinazione sismica

La valutazione dell'azione sismica E è condotta secondo le specifiche del capitolo 3.2 e in accordo con le prescrizioni del capitolo 7.3.3 delle NTC per i tipi di analisi sismica lineare sia dinamica che statica.

I risultati così ottenuti per ciascuna direzione, X e Y (eventualmente anche Z), vengono poi combinati secondo le indicazioni del capitolo 7.3.5 delle NTC, ovvero vengono sommati i contributi secondo il seguente criterio:

$$E_1 = 1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E_2 = 0,30 \times E_x + 1,00 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E_3 = 0,30 \times E_x + 0,30 \times E_y + 1,00 \times E_z$$

La rotazione dei coefficienti moltiplicativi permette l'individuazione degli effetti più gravosi, la direzione Z è opzionale in virtù delle prescrizioni al paragrafo 7.2.2 delle NTC.

Verifica in condizione sismica

Le verifiche effettuate in condizione statica vengono integrate con i risultati della combinazione sismica (anche SLU sisma) e secondo le specifiche delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

I risultati dell'azione sismica E danno luogo a sollecitazioni involuppate e prive di segno in accordo con la combinazione quadratica completa (CQC, § C7.3.3 della Circolare Ministeriale 617 del 2009) necessarie per considerare le correlazioni tra i massimi contributi modali. La combinazione dei risultati nelle diverse direzioni, attraverso gli opportuni coefficienti di interazione, dà luogo alla combinazione sismica più gravosa (E1, E2, E3).

Per la verifica di travi e pilastri, e in generale degli elementi 'asta', la componente E della combinazione sismica individuata viene considerata positiva e negativa; la combinazione sismica dà luogo quindi alle sollecitazioni di progetto le quali vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata (NE⁺, NE⁻, ME1⁺, ME1⁻, ME2⁺, ME2⁻) e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- NE⁺, MEz⁺, MEy⁺
- NE⁺, MEz⁺, MEy⁻
- NE⁺, MEz⁻, MEy⁺
- NE⁺, MEz⁻, MEy⁻
- NE⁻, MEz⁺, MEy⁺
- NE⁻, MEz⁺, MEy⁻
- NE⁻, MEz⁻, MEy⁺
- NE⁻, MEz⁻, MEy⁻

Per la verifica delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (TEz⁺, TEz⁻, TEy⁺, TEy⁻).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di verifica:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

5. ANALISI DEI CARICHI

La struttura è soggetta oltre che ai pesi propri anche a carichi esterni dovuti alla presenza di elementi non strutturali ed alla distribuzione di carichi permanenti e variabili legati alla funzione stessa dell'opera. Tra i carichi variabili inoltre vengono considerate le azioni del vento e della neve. Di seguito, in dettaglio la composizione delle azioni e la loro applicazione sulla struttura in esame.

Carichi sui solai

Carichi permanenti

Solai	3,2 kN/m ²
Totale	3,2 kN/m²

Carichi permanenti non strutturali

	1,5 kN/m ²
--	-----------------------

Carichi accidentali

Calpestio cat. C	3 kN/m ²
Totale	3 kN/m²

Peso dei tamponamenti perimetrali

Carichi permanenti non strutturali

muratura a mattoni pieni (16 kN/m ³), spessore 15 cm	
--	--

Vento

Carichi accidentali

Pressione del vento	445,72 N/m ²
Totale	445,72 N/m²

Neve

Carichi accidentali

Neve	1,08 kN/m ²
Totale	1,08 kN/m²

Azioni sismiche

Si riporta di seguito lo schema delle azioni sismiche implementate nel programma di calcolo. Lo spettro è stato definito in base ai parametri di sito e dai dati provenienti dalle prove geosismiche svolte, di cui in allegato.

Caratteristiche del sito

Comune: Faenza

Provincia: RA

Longitudine: 11,8762 °

Latitudine: 44,2924 °

Categoria di sottosuolo: C

Amplificazione topografica: T1

Caratteristiche dell'edificio

Vita nominale V_N : 50 anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso C_U : 1,5

Periodo di riferimento V_R : 75,00 anni

	PVR	TR	ag	F0	TC*
Stato Limite di Operatività	81 %	45,00	0,81	2,39	0,27
Stato Limite di Danno	63 %	75,00	1,02	2,39	0,28
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	10 %	712,00	2,33	2,48	0,31
Stato Limite di Prevenzione del Collasso	5 %	1462,00	2,88	2,54	0,32

Parametri sismici

Componente orizzontale

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

Fattore di utilizzazione dello spettro elastico η : 1

	SS	S	CC	TB	TC	TD
Stato Limite di Operatività	1,50	1,50	1,62	0,14	0,43	1,93
Stato Limite di Danno	1,50	1,50	1,60	0,15	0,45	2,01
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	1,35	1,35	1,55	0,16	0,48	2,53
Stato Limite di Prevenzione del Collasso	1,26	1,26	1,53	0,16	0,49	2,75

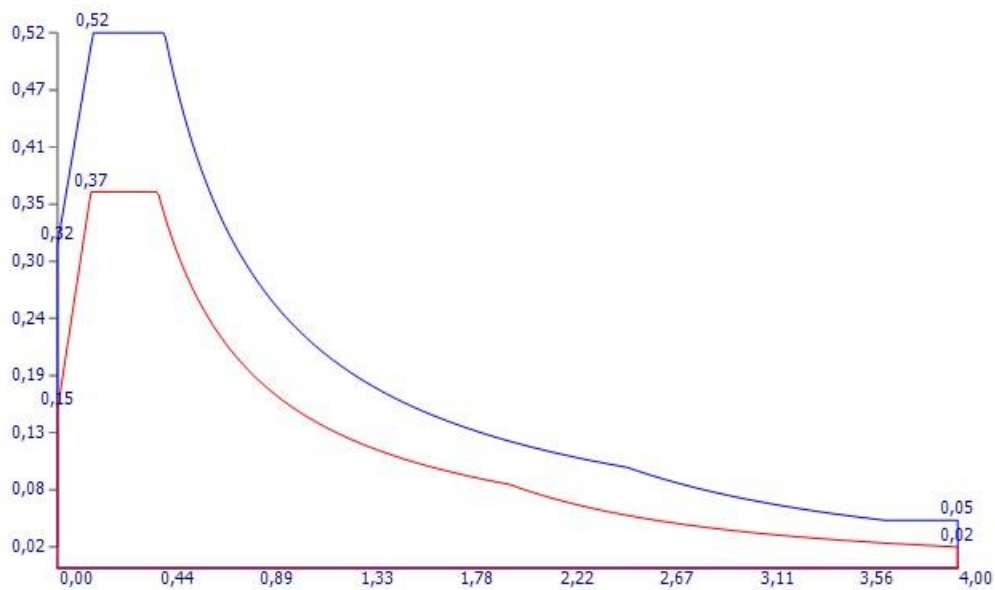
Componente verticale

	SS	S	TB	TC	TD	Fv
Parametri dello spettro di risposta elastico verticale	1,0	1,35	0,05	0,15	1,0	5,11

Con:

- SS coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S coefficiente di amplificazione topografica e stratigrafica
- Fo fattore di amplificazione spettrale massima su sito rigido orizzontale
- Fv fattore di amplificazione spettrale massima
- TC periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, in [s]
- TB periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, in [s]
- TD periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, in [s]

Lo spettro di risposta in accelerazione orizzontale è qui riportato. La linea rossa rappresenta lo spettro di progetto ($q=1,5$), mentre quella blu rappresenta lo spettro elastico.



6. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni considerate per le verifiche di sicurezza.

Combinazioni SLV

Si sono considerate le seguenti combinazioni allo SLV

Sisma X + 0,3 Sisma Y + SLE Q.P.

Sisma X - 0,3 Sisma Y + SLE Q.P.

Sisma -X + 0,3 Sisma Y + SLE Q.P.

Sisma -X - 0,3 Sisma Y + SLE Q.P.

Sisma Y + 0,3 Sisma X + SLE Q.P.

Sisma Y - 0,3 Sisma X + SLE Q.P.

Sisma -Y + 0,3 Sisma X + SLE Q.P.

Sisma -Y - 0,3 Sisma X + SLE Q.P.

7. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

Si riporta di seguito una sintetica descrizione degli interventi previsti per il raggiungimento dell'adeguamento sismico dei fabbricati che compongono la sede di via S. Giovanni dell'Istituto Tecnico "Bucci" di Faenza (RA). La tecnologia impiegata prevede l'**inserimento di elementi in cls e acciaio** in grado di assorbire gli sforzi dovuti alle azioni sismiche di progetto. In particolare si prevede la realizzazione di pareti in calcestruzzo armato, collegate agli elementi che compongono i telai, in modo da ottenere elementi bidimensionali con un'elevata rigidità nei confronti delle forze orizzontali. In una fase preliminare della progettazione è stata testata una soluzione alternativa che non prevedeva la demolizione dei tramezzi, ma che è stata scartata perché più onerosa e di difficile realizzazione nei punti di connessione degli elementi nuovi all'esistente.

7.1. Blocchi A e B

Nei due blocchi principali, afferenti alla sede di via S. Giovanni, si prevedono i seguenti interventi:

- **Collegamento delle travi che insistono sul giunto strutturale** tra i blocchi A e B, attraverso 8 barre filettate M27 disposte a "X" nel piano orizzontale e iniezione di boiaccia cementizia antiritiro all'interno del giunto stesso, per la realizzazione della continuità strutturale, così da evitare fenomeno del "martellamento";
- Realizzazione di 12 **pareti in calcestruzzo armato di spessore variabile (20 e 30 cm)** a seconda della posizione in pianta, sulla base della distribuzione della rigidità dell'edificio, in luogo delle murature d'ambito in mattoni forati o in affiancamento con le pareti esistenti;
- Inibizione dei cinematismi individuati in sede di analisi dello stato di fatto nella zona nord-est in copertura tramite l'applicazione di **intonaco armato con GFRP all'esterno**, e rinforzo delle murature in copertura tramite "betoncino" armato con rete elettrosaldata;
- Rinforzo a taglio e flessione dei setti in c.a. esistenti in corrispondenza del vano scala tramite **applicazione di fasce in fibra di carbonio verticali e orizzontali**.

In relazione alla necessità di realizzare la continuità strutturale dei blocchi A e B, si riportano gli spostamenti nodali ottenuti alla massima quota in corrispondenza del giunto, allo stato di progetto, in assenza di continuità strutturale. La dimensione del varco tra i due blocchi strutturali, dalle evidenze della campagna diagnostica, risulta pari a 1 cm. Gli spostamenti ottenuti indicano la possibilità di martellamento.

Spostamento sommitale blocco A: $d_{y\ bl\ A\ max} = 0,9\ cm$

Spostamento sommitale blocco B: $d_{y\ bl\ B\ max} = 1,2\ cm$

$$\Delta d_{y\ max} = 2,10\ cm > 1\ cm$$

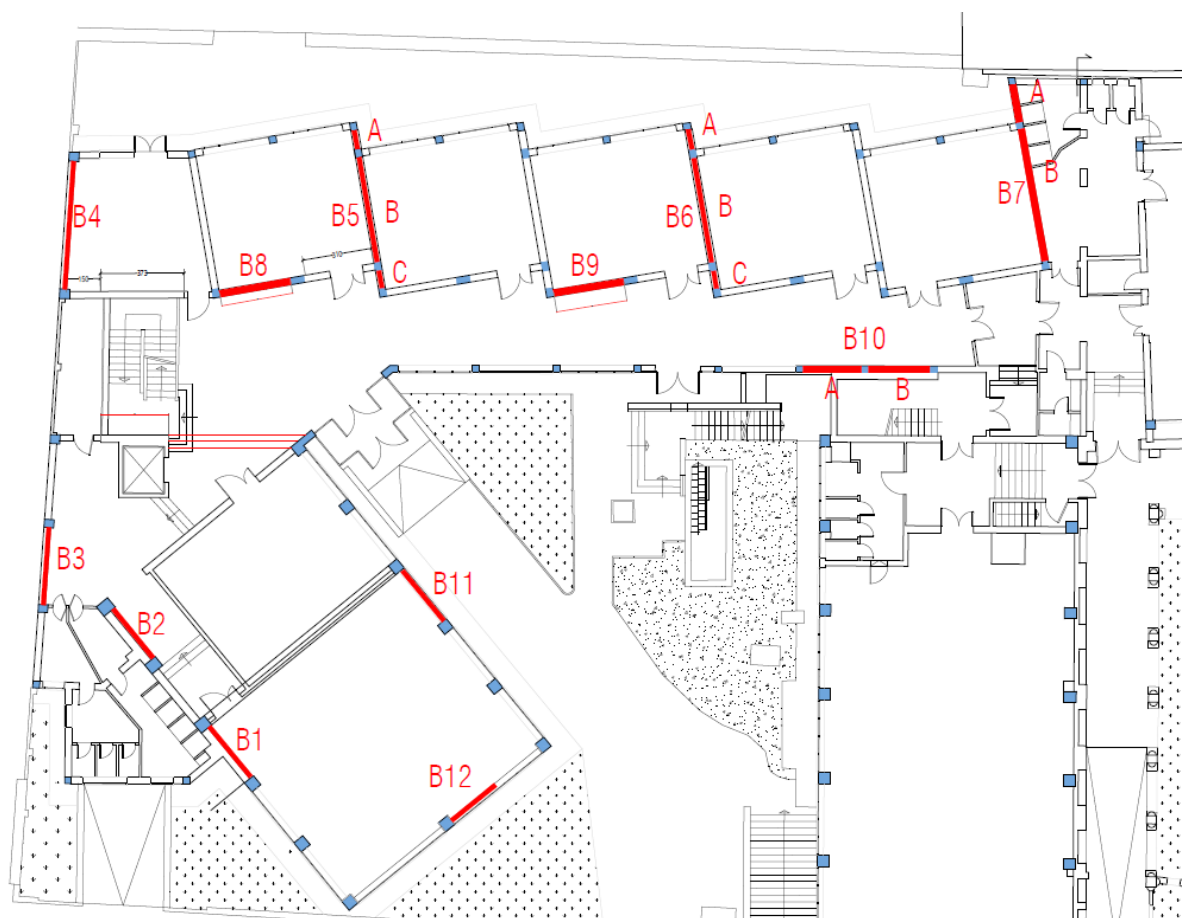
Per quanto concerne, invece, il giunto strutturale con il l'edificio a sud-ovest fuori dalla competenza del presente progetto, si stimano i seguenti spostamenti allo SLV, allo stato di progetto:

Spostamento sommitale blocco B: $d_{y\ bl\ BA\ max} = 0,3\ cm$

Spostamento sommitale edificio adiacente (NTC 2018): $d_{y\ altro\ max} = h/100 a_g S/g = 0,4\ cm$

$$\Delta d_{y\ max} = 0,7\ cm < 1\ cm$$

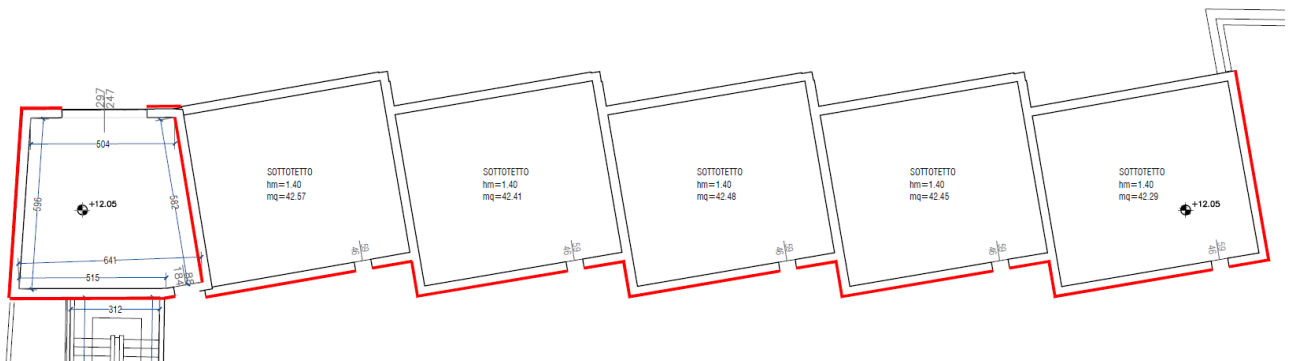
In questo caso si ritiene non necessaria la realizzazione della continuità strutturale.



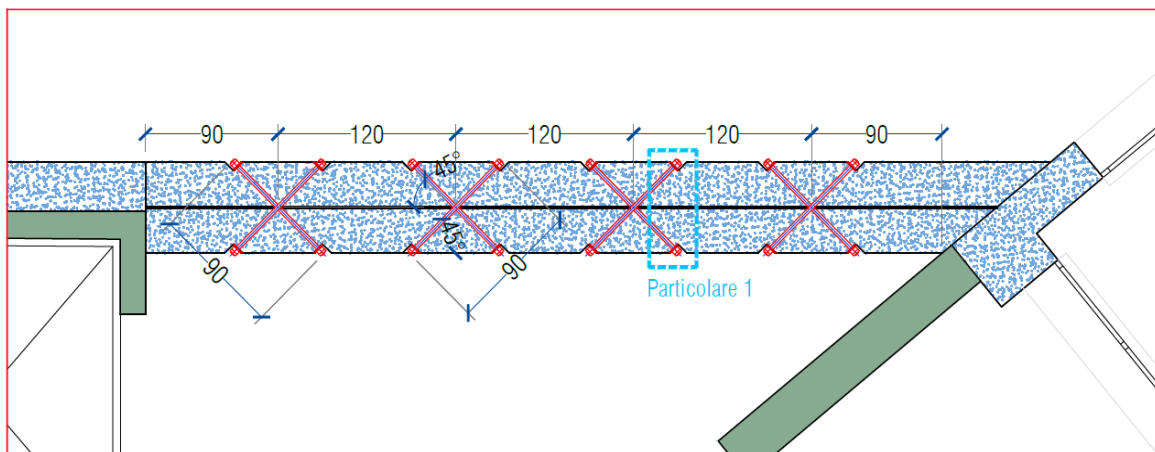
Pianta delle nuove pareti (in rosso)

Setto	Spessore (cm)	Posizione
B1	20	In affiancamento delle pareti esistenti
B2	20	In affiancamento delle pareti esistenti
B3	20	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B4	20	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B5	20	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B6	20	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B7	30	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B8	30	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B9	30	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B10	30	In asse dei pilastri, in luogo dei tramezzi
B11	20	In affiancamento delle pareti esistenti

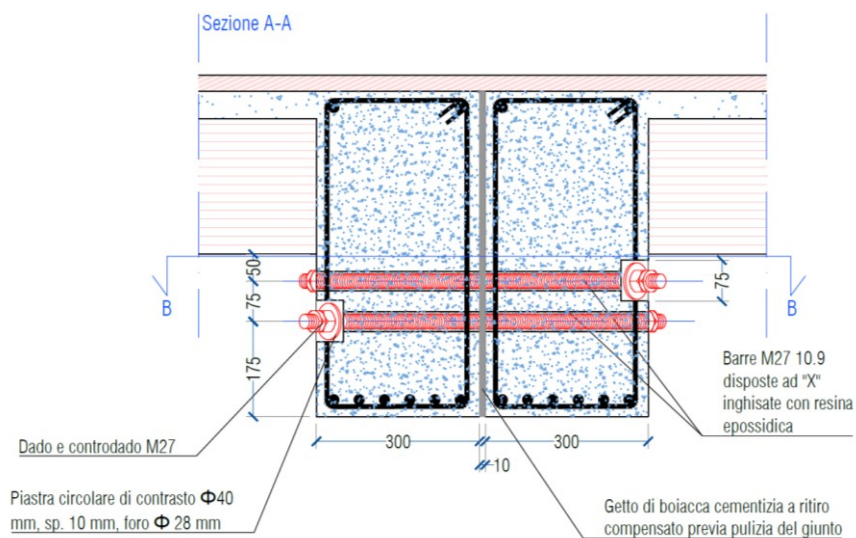
B12	20	In affiancamento delle pareti esistenti
-----	----	---



Pianta delle pareti soggette ad applicazione di intonaco armato in copertura (in rosso)



Vista in piante delle barre di "cucitura" del giunto strutturale (in rosso) in corrispondenza delle travi affiancate

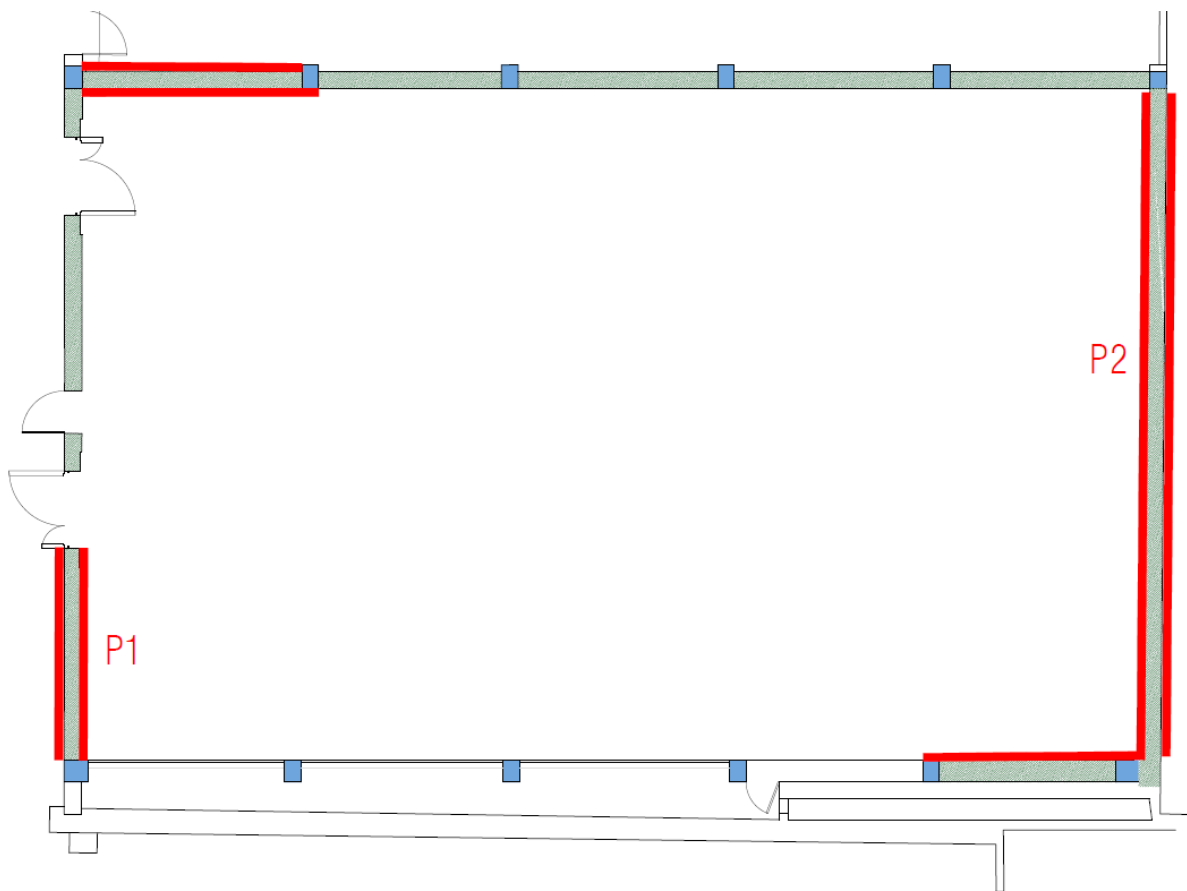


Vista in sezione dell'intervento di chiusura del giunto

7.2. Blocco palestra

Ai fini dell'adeguamento sismico del Blocco Palestra si prevede il rinforzo tramite applicazione di **intonaco armato con sistema FRCM** su entrambe le facce laddove possibile o in alternativa su una faccia delle pareti esistenti, come evidenziato nell'immagine che segue. L'intonaco sarà armato tramite rete in fibra di vetro tipo, connessa alla muratura esistente tramite connettori passanti.

Su metà del lato esterno della parete P2 potrebbe non essere possibile intervenire per applicare l'intonaco armato, a causa di problematiche di cantierizzazione. Ai fini del calcolo, tuttavia, la verifica risulta equivalente in quanto non si ravvisano sostanziali differenze numeriche.



Pianta dei rinforzi in FRCM previsti (in rosso)

8. FATTORI DI COMPORTAMENTO

In osservanza a quanto previsto dalle NTC 2018, considerando una “classe di duttilità B”, si sono impiegati i seguenti fattori di comportamento, corrispondenti alla tipologia strutturale “costruzioni in calcestruzzo . strutture a pareti non accoppiate”:

Verifiche di resistenza SLV a pressoflessione di travi e pilastri esistenti (rotture duttili): $q = 3,0$

Verifiche di resistenza SLV a taglio dei travi e pilastri esistenti (rotture fragili): $q = 1,5$

Verifiche di resistenza SLV a pressoflessione e taglio delle pareti in c.a. $q = 1,5$

Verifiche di resistenza SLV a pressoflessione e taglio delle pareti in muratura della palestra $q = 1,5$

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

Tipologia strutturale	q_0	
	CD“ A”	CD“ B”
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$	$3,0 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

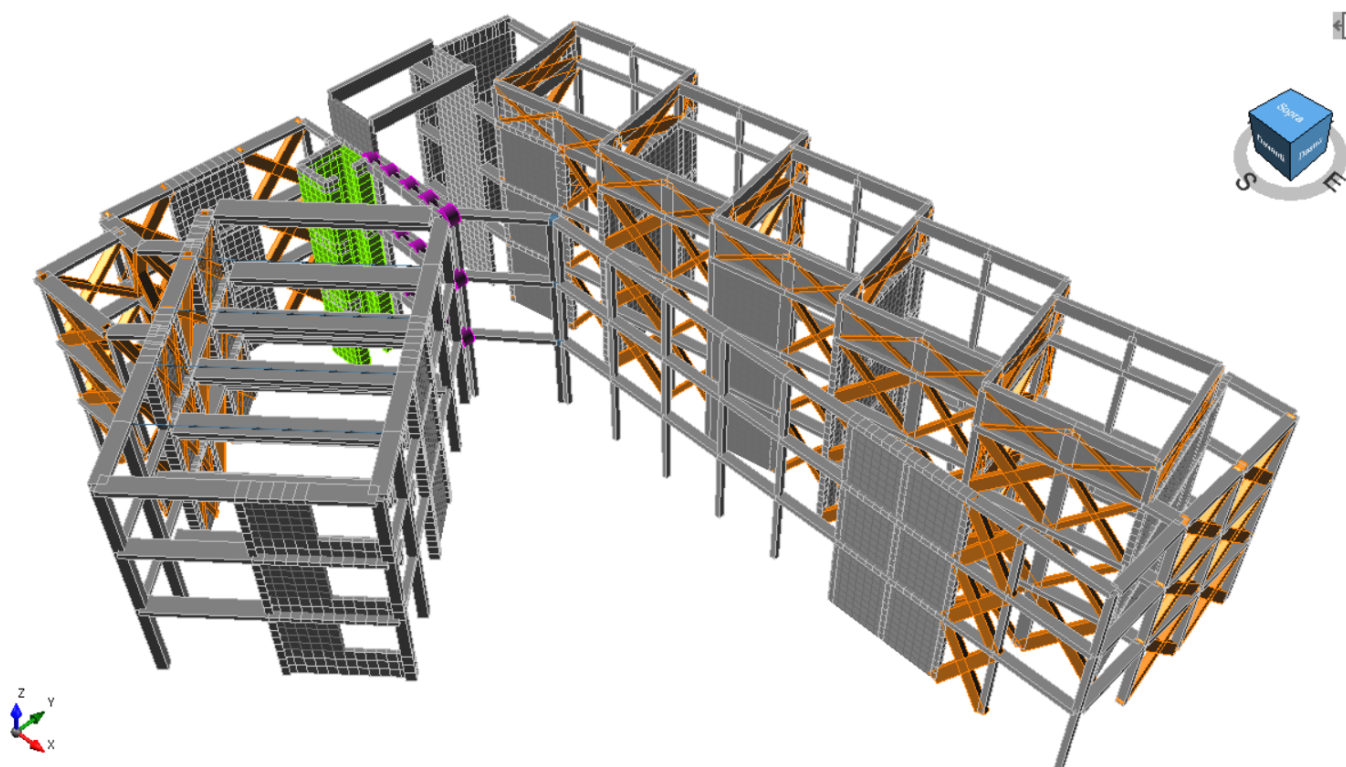
Fattori di comportamento secondo le NTC 2018

9. VERIFICA DEL BLOCCO A+B

9.1. Modello numerico

Si riporta una vista assonometrica del **modello ad elementi finiti impiegato per l'analisi strutturale**. La struttura è costituita da un telaio in c.a. con travi principali, travi reggi-muro e pilastri. Il vano ascensore è in muratura di mattoni pieni. Il contributo dei tamponamenti è computato in termini di carico permanente come distribuito sulle travi reggi-muro e in termini di rigidezza come controventi a sezione equivalente in muratura, secondo le indicazioni riportate nella Circolare 10 aprile 1997 n 65, ossia di spessore pari a quello della muratura e altezza pari a 1/10 della lunghezza della diagonale del tamponamento.

Il modulo elastico dei controventi è stato posto pari a 800 N/mm^2 , ossia pari a metà del modulo elastico comune della muratura, per tener conto del solo effetto puntone. La copertura non è stata modellata ed è stata considerata come piano rigido tramite rigid link, così come i solai di piano. I nuovi setti sono stati introdotti tramite elementi bidimensionali "shell" connessi a travi e pilastri. Travi e pilastri connessi ai setti non sono stati verificati, in quanto, allo stato di progetto, facenti parte dei setti stessi.



Vista prospettica del modello Travilog Titanium impiegato

9.2. Verifiche SLV

L'analisi sismica con spettro di risposta ha visto lo svolgimento preliminare di **un'analisi modale**, in grado di determinare i primi modi di vibrare della struttura, che ne determinano il comportamento dinamico. Si riportano di seguito i risultati ottenuti, in termini di frequenze, periodi e percentuali di partecipazione dei primi 60 modi.

n	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]	n	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]
1	4,87	0,21	70,70	5,09	31	15,57	0,06	0,07	0,56
2	6,39	0,16	5,23	45,47	32	16,32	0,06	0,08	0,05
3	6,49	0,15	0,19	2,13	33	16,90	0,06	0,00	0,01
4	6,68	0,15	1,59	3,48	34	17,27	0,06	2,34	0,13
5	7,24	0,14	0,00	4,11	35	17,70	0,06	0,82	0,39
6	7,50	0,13	0,00	1,23	36	18,19	0,06	6,01	1,33
7	8,25	0,12	0,08	0,68	37	19,18	0,05	0,00	0,12
8	8,42	0,12	0,13	10,67	38	19,32	0,05	0,13	0,06
9	8,64	0,12	0,02	4,29	39	19,87	0,05	0,05	0,03
10	8,76	0,11	0,02	0,00	40	22,14	0,05	0,39	0,98
11	8,96	0,11	0,09	0,15	41	22,45	0,05	0,22	0,14
12	9,31	0,11	0,12	0,19	42	23,46	0,04	0,33	1,30
13	9,53	0,11	0,00	0,03	43	24,57	0,04	1,79	5,10
14	9,55	0,11	0,23	0,50	44	25,71	0,04	0,15	0,05
15	9,98	0,10	0,19	0,00	45	28,16	0,04	0,02	0,19
16	10,04	0,10	0,01	0,00	46	29,93	0,03	0,44	0,04
17	10,48	0,10	0,47	0,02	47	32,10	0,03	0,02	0,27
18	10,69	0,09	0,79	0,00	48	33,80	0,03	0,01	0,44
19	11,23	0,09	0,31	0,14	49	37,93	0,03	0,54	0,00
20	11,99	0,08	0,28	0,00	50	39,23	0,03	0,02	0,60
21	12,24	0,08	0,10	0,02	51	45,86	0,02	0,00	0,54
22	12,57	0,08	0,00	0,13	52	49,15	0,02	0,84	0,06
23	12,75	0,08	0,05	0,42	53	53,47	0,02	0,10	0,39
24	13,11	0,08	0,04	0,01	54	72,00	0,01	0,01	1,10
25	13,49	0,07	0,01	0,00	55	79,16	0,01	0,72	0,09
26	13,69	0,07	0,19	0,05	56	89,47	0,01	0,00	0,52
27	13,83	0,07	0,03	0,30	57	139,74	0,01	0,06	0,16
28	14,24	0,07	0,08	0,16	58	169,72	0,01	0,72	0,02
29	14,80	0,07	0,23	0,00	59	282,76	0,00	0,00	0,71
30	14,97	0,07	0,02	0,73		Totale		97,62	97,78

Le verifiche SLV sono state svolte tramite un'analisi dinamica lineare, con spettro di risposta.

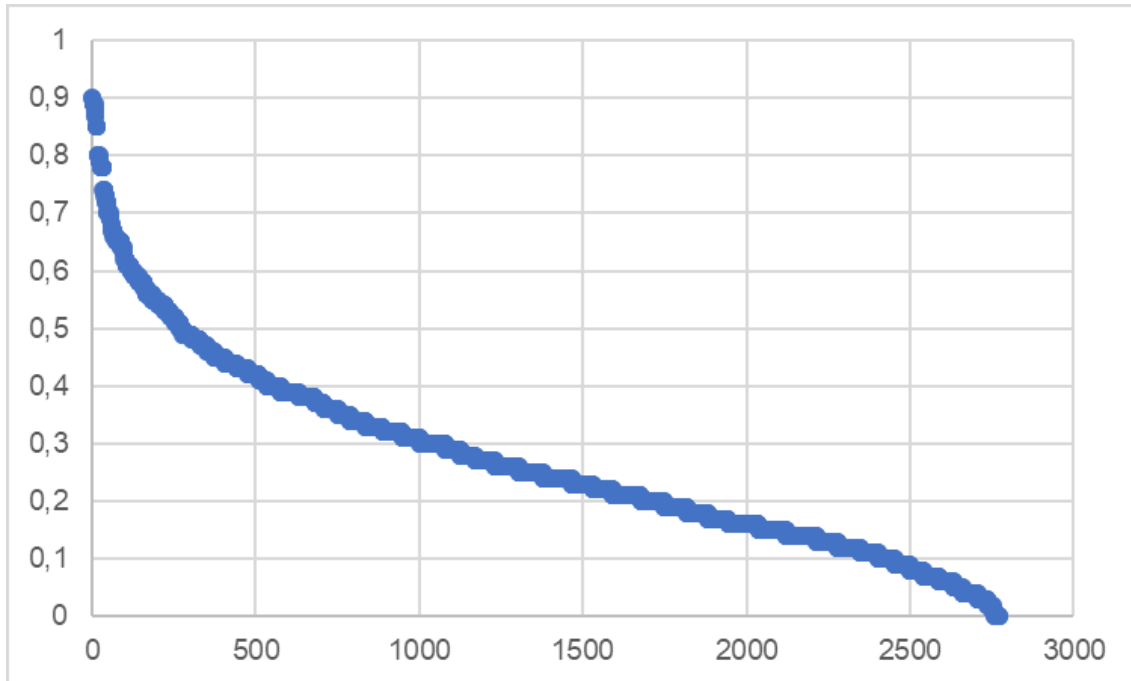
Il fattore di comportamento è stato diversificato sulla base della tipologia di rottura considerata, come evidenziato in precedenza.

La massa sismica è stata computata, come previsto da normativa, a partire dalla combinazione quasi-permanente.

Prof. Ing. Lorenzo Jurina
 20060 Cassina de' Pecchi – (MI)
 tel+fax: 02-95299167
 e-mail: studio.jurina@jurina.it

Verifiche delle travi a pressoflessione ($q=3$)

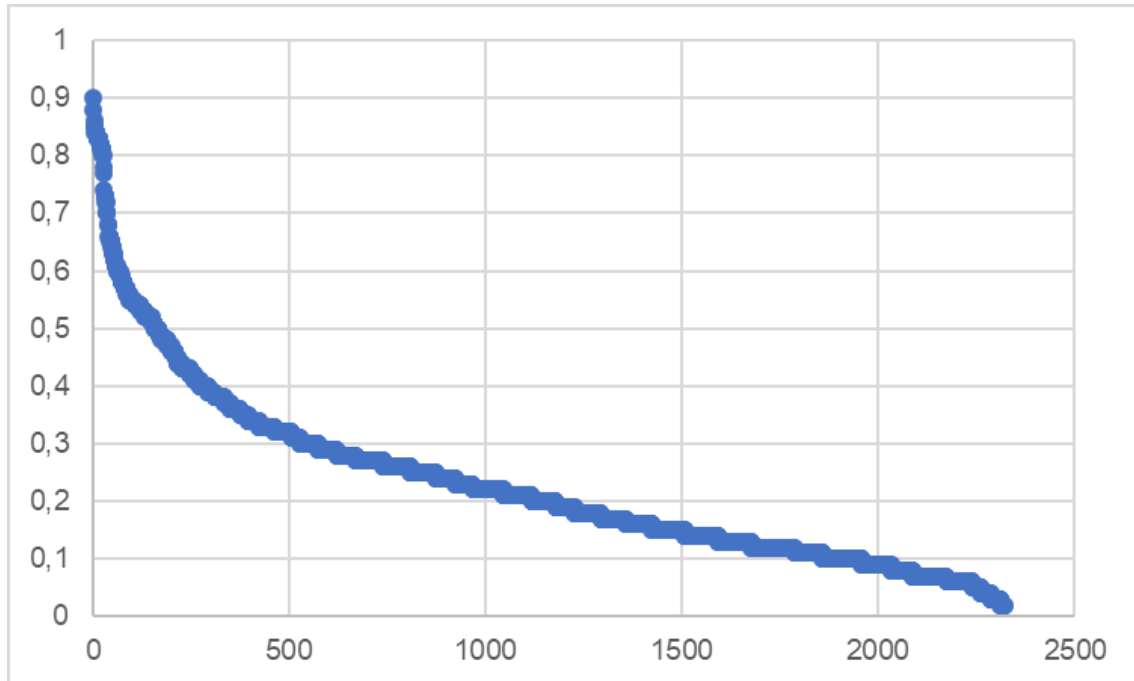
Si riportano le verifiche delle travi a pressoflessione allo SLV. Il rapporto di sfruttamento massimo ottenuto è pari a 0,90. Il 100% delle sezioni esaminate risulta verificato. I valori sono riportati nelle tabelle in allegato.



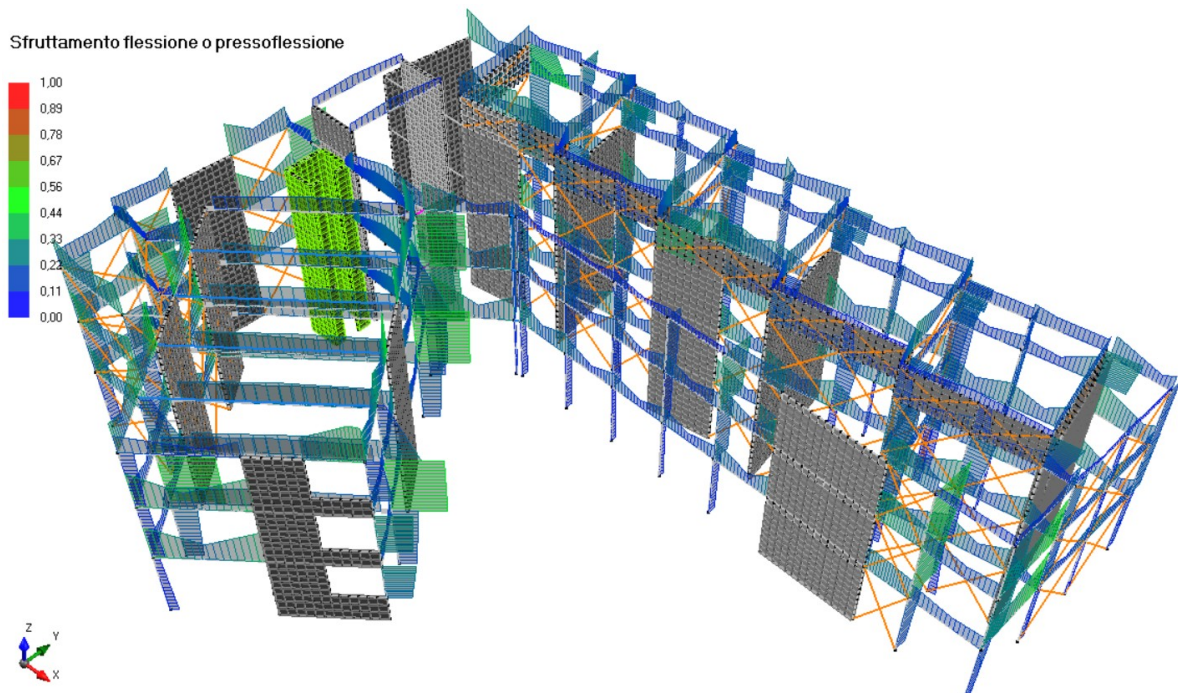
Rapporti di sfruttamento delle sezioni esaminate delle travi a pressoflessione

Verifiche dei pilastri a pressoflessione ($q=3$)

Si riportano le verifiche dei pilastri a pressoflessione allo SLV. Il rapporto di sfruttamento massimo ottenuto è pari a 0,9. Il 100% delle sezioni esaminate risulta verificato. I valori sono riportati nelle tabelle in allegato.



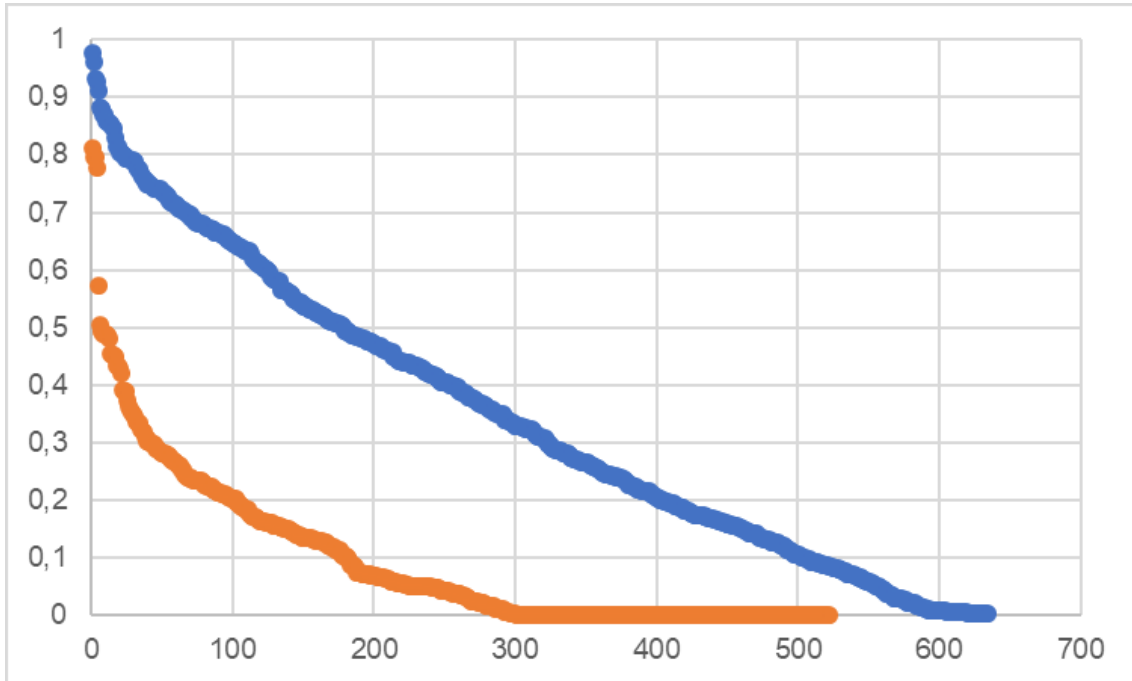
Rapporti di sfruttamento delle sezioni esaminate dei pilastri a pressoflessione



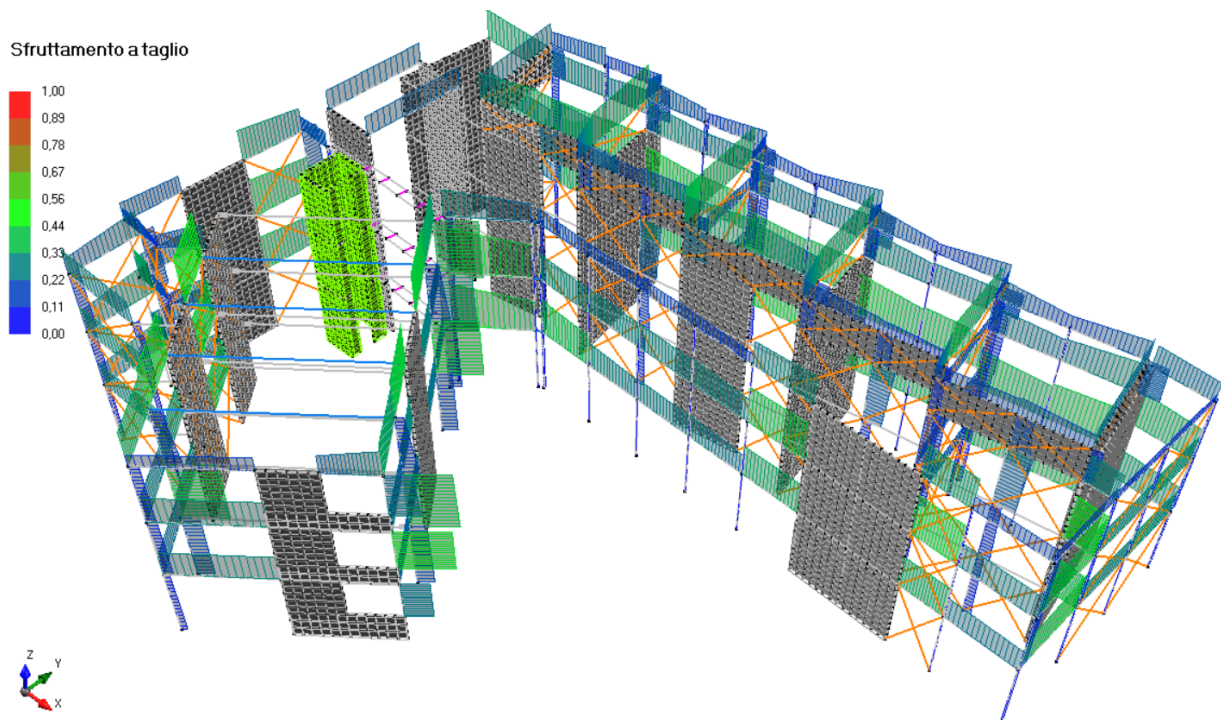
Distribuzione dei rapporti di sfruttamento delle travi a pressoflessione

Verifiche a taglio ($q=1,5$)

Si riportano le verifiche a taglio degli elementi allo SLV, fatte salve le travi per cui il contributo dei ferri piegati non è stato trascurato, di cui al paragrafo seguente. Il rapporto di sfruttamento massimo ottenuto è pari a 0,98. Il 100% delle sezioni esaminate risulta verificato.



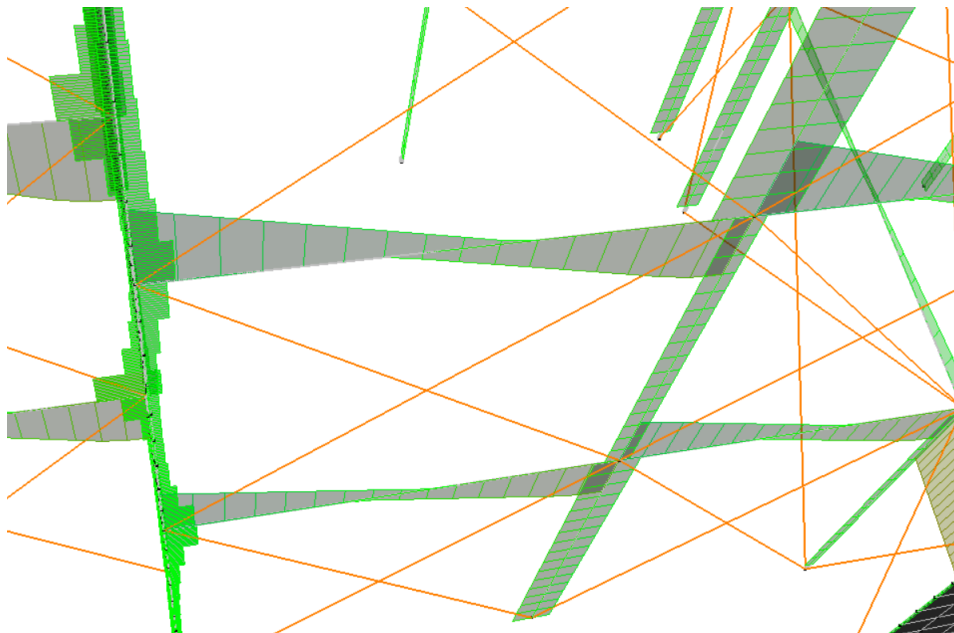
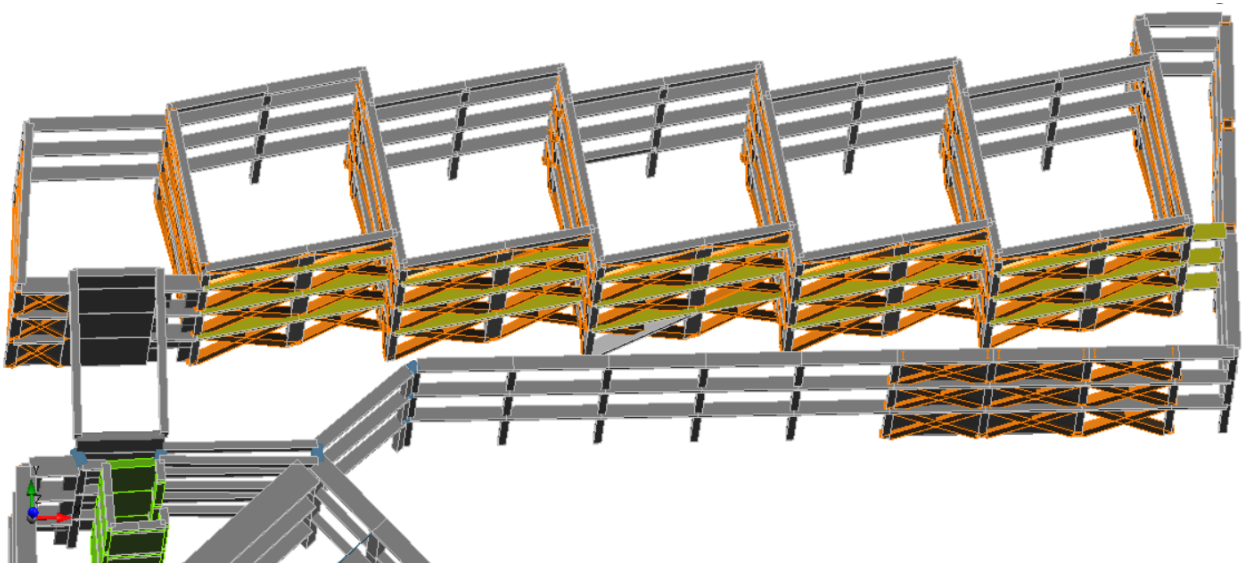
Distribuzione dei rapporti di sfruttamento a taglio verticale (blu) e nel piano orizzontale (arancio)



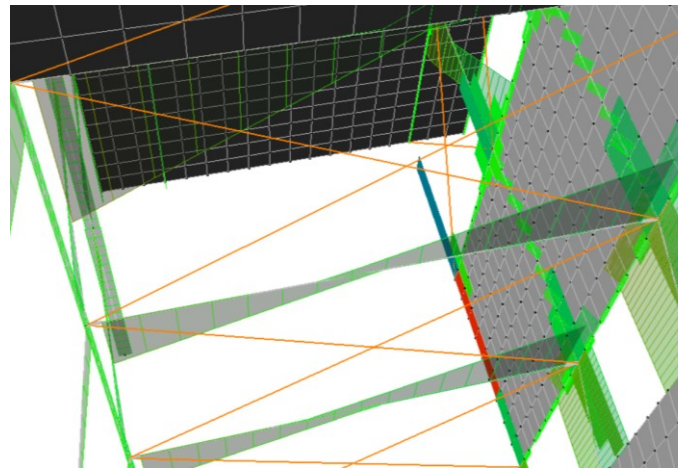
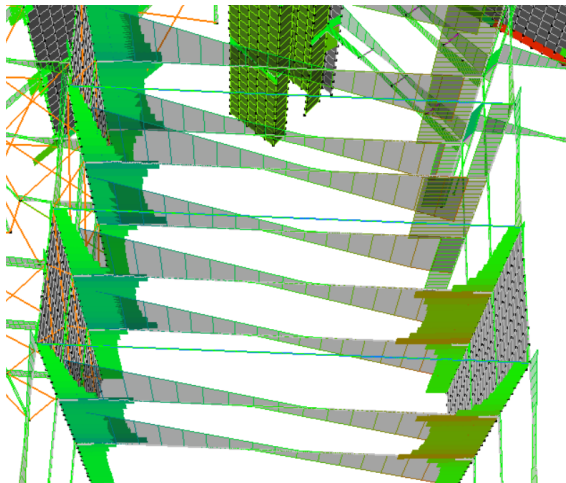
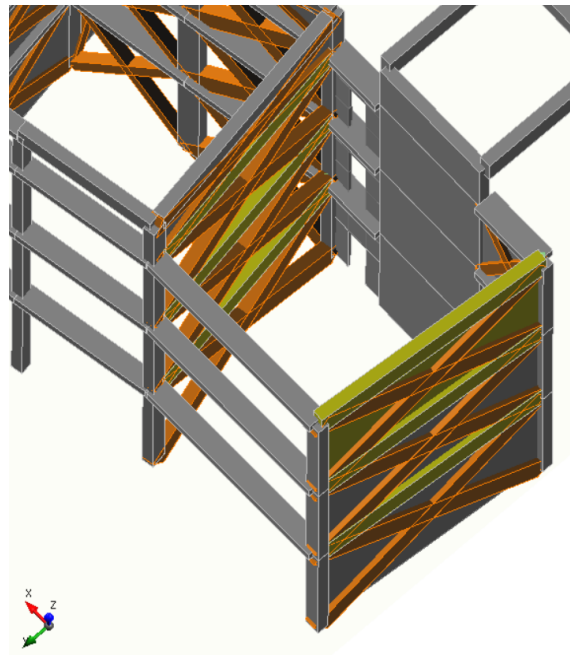
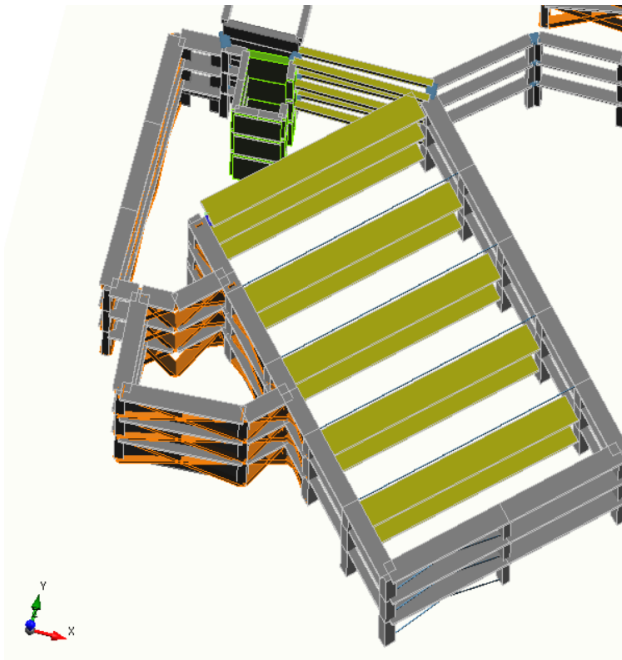
Distribuzione dei rapporti di sfruttamento degli elementi a taglio

Verifiche a taglio delle travi ($q=1,5$)

Poiché in corrispondenza di numerose travi, soprattutto quelle di luce maggiore che sorreggono i solai delle aule, la quotaparte delle sollecitazioni dovute ai carichi verticali è preponderante rispetto a quello dovuto al sisma, si è scelto di operare verifiche a taglio a campione sulle sezioni più sollecitate, scegliendo di volta in volta se tenere conto del contributo dei ferri piegati. In particolare nelle sezioni laddove non si riscontri la presenza di taglio di segni opposti, ma si mantenga l'andamento tipico del taglio dovuto ai carichi verticali, il contributo dei ferri piegati non è stato trascurato. Questo perché i ferri piegati si considerano reagenti a sola trazione, ossia per il meccanismo puntone-tirante derivante dai carichi verticali derivanti dalle forze peso. Come nell'analisi dello stato di fatto si è assunta cautelativamente la presenza di 2 ferri piegati $\Phi 16$ ogni 300 mm.



Travi centrali blocco B e andamento del taglio



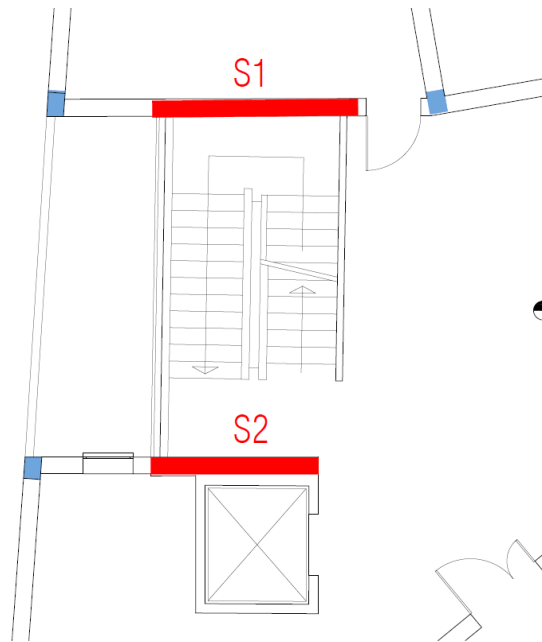
Travi a T del blocco A e di giunto e andamento del taglio

Travi principali zona nord ovest blocco B e di giunto e andamento del taglio

Elemento	Ved	Vrd	Rapp. di sfruttamento	Verifica
<i>Travi a T del blocco A</i>	222 kN	477 kN	0,47	VERIFICATO
<i>Travi centrali blocco B</i>	130 kN	176 kN	0,74	VERIFICATO
<i>Travi di giunto</i>	80 kN	302 kN	0,26	VERIFICATO
<i>Travi principali zona nord ovest blocco B</i>	161 kN	380 kN	0,42	VERIFICATO

Verifiche di resistenza dei setti esistenti del vano scala (q=1,5)

Si riporta una vista in pianta dei setti del vano scala



Pianta dei setti esistenti del vano scala

SETTO S1

Sulla base dei dati disponibili il setto ha dimensioni in pianta pari a 370 x 30 cm, armato con $\Phi 14$ verticali ogni 20 cm e staffe $\Phi 8$ ogni 10 cm. Si riportano le verifiche allo stato di progetto, senza alcun rinforzo, al piano terra. Si noti come sia a taglio che a pressoflessione i setti presentano insufficienze.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-921,19	4.489,1	4.182,6	0,93	NO	3,37	10,00	IIb	0,252	0,450	SI	0,76
B	-311,52	-4.448,2	-3.162,1	0,71	NO	1,43	10,00	IIa	0,125	0,450	SI	0,70
C	-1.186,6	4.489,1	4.571,9	1,02	SI	3,35	10,00	IIb	0,251	0,450	SI	0,75
D	203,61	-4.448,2	-2.337,1	0,53	NO	1,14	10,00	IIa	0,103	0,450	SI	0,70
E	-559,26	-2,95	-3.549,7	1.203,3	SI	1,56	10,00	IIa	0,135	0,450	SI	0,70
F	-557,11	16,81	3.621,0	215,41	SI	3,24	10,00	IIb	0,245	0,450	SI	0,75
G	-882,00	31,75	4.122,4	129,84	SI	3,32	10,00	IIb	0,249	0,450	SI	0,75
H	-883,29	19,89	4.122,4	207,26	SI	3,32	10,00	IIb	0,249	0,450	SI	0,75
I	-439,17	17,91	3.436,8	191,90	SI	3,06	10,00	IIb	0,234	0,450	SI	0,73
J	-710,28	32,77	3.857,2	117,71	SI	3,07	10,00	IIb	0,235	0,450	SI	0,73

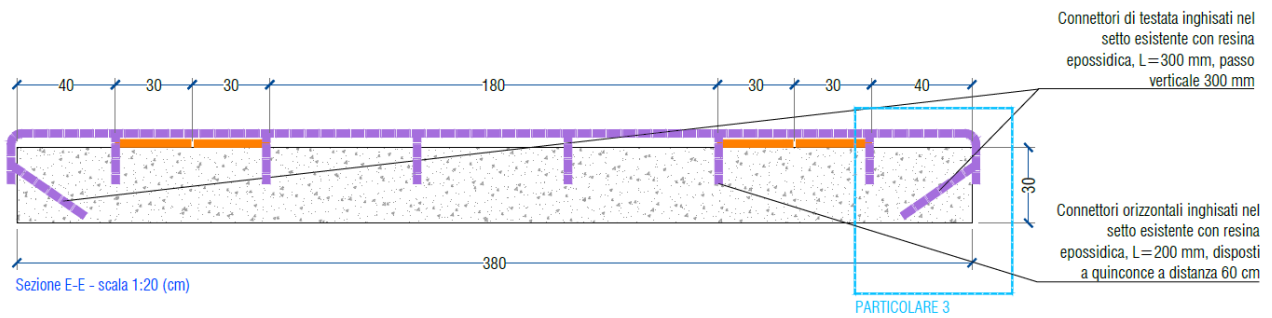
Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	γ_c	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,mi ny	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,234	0,004	21,30	1,5	0,83	30	367	1.374,9	778,54	778,54	0,57	Staffatu
B	1,234	0,004	21,30	1,5	0,28	30	367	1.374,9	778,54	778,54	0,57	Staffatu
C	1,234	0,004	21,30	1,5	1,07	30	367	1.374,9	778,54	778,54	0,57	Staffatu
D	1,234	0,004	21,30	1,5	0,00	30	367	1.374,9	778,54	778,54	0,57	Staffatu
E	1,234	0,005	21,30	1,5	0,50	30	367	6,56	778,54	778,54	118,68	SI

Si predispongono rinforzi tramite fasciatura in FRP in carbonio tipo "Mapewrap C.UNI-AX-600" o equivalenti, sia a taglio in avvolgimento orizzontale, che a flessione verticali.

Verifica di resistenza SLV a taglio del setto rinforzato

Si predispone una fasciatura di 2 strati sui 3 lati rappresentati di seguito, per tutto il piano terra. La singola fascia ha larghezza pari a 300 mm e spessore pari a 0,333 mm.



TAGLIO			
VRd,s	kN	778,54	
VRd,f	kN	1.466,56	
VRd,s + VRd,f	kN	2.245,11	
Incremento	%	188	

$V_{ed} = 1374 \text{ kN} < V_{rd} = 2245 \text{ kN}$ **la verifica risulta pertanto soddisfatta**

Verifica di resistenza SLV a pressoflessione del setto rinforzato

Si predispongono 2+2 fasce nelle zone di estremità, come riportato nella sezione che segue, su tutto il piano terra. La singola fascia ha larghezza pari a 300 mm e spessore pari a 0,333 mm. La sezione è stata verificata considerando un'area equivalente d'acciaio d'armatura. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza del setto rinforzato a pressoflessione.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta												
Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-921,19	4.489,11	7.023,94	1,56	SI	3,30	10,00	I Ib	0,248	0,450	SI	0,75
B	-311,52	-4.448,26	-6.078,41	1,37	SI	1,81	10,00	I Ia	0,154	0,450	SI	0,70
C	-1.186,65	4.489,11	7.400,58	1,65	SI	3,23	10,00	I Ib	0,244	0,450	SI	0,74
D	203,61	-4.448,26	-5.299,66	1,19	SI	1,59	10,00	I Ia	0,137	0,450	SI	0,70
E	-559,26	-2,95	-6.446,87	2.185,38	SI	1,92	10,00	I Ia	0,161	0,450	SI	0,70
F	-557,11	16,81	6.494,88	386,37	SI	3,33	10,00	I Ib	0,250	0,450	SI	0,75
G	-882,00	31,75	6.962,36	219,29	SI	3,27	10,00	I Ib	0,246	0,450	SI	0,75
H	-883,29	19,89	6.968,52	350,35	SI	3,27	10,00	I Ib	0,247	0,450	SI	0,75
I	-439,17	17,91	6.314,91	352,59	SI	3,23	10,00	I Ib	0,244	0,450	SI	0,74
J	-710,28	32,77	6.709,80	204,75	SI	3,14	10,00	I Ib	0,239	0,450	SI	0,74

SETTO S2

Sulla base dei dati disponibili il setto ha dimensioni in pianta pari a 300 x 30 cm, armato con $\Phi 14$ verticali ogni 20 cm e staffe $\Phi 8$ ogni 10 cm. Si riportano le verifiche allo stato di progetto, senza alcun rinforzo, al piano terra. Si noti come sia a taglio che a pressoflessione i setti presentano insufficienze.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.319,88	4.422,31	3.383,89	0,77	NO	3,38	10,00	IIb	0,253	0,450	SI	0,76
B	-216,74	-4.413,85	-1.992,38	0,45	NO	1,38	10,00	IIa	0,122	0,450	SI	0,70
C	-1.322,90	4.422,31	3.384,90	0,77	NO	3,03	10,00	IIb	0,233	0,450	SI	0,73
D	98,44	-4.413,85	-1.582,07	0,36	NO	1,17	10,00	IIa	0,105	0,450	SI	0,70
E	-671,40	3,31	2.616,16	790,38	SI	3,30	10,00	IIb	0,248	0,450	SI	0,75
F	-1.128,11	-5,66	-3.119,62	551,17	SI	1,99	10,00	IIa	0,166	0,450	SI	0,70
G	-532,65	11,14	2.440,87	219,11	SI	3,06	10,00	IIb	0,234	0,450	SI	0,73
H	-904,42	28,82	2.899,42	100,60	SI	3,20	10,00	IIb	0,243	0,450	SI	0,74

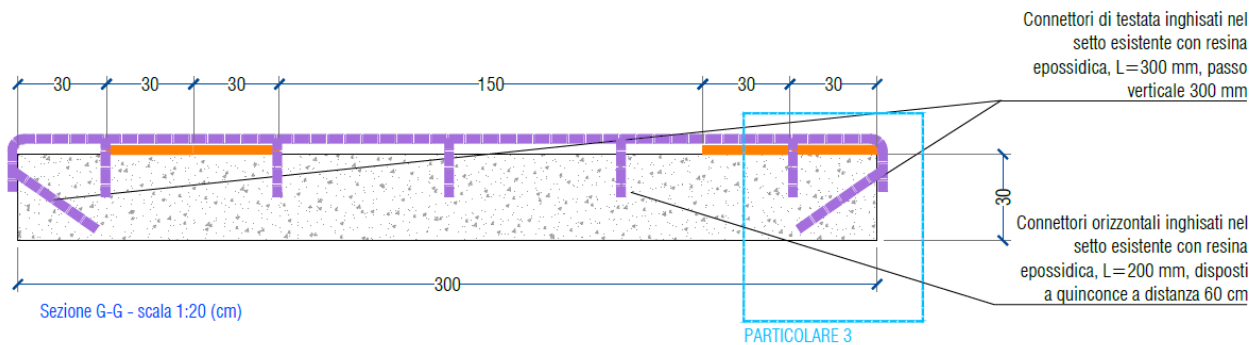
Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	ocp [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,260	0,004	21,30	1,5	1,47	30	297	1.114,07	629,84	629,84	0,57	Staffatura ins
B	1,260	0,004	21,30	1,5	0,24	30	297	1.114,07	629,84	629,84	0,57	Staffatura ins
C	1,260	0,004	21,30	1,5	1,47	30	297	1.114,07	629,84	629,84	0,57	Staffatura ins
D	1,260	0,004	21,30	1,5	0,00	30	297	1.114,07	629,84	629,84	0,57	Staffatura ins
E	1,260	0,005	21,30	1,5	0,75	30	297	47,73	629,84	629,84	13,20	SI

Si predispongono rinforzi tramite fasciatura in FRP in carbonio tipo "Mapewrap C.UNI-AX-600" o equivalenti, sia a taglio in avvolgimento orizzontale, che a flessione verticale.

Verifica di resistenza SLV a taglio del setto rinforzato

Si predispone una fasciatura di 3 strati sui 3 lati accessibili per tutto il piano terra. La singola fascia ha larghezza pari a 300 mm e spessore pari a 0,333 mm.



Placcaggio FRP		
TAGLIO		
VRd,s	kN	629,84
VRd,f	kN	642,97
VRd,s + VRd,f	kN	1.272,82
Incremento	%	102

$$V_{ed} = 1114 \text{ kN} < V_{rd} = 1263 \text{ kN}$$

la verifica risulta pertanto soddisfatta

Verifica di resistenza SLV a pressoflessione del setto rinforzato

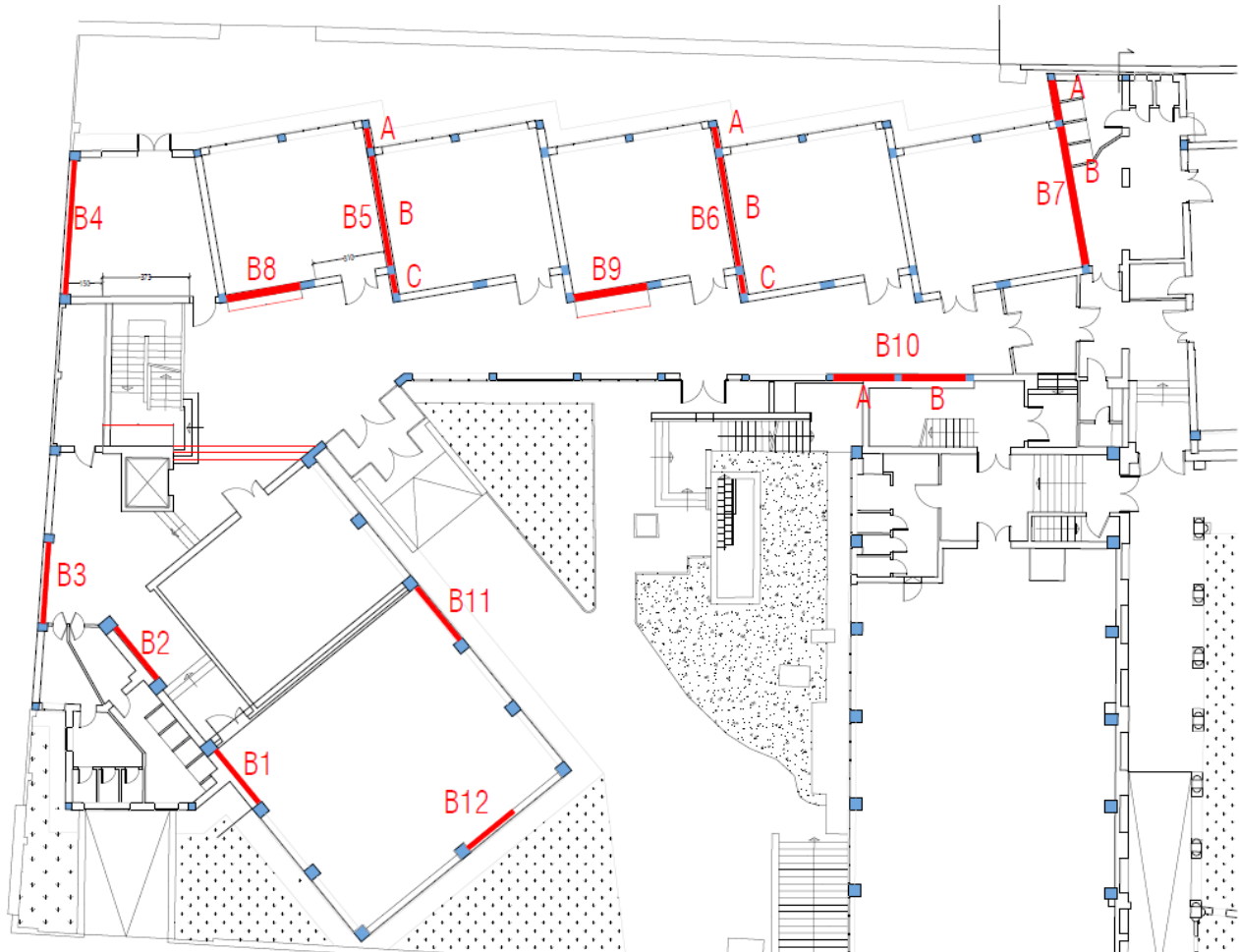
Si predispongono 3+3 fasce nelle zone di estremità, come riportato nella sezione che segue, su tutto il piano terra. La singola fascia ha larghezza pari a 300 mm e spessore pari a 0,333 mm. La sezione è stata verificata considerando un'area equivalente d'acciaio d'armatura. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza del setto rinforzato a pressoflessione.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta												
Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.319,88	4.422,31	6.631,57	1,50	SI	3,39	10,00	Iib	0,253	0,450	SI	0,76
B	-216,74	-4.413,85	-5.369,69	1,22	SI	2,07	10,00	Iib	0,172	0,450	SI	0,70
C	-1.322,90	4.422,31	6.636,81	1,50	SI	3,39	10,00	Iib	0,253	0,450	SI	0,76
D	98,44	-4.413,85	-4.998,23	1,13	SI	1,92	10,00	Iia	0,161	0,450	SI	0,70
E	-671,40	3,31	5.906,21	1.784,35	SI	3,24	10,00	Iib	0,245	0,450	SI	0,75
F	-1.128,11	-5,66	-6.394,12	1.129,70	SI	2,51	10,00	Iib	0,201	0,450	SI	0,70
G	-532,65	11,14	5.751,51	516,29	SI	3,14	10,00	Iib	0,239	0,450	SI	0,74
H	-904,42	28,82	6.171,78	214,15	SI	3,41	10,00	Iib	0,254	0,450	SI	0,76

Verifiche di resistenza delle nuove pareti allo SLV ($q=1,5$)

Si riportano le verifiche dei setti nella sezione di base dei medesimi, laddove le sollecitazioni sono massime. L'armatura è costante lungo l'altezza. I setti B6, B7, B8 e B9, nelle parti che li compongono, intervallate da pilastri esistenti, sono stati armati separatamente, pur essendo tra loro connessi, a favore di sicurezza. La dimensione delle zone confinate è stata infatti computata sulla lunghezza totale del setto intero. Poiché gli elementi sono stati verificati per sollecitazioni sismiche con un fattore di comportamento minimo pari a 1,5, la verifica di duttilità non è stata svolta.



Pianta schematica dei setti (in rosso)

Setto B1

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-535,25	464,09	3.987,96	8,59	SI	3,50	10,67	III	0,247	0,450	SI	0,75
B	-535,25	464,09	3.987,96	8,59	SI	3,50	10,67	III	0,247	0,450	SI	0,75
C	-1.161,85	-394,28	-4.456,73	11,30	SI	3,50	8,34	III	0,296	0,450	SI	0,81
D	-1.161,85	-394,28	-4.456,73	11,30	SI	3,50	8,34	III	0,296	0,450	SI	0,81
E	-1.463,77	464,09	4.655,27	10,03	SI	3,50	7,42	III	0,321	0,450	SI	0,84
F	-1.019,96	464,09	4.358,45	9,39	SI	3,50	8,79	III	0,285	0,450	SI	0,80
G	-576,16	-394,28	-4.021,67	10,20	SI	3,50	10,49	III	0,250	0,450	SI	0,75
H	-132,35	-394,28	-3.654,59	9,27	SI	3,50	12,59	III	0,217	0,450	SI	0,71
I	-729,07	29,11	4.144,99	142,39	SI	3,50	9,83	III	0,263	0,450	SI	0,77
J	-729,71	57,13	4.144,99	72,55	SI	3,50	9,83	III	0,263	0,450	SI	0,77
K	-1.261,26	70,93	4.522,68	63,76	SI	3,50	8,03	III	0,303	0,450	SI	0,82
L	-1.260,88	54,11	4.522,68	83,58	SI	3,50	8,03	III	0,303	0,450	SI	0,82
M	-679,84	20,23	4.105,10	202,92	SI	3,50	10,04	III	0,258	0,450	SI	0,76
N	-679,86	24,66	4.105,10	166,47	SI	3,50	10,04	III	0,258	0,450	SI	0,76
O	-1.194,37	28,64	4.478,93	156,39	SI	3,50	8,24	III	0,298	0,450	SI	0,81

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,264	0,004	29,05	1,5	0,92	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
B	1,264	0,004	29,05	1,5	0,92	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
C	1,264	0,000	29,05	1,5	2,00	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
D	1,264	0,000	29,05	1,5	2,00	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
E	1,264	0,000	29,05	1,5	2,52	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
F	1,264	0,000	29,05	1,5	1,76	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
G	1,264	0,003	29,05	1,5	0,99	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
H	1,264	0,008	29,05	1,5	0,23	20	287	689,38	1.264,26	1.264,26	1,83	SI
I	1,264	0,000	29,05	1,5	1,26	20	287	11,10	1.264,26	1.264,26	113,90	SI

Setto B2

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.907,54	2.254,47	4.571,29	2,03	SI	3,50	6,29	III	0,357	0,450	SI	0,89
B	-61,97	-2.238,24	-3.262,66	1,46	SI	3,50	13,74	III	0,203	0,450	SI	0,70
C	-1.159,40	2.254,47	4.128,96	1,83	SI	3,50	8,44	III	0,293	0,450	SI	0,81
D	-573,33	-2.238,24	-3.692,16	1,65	SI	3,50	10,82	III	0,244	0,450	SI	0,75
E	-825,14	5,12	3.884,03	758,60	SI	3,50	9,73	III	0,265	0,450	SI	0,77
F	-824,61	32,74	3.882,76	118,59	SI	3,50	9,73	III	0,264	0,450	SI	0,77
G	-1.483,72	31,22	4.329,44	138,68	SI	3,50	7,45	III	0,320	0,450	SI	0,84
H	-1.484,04	14,65	4.330,40	295,59	SI	3,50	7,45	III	0,320	0,450	SI	0,84
I	-718,30	28,69	3.802,28	132,53	SI	3,50	10,18	III	0,256	0,450	SI	0,76
J	-1.316,32	71,72	4.228,89	58,96	SI	3,50	7,95	III	0,306	0,450	SI	0,82

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,min y [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,269	0,006	29,05	1,5	3,41	20	277	1.081,57	1.220,23	1.220,23	1,13	SI
B	1,269	0,008	29,05	1,5	0,11	20	277	1.081,57	1.220,23	1.220,23	1,13	SI
C	1,269	0,007	29,05	1,5	2,07	20	277	1.081,57	1.220,23	1.220,23	1,13	SI
D	1,269	0,008	29,05	1,5	1,02	20	277	1.081,57	1.220,23	1.220,23	1,13	SI
E	1,269	0,000	29,05	1,5	1,47	20	277	27,83	1.220,23	1.220,23	43,85	SI

Setto B3

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-930,32	2.854,67	5.786,22	2,03	SI	3,50	9,09	III	0,278	0,450	SI	0,79
B	-21,59	-2.884,13	-4.935,74	1,71	SI	3,50	12,34	III	0,221	0,450	SI	0,72
C	-737,76	2.854,67	5.619,94	1,97	SI	3,50	9,66	III	0,266	0,450	SI	0,77
D	-49,89	-2.884,13	-4.963,79	1,72	SI	3,50	12,22	III	0,223	0,450	SI	0,72
E	-419,99	-11,97	-5.332,63	445,50	SI	3,50	10,70	III	0,246	0,450	SI	0,75
F	-419,80	52,23	5.332,63	102,10	SI	3,50	10,70	III	0,246	0,450	SI	0,75
G	-660,06	43,63	5.552,50	127,26	SI	3,50	9,89	III	0,261	0,450	SI	0,77
H	-693,69	16,21	5.582,29	344,37	SI	3,50	9,79	III	0,263	0,450	SI	0,77
I	-342,70	15,49	5.257,12	339,39	SI	3,50	11,00	III	0,241	0,450	SI	0,74
J	-581,37	-5,98	-5.483,57	916,99	SI	3,50	10,13	III	0,257	0,450	SI	0,76

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	γ_c	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,min y [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,242	0,008	29,05	1,5	1,35	20	342	1.249,19	1.506,46	1.506,46	1,21	SI
B	1,242	0,009	29,05	1,5	0,03	20	342	1.249,19	1.506,46	1.506,46	1,21	SI
C	1,242	0,008	29,05	1,5	1,07	20	342	1.249,19	1.506,46	1.506,46	1,21	SI
D	1,242	0,009	29,05	1,5	0,07	20	342	1.249,19	1.506,46	1.506,46	1,21	SI
E	1,242	0,000	29,05	1,5	0,61	20	342	30,36	1.506,46	1.506,46	49,62	SI

Setto B4

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.859,37	13.181,35	16.233,23	1,23	SI	3,50	9,60	III	0,267	0,450	SI	0,77
B	-57,82	-13.117,84	-13.212,76	1,01	SI	3,50	14,45	III	0,195	0,450	SI	0,70
C	-1.607,34	13.181,35	15.850,67	1,20	SI	3,50	10,13	III	0,257	0,450	SI	0,76
D	-74,47	-13.117,84	-13.243,45	1,01	SI	3,50	14,39	III	0,196	0,450	SI	0,70
E	-857,62	24,29	14.631,35	602,36	SI	3,50	11,95	III	0,227	0,450	SI	0,72
F	-857,85	306,02	14.631,35	47,81	SI	3,50	11,95	III	0,227	0,450	SI	0,72
G	-1.314,13	330,43	15.393,93	46,59	SI	3,50	10,77	III	0,245	0,450	SI	0,75
H	-1.376,75	53,51	15.491,03	289,50	SI	3,50	10,63	III	0,248	0,450	SI	0,75
I	-737,65	19,87	14.428,23	726,13	SI	3,50	12,28	III	0,222	0,450	SI	0,72
J	-737,79	147,64	14.428,23	97,73	SI	3,50	12,28	III	0,222	0,450	SI	0,72
K	-1.226,55	122,63	15.249,47	124,35	SI	3,50	10,99	III	0,242	0,450	SI	0,74
L	-1.226,46	45,96	15.249,47	331,80	SI	3,50	10,99	III	0,242	0,450	SI	0,74

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	γ_c	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,188	0,008	29,05	1,5	1,63	20	567	3.284,41	3.808,10	3.808,10	1,16	SI
B	1,188	0,008	29,05	1,5	0,05	20	567	3.284,41	3.577,83	3.577,83	1,09	SI
C	1,188	0,008	29,05	1,5	1,41	20	567	3.284,41	3.776,09	3.776,09	1,15	SI
D	1,188	0,008	29,05	1,5	0,07	20	567	3.284,41	3.577,83	3.577,83	1,09	SI
E	1,188	0,000	29,05	1,5	0,75	20	567	2,89	3.682,53	3.682,53	1274,23	SI

Setti B5 e B6

Le tre porzioni che compongono i setti sono tra loro connesse e di conseguenza esse si comportano come un setto unico. Tuttavia le armature sono state progettate per sezioni separate. Le porzioni di estremità B6A, B6C e B7A, B7C sono state armate considerandole interamente come zone confinate, e verificate a parte.

A parità di geometria e armatura tra il B6 e il B7 si riporta la verifica della zona centrale del setto più sollecitato, ossia il B6 B.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	734,16	233,76	6.596,63	28,22	SI	3,50	19,02	III	0,155	0,450	SI	0,70
B	-1.127,45	-237,76	-9.368,24	39,40	SI	3,50	10,71	III	0,246	0,450	SI	0,75
C	347,95	233,76	7.217,63	30,88	SI	3,50	16,70	III	0,173	0,450	SI	0,70
D	-691,78	-237,76	-8.781,54	36,93	SI	3,50	12,09	III	0,224	0,450	SI	0,72
E	-136,94	2,11	7.973,90	3.779,10	SI	3,50	14,25	III	0,197	0,450	SI	0,70
F	-277,91	-2,77	-8.182,56	2.953,99	SI	3,50	13,66	III	0,204	0,450	SI	0,70
G	-133,92	-0,98	-7.968,59	8.131,21	SI	3,50	14,26	III	0,197	0,450	SI	0,70
H	-245,75	-2,98	-8.133,67	2.729,42	SI	3,50	13,80	III	0,202	0,450	SI	0,70

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	γ_c	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,min y	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,207	0,011	29,05	1,5	0,00	20	467	466,10	2.056,90	2.056,90	4,41	SI
B	1,207	0,000	29,05	1,5	1,20	20	467	466,10	2.056,90	2.056,90	4,41	SI
C	1,207	0,011	29,05	1,5	0,00	20	467	466,10	2.056,90	2.056,90	4,41	SI
D	1,207	0,000	29,05	1,5	0,74	20	467	466,10	2.056,90	2.056,90	4,41	SI
E	1,207	0,000	29,05	1,5	0,15	20	467	27,05	2.056,90	2.056,90	76,04	SI

Setto B7 A

Tale setto è stato armato (al piano terra) interamente come zona confinata facente parte del setto B7, in quanto le due porzioni sono in continuità strutturale.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	1.149,70	531,70	850,85	1,60	SI	3,50	35,72	III	0,089	0,450	SI	0,70
B	-1.667,97	-515,27	-2.284,04	4,43	SI	3,50	6,31	III	0,357	0,450	SI	0,89
C	571,04	531,70	1.232,68	2,32	SI	3,50	21,07	III	0,142	0,450	SI	0,70
D	-1.001,16	-515,27	-2.047,35	3,97	SI	3,50	8,49	III	0,292	0,450	SI	0,81
E	-151,76	26,14	1.649,32	63,10	SI	3,50	13,02	III	0,212	0,450	SI	0,70
F	-160,80	29,32	1.653,21	56,39	SI	3,50	12,96	III	0,213	0,450	SI	0,71
G	-346,61	13,40	1.751,27	130,69	SI	3,50	11,66	III	0,231	0,450	SI	0,73
H	-345,92	12,29	1.751,27	142,50	SI	3,50	11,66	III	0,231	0,450	SI	0,73
I	-156,93	9,37	1.651,91	176,30	SI	3,50	12,98	III	0,212	0,450	SI	0,71
J	-292,70	13,73	1.723,57	125,53	SI	3,50	12,02	III	0,226	0,450	SI	0,72

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,min y	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,347	0,010	29,05	1,5	0,00	30	166	711,03	1.346,84	1.346,84	1,89	SI
B	1,347	0,001	29,05	1,5	3,27	30	166	711,03	1.463,74	1.463,74	2,06	SI
C	1,347	0,009	29,05	1,5	0,00	30	166	711,03	1.346,84	1.346,84	1,89	SI
D	1,347	0,004	29,05	1,5	1,96	30	166	711,03	1.441,88	1.441,88	2,03	SI
E	1,347	0,000	29,05	1,5	0,30	30	166	31,87	1.359,76	1.359,76	42,67	SI

Setto B7B

Tale setto è stato armato in continuità strutturale con il B7A, facenti parte dello stesso elemento strutturale.

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	1.149,70	531,70	12.931,29	24,32	SI	3,50	24,79	III	0,124	0,450	SI	0,70
B	-1.667,97	-515,27	-18.889,41	36,66	SI	3,50	14,03	III	0,200	0,450	SI	0,70
C	571,04	531,70	14.237,84	26,78	SI	3,50	21,74	III	0,139	0,450	SI	0,70
D	-1.001,16	-515,27	-17.564,40	34,09	SI	3,50	15,87	III	0,181	0,450	SI	0,70
E	-151,76	26,14	15.802,80	604,54	SI	3,50	18,76	III	0,157	0,450	SI	0,70
F	-160,80	29,32	15.823,65	539,69	SI	3,50	18,72	III	0,157	0,450	SI	0,70
G	-346,61	13,40	16.213,73	1.209,98	SI	3,50	18,03	III	0,163	0,450	SI	0,70
H	-345,92	12,29	16.213,73	1.319,26	SI	3,50	18,03	III	0,163	0,450	SI	0,70
I	-156,93	9,37	15.813,23	1.687,64	SI	3,50	18,74	III	0,157	0,450	SI	0,70
J	-292,70	13,73	16.101,97	1.172,76	SI	3,50	18,23	III	0,161	0,450	SI	0,70

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	α_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,184	0,009	29,05	1,5	0,00	30	592	711,03	2.606,91	2.606,91	3,67	SI
B	1,184	0,000	29,05	1,5	0,93	30	592	711,03	2.606,91	2.606,91	3,67	SI
C	1,184	0,009	29,05	1,5	0,00	30	592	711,03	2.606,91	2.606,91	3,67	SI
D	1,184	0,000	29,05	1,5	0,56	30	592	711,03	2.606,91	2.606,91	3,67	SI
E	1,184	0,000	29,05	1,5	0,09	30	592	31,87	2.606,91	2.606,91	81,80	SI

Setto B8

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.979,86	7.916,10	9.901,72	1,25	SI	3,50	8,97	III	0,281	0,450	SI	0,79
B	-691,37	-7.859,18	-8.712,66	1,11	SI	3,50	12,13	III	0,224	0,450	SI	0,72
C	-1.065,31	7.916,10	9.087,49	1,15	SI	3,50	11,06	III	0,240	0,450	SI	0,74
D	-1.298,44	-7.859,18	-9.289,21	1,18	SI	3,50	10,51	III	0,250	0,450	SI	0,75
E	-1.153,51	23,89	9.168,50	383,78	SI	3,50	10,84	III	0,244	0,450	SI	0,75
F	-1.978,19	44,09	9.901,72	224,58	SI	3,50	8,97	III	0,281	0,450	SI	0,79
G	-1.984,60	12,09	9.905,93	819,35	SI	3,50	8,96	III	0,281	0,450	SI	0,79
H	-1.010,65	-7,60	-9.025,38	1.187,55	SI	3,50	11,22	III	0,238	0,450	SI	0,74
I	-1.019,88	-24,71	-9.033,38	365,58	SI	3,50	11,20	III	0,238	0,450	SI	0,74
J	-1.771,15	-35,41	-9.711,07	274,25	SI	3,50	9,44	III	0,270	0,450	SI	0,78
K	-1.765,61	-25,14	-9.706,32	386,09	SI	3,50	9,45	III	0,270	0,450	SI	0,78

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,251	0,010	29,05	1,5	2,06	30	317	2.618,88	2.748,42	2.748,42	1,05	SI
B	1,251	0,009	29,05	1,5	0,72	30	317	2.618,88	2.642,35	2.642,35	1,01	SI
C	1,251	0,011	29,05	1,5	1,11	30	317	2.618,88	2.668,21	2.668,21	1,02	SI
D	1,251	0,009	29,05	1,5	1,35	30	317	2.618,88	2.694,50	2.694,50	1,03	SI
E	1,251	0,000	29,05	1,5	1,20	30	317	14,92	2.681,30	2.681,30	179,71	SI

Setto B9

SLU: Verifica a pressoflessione retta												
Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.017,32	8.346,66	9.903,94	1,19	SI	3,50	10,73	III	0,246	0,450	SI	0,75
B	-688,26	-8.252,08	-9.594,05	1,16	SI	3,50	11,55	III	0,233	0,450	SI	0,73
C	-1.620,01	8.346,66	10.438,91	1,25	SI	3,50	9,42	III	0,271	0,450	SI	0,78
D	-61,89	-8.252,08	-8.984,18	1,09	SI	3,50	13,29	III	0,208	0,450	SI	0,70
E	-768,74	-24,03	-9.671,39	402,47	SI	3,50	11,34	III	0,236	0,450	SI	0,73
F	-758,90	37,67	9.662,86	256,51	SI	3,50	11,37	III	0,235	0,450	SI	0,73
G	-1.237,16	74,16	10.101,44	136,21	SI	3,50	10,24	III	0,255	0,450	SI	0,76
H	-1.243,06	37,14	10.106,80	272,13	SI	3,50	10,22	III	0,255	0,450	SI	0,76
I	-730,37	18,60	9.634,33	517,97	SI	3,50	11,44	III	0,234	0,450	SI	0,73
J	-1.247,04	34,11	10.109,48	296,38	SI	3,50	10,22	III	0,255	0,450	SI	0,76

Verifica al taglio in direzione Y												
Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	γ_c	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,251	0,012	29,05	1,5	1,06	30	317	2.498,40	2.668,21	2.668,21	1,07	SI
B	1,251	0,010	29,05	1,5	0,72	30	317	2.498,40	2.642,35	2.642,35	1,06	SI
C	1,251	0,011	29,05	1,5	1,69	30	317	2.498,40	2.721,23	2.721,23	1,09	SI
D	1,251	0,010	29,05	1,5	0,06	30	317	2.498,40	2.579,53	2.579,53	1,03	SI
E	1,251	0,000	29,05	1,5	0,80	30	317	16,86	2.642,35	2.642,35	156,72	SI

Setto 10

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.118,36	23.232,39	25.185,96	1,08	SI	3,50	12,34	III	0,221	0,450	SI	0,72
B	-618,51	-23.048,27	-24.312,74	1,05	SI	3,50	13,27	III	0,209	0,450	SI	0,70
C	-1.006,59	23.232,39	24.996,27	1,08	SI	3,50	12,53	III	0,218	0,450	SI	0,71
D	-1.006,59	-23.048,27	-24.996,27	1,08	SI	3,50	12,53	III	0,218	0,450	SI	0,71
E	-805,29	-20,57	-24.643,62	1.198,04	SI	3,50	12,91	III	0,213	0,450	SI	0,71
F	-804,75	79,37	24.643,62	310,49	SI	3,50	12,91	III	0,213	0,450	SI	0,71
G	-1.221,22	150,96	25.363,14	168,01	SI	3,50	12,16	III	0,224	0,450	SI	0,72
H	-1.221,51	93,67	25.363,14	270,77	SI	3,50	12,16	III	0,224	0,450	SI	0,72
I	-892,72	-19,77	-24.801,04	1.254,48	SI	3,50	12,74	III	0,216	0,450	SI	0,71
J	-891,12	22,76	24.796,15	1.089,46	SI	3,50	12,74	III	0,215	0,450	SI	0,71
K	-1.444,19	55,79	25.738,92	461,35	SI	3,50	11,78	III	0,229	0,450	SI	0,73
L	-1.460,45	16,74	25.767,38	1.539,27	SI	3,50	11,76	III	0,229	0,450	SI	0,73

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,190	0,010	29,05	1,5	0,67	30	557	5.290,80	5.488,82	5.488,82	1,04	SI
B	1,190	0,010	29,05	1,5	0,37	30	557	5.290,80	5.422,10	5.422,10	1,02	SI
C	1,190	0,010	29,05	1,5	0,60	30	557	5.290,80	5.466,44	5.466,44	1,03	SI
D	1,190	0,010	29,05	1,5	0,60	30	557	5.290,80	5.466,44	5.466,44	1,03	SI
E	1,190	0,000	29,05	1,5	0,48	30	557	4,61	5.444,20	5.444,20	1180,95	SI

Setto 11

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ϵ_{cls} [kN m]	ϵ_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-1.606,34	1.920,74	4.859,35	2,53	SI	3,50	7,17	III	0,328	0,450	SI	0,85
B	-12,69	-1.940,54	-3.620,01	1,87	SI	3,50	13,63	III	0,204	0,450	SI	0,70
C	-1.278,96	1.920,74	4.642,50	2,42	SI	3,50	8,14	III	0,301	0,450	SI	0,82
D	-64,15	-1.940,54	-3.670,07	1,89	SI	3,50	13,28	III	0,209	0,450	SI	0,70
E	-704,72	-7,83	-4.217,94	538,69	SI	3,50	10,15	III	0,256	0,450	SI	0,76
F	-703,78	-39,26	-4.216,57	107,40	SI	3,50	10,16	III	0,256	0,450	SI	0,76
G	-1.192,80	-34,90	-4.584,03	131,35	SI	3,50	8,42	III	0,294	0,450	SI	0,81
H	-1.193,37	-16,04	-4.584,03	285,79	SI	3,50	8,42	III	0,294	0,450	SI	0,81
I	-582,33	-5,59	-4.115,77	736,27	SI	3,50	10,69	III	0,247	0,450	SI	0,75
J	-581,54	-15,17	-4.115,77	271,31	SI	3,50	10,69	III	0,247	0,450	SI	0,75
K	-995,31	-16,49	-4.443,50	269,47	SI	3,50	9,05	III	0,279	0,450	SI	0,79
L	-995,78	-10,74	-4.444,80	413,85	SI	3,50	9,04	III	0,279	0,450	SI	0,79

Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	Yc	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,min y [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,262	0,006	29,05	1,5	2,72	20	292	909,98	1.286,28	1.286,28	1,41	SI
B	1,262	0,009	29,05	1,5	0,02	20	292	909,98	1.286,28	1.286,28	1,41	SI
C	1,262	0,007	29,05	1,5	2,17	20	292	909,98	1.286,28	1.286,28	1,41	SI
D	1,262	0,009	29,05	1,5	0,11	20	292	909,98	1.286,28	1.286,28	1,41	SI
E	1,262	0,000	29,05	1,5	1,19	20	292	0,11	1.286,28	1.286,28	11693,45	SI

Setto 12

VERIFICHE DI RESISTENZA

SLU: Verifica a pressoflessione retta

Carico	NEd [kN]	MEd [kN m]	MRd [kN m]	C sic	Verifica	ε_{cls} [kN m]	ε_{fe} [kN m]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica	δ
A	-680,96	1.647,74	3.129,96	1,90	SI	3,50	9,65	III	0,266	0,450	SI	0,77
B	-33,44	-1.616,37	-2.665,88	1,65	SI	3,50	13,32	III	0,208	0,450	SI	0,70
C	-228,01	1.647,74	2.810,38	1,71	SI	3,50	12,08	III	0,225	0,450	SI	0,72
D	-363,99	-1.616,37	-2.911,75	1,80	SI	3,50	11,26	III	0,237	0,450	SI	0,74
E	-318,21	-13,16	-2.878,22	218,71	SI	3,50	11,52	III	0,233	0,450	SI	0,73
F	-511,00	21,33	3.017,71	141,48	SI	3,50	10,44	III	0,251	0,450	SI	0,75
G	-264,23	22,06	2.837,59	128,63	SI	3,50	11,85	III	0,228	0,450	SI	0,72
H	-264,11	22,54	2.837,59	125,89	SI	3,50	11,85	III	0,228	0,450	SI	0,72
I	-426,76	39,81	2.956,63	74,27	SI	3,50	10,90	III	0,243	0,450	SI	0,74

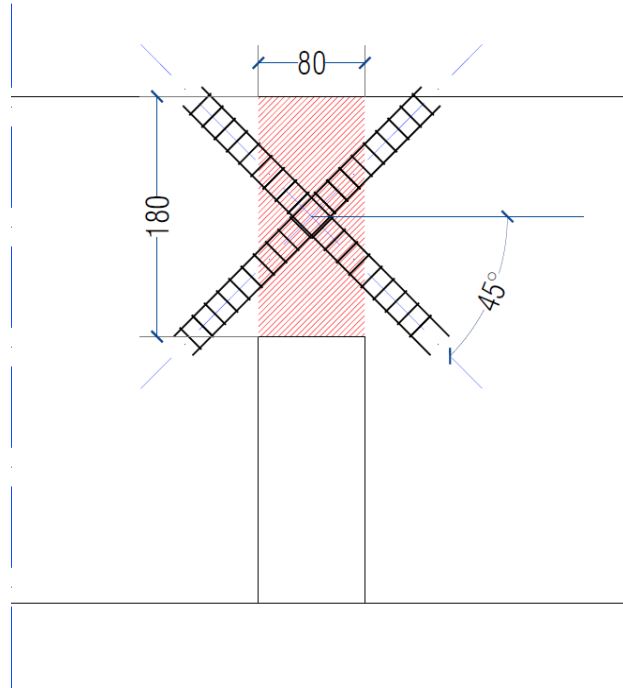
Verifica al taglio in direzione Y

Carico	Ky	ply	fck [N/mm ²]	γ_c	σ_{cp} [N/mm ²]	bwy [cm]	dy [cm]	VEdy [kN]	VRd,miny [kN]	VRdy [kN]	Cs	Verifica
A	1,284	0,008	29,05	1,5	1,36	20	247	1.356,78	1.638,43	1.638,43	1,21	SI
B	1,284	0,008	29,05	1,5	0,07	20	247	1.356,78	1.565,35	1.565,35	1,15	SI
C	1,284	0,008	29,05	1,5	0,46	20	247	1.356,78	1.584,77	1.584,77	1,17	SI
D	1,284	0,008	29,05	1,5	0,73	20	247	1.356,78	1.604,57	1.604,57	1,18	SI
E	1,284	0,000	29,05	1,5	0,64	20	247	26,04	1.597,93	1.597,93	61,36	SI

Verifiche allo SLV delle travi di accoppiamento del setto B7 (q=1,5) CDB

Si riporta la verifica del rinforzo a "X" della trave di accoppiamento più sollecitata, ossia al piano primo, come da normativa vigente. Il taglio agente è stato ottenuto per integrazione degli sforzi taglianti sull'altezza della trave. Si prevede l'impiego di 4Φ18 e staffe Φ8 ogni 20 cm.

$$V_{iE} \leq 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}(\phi)$$

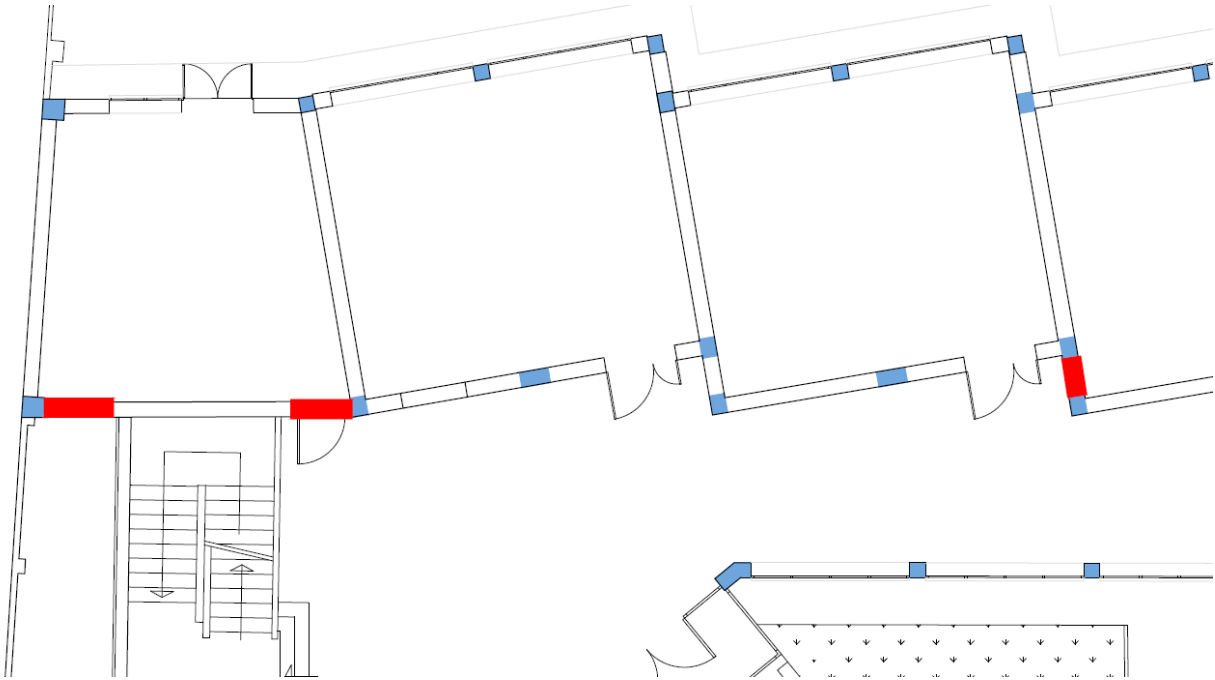


Trave di accoppiamento (in rosso) e rinforzo ad "X"

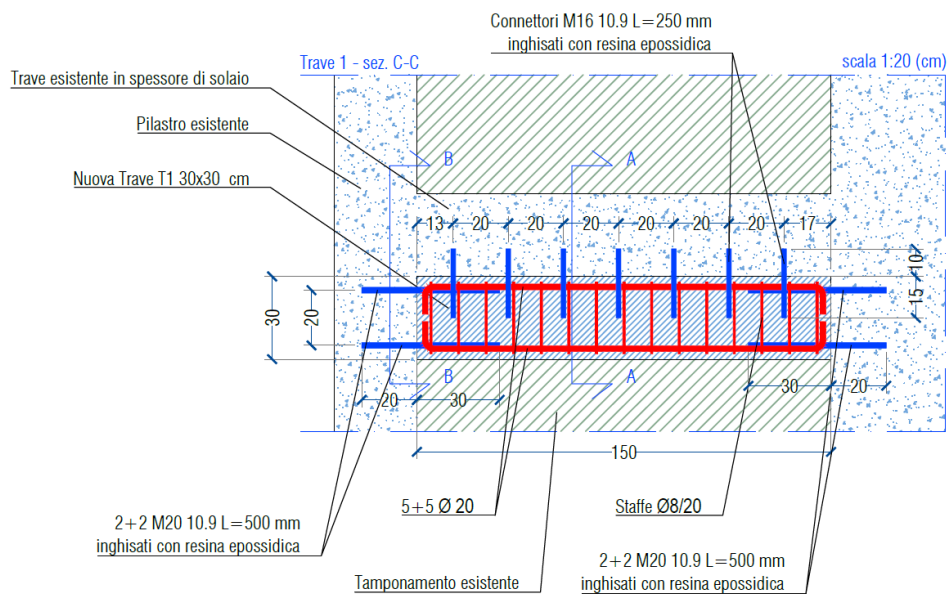
$$V_{ed} = 608 \text{ kN} < V_{rd} = 647 \text{ kN}$$

Verifiche di resistenza dei rinforzi delle travi esistenti ($q=1,5$)

In corrispondenza delle travi esistenti ai piani primo, secondo e sottotetto, riportate nella pianta seguente, si prevede il getto di travi ausiliarie in spessore di parete, all'intradosso delle travi esistenti e connesse alle medesime, al fine di rinforzarle. Tali travi ausiliarie hanno una sezione standard pari a 30x30 cm, e sono armate con 5 Φ 20 su entrambi i lembi e staffe Φ 8 ogni 10 cm. Esse sono connesse sul lembo superiore alle travi esistenti tramite connettori M16 10.9 ogni 20 cm.



Pianta delle travi in cui è previsto il rinforzo intradossale (piani primo, secondo e sottotetto)



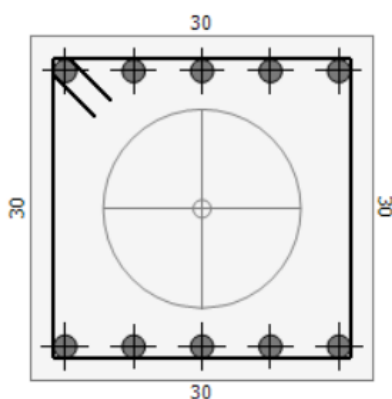
Sezione verticale della nuova del rinforzo previsto in spessore di muro

Si riportano le verifiche di resistenza a taglio e flessione dell'elemento più sollecitato, sia della sezione di calcestruzzo armato, che della connessione agli elementi verticali esistenti.

La resistenza della trave esistente rinforzata è stata trascurata.

$$M_{ed} = 142 \text{ kNm}, V_{ed} = 203 \text{ kN}$$

Verifica sezione c.a.



$$M_{rd} = M_{rd} \text{ nuova} = 146,6 \text{ kNm} > M_{ed} \text{ VERIFICATO}$$

$$V_{rd} = 219 \text{ kN} > V_{ed} \text{ VERIFICATO}$$

Verifica connessione agli elementi verticali esistenti

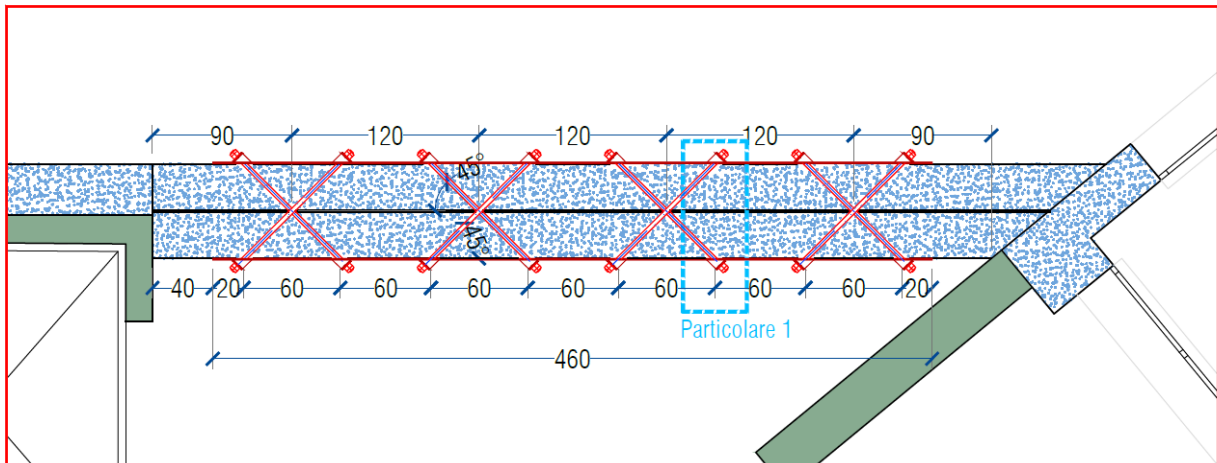
Alle estremità le nuove travi saranno connesse agli elementi verticali esistenti tramite 4 barre M20, classe di resistenza 10.9, ancorate per 250 mm negli elementi esistenti e nei nuovi getti.

$$\text{Flessione: } M_{rd} = M_{rd} \text{ esistente} + M_{rd} \text{ nuova} = 129 + 113 = 242 \text{ kNm} > M_{ed} \text{ VERIFICATO}$$

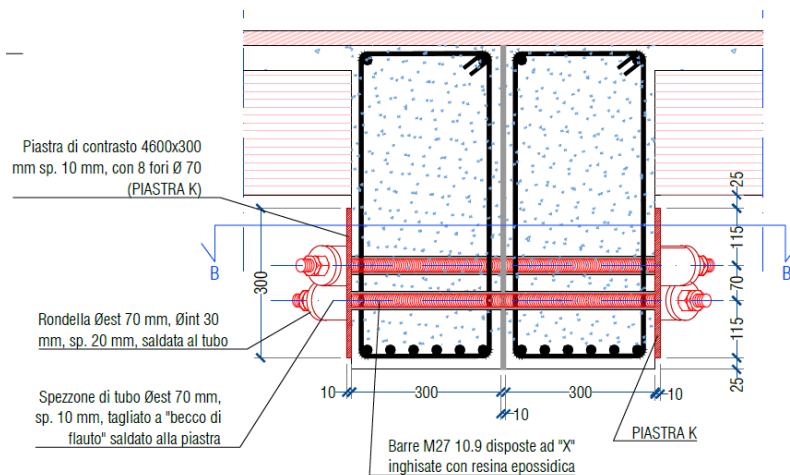
$$\text{Taglio: } V_{rd} = 4 \times A_{res} \times f_{btk} \times 0,5 / 1,25 = 392 \text{ kN} > V_{ed} \text{ VERIFICATO}$$

Verifiche degli elementi di collegamento in corrispondenza del giunto strutturale (q=1,5)

In corrispondenza del giunto strutturale si prevede l'inserimento di 8 barre filettate M27 10.9, disposte a due a due a "X" in pianta nello spessore delle due travi adiacenti, in corrispondenza dei piani terra, primo, secondo e copertura. Si riportano le verifiche di resistenza di tali elementi, al piano in cui la sollecitazione è massima, ossia al piano primo.



Vista in pianta dell'intervento di chiusura del giunto



Vista in sezione dell'intervento di chiusura del giunto

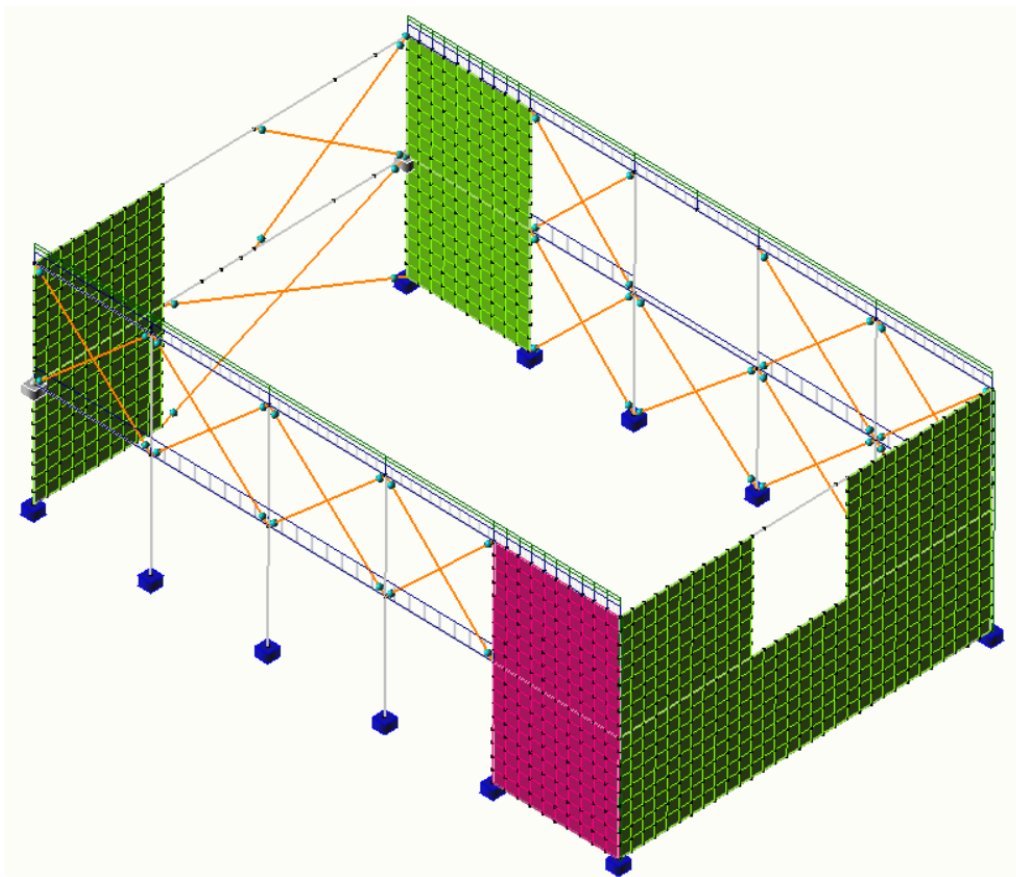
$$V_{ed\ tot\ MAX} = 769\ kN$$

$$N_{ed\ 1\ barra} = 272\ kN < N_{rd} = 330\ kN \text{ **VERIFICATO**}$$

10. VERIFICA DEL BLOCCO PALESTRA

10.1. Modello numerico

Si riporta una vista assonometrica del modello a elementi finiti prodotto con il software Trivilog Titanium 6, impiegato per l'analisi strutturale. I carichi di copertura sono trasmessi direttamente ai pilastri. La struttura è costituita da un telaio in c.a. con travi principali, travi reggimuro, pilastri, modellati tramite elementi unidimensionali "beam" e setti di spessore 15 cm, modellati tramite elementi bidimensionali "shell". Così come nell'analisi dello stato di fatto, il contributo dei tamponamenti è computato in termini di carico permanente come distribuito sulle travi reggi-muro, e in termini di rigidezza come controventi a sezione equivalente in muratura, secondo le indicazioni riportate nella Circolare 10 aprile 1997 n 65, ossia di spessore pari a quello della muratura e altezza pari a 1/10 della lunghezza della diagonale del tamponamento. Il modulo elastico dei controventi è stato posto pari a 800 N/mm^2 , pari cioè alla metà del modulo elastico comune della muratura, per tener conto del solo effetto puntone. La copertura non è stata modellata ed è stata considerata come piano rigido. Il contributo di rigidezza fornito dall'adiacenza del blocco B è stato introdotto attraverso delle molle in corrispondenza del piano intermedio. I setti sono stati modellati tramite elementi bidimensionali "shell". In assenza di indagini sulle fondazioni è stata considerata cautelativamente la presenza di plinti dell'impronta di 1 m^2 in corrispondenza di ogni piastra, impiegando un valore di rigidezza del terreno $k_w=5 \text{ kg/cm}^3$. Rispetto allo stato di fatto, i muri rinforzati con sistema FRCM sono stati modellati come elementi "shell" bidimensionali.



Vista assonometrica unifiilare del modello numerico

10.2. Verifiche SLV

L'analisi sismica con spettro di risposta ha visto lo svolgimento preliminare di **un'analisi modale**, in grado di determinare i primi modi di vibrare della struttura, che ne determinano il comportamento dinamico. Si riportano i risultati ottenuti per i primi 60 modi.

	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]		f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]
1	4,10	0,24	1,60	60,20	31	27,89	0,04	0,02	0,70
2	5,35	0,19	18,79	0,33	32	28,39	0,04	0,11	0,41
3	5,47	0,18	57,09	0,91	33	28,77	0,04	0,00	0,00
4	5,83	0,17	0,02	3,00	34	29,48	0,03	0,00	0,93
5	6,79	0,15	0,11	1,37	35	33,67	0,03	0,00	0,00
6	7,28	0,14	0,04	0,12	36	34,03	0,03	0,00	1,26
7	8,02	0,13	0,10	4,61	37	35,02	0,03	0,00	0,51
8	8,16	0,12	0,08	0,40	38	36,53	0,03	0,15	0,00
9	9,10	0,11	0,11	0,20	39	38,94	0,03	0,44	0,47
10	9,36	0,11	0,12	0,09	40	40,53	0,03	0,00	1,04
11	9,72	0,10	0,15	2,02	41	43,03	0,02	0,02	0,82
12	9,80	0,10	0,10	0,08	42	43,75	0,02	0,14	0,87
13	9,99	0,10	0,01	0,05	43	46,02	0,02	2,25	0,04
14	10,58	0,09	0,65	0,19	44	46,26	0,02	0,32	2,16
15	11,72	0,09	0,00	0,29	45	47,93	0,02	0,35	0,05
16	11,94	0,08	0,01	0,59	46	51,29	0,02	0,01	0,14
17	12,30	0,08	0,00	0,02	47	55,74	0,02	0,11	0,55
18	12,36	0,08	0,01	0,64	48	60,01	0,02	0,11	0,25
19	13,70	0,07	0,30	0,06	49	62,20	0,02	1,00	0,01
20	14,38	0,07	0,32	0,50	50	69,34	0,01	0,00	0,24
21	14,78	0,07	0,01	0,41	51	74,38	0,01	0,02	0,35
22	15,55	0,06	0,04	0,02	52	85,87	0,01	0,05	0,06
23	18,30	0,06	0,90	0,04	53	94,97	0,01	0,95	0,00
24	18,92	0,05	0,10	0,55	54	102,25	0,01	0,03	0,99
25	20,82	0,05	0,25	0,92	55	117,87	0,01	0,07	0,04
26	21,44	0,05	1,37	0,16	56	145,41	0,01	0,27	0,00
27	21,80	0,05	0,44	0,47	57	175,46	0,01	0,60	0,00
28	22,71	0,04	4,03	0,10	58	208,56	0,01	0,12	0,07
29	24,00	0,04	0,01	4,66	59	308,32	0,00	0,11	0,02
30	25,91	0,04	0,04	0,23	60	640,75	0,00	0,10	0,16
						Totale		94,15	95,38

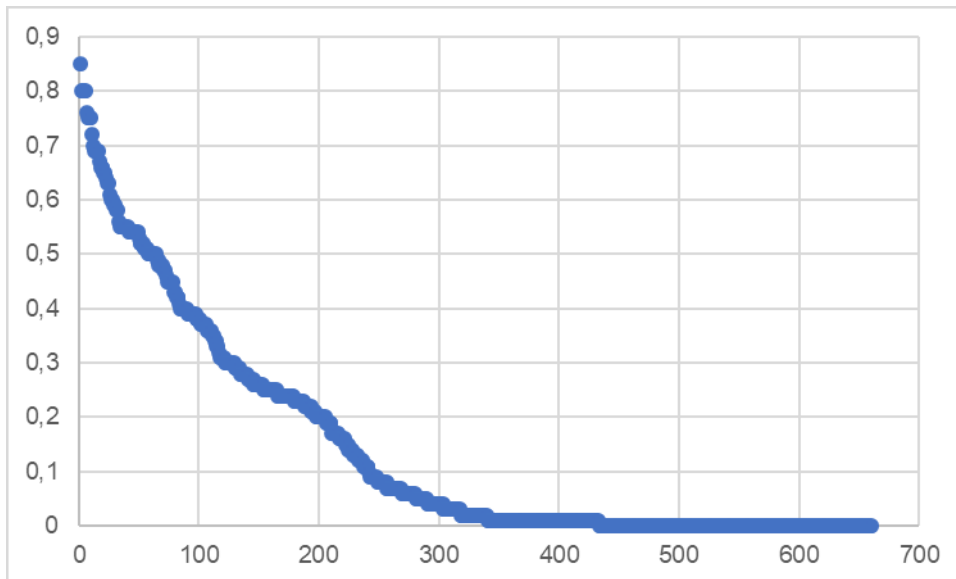
Le verifiche SLV sono state svolte tramite un'analisi dinamica lineare, con spettro di risposta. Il fattore di comportamento è stato diversificato sulla base della tipologia di rottura considerata, in particolare:

- Verifiche a flessione (rottura duttile): $q = 3,0$
- Verifiche a taglio (rottura fragile): $q = 1,5$
- Verifiche a taglio e flessione delle murature armate: $q = 3,0$

La massa sismica è stata computata, come previsto da normativa, a partire dalla combinazione quasi-permanente. Le travi di collegamento non sono state verificate, in quanto non assorbono sforzi orizzontali nell'ipotesi di piano rigido in copertura.

Verifiche delle travi a pressoflessione ($q=3$)

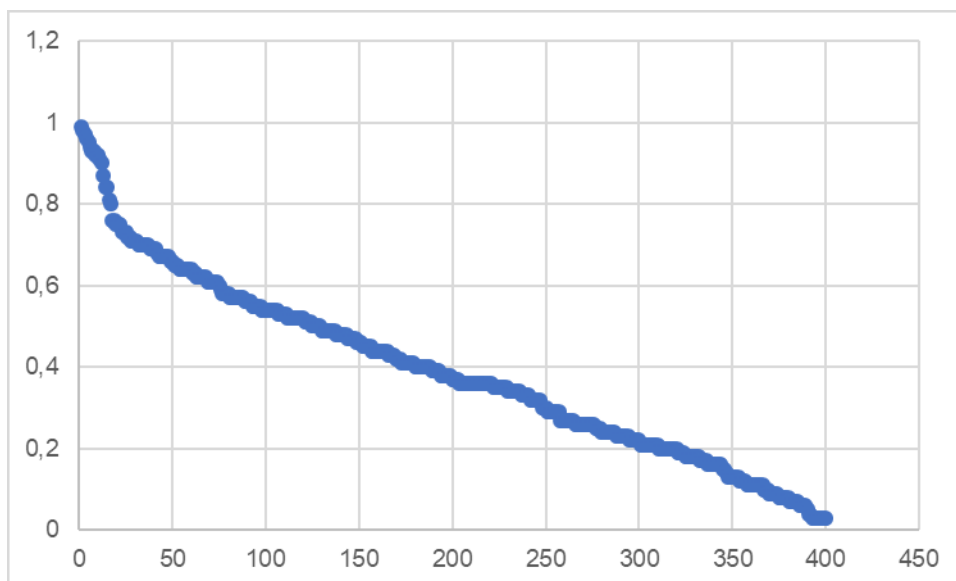
Si riportano le verifiche delle travi a pressoflessione allo SLV. Il rapporto di sfruttamento massimo ottenuto è pari a 0,85. Tutti gli elementi risultano pertanto verificati.



*Distribuzione dei rapporti di sfruttamento a pressoflessione delle sezioni delle travi analizzate
(tabelle in allegato)*

Verifiche dei pilastri a pressoflessione ($q=3$)

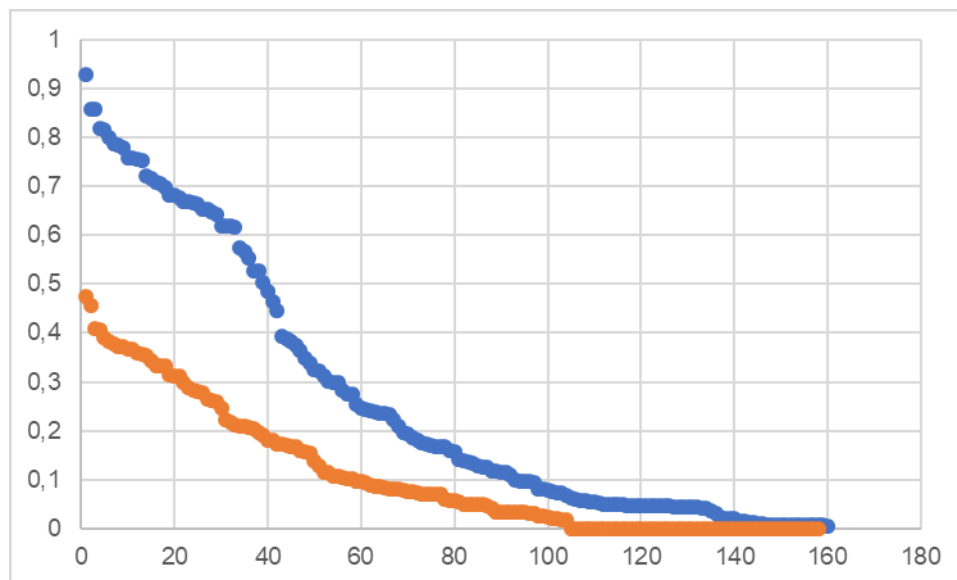
Si riportano le verifiche dei pilastri a pressoflessione allo SLV. Il rapporto di sfruttamento massimo ottenuto è pari a 0,99. Tutti gli elementi risultano pertanto verificati.



Distribuzione dei rapporti di sfruttamento a pressoflessione delle sezioni dei pilastri analizzate (tabelle in allegato)

Verifiche a taglio ($q=1,5$)

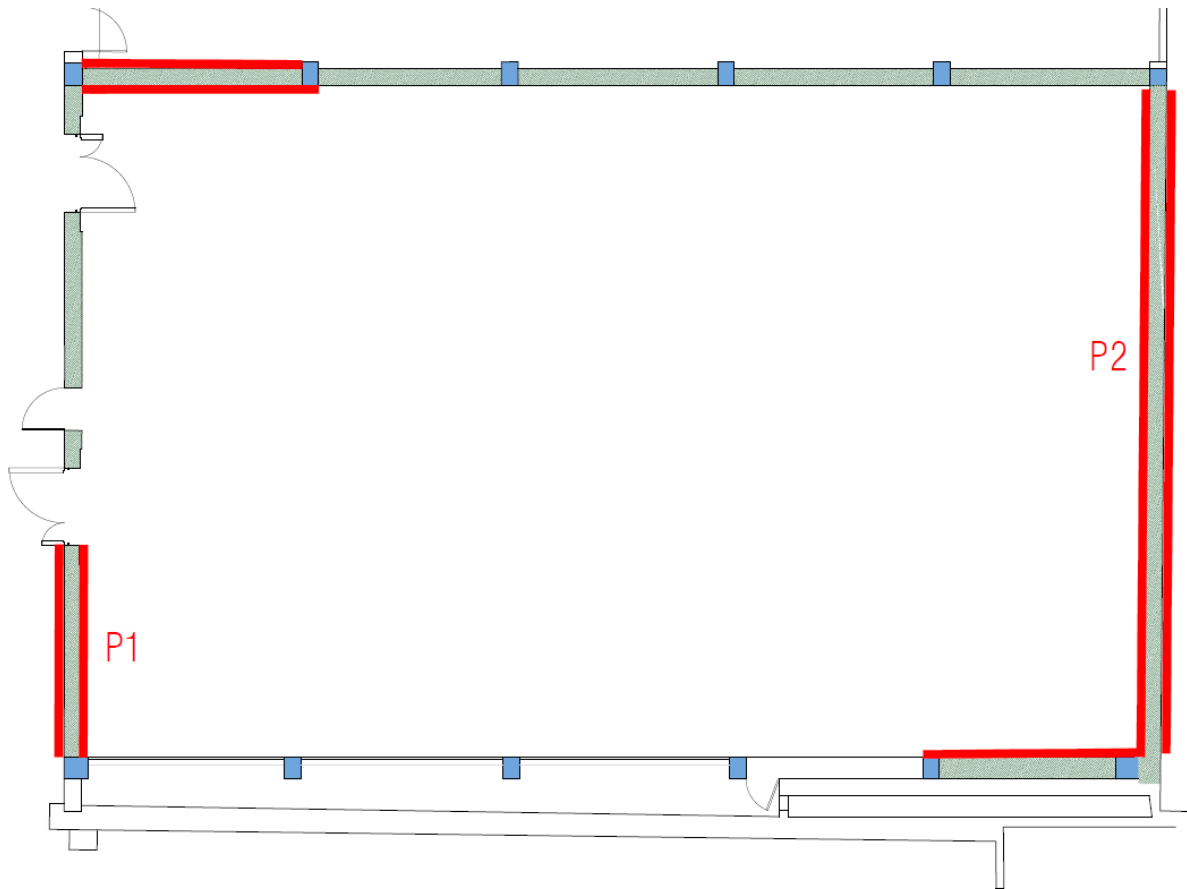
Si riportano le verifiche a taglio di tutti gli elementi allo SLV. Il rapporto di sfruttamento massimo ottenuto è pari a 0,93. Tutti gli elementi risultano pertanto verificati.



Distribuzione dei rapporti di sfruttamento a taglio verticale (blu) e nel piano orizzontale (arancio) (tabelle in allegato)

Verifica delle pareti rinforzate con sistema FRCM allo SLV ($q=3$)

Si riportano le verifiche di pressoflessione e taglio alla base degli elementi murari strutturali P1 e P2 rinforzati tramite il sistema FRCM, deputati all'assorbimento delle forze sismiche nella loro direzione in pianta.



Pianta schematica delle pareti rinforzate con sistema FRCM (in rosso)

	P1	P2	
Ned	239	634	kN
Ved	91	183	kN
Med	275	75	kNm
t	300	300	mm
b	3800	12060	mm
l'	2240	12060	mm
σ_N	0,21	0,18	MPa
fd	2,01	2,01	MPa
f _{vk0} *	0,22	0,22	MPa
f _{vd}	0,15	0,14	MPa
V_{rd}	102	522	kN
Mu	398	3430	kNm

*Verifica a pressoflessione e taglio delle pareti interessate
*valore incrementato per rinforzo FRCM, di un coefficiente $1,3 \times 0,9 = 1,17$,
come da CNR-DT 215/2018-metodo semplificato*

Le pareti risultano dunque verificate.

CONCLUSIONI

Il presente documento riporta i risultati delle verifiche di resistenza allo SLV della struttura dell'edificio che ospita la sede dell'Istituto "Bucci", in via San Giovanni a Faenza (RA), allo stato di progetto per l'adeguamento sismico. Si tratta di un complesso di edifici prevalentemente a telaio in calcestruzzo armato, costruito nell'anno 1970. Si sono individuate 3 unità strutturalmente indipendenti, divise da giunti strutturali.

Il progetto di consolidamenti sismico prevede i seguenti interventi:

- **Collegamento delle travi che insistono sul giunto strutturale** tra i blocchi A e B, attraverso 8 barre filettate M27 disposte a "X" nel piano orizzontale e iniezione di boiaccia cementizia antiritiro all'interno del giunto stesso, per la realizzazione della continuità strutturale, così da evitare fenomeno del "martellamento";
- Realizzazione di 12 **pareti in calcestruzzo armato di spessore variabile (20 e 30 cm)** a seconda della posizione in pianta, sulla base della distribuzione della rigidità dell'edificio, in luogo delle murature d'ambito in mattoni forati o in affiancamento con le pareti esistenti;
- Inibizione dei cinematismi individuati in sede di analisi dello stato di fatto nella zona nord-est in copertura tramite l'applicazione di **intonaco armato con GFRP all'esterno**, e rinforzo delle murature in copertura tramite "betoncino" armato con rete elettrosaldata;
- Rinforzo a taglio e flessione dei setti in c.a. esistenti in corrispondenza del vano scala tramite **applicazione di fasce in fibra di carbonio verticali e orizzontali**.
- Ai fini dell'adeguamento sismico del Blocco Palestra si prevede il rinforzo tramite applicazione di sistema FRCM su entrambe le facce laddove possibile o in alternativa su una faccia delle pareti esistenti. L'intonaco strutturale sarà armato tramite rete in fibra di vetro 33x33 mm, connessa alla muratura esistente tramite opportuni connettori passanti.

Sia in sede di analisi di stato di fatto, come già riportato nei documenti finali a termine di tale analisi, che nella presente analisi dello stato di progetto, la vulnerabilità sismica degli edifici è stata valutata in relazione alle verifiche delle sezioni in c.a. esistenti. Il valore dell'indice di vulnerabilità è stato computato come inverso del rapporto di sfruttamento di una sezione rappresentativa. Si è ritenuto di valutare di volta in volta la sezione rappresentativa in base alle tipologie di collasso. La sezione rappresentativa non è necessariamente quella che presenta il rapporto di sfruttamento massimo. Ad esempio, le rotture per pressoflessione isolate che non implicino altri fenomeni di collasso fragile, non comportano necessariamente il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Come evidenziato in precedenza si sottolinea come si sia voluto raggiungere il completo adeguamento sismico delle strutture, nonostante la normativa vigente non preveda un obbligo in tal senso. Ai sensi dei §8.4.2 e §8.4.3 delle NTC 2018, infatti, per l'edificio in esame, ossia un "edificio di classe III ad uso scolastico" non è obbligatorio un adeguamento sismico (ζ_E minimo pari a 1), ma un miglioramento per un raggiungimento di un indice di vulnerabilità ζ_E minimo pari a 0,6. Si riporta una tabella recanti gli indici di vulnerabilità allo stato di fatto e allo stato di progetto ottenuti.

	<i>Indice di vulnerabilità sismica allo stato di fatto (da analisi precedente)</i>	<i>Tipo di rottura</i>	<i>Indice di vulnerabilità sismica allo stato di progetto</i>	<i>Tipo di rottura</i>
<i>Blocco A</i>	0,30 < 0,6	Pilastrini a taglio	1,02 > 1	Pilastrini a taglio
<i>Blocco B</i>	0,31 < 0,6	Pilastrini a pressoflessione	1,02 > 1	Pilastrini a taglio
<i>Blocco Palestra</i>	0,38 < 0,6	Pilastrini a pressoflessione	1,01 > 1	Pilastrini a pressoflessione

Cassina de' Pecchi, 30 settembre 2019



ALLEGATI