



REGIONE BASILICATA
COMUNE DI SALANDRA



Provincia di Matera



P.O. - FESR - Basilicata 2013/2017

**PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO E FUNZIONALE DEI
CORPI A E B DEL COMPLESSO EDILIZIO SCOLASTICO TEN.
ROCCO DAVIA IN SALANDRA (MT)**

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE TECNICA STRUTTURE CORPO B

ELABORATO N.

D. 2

COMMITTENTE

COMUNE DI SALANDRA

Data:

Ottobre 2017

PROGETTO

Ing. Domenico Terranova

Sommario

PREMESSA.....	1
1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CORPO B.....	2
2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	5
3 METODOLOGIA DI INDAGINE SEGUITA	6
3.1 Consultazione degli elaborati	7
3.2 Rilievo geometrico di massima	8
3.3 Sopralluoghi ed indagini sui materiali.....	9
3.3.1 Indagini sul calcestruzzo esistente	10
3.3.2 Indagini sulle armature esistenti	13
4 LIVELLO DI CONOSCENZA.....	15
5 Studio della vulnerabilità sismica e criticità del Corpo B.....	16
6 Soluzione progettuale proposta.....	19
7 Descrizione degli interventi	22
CONCLUSIONI.....	26

PREMESSA

La presente relazione è redatta allo scopo di illustrare una proposta di intervento finalizzata alla ristrutturazione edilizia con contestuale rinnovo formale e funzionale dell'edificio denominato "Corpo B" appartenente al complesso edilizio scolastico Ten. Rocco Davia sito nel Comune di Salandra in c.so Dante Alighieri.

Il lavoro si inquadra nell'ambito del programma di finanziamento per l'edilizia scolastica emesso dalla Regione Basilicata nell'anno 2015.

La soluzione architettonica proposta mira alla valorizzazione dell'aspetto estetico dell'edificio con richiami formali al contesto storico-edilizio esistente dei luoghi attraverso lo sviluppo di un nuovo layout degli spazi interni ed esterni nel rispetto del DM n.18 del 18/12/1975 e del DM n. 26/08/1992 e ss.mm.ii.

Nell'ambito degli interventi di ristrutturazione edilizia, invece, sono state individuate soluzioni progettuali che, nel rispetto delle attuali *Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008* (NTC2008), garantiscono elevati livelli di sicurezza compatibili con la destinazione d'uso prevista tendo altresì conto delle interferenze con gli edifici posti in adiacenza.

1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CORPO B

Comune: Salandra (MT);
Latitudine: 40.52°
Longitudine: 16.32°
Altitudine s.l.m.: 545 m.
Tipologia strutturale: telai in c.a.
Destinazione d'uso: scuola
Classe d'uso: III
Vita Nominale: 50 anni;
Struttura esistente: SI

L'edificio denominato "Corpo B" appartiene complesso edilizio scolastico Ten Roccco Davia sito all'incrocio tra via Potenza e c.so Dante del Comune di Salandra (MT).

Fig. 1 mostra una planimetria generale del complesso edilizio costituito da 4 corpi di fabbrica in c.a. ordinario realizzati in epoche successive a partire dagli anni '50 e aventi attualmente le seguenti destinazioni d'uso:

- Corpo A: aule scolastiche e servizi igienici (Cat. C1 – affollamenti significativi)
- Corpo B: uffici scuola e aule docenti (Cat. C1 – affollamenti significativi)
- Corpo C: aule ordinarie, per attività speciali e mensa (Cat. C1 – affollamenti significativi)
- Corpo D: palestra (Cat. C1 – affollamenti significativi)

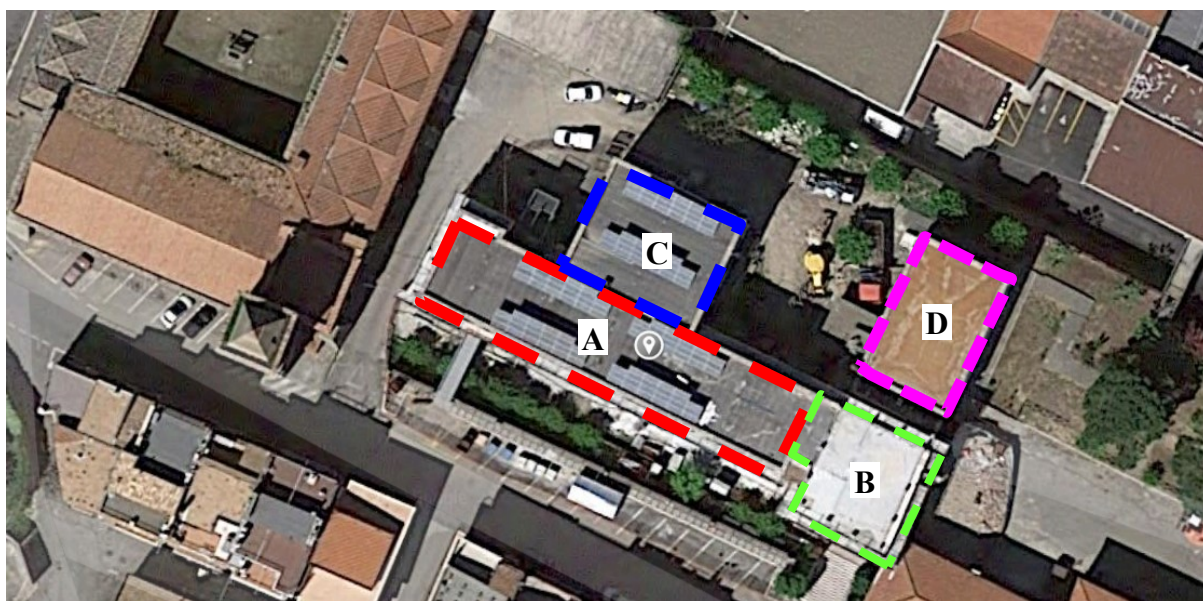


Fig. 1. Planimetria generale complesso edilizio Ten. Roccco Davia ospitante la scuola elementare e materna del Comune di Salandra.

L'accesso ai vari livelli del complesso edilizio è garantito mediante una scala in c.a. interna al Corpo B, ubicato in una posizione d'angolo a Sud-Est del complesso edilizio (v. Fig. 1). Tra il Corpo A e il Corpo C è presente un ascensore per l'accesso dei disabili. Sul prospetto posteriore del Corpo A (nord-ovest) è presente la scala di emergenza, realizzata in acciaio. All'esterno del complesso scolastico l'area è stata sistemata parte a verde e parte a parcheggio per le autovetture degli insegnanti scolastici con accessi diversificati a scalinate e a rampe di accesso.

Allo stato attuale i corpi A, B e C sono strutturalmente separati da esigui giunti tecnici di dimensioni insufficienti ad escludere potenziali fenomeni di martellamento in occasione eventi sismici.

Il Corpo B ed il Corpo D, invece, risultano fra loro collegati mediante una struttura di modeste dimensioni (nel seguito denominata Corpo B1) di un solo piano il cui solaio di copertura poggia direttamente sia sul Corpo B che sul Corpo C (v. Fig. 2).

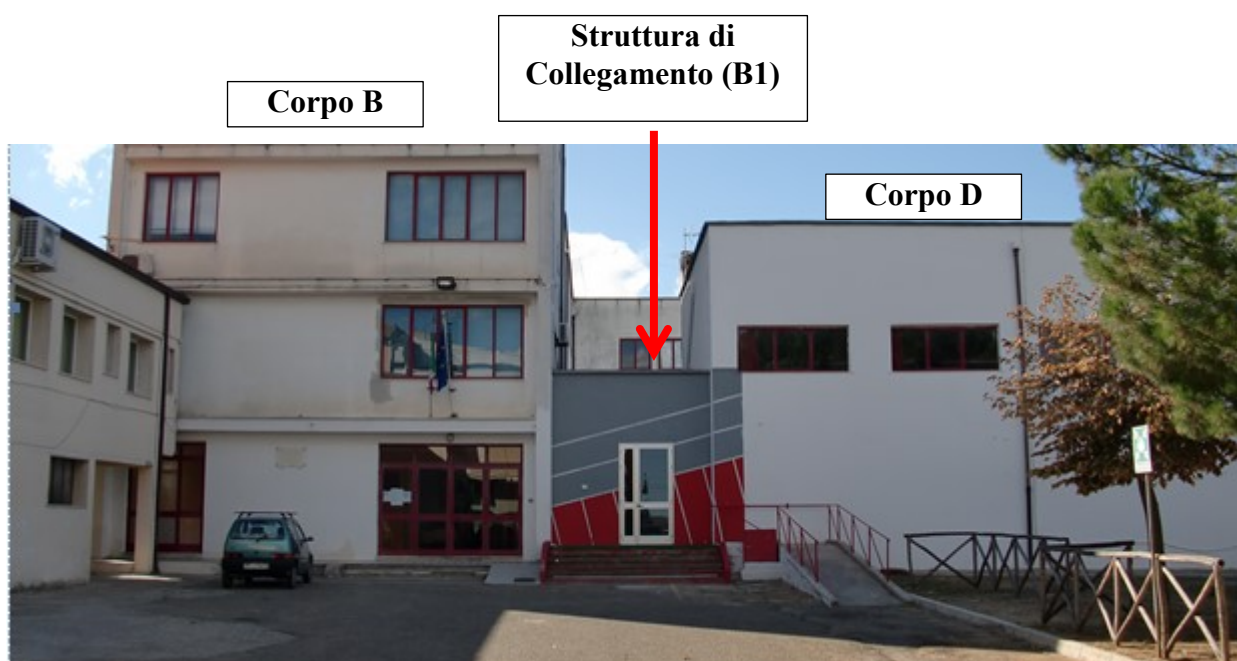


Fig. 2. Zona di collegamento tra il corpo B e il Corpo D

L'edificio era originariamente caratterizzato da 5 piani fuori terra, con copertura piana a terrazzo, ed un piano interrato a quota -2.70 m rispetto al piano terra. Nell'anno 2015 sono stati demoliti gli ultimi due livelli al fine di ridurre la vulnerabilità sismica del fabbricato. Attualmente l'edificio consta di 3 piani fuori terra nel seguito denominati piano terra (a quota 0.00m), piano primo (a

quota 3.35 m) e piano secondo (a quota 6.85 m), quest'ultimo sormontato da una copertura piana a terrazzo posta a quota 10.35 m.

La pianta dell'edificio è inscritta in un rettangolo di dimensioni 12.20×11.40 m (v. Fig.), con una modesta rientranza di 2.30 m in direzione x (lato lungo) e di 3.00 m in direzione y (lato corto). In corrispondenza del lato Sud-Ovest è presente un vano scala composto da due rampe con pianerottolo di riposo intermedio, che costituisce l'accesso principale ai piani superiori dell'intero complesso scolastico. Le dimensioni in pianta del vano scala sono pari a circa 3.15×6.85 m. Complessivamente la superficie in pianta del corpo B è pari a circa 115 mq. Le fondazioni sono dirette a plinto, di geometria variabile.

Da un punto di vista strutturale il corpo B è costituito da a telai in c.a. ordinario, disposti prevalentemente in direzione lato corto (v. Fig. 3).

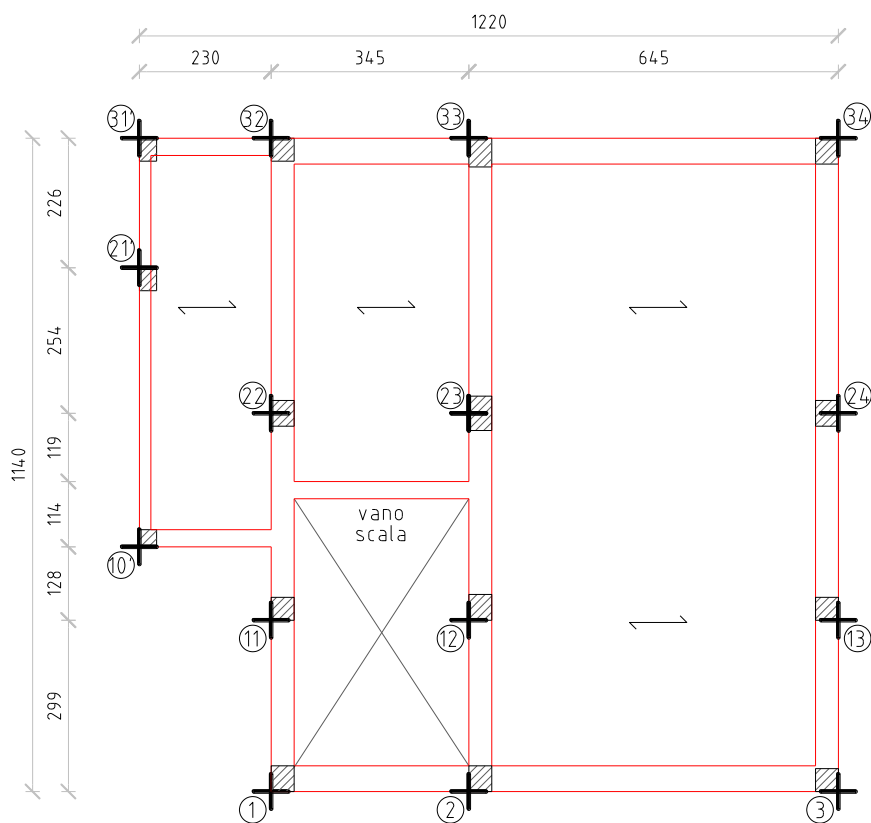


Fig. 3. Carpenteria pianta piano tipo Corpo B

Il piano interrato è caratterizzato dalla presenza di pareti di contenimento in conglomerato cementizio lungo i bordi del perimetro esterno e del vano scala. All'interno delle pareti sono comunque presenti i pilastri in c.a. che costituiscono gli elementi portanti della parte strutturale sovrastante. I solai di piano sono in latero cemento di altezza 24 cm (20+4), orditi in direzione X. Le rampe del vano scala sono anch'esse formate da solai in latero cemento di altezza 20 cm (16+4). Le fondazioni sono costituite da plinti collegati da travi porta muro al livello del piano terra.

2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Il sito su cui insiste l'immobile, si sviluppa su una superficie non pianeggiante, raggiungibile sia a piedi che con mezzi di trasporto. **Il coefficiente topografico è T2**, così come riportato in recenti studi geofisici e geologici effettuati.

Gli stessi studi, inoltre, hanno evidenziato che i terreni ricadenti nell'area interessata dall'edificio polifunzionale, sono costituiti da sabbie giallastre con banchi fratturati in cattivo stato di consistenza, tali da permettere l'appartenenza del suolo ad un terreno di *tipo B (depositi di argilla)*.

Tuttavia, nell'area in studio **non sono stati riscontrati fenomeni di instabilità in atto**. La natura del sito nonché il contesto idro-geo-morfologico in cui esso si inserisce esclude, al momento, problemi legati al rischio geo-morfologico ed idrogeologico. Allo stato attuale l'area oggetto di intervento è caratterizzata da uno stato generico di equilibrio confermato dal “piano stralcio per la difesa del rischio idrogeologico” ovvero “**dall'Aggiornamento 2011**” redatto dall'Autorità di Bacino della Basilicata che pone, di fatto, **il sito in questione al di fuori delle aree ritenute a rischio idrogeologico** (v. carta del rischio idrogeologico).

3 METODOLOGIA DI INDAGINE SEGUITA

La metodologia di indagine seguita per la conoscenza della struttura si è articolata nelle seguenti fasi:

- reperimento della documentazione di progetto e di tutte le informazioni utili alla definizione diretta o indiretta delle caratteristiche della costruzione;
- rilievo geometrico ex-novo completo finalizzato alla determinazione delle dimensioni degli elementi strutturali principali (travi, pilastri e solai) e della configurazione generale della struttura;
- sopralluoghi ed indagini visive allo scopo di analizzare la presenza di eventuali danneggiamenti a parti strutturali e studiare lo stato di conservazione dell'edificio;
- esecuzione di prove distruttive su carote di cls prelevate direttamente in sito;

La quantità e qualità dei dati acquisiti ha condizionato il metodo di analisi ed i valori dei fattori di confidenza (FC) applicati alle proprietà dei materiali adoperati ai fini delle verifiche di sicurezza.

3.1 Consultazione degli elaborati

Le informazioni sulla geometria, la posizione e le dimensioni dei principali elementi strutturali del complesso edilizio ed in particolare del “Corpo A” sono state desunte attraverso la consultazione degli elaborati grafici a corredo dello studio di vulnerabilità condotto nell’anno 2008 dall’ing. Losito e dall’ing. Bollettieri.

Vale la pena notare che nel suddetto studio i dettagli costruttivi delle fondazioni (v. Fig. 4) sono stati ricostruiti a partire dai documenti contabili risalenti all’epoca di costruzione dei fabbricati e reperiti presso gli archivi dell’ufficio tecnico del Comune di Salandra .

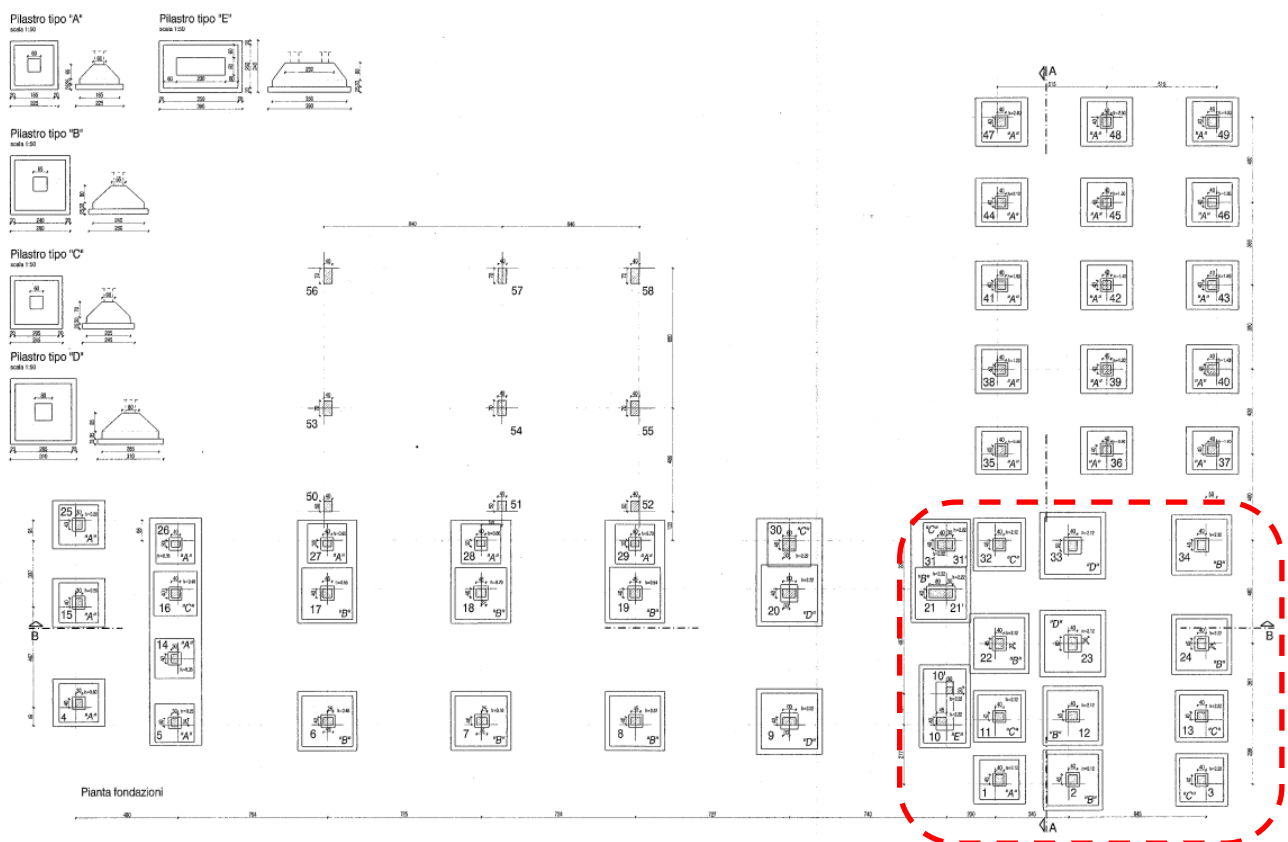


Fig. 4. Stralci elaborati dello studio di Vulnerabilità sismica del complesso edilizio Ten. Rocco Davia del Comune di Salandra condotto nell’anno 2008 – fondazioni su travi rovesce

I vari edifici sono stati progettati nei riguardi dei soli carichi gravitazionali utilizzando un approccio di verifica semplificato basato sul cosiddetto metodo alle tensioni ammissibili.

3.2 Rilievo geometrico di massima

Nel presente lavoro è stato condotto un rilievo geometrico di massima, finalizzato alla determinazione, a campione, delle dimensioni degli elementi strutturali (travi e pilastri) della configurazione generale della struttura.

Ciò ha permesso di verificare, anche se a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche generali della struttura, già descritte nel paragrafo introduttivo della presente relazione, e la documentazione tecnica disponibile (v. studio di vulnerabilità condotto nell'anno 2008 dall'ing. Losito e dall'ing. Bollettieri).

3.3 Sopralluoghi ed indagini sui materiali

Nell'anno 2008 furono condotte **limitate** indagini sui materiali finalizzate alla determinazione delle principali caratteristiche meccaniche del cls e alla identificazione dell'acciaio.

Nelle prime settimane del mese di Settembre dell'anno 2017 sono stati effettuati nuovi studi, sopralluoghi ed indagini sperimentali volti a conseguire una maggiore conoscenza della struttura, dei materiali e dei dettagli costruttivi.

Nel presente lavoro i risultati delle suddette campagne di indagini sono stati opportunamente integrati raggiungendo un livello di verifiche in-situ **estese** secondo quanto riportato nella Tabella C88A.1.3° della circolare n.917 del 2009.

Nei successivi paragrafi verranno illustrati i risultati delle indagini condotte sia nel 2008 che nel 2017 definendo altresì le principali proprietà “medie” dei materiali utilizzate ai fini delle verifiche di sicurezza.

Infine vale la pena osservare che i recenti sopralluoghi hanno evidenziato l'assenza di danni alle strutture di natura statica o dovuti a passati eventi sismici constatando uno stato di conservazione buono delle strutture e dei solai.

3.3.1 Indagini sul calcestruzzo esistente

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono state valutate mediante prova di compressione fino a rottura su campioni (carote) estratti in situ.

In Fig. 5 vengono individuati gli elementi su cui sono stati effettuati i prelievi di campioni e le successive prove di schiacciamento sia nel 2008 che nel 2017.

Le prove di schiacciamento hanno consentito di valutare la resistenza a compressione f_{car} delle carote in laboratorio. Tale valore risente tuttavia di numerosi fattori che la differenziano da quella in situ f_{cis} .

Per trasformare f_{car} nella corrispondente resistenza in-situ f_{cis} è stata adoperata la seguente relazione:

$$f_{cis} = (C_{h/D} \times C_{dia} \times C_a \times C_d) \times f_{car}$$

dove:

$C_{h/D}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2 e pari a: $C_{h/D} = 2/(1.5+D/h)$;

C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;

C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature valutato con la relazione $C_a = -0.015 n_\phi^2 + 0.095 n_\phi + 1$ dove n_ϕ è il numero di ferri presenti all'interno della carota;

C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione assunto pari a (UNI 10834, 1999) 1.20 per $f_{car} \leq 20$ MPa e 1.10 per $f_{car} > 20$ MPa;

In Tabella 1 sono riportati i valori f_{cis} ottenuti elaborando i risultati delle prove distruttive condotte nel 2008 e nel 2017.

I certificati di prove sono riportati in allegato alla *relazione specialistica di indagini sui materiali e dettagli costruttivi*.

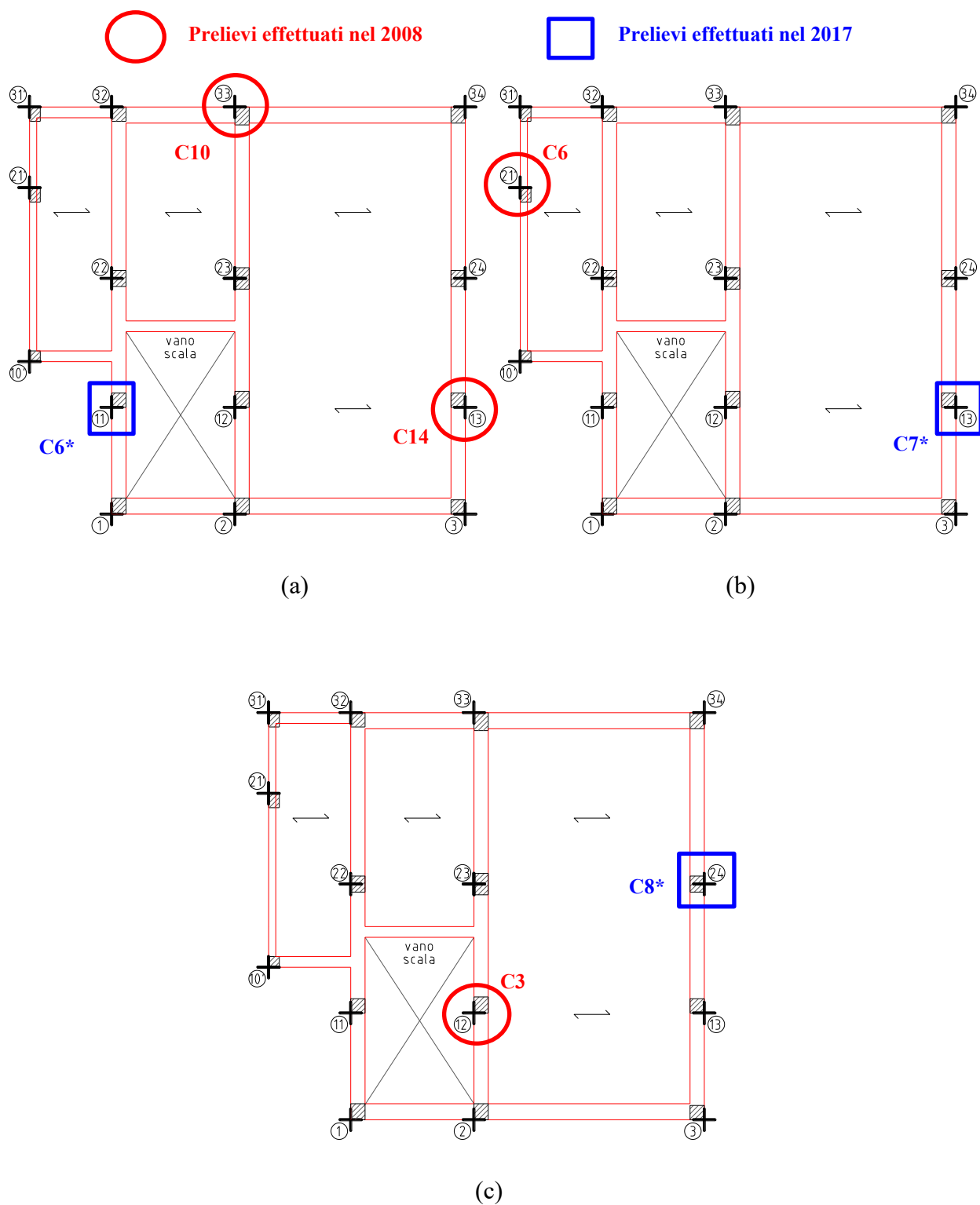


Fig. 5. Individuazione dei prelievi di cls sottoposti a prove distruttive: (a) interrato/impalcato 1 (piano terra); (c) impalcato 2 (piano primo), (d) impalcato 3 (piano secondo)

(d)

Tabella 1. Sintesi risultati carotaggi effettuati sul Corpo B

campione	prelievo	corpo	piano	D _{car} (mm)	h _{car} (mm)	n _φ	f _{car} (daN/cm ²)	C _{h/D}	C _{dia}	C _a	C _d	f _{cis} (daN/cm ²)
C3	pilastro 12	B	secondo	75	79	0	101.90	0.8165	1.03	1.00	1.10	94.27
C6	pilastro 21'	B	primo	75	79	0	112.90	0.8165	1.03	1.00	1.10	104.45
C10	pilastro 33	B	terra	75	75	0	90.00	0.8	1.03	1.00	1.10	81.58
C14	pilastro 13	B	interrato	75	74	0	104.70	0.7957	1.03	1.00	1.10	94.39
C6*	pilastro 11	B	terra	69.53	114.68	0	176.4	0.9495	1.04	1	1.1	190.98446
C7*	pilastro 13	B	primo	69.35	77.43	0	181.1	0.8348	1.04	1	1.1	172.42681
C8*	pilastro 24	B	secondo	69.92	128.75	0	175.9	0.9789	1.04	1	1.1	196.24821

* prelievi effettuati nel mese di settembre 2017

Il valore della resistenza cilindrica media **f_{cm}**, ottenuta come media dei valori f_{cis} sopra riportati, è pari a **f_{cm}=12.35 Mpa** (minimo = 9.4 Mpa, massimo = 19.6 Mpa, deviazione standard = 11.96).

Il valore medio della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo è invece pari a **R_{cm} = f_{cm}/0.83 = 14.88 Mpa**. Il modulo di deformazione E_{cm} risulta pertanto pari a **E_{cm} = 22000*(f_{cm}/10)^{0.3} = 23440.61 MPa** (v. par. 11.2.5 NTC2008).

3.3.2 Indagini sulle armature esistenti

I saggi effettuati nell'ambito dello studio di vulnerabilità condotto nel 2008 hanno evidenziato la presenza di armature del **tipo liscio**, tipicamente utilizzate tra gli anni 50'-60'. Vale la pena ricordare che i principali acciai utilizzati all'epoca di costruzione del complesso edilizio erano classificabili in tre principali categorie, denominate rispettivamente AQ42, AQ50 ed AQ60, con differenti valori della tensione di snervamento. In Fig. 6 sono riportati i risultati di uno studio statistico condotto da Verderame et al. (2001) presso il laboratorio di strutture dell'Università Federico II di Napoli e finalizzato alla valutazione delle caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate in Italia dal 1950 al 1980. I risultati dello studio si basano su una raccolta di oltre 10000 certificati di prove riferiti ad acciai lisci impiegati nel suddetto arco temporale.

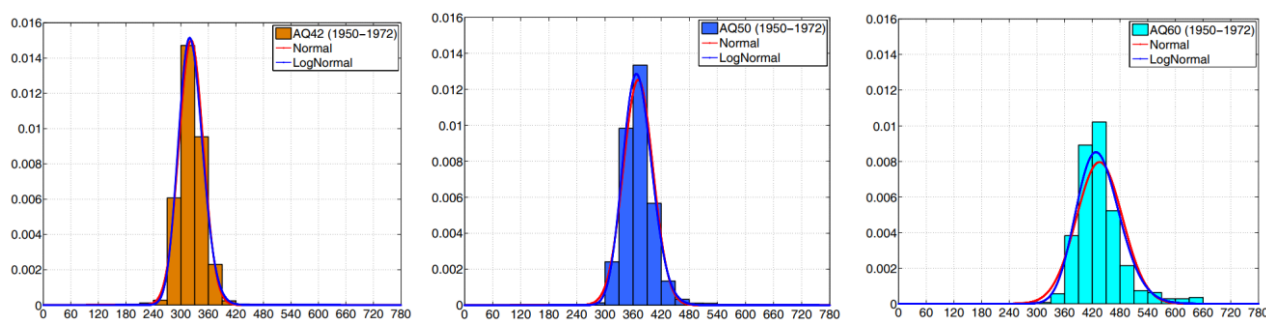


Fig. 6. Frequenza della tensione di snervamento dell'acciaio (a) AQ42, (b) AQ50 e (c) AQ60

I risultati dello studio mostrano che il **valore medio** della tensione di snervamento passa da circa 320 MPa per l'acciaio AQ42, a circa 370 MPa per l'acciaio AQ50 a circa 435 MPa per l'acciaio AQ60.

Occorre precisare che nell'ambito dello studio di vulnerabilità condotto nel 2008 è stata altresì condotta una prova di trazione fino a rottura su una barra di acciaio di diametro $\phi 8$ (reggistaffe). L'estrazione della barra è stata effettuata in corrispondenza della travata di bordo a Sud del Corpo A al piano terra. I risultati della prova sono sintetizzati in Tabella 2.

Tabella 2. Risultati della prova a trazione condotta su barra di diametro 89 mm estratta da una travata del Corpo A

Data prove:04.09.2008

Diametro nominale mm	Diametro effettivo mm	Sezione Effettiva mmq	Carico di snervamento daN	Tensione di snervamento N/mmq	Carico di rottura daN	Tensione a rottura N/mmq
8.0	8.0	50.2	3732	754.3	4903	975.3

Il valore della tensione di snervamento ottenuto sperimentalmente per l'edificio oggetto di studio risulta pari a 754 MPa (v. Tabella 2). Tenuto conto dei risultati mostrati in Fig. 6, è possibile concludere che l'acciaio utilizzato sia identificabile come **acciaio AQ60**.

Pertanto, nel presente lavoro il valore medio della tensione di snervamento f_{ym} considerato ai fini delle verifiche di sicurezza è stato assunto pari a 430 MPa, compatibile con il valore medio dell'acciaio AQ60 riportato nello studio di Verderame (2001).

E' infine importante precisare che la scelta di non estrarre ulteriori barre di acciaio (con successiva prova a rottura) è motivata (i) dalla scarsa dispersione delle caratteristiche meccaniche di materiali prodotti in stabilimento (come appunto l'acciaio) e (ii) dalla impossibilità di prelevare barre di lunghezza opportuna – minimo 60 cm per poter effettuare una prova di trazione (operazione che avrebbe pregiudicato la stabilità strutturale delle corrispondenti membrature).

4 LIVELLO DI CONOSCENZA

In accordo con quanto riportato al cap 8 della circolare esplicativa n. 617, si ritiene, per la struttura in questione, di aver conseguito un livello di conoscenza **LC2**, ovvero conoscenza estesa, cui corrisponde un fattore di confidenza nei confronti delle resistenze dei materiali pari a **FC=1.20**.

5 Studio della vulnerabilità sismica e criticità del Corpo B

In una prima fase di studio è stato condotto uno studio finalizzato allo studio della vulnerabilità sismica globale del Corpo B attraverso la stima del cosiddetto indicatore di rischio sismico $IR_{PGA,SLV}$ definito come rapporto tra la capacità e la domanda sismica in termini di PGA allo Stato Limite di salvaguardia della Vita umana (SLV). Analisi numeriche condotte con il metodo dell'analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 2.50$ sul modello tridimensionale dell'edificio ad elementi finiti FEM, hanno evidenziato una **significativa vulnerabilità sismica del Corpo B** caratterizzata da un valore minimo dell'indicatore di rischio $IR_{PGA,SLV}$ pari a **0.157**. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sintetizza l'esito della verifica di vulnerabilità mostrando con mappatura di colore il valore dell'indice di rischio $IR_{PGA,SLV}$ riferito a ciascun elemento strutturale.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	PGA/PGAref	TR	(TR/TRref)^41
Trave a "pianerottolo 2" (30; 30)-2	Taglio	0.383	SLV 3	0.097	0.38	71	2.389
Trave a "Impalcato 2" 3-34	Flessione	0.133	SLV 14	0.04	0.157	13	2.194
Pilastrata 2	Taglio	0.334	SLV 26	0.086	0.335	55	0.38
Pilastrata 1	Flessione	0.377	SLV 30	0.096	0.375	69	2.384

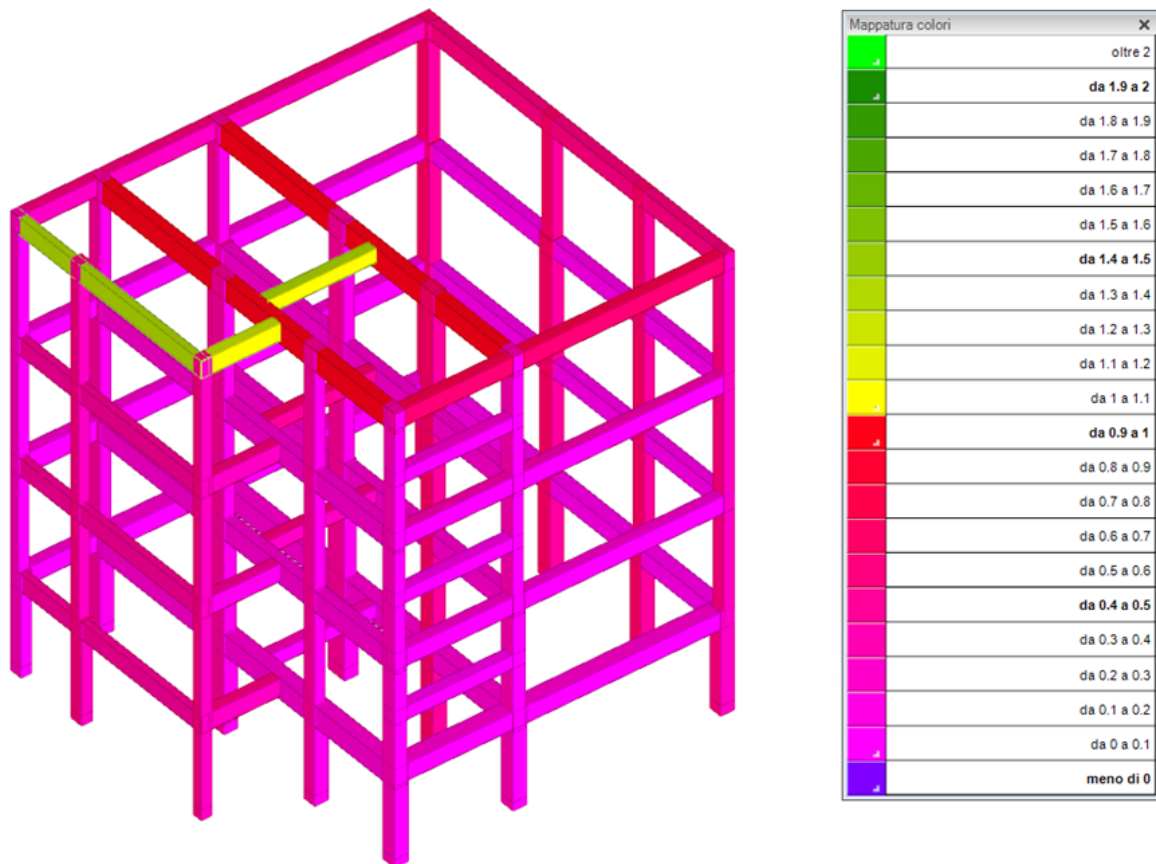


Fig. 7 Sintesi verifica di vulnerabilità Corpo B

Il risultato trovato evidenzia la necessità di interventi diffusi ed invasivi per elevare il livello di sicurezza attuale del Corpo B, con costi che potrebbero risultare superiori a quelli della demolizione con contestuale ricostruzione dello stesso fabbricato in riduzione di volumetria proponendo altresì una ricollocazione ed ottimizzazione degli ambienti ad uso uffici/alule speciali del Corpo B all'interno del Corpo C.

D'altra parte, una delle principali criticità riguardanti il Corpo B è rappresentata dalla **esigua dimensione del giunto di separazione con il Corpo A**. Allo stato attuale la dimensione del giunto strutturale esistente lungo l'intero sviluppo in verticale fra il Corpo A ed il Corpo B risulta **inferiore a 2 cm** (v. Fig. 8), e quindi insufficiente ad escludere fenomeni di martellamento in occasione di eventi sismici.



Fig. 8. Rilievo del giunto tecnico esistente fra il Corpo A e il Corpo B in corrispondenza della pilastrata 10 (v. elaborati grafici in allegato)

Vale la pena osservare che in linea con quanto riportato al par. 7.2.2 delle attuali NTC2008 è necessario che la distanza tra costruzioni contigue sia almeno pari alla somma dei massimi spostamenti orizzontali determinati per ciascun edificio allo SLV al fine di escludere fenomeni di martellamento fra costruzioni contigue. In ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad $1/100$ dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S / 0.5 \cdot g$, dove $a_g \cdot S$, (corrispondente alla PGA del sito in questione allo SLV) è pari a 0.256 g (v. par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) mentre l'altezza massima misurata a partire dal piano terra risulta pari a 10.35 m.

In prima battuta, la relazione sopra riportata può altresì essere utilizzata per stimare l'entità dei massimi spostamenti di ciascun edificio (v. par. 7.2.2 NTC2008). In definitiva al fine di escludere fenomeni di martellamento tra il Corpo A ed il Corpo B è necessario **la minima distanza** da garantire fra le costruzioni contigue deve risultare almeno pari a:

$$(0.256g/0.5g*1/100*10.35)+(0.256g/0.5g*1/100*10.35)=0.1 \text{ m} = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

Allo stato attuale, pertanto, l'ampiezza del giunto tra il Corpo A ed il Corpo B appare inadeguata a scongiurare possibili fenomeni di martellamento, evidenziando in tal senso una significativa vulnerabilità per entrambi i corpi di fabbrica.

6 Soluzione progettuale proposta

Come illustrato in precedenza, una delle principali criticità del Corpo B è rappresentata dalla assenza di giunti di ampiezza idonea a scongiurare possibili fenomeni di martellamento con il Corpo A.

Allo stato attuale gli elementi strutturali posti in adiacenza tra il Corpo A ed il Corpo B sono costituiti dai telai di bordo con plinti di fondazione in comune (v. Fig. 9).

Inoltre sul telaio di bordo del Corpo B poggia un campo di solaio di luce pari a 2.30 m adiacente il vano scala (v. Fig. 10) mentre sulla campata più lunga del telaio di bordo del Corpo A poggiano i pannelli di tamponatura interni alle aule scolastiche.

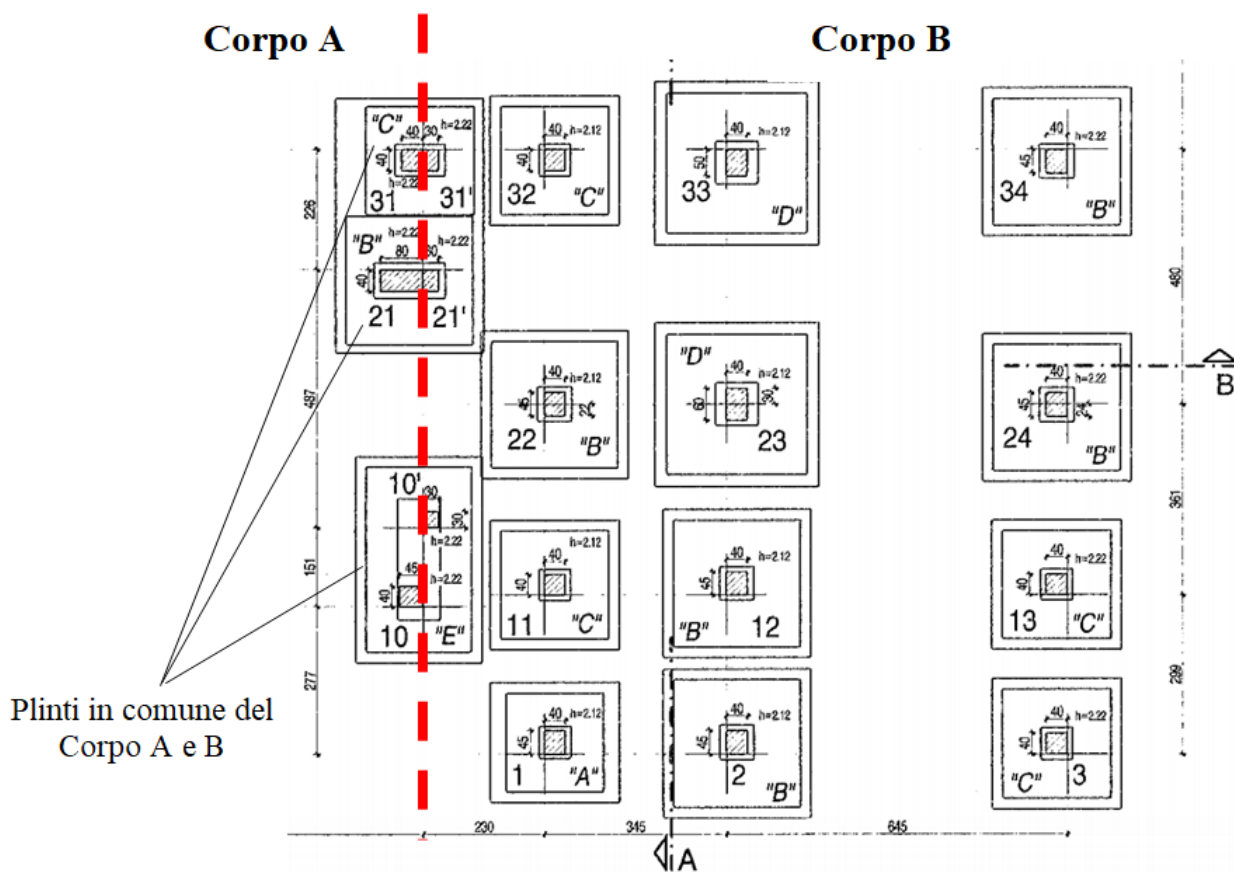


Fig. 9. Particolare fondazione in comune tra Corpo A e Corpo B

Alla luce delle osservazioni sopra fatte, il giunto di separazione tra il Corpo A ed il Corpo B, appare difficilmente realizzabile proponendo la sola demolizione del telaio di bordo del Corpo B con contestuale demolizione e ricostruzione del campo di solaio da esse portato (v. Fig. 10).

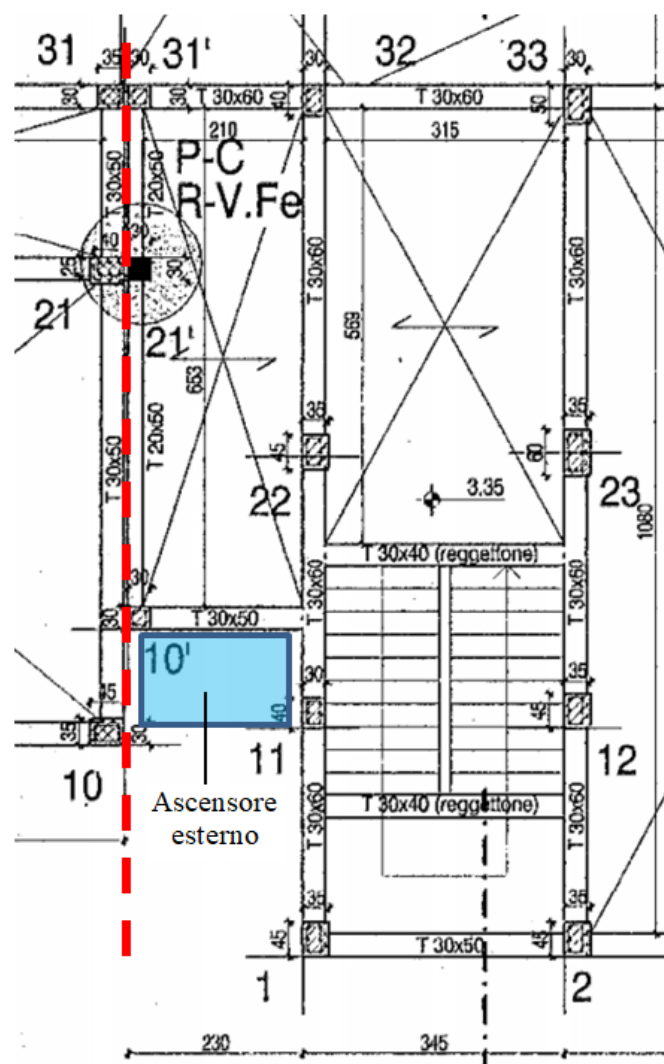


Fig. 10. Vista in pianta zona di adiacenza tra Corpo A e Corpo B

Il principale limite di tale soluzione è fondamentalmente di natura statica. Il nuovo solaio, infatti, andrebbe realizzato secondo uno schema statico a sbalzo di luce significativa, pari ad almeno 2.0 m, a sua volta difficilmente collegabile al telaio interno del vano scala del Corpo B mediante semplici operazioni di inghisaggio. La soluzione dello schema a sbalzo è motivata dalle interferenze in fondazione (v. Fig. 9) e in elevazione (a causa della presenza dell'ascensore esterno), che portano ad escludere la possibilità di realizzare un nuovo telaio di bordo arretrato rispetto a quello da demolire.

Nel presente lavoro sono state quindi confrontate preliminarmente soluzioni alternative tenuto altresì conto della vulnerabilità del Corpo B e dei costi da sostenere per realizzare interventi volti a garantire adeguati livelli di sicurezza.

La soluzione progettuale proposta, supportata da preliminari analisi costo-benefici, consiste nella **demolizione e contestuale ricostruzione** del piano secondo, piano primo e piano terra del Corpo B, preservando unicamente il piano interato. Parallelamente, verrà altresì demolito e ricostruito il Corpo B1 (struttura di un solo piano) potendo così assicurare il collegamento tra il Corpo B e la palestra (Corpo D). La ricostruzione verrà realizzata con strutture leggere in acciaio vetro descritte nel seguito. La ricostruzione del Corpo B sarà in particolare caratterizzata da una volumetria inferiore rispetto allo stato attuale allo scopo di ottimizzare gli spazi interni, tenuto conto delle reali esigenze in termini di numero di occupanti, garantendo allo stesso tempo un risparmio dei costi di gestione futuri.

7 Descrizione degli interventi

Per quando s.d. in riferimento al corpo B, la struttura principale in acciaio, sarà costituita dai seguenti elementi in acciaio :

CORPO B (vano scala)

- **TRAVE HEB 220 (PILASTRI PRINCIPALI)**
- **IPE 200 (TRAVI COLLEGAMENTI DEI PILASTRI)**
- **IPE 140 (TRAVI SECONDARIE)**

CORPO B1 (collegamento tra Corpo B e Corpo D)

- **TRAVE HEB 180 (PILASTRI PRINCIPALI)**
- **IPE 160 (TRAVI COLLEGAMENTI PILASTRI)**
- **IPE 120 (TRAVI SECONDARIE)**

In fase preliminare per la messa in opera dei Pilastri (HEB 220), si rende necessario rinforzare i pilastri in c.a., nel Piano seminterrato, mediante un loro aumento della sezione, il tutto avverrà con la **cerchiatura in c.a.**, garantendo almeno un aumento di spessore pari a 5 cm, per tutto il perimetro.

L'intervento prevede l'inserimento di una nuova armatura longitudinale costituita da ϕ 16 disposti all'interno del ringrosso in c.a. da realizzare a sua volta con malta ad elevata prestazione ($R_{ck} > 60$ MPa). Le barre longitudinali verranno altresì collegate al pilastro esistente mediante inghisaggio di ganci ad U di diametro ϕ 8. Le staffe ϕ 10/15 verranno realizzate con una coppia di elementi a C da saldare in corrispondenza delle zone di sovrapposizione.

Al fine di garantire l'incremento di capacità resistente della sezione di base e di testa dell'elemento, risulterà necessario inghisare le barre longitudinali sia ai plinti di fondazione che al solaio del piano terra. In testa al pilastro verranno disposte piastre metalliche opportunamente collegate allo stesso pilastro mediante inghisaggio di barre filettate M16. Tali piastre risulteranno saldate alla base delle colonne metalliche della nuova struttura in acciaio da realizzare ai piani in elevazione.

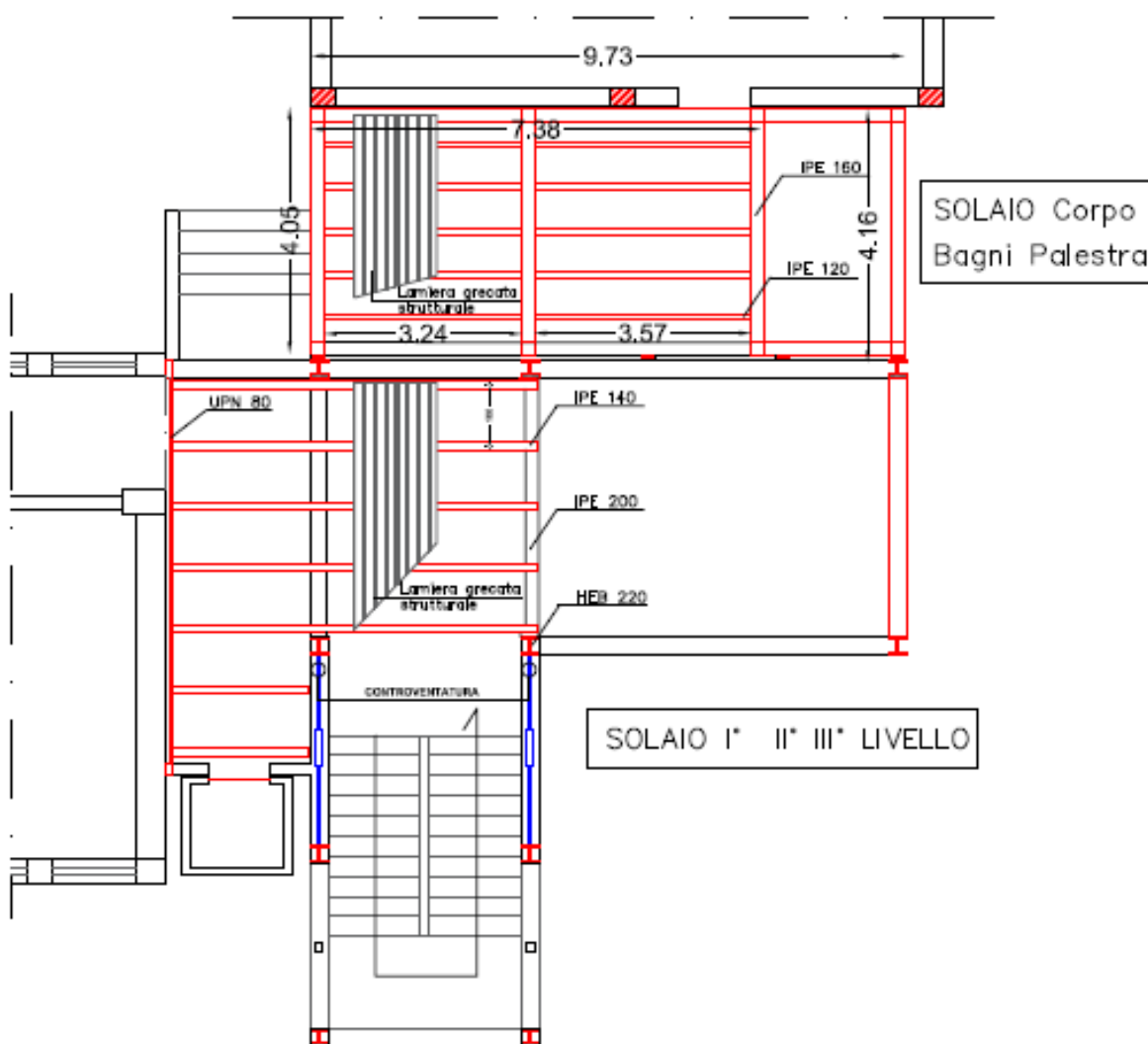
I nuovi solai della struttura metallica saranno del tipo composto, in acciaio-calcestruzzo, costituito da una lamiera grecata di acciaio su cui viene eseguito un getto di calcestruzzo normale.

La lamiera grecata verrà tassellata all'estradosso di travi IPE 140, disposte ad interasse di 1 mt.

La lamiera ha la funzione di cassero durante la costruzione e costituisce parte o tutta l'armatura longitudinale dopo l'indurimento del calcestruzzo. Poiché non è sufficiente la semplice adesione chimica fra la lamiera e il calcestruzzo, sono previste opportune lavorazioni superficiali o particolari sagome per garantire l'aderenza fra acciaio e calcestruzzo.

La parte di solaio esistente, che non verrà demolita (piano terra-piano seminterrato), sarà consolidata, mediante rinforzo strutturale con rete elettrosaldata e nuova caldana in cls, con uno spessore minimo di 8 cm. I nuovi solai del corpo B prospicienti il Corpo A saranno a sbalzo da realizzare mediante il prolungamento delle travi IPE 140 su cui disporre i solai in lamiera grecata. Sono infine previsti tiranti di bordo in corrispondenza dell'estremità libera dello sbalzo da collegare alle estremità delle travi poste in copertura al fine di limitare le deformazioni in esercizio del solaio a sbalzo.

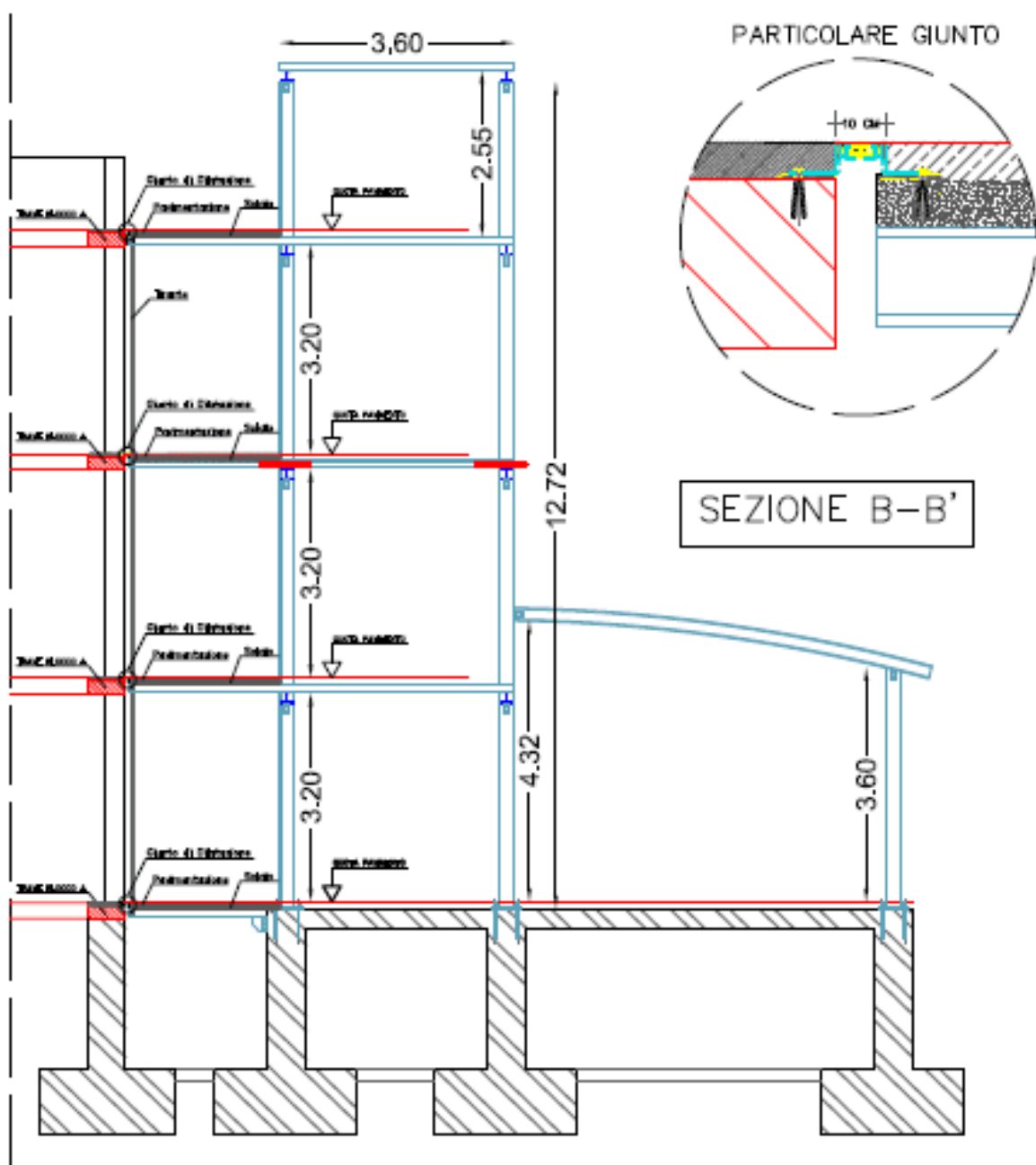
Nella immagine che segue è mostrata la pianta tipo del Corpo B.



Pianta tipo Corpo B

Come accennato nel paragrafo 6, una delle principali criticità attuali del Corpo B è rappresentata dalla assenza di giunti di ampiezza idonea a scongiurare possibili fenomeni di martellamento con il Corpo A.

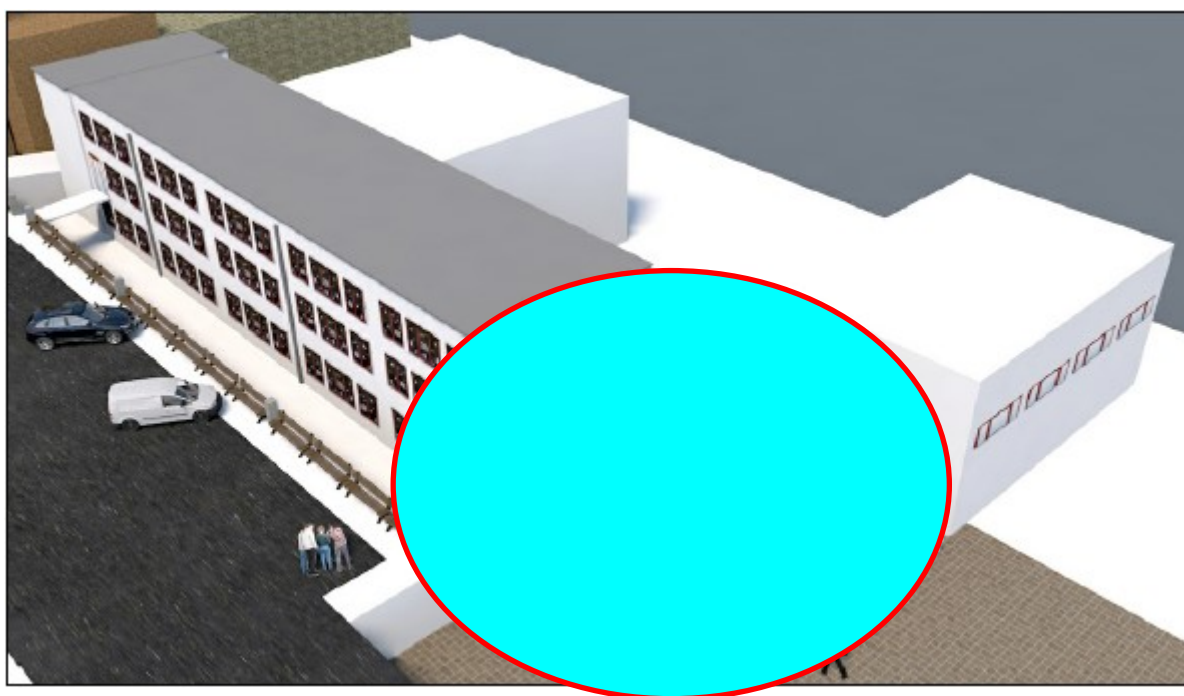
Sono infine previsti giunti di separazione strutturale tra il Corpo A ed il Corpo B di larghezza almeno pari a 15 cm, al fine di scongiurare il martellamento tra le due strutture in occasione di terremoti di intensità compatibili con quelli previsti allo SLV dalle attuali NTC2008. Si riporta nel seguito la sezione trasversale del Corpo B nella configurazione post intervento, evidenziando in particolare il giunto strutturale di ampiezza 15 cm da realizzare tra il Corpo B ed il Corpo A.



Sezione trasversale Corpo B

Il Corpo B1 di collegamento tra il Corpo B e il Corpo D (palestra) verrà altresì realizzato con una struttura leggera in acciaio-vetro di un solo piano, strutturalmente separata mediante adeguanti giunti tecnici con le strutture contigue.

Si riportano nel seguito alcune immagini render al fine di illustrare la soluzione progettuale proposta nell'ambito dei lavori di ristrutturazione edilizia del Corpo B. Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati grafici in allegato.



CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato condotto uno studio finalizzato alla verifica di sicurezza e alla proposta di interventi di adeguamento sismico dell'edificio denominato Corpo B facente parte del complesso edilizio scolastico Ten. Rocco Davia sito nel Comune di Salandra.

Lo studio della vulnerabilità sismica ha evidenziato particolari criticità del Corpo B nei riguardi di azioni sismiche compatibili con lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV), con un valore minimo dell'indicatore di rischio **$IR_{PGA,SLV}$ pari a circa il 15%** del livello di sicurezza corrispondente all'adeguamento sismico previsto dalle NTC2008.

Analisi costi-benefici hanno suggerito la **demolizione e contestuale ricostruzione** con strutture leggere in acciaio-vetro dei piani fuori terra del Corpo B e dello stesso Corpo B1 utilizzato per il collegamento con la palestra (Corpo D). Le strutture sono state progettate assicurando l'adeguatezza dei giunti sismici con gli edifici contigui, al fine di escludere fenomeni di martellamento durante eventi sismici.

La soluzione trovata garantisce elevati standard di sicurezza statica in armonia con l'upgrade architettonico, energetico ed impiantistico.