

Progetto

Adeguamento sismico di un edificio scolastico in c.a. mediante controventi ad instabilità impedita

Giovanni Stagni¹, Paolo Giovannini¹, Gabriele Vaccari¹, Cristian Dalmonte¹, Gabriele Zanarini¹, Luca Landi² ■



Nome dell'opera/progetto:

Polo scolastico integrato "Buon Pastore" - 2° lotto funzionale per la realizzazione della scuola primaria e secondaria: adeguamento normativo.

Ubicazione:

Via Buon Pastore n. 4, Bologna

Committente:

Comune di Bologna – Settore Lavori Pubblici

Progettazione Strutturale:

Giovanni Stagni

Supporto alla progettazione:

Paolo Giovannini, Gabriele Vaccari, Cristian Dalmonte, Luca Landi

Anno completamento lavori:

2014

1. Sommario

L'adeguamento sismico degli edifici esistenti risulta spesso eccessivamente invasivo, antieconomico e difficile da conseguire attraverso le tecnologie tradizionali. I controventi ad instabilità impedita, che consentono l'assorbimento di energia sismica anche alle diagonali compresse, sono stati impiegati nell'adeguamento sismico di un edificio scolastico in c.a.. L'articolo ripercorre le fasi salienti del progetto esecutivo (calibrazione dei controventi mediante un'analisi dinamica modale con fattore q e successivo esame del comportamento della struttura mediante analisi statica non lineare) e della realizzazione dell'intervento.

¹ Studio sgLab S.a.s., Via Magenta 9, 40128 Bologna.

² DICAM, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna.

1. Premessa

1.1 Inquadramento generale

L'intervento in oggetto riguarda il completamento di un progetto denominato Polo Scolastico Integrato "Buon Pastore" nell'area scolastica compresa tra Via Buon Pastore e Via dell'Angelo Custode a Bologna.

Il 1° lotto funzionale, già completamente realizzato, ha portato alla demolizione della vecchia palestra per la costruzione di un nuovo edificio scolastico (B in Figura 1) comprendente una scuola materna, la palestra, l'auditorium e la biblioteca.

Il 2° lotto funzionale è costituito dall'edificio esistente (A in Figura 1) che, per ospitare la scuola media e la scuola elementare, doveva essere ristrutturato per conseguire il necessario livello di **adeguamento funzionale, impiantistico e sismico**.

Per consentire la continuità delle attività scolastiche presenti nell'edificio (scuola media L. da Vinci), i lavori, iniziati nel novembre 2011, sono stati suddivisi in 2 FASI OPERATIVE, direttamente consecutive temporalmente: tutte le opere previste per la prima fase sono state realizzate prima di poter trasferire la scuola media dall'ala nord, dove risiedeva all'inizio dei lavori, all'ala sud (il trasloco è stato effettuato nell'estate 2013, durante l'interruzione delle attività didattiche). La consegna finale dei lavori è avvenuta nel luglio 2014.

1.2 Adeguamenti normativi

Al termine dei lavori, l'intero edificio è risultato adeguato a diversi livelli normativi:

- **Adeguamento sismico:** ha comportato notevoli interventi strutturali per la realizzazione di controventi metallici e giunti sismici. Gli interventi si sono ripercossi sull'assetto architettonico all'interno e sulle facciate.
- **Contenimento dei consumi energetici:** ha previsto modifiche sostanziali all'involucro esterno (cappotto e infissi) e integrazioni all'impianto di riscaldamento tramite l'inserimento di pannelli solari.
- **Aspetti acustici:** è stato migliorato il clima acustico interno tramite: serramenti con prestazioni adeguate, pareti divisorie coibentate, controsoffitti fonoassorbenti.
- **Sicurezza e prevenzione incendi:** integrazioni dell'impianto di spegnimento, dei dispositivi di sicurezza (compreso impianto di illuminazione di emergenza) e nuove scale di sicurezza esterne.

2. Adeguamenti energetici

Gli adeguamenti alle nuove normative sul contenimento dei consumi energetici hanno coinvolto il progetto dell'impianto di riscaldamento, che è stato integrato con **pannelli solari** per la produzione di acqua calda sanitaria, e l'**involucro edilizio**, che è stato ripensato per eliminare i ponti termici ed abbattere le dispersioni nel periodo invernale, oltre alle modifiche necessarie per proteggere le facciate più esposte ai raggi solari nella stagione calda.

2.1 Involucro

Gli interventi sull'involucro sono stati consistenti, in quanto tutto l'edificio viene rivestito con un **cappotto in polistirene** a forte spessore (10 cm) posto sul filo esterno delle strutture in cemento armato, così da formare un piano continuo.

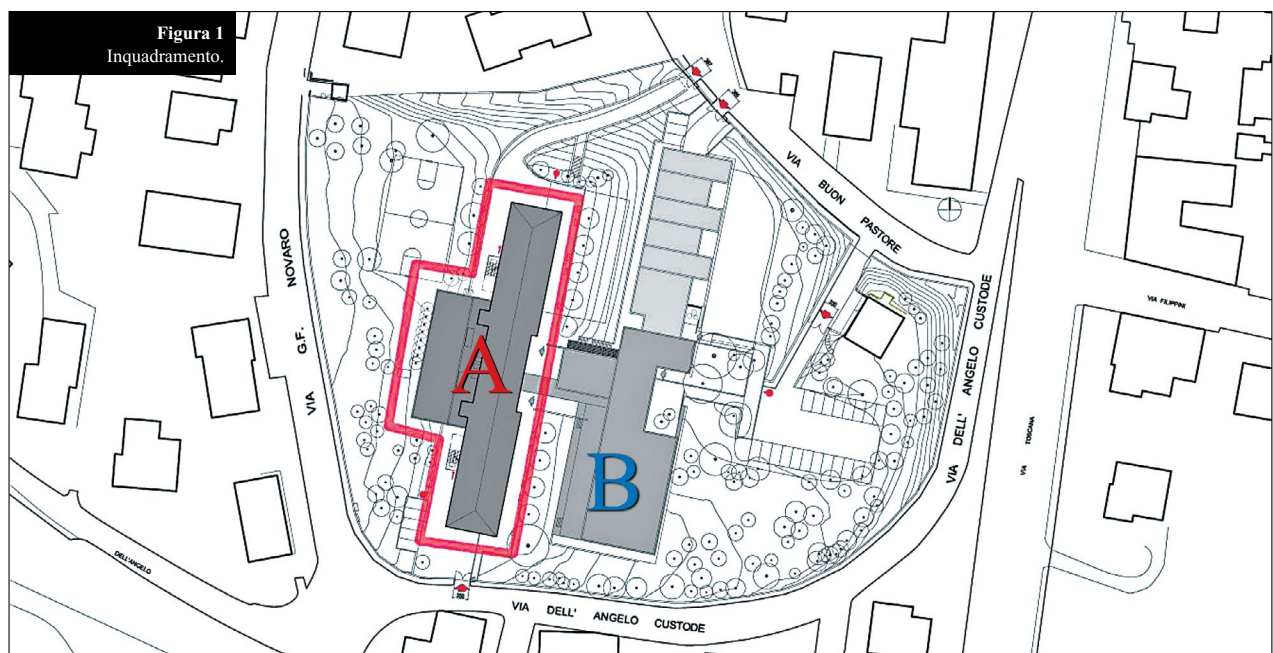


Figura 1
Inquadramento.

Anche i nuovi serramenti esterni hanno caratteristiche tali da ottenere risultati soddisfacenti per i requisiti di isolamento termico ed acustico. Per i tamponamenti di facciata si è mantenuto lo spessore murario esistente (30 cm), realizzato con materiale nuovo laddove si è intervenuto con i controventi, integrato ed adeguato dove i tamponamenti esterni non sono stati demoliti integralmente. Con queste caratteristiche si sono ottenuti notevoli benefici sul piano dei consumi e del fabbisogno energetico.

2.2 Inserimento dei pannelli solari

Per l'inserimento dei pannelli solari si è pensato di utilizzare una soluzione che li rendesse "invisibili" ad un osservatore esterno, vista la peculiarità del **parco** in cui sorge il complesso scolastico, e trattandosi di una zona di **valore paesaggistico**: esclusa quindi l'ipotesi di utilizzare le coperture del nuovo edificio, poiché troppo visibili data la modesta altezza del fabbricato, il progetto ha previsto l'eliminazione delle falde di copertura del corpo centrale, creando una **terrazza**, schermata da parapetti, che potesse ospitare l'impianto, utilizzando così il **migliore orientamento** possibile, cosa non possibile se l'inserimento fosse avvenuto sulle falde inclinate poiché esposte a est ed ovest.

3. Aspetti architettonici, finiture e materiali

3.1 Disegno delle facciate

La nuova **orditura compositiva** nasce principalmente da **tre fattori** che sono stati combinati tra loro per ottimizzare il risultato finale:

1. posizione e dimensione delle finestre per il soddisfacimento delle esigenze di illuminazione e ventilazione naturale;
2. vincoli geometrici determinati dalla struttura portante esistente e dai nuovi controventi;
3. uso di nuovi materiali per l'aggregazione con l'edificio adiacente appena realizzato.

La **facciata est**, in particolare, interessando esclusivamente i locali didattici, è stata studiata in maniera approfondita, per garantire un buon risultato estetico (Figure 2 e 3) unitamente al comfort ambientale interno.

Il **blocco centrale**, che ospita le aule laboratorio, mantiene un aspetto di forte serialità, con l'eliminazione delle porte-finestre; l'inserimento del rivestimento in legno definisce il punto di riferimento visivo con l'edificio adiacente, oltre a segnalare i nuovi accessi, definiti anche dalle due pensiline che fungono da mediazione tra esterno ed interno.

Le **ali laterali** assumono proporzioni diverse dalle attuali: l'edificio non appare più infatti come una "stecca" continua, ma come una aggregazione di blocchi, che anche funzionalmente sono separati. Il disegno delle finestre viene regolarizzato nella componente orizzontale, ma, per i vincoli già visti, il ritmo compositivo appare diversificato, con l'alternarsi di ante grandi scorrevoli (per permetter l'apertura anche in presenza degli elementi metallici) e di ante a battente, nonché delle partizioni in



Figura 2
Facciata est: progetto e stato di fatto.



Figura 3
Facciata est: progetto e realizzazione.



legno che intervengono nei punti di attacco delle pareti divisorie interne e sono ripetute come motivo ornamentale ricorrente. Le stesse partizioni in legno servono a mitigare l'effetto delle veneziane esterne che, quando abbassate, non formano una cortina unica, ma definiscono un disegno articolato di piani e colori.

I nuovi infissi sono realizzati con alluminio verniciato, dello stesso colore di quelli dell'edificio adiacente, così come le grandi cornici metalliche che li inquadrano. Questi elementi fuoriescono dal piano di facciata, trattato con una rasatura di intonaco sul cappotto isolante, tinteggiato in tonalità grigio/caldo per fare risaltare l'elemento naturale delle doghe in legno.

La **facciata sud**, priva di esigenze funzionali, viene ridotta a testata cieca, con il caratteristico disegno a "casetta", che potrà essere supporto per il nome della scuola media e per l'installazione di una meridiana.

Così anche la **facciata nord** è ridotta ai minimi elementi necessari: le finestre dei servizi e l'uscita di sicurezza dal locale mensa.

Il **prospetto ovest**, sul "retro" del fabbricato, viene trattato con gli stessi criteri del fronte principale, anche se la maggiore articolazione funzionale interna richiede una diversa composizione degli elementi "modulari" già studiati.

3.2 Distribuzione interna e miglioramenti acustici

Il rifacimento del disegno complessivo di facciata ha permesso di riorganizzare gli spazi interni, dimensionando le aule didattiche, poste sul fronte est, in modo da renderle omogenee, e realizzando servizi aggiuntivi quali aule speciali, atelier, alette per colloqui o di sostegno ecc.

Le separazioni tra i diversi ambienti hanno seguito i criteri dettati dagli studi acustici ambientali, utilizzando pareti in cartongesso con intercapedine isolata con lana di roccia, per ottenere i migliori risultati di fono-assorbimento e quindi di abbattimento dei ponti acustici, considerando anche il grado minimo di interferenze con i sistemi impiantistici previsti quasi completamente in esterno. Anche per il riverbero interno sono stati pensati alcuni interventi migliorativi, soprattutto nei locali collettivi (atrio, mensa ecc.), negli uffici della direzione didattica ma anche nelle aule, sebbene in forma ridotta, vista l'impossibilità di eseguire controsoffitti completi ribassati (per via dell'altezza minima di 3 metri da rispettare) e per esigenze economiche.

3.3 Finiture e materiali interni

Pavimentazioni: sono state differenziate le diverse funzioni tramite l'uso di materiali diversi.

- Atrio principale, distribuzione p.t. e mensa: grès con elementi di grande formato (50 x 50) per garantire massima resistenza e igiene.
- Servizi igienici e ripostigli in genere: grès formato 30 x 30, più adatto a spazi di piccola dimensione.
- Uffici e spazi didattici: pavimentazione a teli, in PVC multistrato, specifica anche per edifici scolastici, con caratteristiche di antistaticità e con isolamento acustico ai rumori di calpestio di 18dB, per raggiungere i risultati richiesti dalla normativa. Il colore identifica le zone distributive e gli spazi interni.

Rivestimenti: solo i locali di servizio (bagni e office) sono rivestiti fino ad una altezza di 240 cm con piastrelle in ceramica (formato 15 x 15 o 20 x 20) per garantire la massima igiene e lavabilità.

Tinteggiature: vengono utilizzati due tipi di pittura murale, uno a tempera e uno con vernice lavabile.

- Locali ad uso didattico, mense, corridoi e ripostigli hanno finitura, fino ad una altezza di 150 cm, con vernice lavabile liscia satinata.
- Per tutte le altre superfici normale tinteggiatura a tempera.

Controsoffitti: i controsoffitti sono di due tipologie:

- A pannelli modulari 60 x 60 cm, con struttura seminasosta, in lana di roccia per la massima fono assorbenza unita ad un minor peso specifico.
- A pannelli modulari in fibra di legno mineralizzata (60 x 120 cm) negli spazi distributivi, con struttura nascosta, per una buona resa estetica ed architettonica.

La pendinatura dei controsoffitti è stata realizzata in modo da non gravare sugli elementi in laterizio dei solai.

3.4 Barriere architettoniche e impianto elevatore

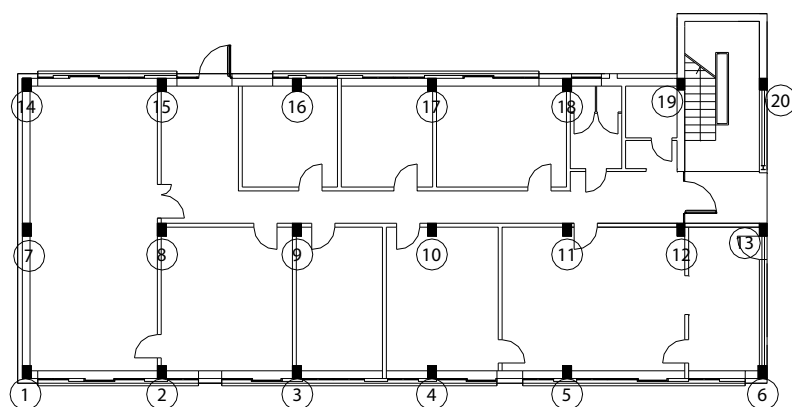
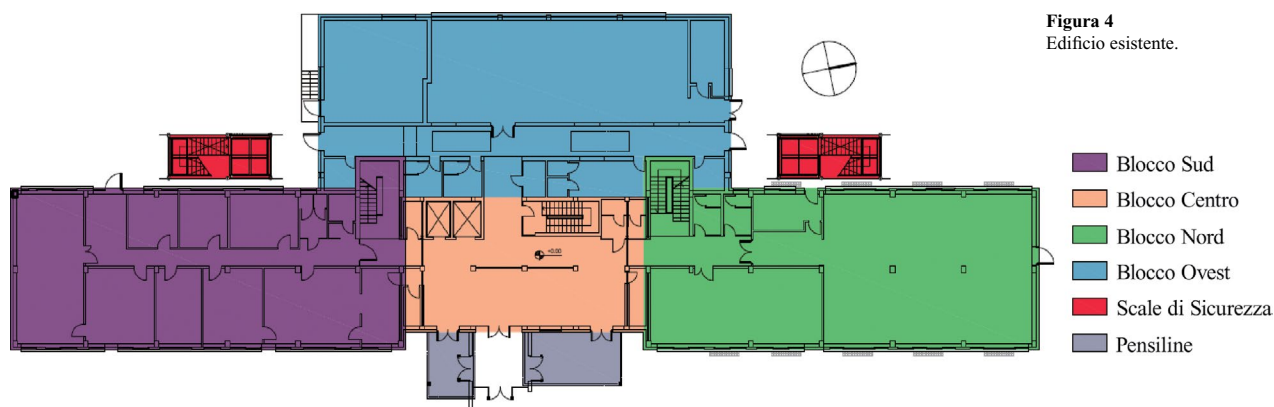
È stato garantito il superamento delle barriere architettoniche a tutti i piani, compresi gli accessi. I due impianti elevatori esistenti sono stati smantellati e sostituiti da un nuovo ascensore nel vano esistente, con cabina a norma per l'accessibilità ai disabili.

4. Progetto strutturale

4.1 Rischio sismico

Il rischio sismico in Italia è un problema di dimensioni molto rilevanti, in termini sia di vittime, sia di danni economici.

L'adeguamento sismico degli edifici esistenti, specialmente quelli strategici e rilevanti, è spesso eccessivamente invasivo, antieconomico e difficile da conseguire attraverso le tecnologie tradizionali. Un'importante novità in tal senso è costituita dai **controventi ad instabilità impedita** o **BRB** (acronimo dell'inglese Buckling-Restrained Brace), che risolvono il problema dell'instabilità a compressione, instabilità che comporta una ridotta capacità del sistema concentrico classico in termini di assorbimento di energia sismica (Wada e Nakashima, 2004; Tsai et al., 2004; Xie, 2005; Mazzolani, 2006). Inoltre, essi sono smontabili (con la conseguente facilità di sostituzione del cuore eventualmente danneggiato in seguito all'evento sismico) e possono essere mascherati all'interno della intercapedine delle tamponature in muratura.



4.2 Adeguamento sismico

Questa tecnologia, fino ad ora oggetto solo di sperimentazione, è stata adottata nel progetto e nell'esecuzione dell'adeguamento sismico dell'edificio esistente del Polo Scolastico "Buon Pastore" realizzato agli inizi degli anni '60 con struttura intelaiata in cemento armato.

La presente memoria ripercorre le fasi salienti del progetto esecutivo (come di seguito riassunto) e ne documenta la realizzazione. Dopo aver perfezionato, in fase preliminare, la disposizione e la calibrazione dei controventi mediante un'analisi dinamica modale con fattore q (allo scopo di conseguire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali), il comportamento della struttura è stato studiato mediante analisi statica non lineare, utilizzando, per quanto riguarda la non-linearità dei materiali, una modellazione tramite cerniere plastiche.

4.3 Edificio esistente

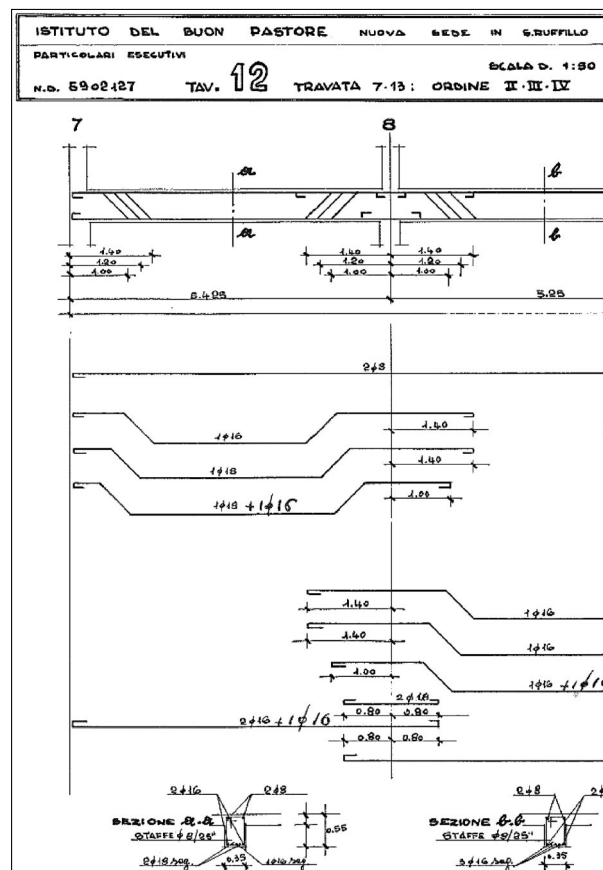
L'edificio in esame, risalente agli inizi degli anni '60, non è stato progettato per resistere ad azioni sismiche, in quanto sito in un comune classificato come sismico (zona 3) solo a partire dal 2003. Esso è costituito da un corpo principale di 4 piani fuori terra e coperto a due falde inclinate e da un corpo basso sul retro (lato Ovest). Il corpo principale, avente altezza di colmo pari a circa 15.80 m, ha forma in pianta pressoché rettangolare di dimensioni 75.90 x 11.60 m, con il lato maggiore approssimativamente parallelo alla direzione Nord-Sud. Esso si configura come una struttura intelaiata in c.a. con fondazioni dirette a travi rovesce, travi e pilastri gettati in opera e solai in latero-cemento.

Allo scopo di ridurre gli effetti sismici torsionali, l'intervento di adeguamento ha previsto innanzitutto la suddivisione strutturale di tale corpo in 3 blocchi, denominati Sud, Centro e Nord (Figura 4), mediante realizzazione di opportuni giunti sismici. Oggetto della presente trattazione è il Blocco Sud (dimensioni in pianta 29.00 x 11.60 m, Figura 5), costituito in direzione longitudinale (Nord-Sud) da 3 telai in c.a. a 5÷6 campate prevalentemente di luce pari a 5.25 m e in direzione trasversale (Est-Ovest) dai soli 2 telai di bordo a 2 campate di luce 5.50 m e 5.60 m. I solai, in latero-cemento privi di soletta collaborante, sono orditi in direzione trasversale (Est-Ovest) ed hanno spessore pari a 18 cm e interasse dei travetti pari a 40 cm. Il coperto a due falde inclinate è costituito da travi Varese (10 x 16 h, passo 1.00 m) e da tavelloni.

4.4 Indagini strutturali conoscitive

Parte dei disegni di progetto originali (Figura 6) sono stati recuperati dall'archivio della Cassa di Risparmio di Bologna, ultima proprietaria dell'immobile.

Figura 6
Stralcio dei disegni di progetto originali.



La geometria della struttura è risultata nota in buona parte grazie ai disegni originali recuperati, oltre che in seguito ad un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

I dettagli costruttivi sono risultati anch'essi parzialmente noti dai disegni originali incompleti. Una verifica in-situ a campione ha poi consentito di stabilire l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni, mentre per i dettagli mancanti è stata effettuata una limitata verifica in-situ negli elementi più importanti.

Le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono state ricavate da estese verifiche in-situ (Figura 7). Le indagini (prelievo di campioni di armatura e di provini di calcestruzzo) hanno consentito di quantificare la resistenza cubica media del calcestruzzo (175 kg/cm^2) e la resistenza a snervamento dell'acciaio (3150 kg/cm^2).

Il livello di conoscenza acquisito è stato pertanto classificato come LC2 (Conoscenza Adeguata). Ad esso corrisponde un fattore di confidenza FC da applicare alle resistenze dei materiali pari a 1.20.

4.5 Criteri di progetto e di verifica

Nella progettazione strutturale si sono adottate le norme tecniche vigenti, in particolare il D.M. 14 gennaio 2008 (di seguito NTC) e la Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (di seguito Circolare).

Sono state considerate una vita nominale di 50 anni (opere di importanza normale) e una classe d'uso pari a III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, $C_U = 1.5$). Il periodo di riferimento risulta pertanto pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni. Essendo poi "C" la categoria di sottosuolo, si sono ottenuti, per gli stati limite previsti dalla normativa, gli spettri di risposta elastici riportati in Figura 8.

4.6 Interventi

Il progetto di ristrutturazione ha previsto di mantenere integra e inalterata la struttura e tutti i solai; approfittando della necessità di rimuovere pavimenti e sottofondi, si è ritenuto opportuno ricostituirli provvedendo al contempo a conferire maggiore rigidità ai solai con una soletta in c.a. di piccolo spessore, armata con rete (Figura 9).



Figura 7
Indagini in-situ.

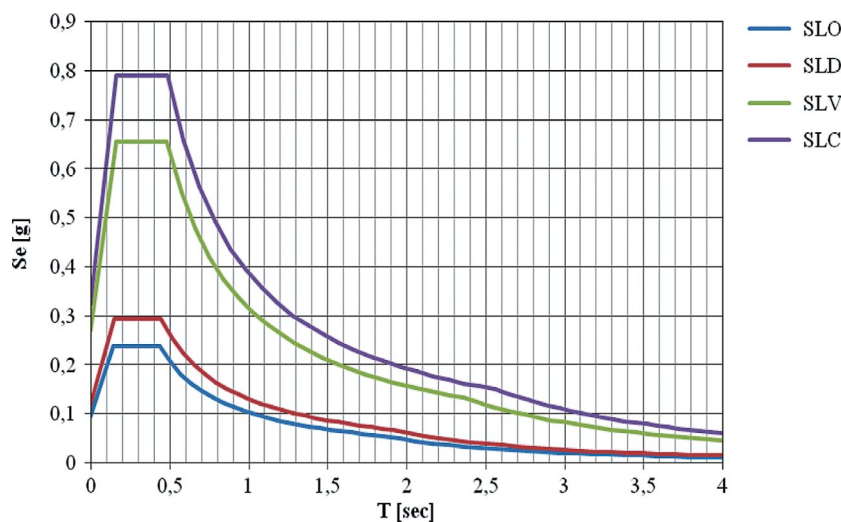
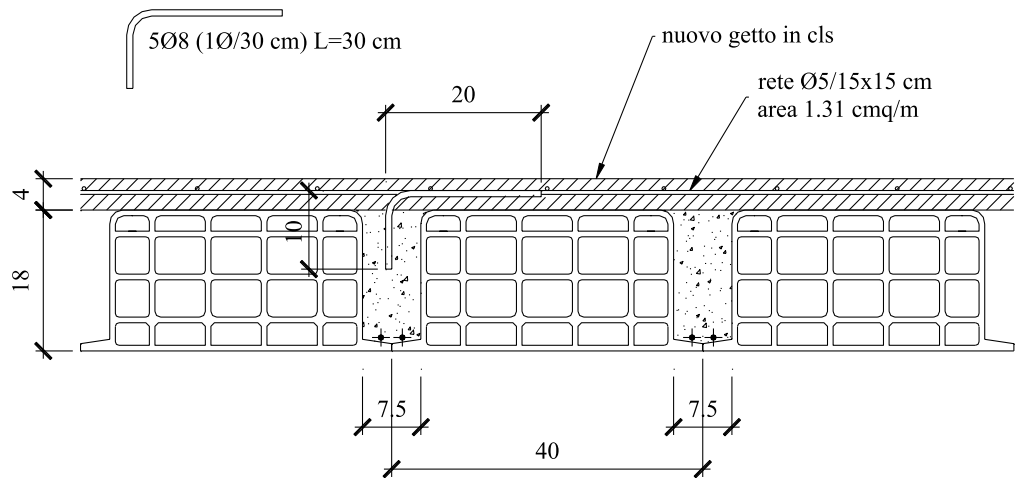


Figura 8
Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

Figura 9
Interventi sui solai esistenti.



Trattandosi di intervento di adeguamento, la struttura deve essere in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC. A questo scopo, oltre alla citata suddivisione in 3 blocchi mediante realizzazione di opportuni giunti sismici, sono stati previsti *interventi locali e globali*.

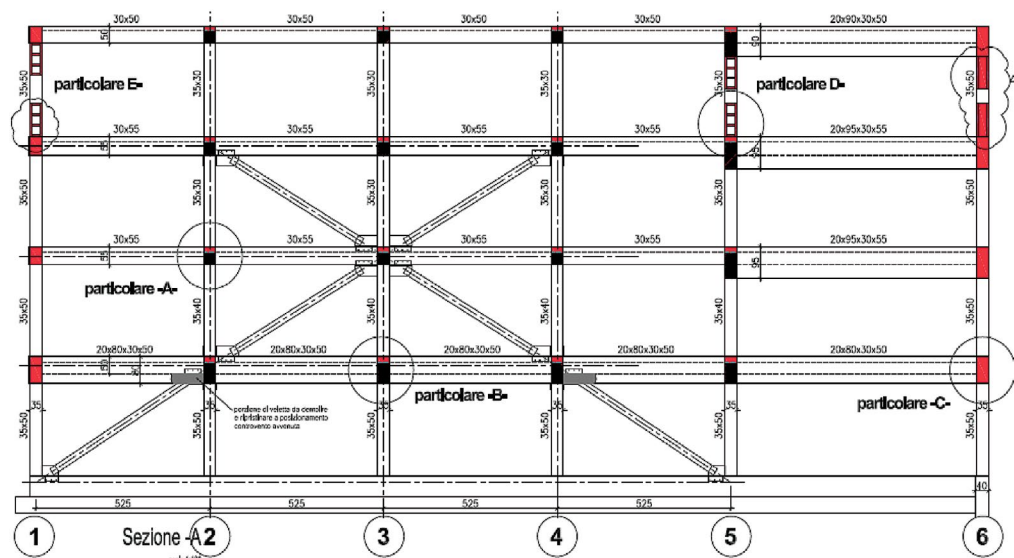
A *livello locale* si sono resi necessari opportuni rinforzi in alcune travi ed alcuni pilastri ed in quasi tutti i nodi trave-pilastro, realizzati utilizzando piastre e profili in acciaio (Figura 10).

A *livello globale* si è prevista la realizzazione di controventi ad instabilità impedita o BRB.

La disposizione dei controventi (Figure 11, 12 e 13) è stata frutto di scelte progettuali volte ad interferire il meno possibile con le esigenze architettoniche (da qui la decisione di inserirli solamente lungo il perimetro del blocco) ed è stata perfezionata eseguendo preliminarmente, sul modello di calcolo descritto nel capitolo successivo, un'analisi dinamica modale con fattore $q = 3$ (come consentito al punto C8.7.2.4 della Circolare) in cui si è cercato di conseguire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali, secondo il criterio specificato al punto 7.5.5 delle NTC (i coefficienti di sovrarresistenza calcolati per tutti gli elementi di controvento devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%): tale analisi, oltre ad aver consentito una corretta calibrazione delle sezioni dei controventi, ha evidenziato l'inutilità di proseguire anche all'ultimo piano il sistema di controvento ipotizzato in direzione longitudinale, la cui forma (un'unica grande X a coinvolgere 4 delle 5 campate dei due telai esterni) era stata suggerita dalla necessità di gravare il meno possibile sul sistema di fondazione.

Per quanto riguarda *le fondazioni*, il calcolo ha dimostrato l'adeguatezza di quelle esistenti, sulle quali non è stato pertanto necessario intervenire, fatta eccezione per una serie di iniezioni locali di resina a lenta espansione.

Figura 10
Rinforzi locali (pilastri e nodi).



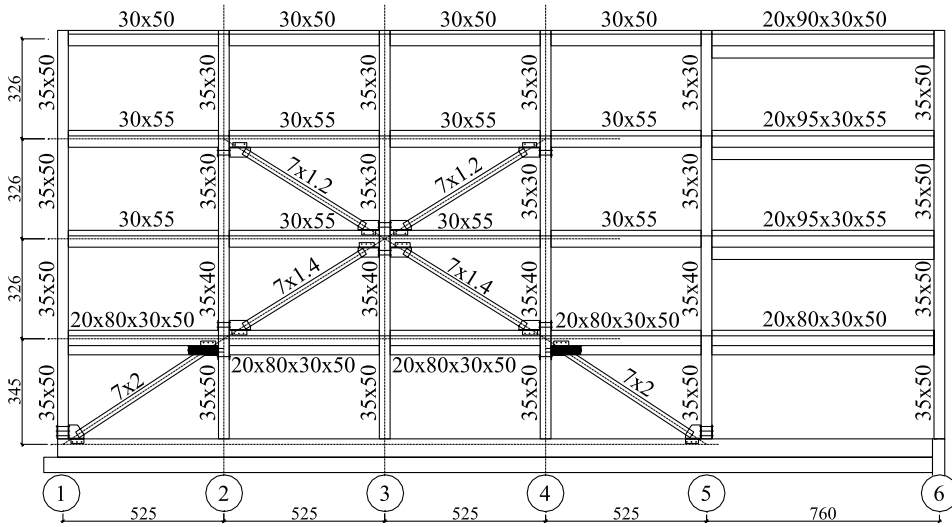


Figura 11
Controventi BRB sul telaio lato Est.

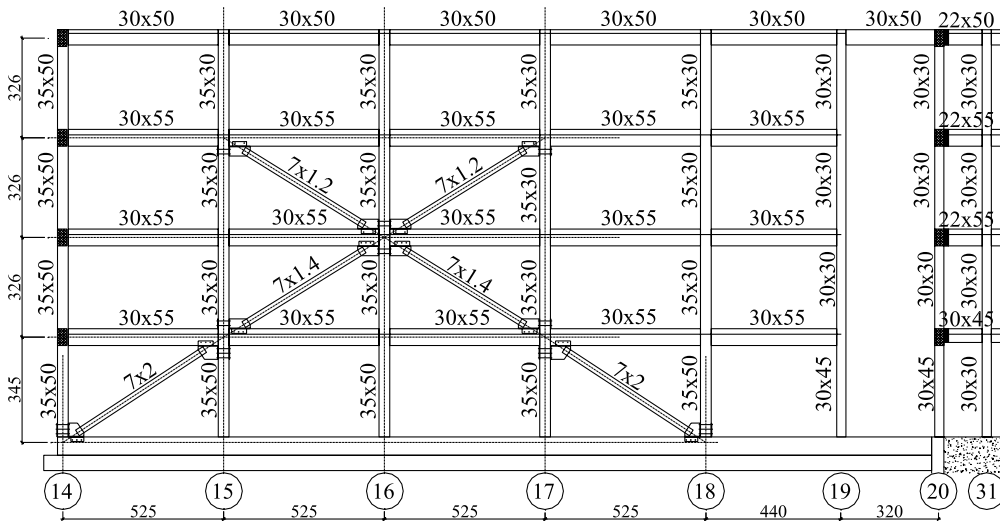


Figura 12
Controventi BRB sul telaio lato Ovest.

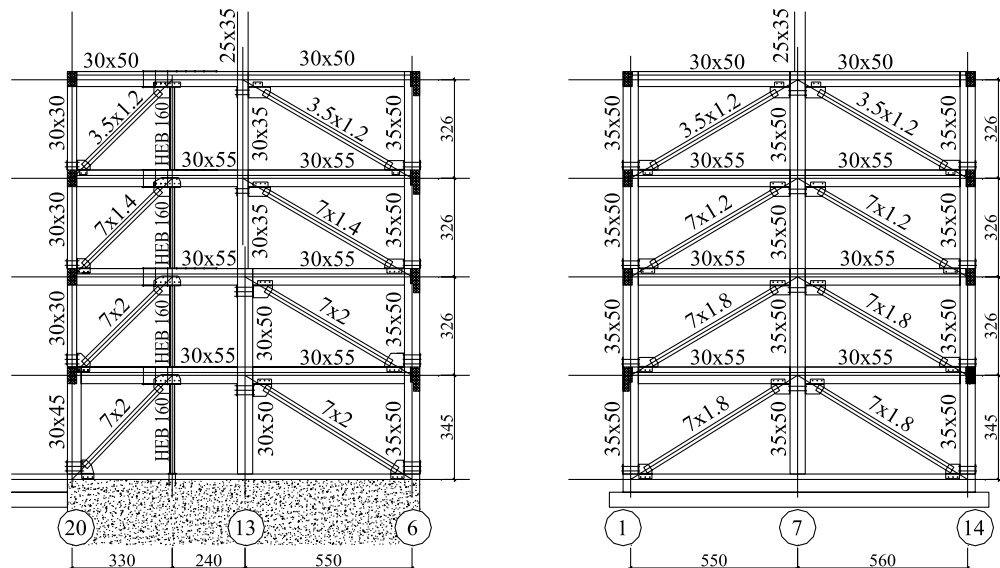


Figura 13
Controventi BRB sui telai Nord e Sud.

5. Analisi

5.1 Modellazione

Il calcolo strutturale è stato svolto mediante l'impiego del software "SAP2000 Advanced", utilizzando, per le condizioni sismiche, l'analisi statica non lineare. Nella valutazione di edifici esistenti, non progettati secondo criteri di duttilità e gerarchia delle resistenze, tale metodo consente di valutare il comportamento strutturale ricavando il meccanismo di collasso e stimando la resistenza e la capacità di spostamento (Manfredi et al., 2007; Diotallevi et al., 2008).

Il modello di calcolo (Figura 14) è un modello spaziale vincolato con incastrati alla base. Tutti gli elementi strutturali (travi, pilastri, rampe e pianerottoli delle scale, controventi e maschi murari del vano scala) sono stati schematizzati con elementi tipo "frame". In particolare, i controventi, essendo ad instabilità impedita, sono stati schematizzati come bielle reagenti sia a trazione, sia a compressione, mentre i maschi murari del vano scala sono stati considerati come elementi secondari e quindi anch'essi schematizzati come bielle, in accordo con quanto indicato per gli edifici misti al punto C8.7.3 della Circolare. L'infinita rigidezza degli impalcati è stata simulata applicando ai nodi di ciascun piano vincoli interni di piano rigido.

Figura 14
Modello di calcolo delle
strutture in elevazione.

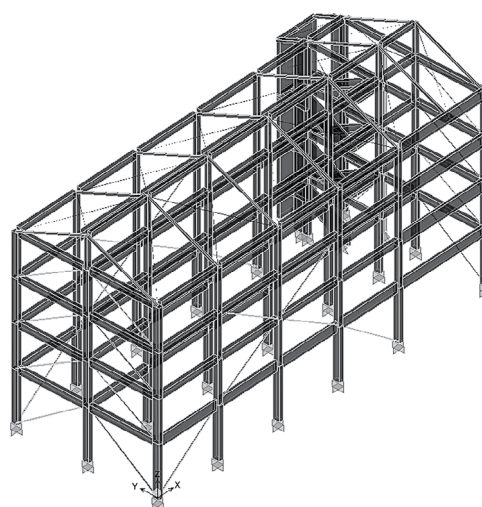


Tabella 1 - Risultati dell'analisi modale

Modo	Periodo [sec]	Percentuale di massa attivata			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0.903	0%	82%	0%	82%
2	0.813	86%	0%	86%	82%

Avendo scelto di utilizzare l'analisi statica non lineare, è stata prima eseguita l'analisi modale (Tabella 1). Lo scopo è stato sia di verificare che i modi di vibrare fondamentali nelle due direzioni principali avessero una partecipazione di massa non inferiore al 75%, sia di determinare le forme degli stessi, necessarie per la determinazione della distribuzione delle forze d'inerzia da considerare nell'analisi statica non lineare. In accordo con il punto 7.3.4.1 delle NTC, infatti, ai fini dell'analisi statica non lineare occorre considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia. Una di esse è stata considerata corrispondente ad accelerazioni proporzionali alla forma del modo fondamentale di vibrare (distribuzione principale), l'altra corrispondente ad accelerazioni uniformi (distribuzione secondaria). La determinazione delle distribuzioni delle forze d'inerzia per ogni direzione è riportata nelle Tabelle 2 e 3 (distribuzioni principali: SismaY1 e SismaX1; distribuzioni secondarie: SismaY2 e SismaX2).

Tabella 2 - Determinazione delle distribuzioni delle forze d'inerzia in direzione Y

Piano	U2 modo 1	m	m · U2	Sisma Y2	Sisma Y1
1	0.0102	373.18	3.8240	1.0000	0.3390
2	0.0206	364.87	7.5316	0.9777	0.6677
3	0.0311	362.03	11.2743	0.9701	0.9995
4	0.0401	281.02	11.2804	0.7530	1.0000

Tabella 3 - Determinazione delle distribuzioni delle forze d'inerzia in direzione X

Piano	U1 modo 2	m	m · U2	Sisma X2	Sisma X1
1	-0.0117	373.18	4.3539	1.0000	0.3974
2	-0.0215	364.87	7.8327	0.9777	0.7149
3	-0.0303	362.03	10.9558	0.9701	1.0000
4	-0.0389	281.02	10.9207	0.7530	0.9968

Le forze sono state poi applicate ai baricentri dei 4 impalcati, ciascuno vincolato internamente ai nodi del piano corrispondente. Nelle tabelle gli spostamenti modali dei baricentri, espressi in cm, sono indicati nelle colonne U2 (spostamento in direzione Y) e U1 (spostamento in direzione X). Nella colonna m sono riportate le masse sismiche dei vari piani (in kg · sec²/cm). Al fine di associare un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà al sistema strutturale reale (si veda il punto C7.3.4.1 della Circolare) si sono ricavati i parametri Γ (fattore di partecipazione modale) e m^* , ottenendo per il modo 1 i valori $\Gamma = 1,363$ e $m^* = 845$ kg·sec²/cm, per il modo 2 i valori $\Gamma = 1,358$ e $m^* = 877$ kg · sec²/cm.

L'analisi statica non lineare è stata condotta in controllo di spostamento assumendo come punto di riferimento il baricentro dell'ultimo impalcato (4° piano). Per quanto riguarda la non-linearità dei materiali, è stata utilizzata una modellazione tramite cerniere plastiche ("a plasticità concentrata"): questo approccio prevede che tutti gli elementi principali costituenti la struttura rimangano sempre in campo elastico e che vengano introdotti, alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento anelastico laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica. Sono stati utilizzati 3 tipi di cerniera, la cui generica curva sollecitazione-deformazione è riportata in Figura 15: "Moment M3" (flessione) alle estremità delle travi; "Interacting P-M2-M3" (pressoflessione deviata) alle estremità dei pilastri; "Axial P" (sforzo assiale) nelle sezioni di mezzeria dei controventi.

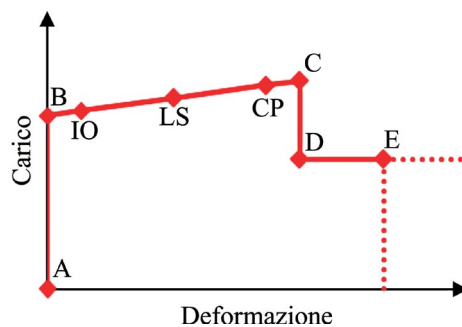


Figura 15
Curva carico-deformazione
relativa alla generica cerniera
plastica.

Per ciascun tipo di cerniera si sono determinate le capacità deformative relative ai diversi stati limite: collasso, salvaguardia della vita, esercizio (identificati dal codice di calcolo rispettivamente con "Collapse Prevention" o "CP", "Life Safety" o "LS", "Immediate Occupancy" o "IO").

In particolare, la capacità di rotazione alla corda allo stato limite di esercizio, indicata con θ_y , è stata calcolata mediante la seguente espressione (8.7.2.1a della Circolare):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (1)$$

dove ϕ_y è la curvatura allo snervamento della sezione di estremità, L_V la luce di taglio (data dal rapporto tra il momento flettente ed il taglio: $L_V = M/V$), h l'altezza della sezione, d_b è il diametro medio delle barre longitudinali ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio ottenute come valori medi diviso il fattore di confidenza FC, ed espresse in MPa.

La capacità di rotazione alla corda allo stato limite di salvaguardia della vita, è stata assunta, come indicato al paragrafo C8.7.2.5 della Circolare, pari a 3/4 del valore allo stato limite di collasso, indicato con θ_u .

Infine, la capacità di rotazione alla corda allo stato limite di collasso, è stata calcolata secondo le indicazioni contenute nel paragrafo C8A.6.1 della Circolare. In tale paragrafo sono presenti due espressioni: la prima di carattere empirico e dipendente

dalle proprietà degli elementi strutturali (Panagiotakos e Fardis, 2001), la seconda basata sulle curvature al limite ultimo ed elastico e sulla lunghezza della cerniera plastica. Nel presente lavoro è stata impiegata la prima:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} + 0.0016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right] \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25 \left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1.25^{100pd}) \quad (2)$$

dove $\gamma_{el} = 1,5$ per gli elementi primari e $1,0$ per gli elementi secondari, h è l'altezza della sezione, $v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione (positivo se di compressione) agente su tutta la sezione di calcestruzzo di area A_c , $\omega = (A_s f_y)/(b h f_c)$ e $\omega' = (A'_s f_y)/(b h f_c)$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale tesa e compressa, f_c , f_y e f_{yw} sono le resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio calcolate come valori medi divisi per FC, $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w s_h)$ è il rapporto geometrico di armatura trasversale nella direzione appartenente al piano in cui si calcola la rotazione (b_w è la larghezza della sezione in direzione ortogonale, mentre s_h è il passo delle staffe nella zona critica di estremità dell'elemento), ρ_d = la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione ed infine α è un fattore di efficienza del confinamento. Il fattore α si calcola con la relazione:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (3)$$

dove h_0 e b_0 sono le dimensioni del nucleo staffato, mentre b_i sono le distanze tra barre longitudinali consecutive lungo il perimetro della sezione trattenute da tiranti o staffe e la sommatoria è estesa a tutto il perimetro della sezione. I valori così ottenuti di θ_u risultano compresi tra $0,012$ e $0,026$ rad per i pilastri e tra $0,013$ e $0,057$ rad per le travi.

5.2 Analisi statica non lineare

5.2.1 Curve di capacità

Nelle Tabelle 4, 5, 6 e 7 si illustrano i risultati di due delle otto analisi di pushover eseguite per la struttura adeguata (2 distribuzioni di forze, 2 direzioni e 2 versi dell'azione sismica). Per ognuno degli "Step" salvati dal codice di calcolo si riporta lo stato in cui si trovano le cerniere plastiche assegnate alla struttura (per il significato dei punti A, B, IO, LS, CP, C, D si veda la Figura 15), lo spostamento del punto di controllo (baricentro dell'ultimo impalcato) nella direzione considerata e il taglio complessivo alla base dell'edificio. Per ogni curva sono evidenziati gli "Step" corrispondenti al raggiungimento degli stati limite di collasso (colonna C-D), salvaguardia della vita (colonna LS-CP), esercizio (colonna IO-LS) in uno dei pilastri. Gli "Step" così individuati corrispondono pertanto al primo raggiungimento, in un elemento strutturale, dello stato limite in esame. Tali "Step" sono stati assunti come rappresentativi della capacità della struttura nei diversi stati limite.

Tabella 4 - Stato delle cerniere plastiche (Sisma-X2)

Step	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	C-D
0	384	8	0	0	0
1	383	9	0	0	0
2	373	19	0	0	0
3	346	44	2	0	0
4	322	66	4	0	0
5	272	58	42	17	3

Tabella 5 - Parametri della curva di capacità (Sisma-X2)

d [cm]	F [kg]	d* [cm]	F* [kg]	deq [cm]	Feq [kg]
0.01	0	0.00	0	0.00	0
-1.57	101687	-1.16	74880	-2.92	183344
-3.03	189436	-2.23	139496	-8.18	183344
-4.12	224799	-3.03	165537		
-5.07	240117	-3.74	176816		
-11.11	268075	-8.18	197404		

Tabella 6 - Stato delle cerniere plastiche (Sisma+Y1)

Step	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	C-D
0	384	8	0	0	0
1	382	10	0	0	0
2	346	40	6	0	0
3	340	45	7	0	0
4	333	50	9	0	0
5	326	48	18	0	0
6	302	45	45	0	0
7	292	31	69	0	0
8	291	29	55	17	0
9	288	29	27	37	11

Tabella 7 - Parametri della curva di capacità (Sisma+Y1)

d [cm]	F [kg]	d* [cm]	F* [kg]	d _{eq} [cm]	F _{eq} [kg]
0.06	0	0.04	0	0.00	0
0.28	8974	0.21	6584	3.63	127370
3.85	135265	2.82	99241	23.33	127370
4.34	144491	3.19	106009		
4.91	149256	3.60	109506		
6.36	156210	4.67	114608		
12.41	170266	9.10	124920		
19.06	176527	13.99	129514		
25.06	181849	18.39	133418		
31.79	187108	23.33	137277		

Vengono infine riportate le forze F^* e gli spostamenti d^* del sistema equivalente, ottenuti dividendo F e d per il corrispondente fattore di partecipazione modale Γ , ed i valori F_{eq} e d_{eq} relativi alla curva bilineare, ottenuti procedendo come indicato al punto C7.3.4.1 della Circolare.

5.2.2 Verifiche di sicurezza

La verifica di sicurezza consiste nel determinare la domanda in spostamento d_{max}^* per ciascuno stato limite considerato e nel verificare che sia $d_{max}^* \leq d_u^*$, essendo d_u^* lo spostamento massimo relativo al medesimo stato limite. La domanda in spostamento è stata determinata come indicato al punto C7.3.4.1 della Circolare, mentre d_u^* è il valore di d^* corrispondente al raggiungimento dei vari stati limite da parte della struttura (caselle grigie nelle Tabelle 4 e 6). Nelle Tabelle 8 e 9, per le due curve di capacità prese ad esempio, oltre alle verifiche in questione, sono riportati i valori $d_{max} = d_{max}^* \cdot \Gamma$ rappresentanti le domande in termini di spostamento in sommità.

Tabella 8 - Verifiche di sicurezza: stati limite SLC e SLV

	SLC		SLV	
	-X2	+Y1	-X2	+Y1
T* [sec]	0.742	0.975	0.742	0.975
$S_e(T^*)$ [cm/sec ²]	511.00	388.79	418.33	318.28
$S_{De}(T^*)$ [cm]	7.13	9.37	5.83	7.67
d_{max}^* [cm]	7.13	9.37	5.83	7.67
d_u^* [cm]	8.18	23.33	8.18	18.39
D/C	0.87	0.40	0.71	0.42
D/C ≤ 1?	OK	OK	OK	OK
d_{max} [cm]	9.68	12.77	7.92	10.45

Tabella 9 - Verifiche di sicurezza: stati limite SLD e SLO

	SLC		SLV	
	-X2	+Y1	-X2	+Y1
T^* [sec]	0.742	0.975	0.742	0.975
$S_c(T^*)$ [cm/sec ²]	173.38	131.92	137.17	104.36
$S_{De}(T^*)$ [cm]	2.42	3.18	1.91	2.51
d_{max}^* [cm]	2.42	3.18	1.91	2.51
d_u^* [cm]	3.74	9.10	3.74	9.10
D/C	0.65	0.35	0.51	0.28
D/C ≤ 1?	OK	OK	OK	OK
d_{max} [cm]	3.28	4.33	2.60	3.43

Il soddisfacimento delle verifiche sopra riportate implica quello della verifica della compatibilità delle deformazioni degli elementi/meccanismi duttili (travi e pilastri, con e senza sforzo normale).

Si riporta in Figura 16 la configurazione deformata della struttura per la distribuzione Sisma-X2 corrispondente alla capacità per lo stato limite di collasso. Lo stato in cui si trovano le cerniere plastiche assegnate alla struttura è evidenziato dal codice di calcolo con colori (B-IO viola, IO-LS blu, LS-CP azzurro, C-D giallo).

Allo stato limite di collasso, per ciascuna delle due direzioni principali tutti i corrispondenti controventi si plasticizzano. A presidio delle estremità dei pilastri in cui, in corrispondenza dello “Step” relativo alla domanda per lo stato limite di collasso, le cerniere plastiche raggiungono lo stato “Collapse Prevention”, si prevede di intervenire mediante incamicatura in acciaio e calastrellatura, come consigliato dalle Linee Guida, da cui sono tratte le immagini riportate in Figura 16a.

Figura 16
Configurazione deformata per
Sisma-X2.

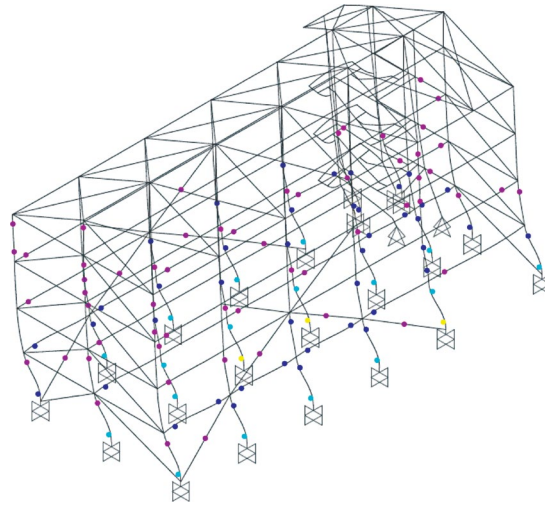


Figura 17a
Rinforzi alle estremità dei
pilastri (progetto).

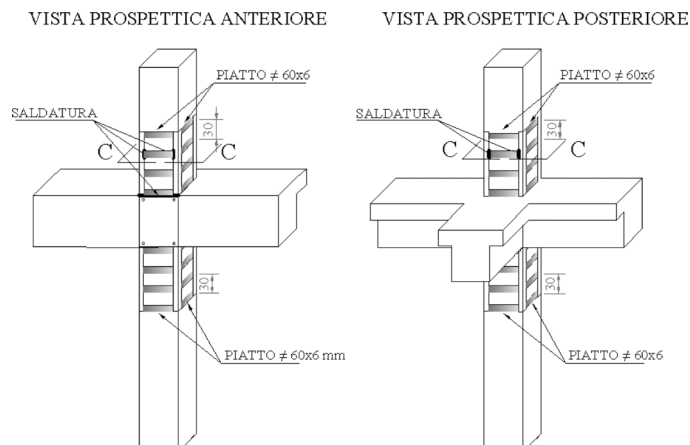




Figura 17b
Rinforzi alle estremità dei pilastri (realizzazione).

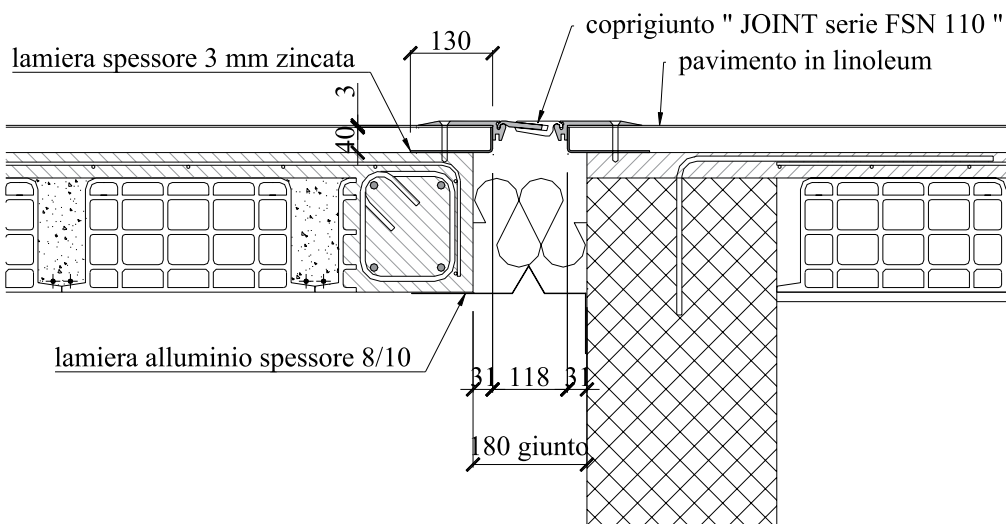


Figura 18
Giunto sismico.

Ai fini della determinazione del giunto sismico di separazione tra il Blocco Sud e il Blocco Centro, occorre considerare lo spostamento massimo per lo SLV in direzione longitudinale (X), che, per l'edificio in esame, è pari a 8.89 cm. è stato previsto l'omologo spostamento per il Blocco Centro pari a 8.90 cm, occorre prevedere un giunto pari a 18 cm (Figura 18).

5.2.3 Confronto con lo stato di fatto

Allo scopo di confrontare il comportamento della struttura prima e dopo l'intervento di adeguamento, il modello di calcolo è stato analizzato anche eliminando le aste di controvento, simulando così la situazione esistente. Si riporta nelle Figure 19 e 20 il confronto tra situazione esistente e di progetto sotto forma di curve di capacità.

Figura 19
Curve di capacità per stato di fatto e di progetto per Sisma-X2.

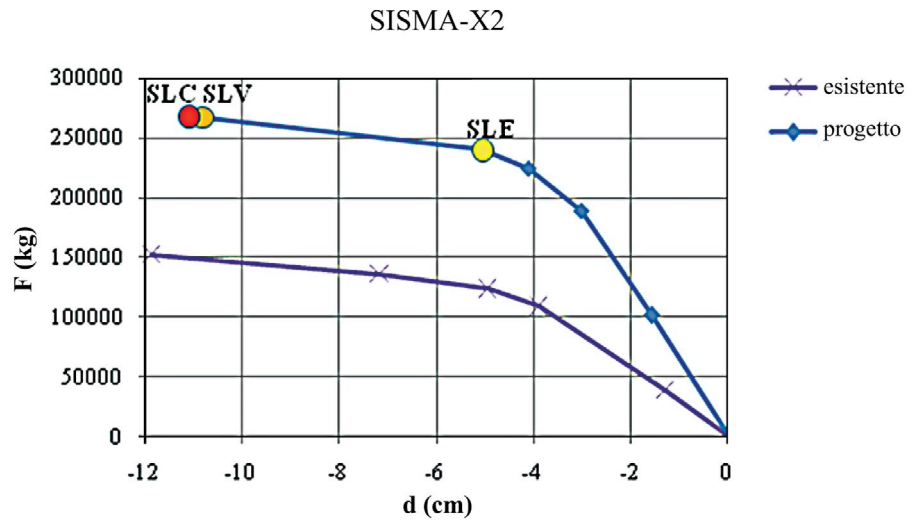
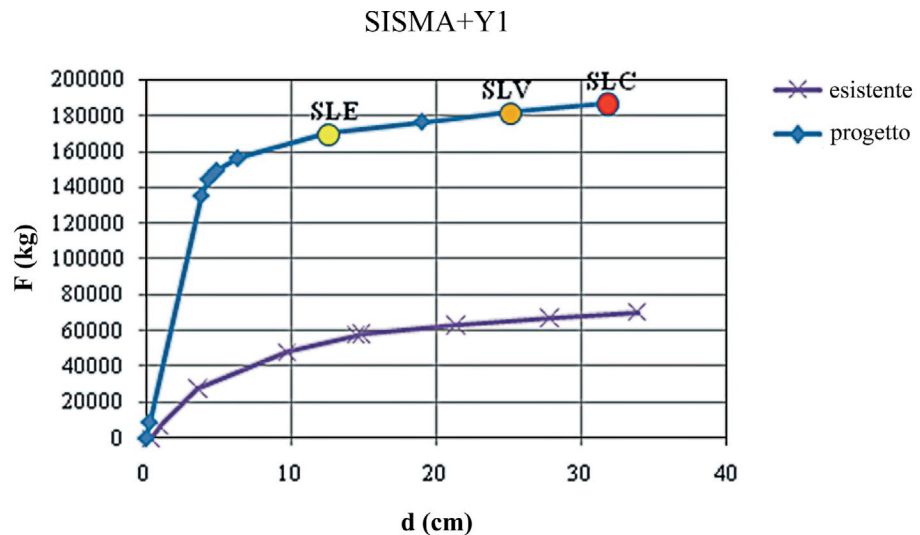


Figura 20
Curve di capacità per stato di fatto e di progetto per Sisma+Y1.



Le verifiche di sicurezza non soddisfatte nello stato di fatto sono riportate, relativamente allo stato limite di collasso, in Tabella 10.

Tabella 10 - Verifiche di sicurezza nello stato di fatto

	+X1	+X2	-X2	+Y1
T^* [sec]	1.274	1.190	1.181	2.523
$S_e(T^*)$ [cm/sec ²]	297.51	318.61	320.92	150.25
$S_{De}(T^*)$ [cm]	12.24	11.43	11.35	24.23
d_{max}^* [cm]	12.24	11.43	11.35	24.23
d_u^* [cm]	11.25	9.94	9.40	22.60
d_{max}^*/d_u^*	1.09	1.15	1.21	1.07

Imponendo l'uguaglianza tra domanda di spostamento (d_{max}^*) e capacità (d_u^*) è possibile risalire alla corrispondente ordinata dello spettro in spostamento $S_{De}(T^*)$ e quindi a quella dello spettro in accelerazione $S_e(T^*)$ e, procedendo iterativamente (variando V_N), determinare lo spettro SLC che passa per il punto individuato [T^* - $S_e(T^*)$]. Tale spettro corrisponde a una vita nominale minore, pari a 25 anni.

5.2.4 Verifica degli elementi/meccanismi fragili

Una volta definita la configurazione deformata dell'edificio per un valore dello spostamento del punto di controllo non inferiore alla domanda per lo stato limite di collasso (SLC), sono state eseguite, in corrispondenza di tale configurazione, le verifiche

degli elementi/meccanismi fragili (taglio nelle travi, nei pilastri e nei nodi). Le verifiche sono state condotte secondo quanto prescritto al punto C8.7.2.5 della Circolare.

Per quanto riguarda le *travi*, le uniche verifiche non soddisfatte sono quelle relative ai piani primo e secondo del telaio trasversale sul lato Nord, in corrispondenza dei pilastri metallici aggiunti tra quelli esistenti 13 e 20 a chiusura dei controventi (Figura 13). Il rinforzo fornito in queste zone dalle piastre di attacco dei controventi è sufficiente a rendere soddisfatte le verifiche.

Per quanto concerne i *pilastri*, invece, le verifiche risultano soddisfatte.

Per i *nodi* le verifiche non risultano soddisfatte, fatta eccezione per quelli relativi alla trave di colmo. Allo scopo di incrementare la resistenza a taglio del pannello di nodo, si è previsto di intervenire mediante piastre metalliche (Figura 21a) come consigliato dalle Linee Guida.

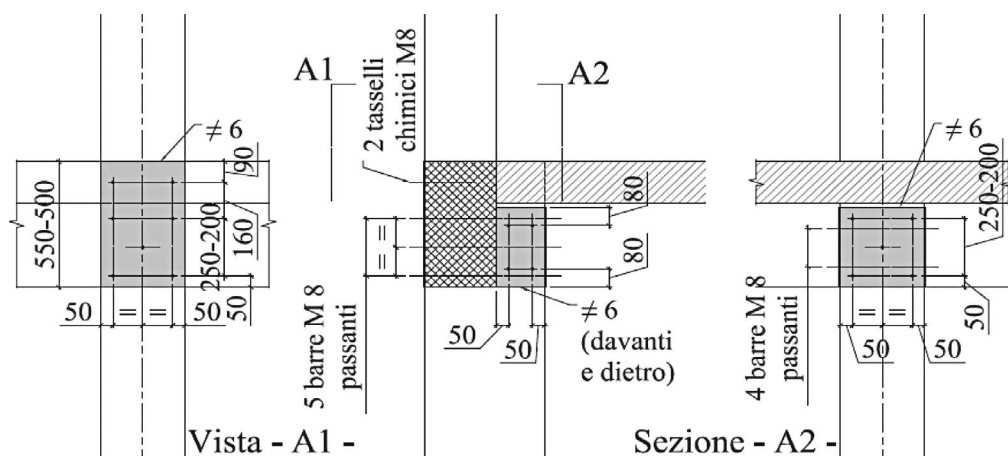


Figura 21a
Rinforzi dei nodi (progetto).



Figura 21b
Rinforzi dei nodi
(realizzazione).

5.2.5 Controventi ad instabilità impedita

Per quanto riguarda il progetto dei BRB, si è fatto riferimento ai criteri proposti da D'Aniello et al. (2009). In un BRB è possibile distinguere l'asta di controvento, che ha il compito di resistere alle azioni esterne, ed il manicotto, che funge da ritagno laterale contro l'instabilità dell'asta. Quest'ultima è, in genere, costituita da tre tratti di sezione variabile: il cuore, destinato alla plasticizzazione, che definisce la soglia di resistenza e la duttilità; la parte di transizione, che influenza la rigidezza assiale ed irrigidisce flessionalmente il controvento verso le zone terminali; la parte terminale, in cui sono disposti i collegamenti, che influenza la rigidezza elastica del controvento.

Scegliendo opportunamente la sezione e la lunghezza delle tre parti che costituiscono l'asta di controvento, è possibile selezionare la rigidezza e la resistenza del dispositivo. La rigidezza del dispositivo, derivante da un sistema di tre rigidezze in serie, è esprimibile come segue:

$$K_{eq} = \frac{EA_c A_j A_t}{A_j A_t L_c + 2A_c A_t L_j + 2A_c A_j L_t} \quad (4)$$

dove L_c , L_j , L_t sono rispettivamente le lunghezze del cuore, della zona di transizione e del tratto terminale di collegamento, mentre A_c , A_j e A_t costituiscono le aree delle rispettive sezioni trasversali. Il massimo sforzo assiale che il BRB è in grado di sviluppare è dato dall'espressione:

$$N_{max} = \Omega \cdot \Omega_h \cdot \beta \cdot N_y \quad (5)$$

dove $N_y = A_c f_y$ è la resistenza nominale del cuore del BRB, mentre Ω e Ω_h portano in conto rispettivamente la possibile sovraresistenza del materiale ed il contributo dell'incrudimento dell'acciaio. Il fattore β tiene conto dell'incremento di resistenza in compressione dovuto all'attrito tra l'asta di controvento ed il manicotto.

Figura 22a
Controventi BRB: dettagli (progetto).

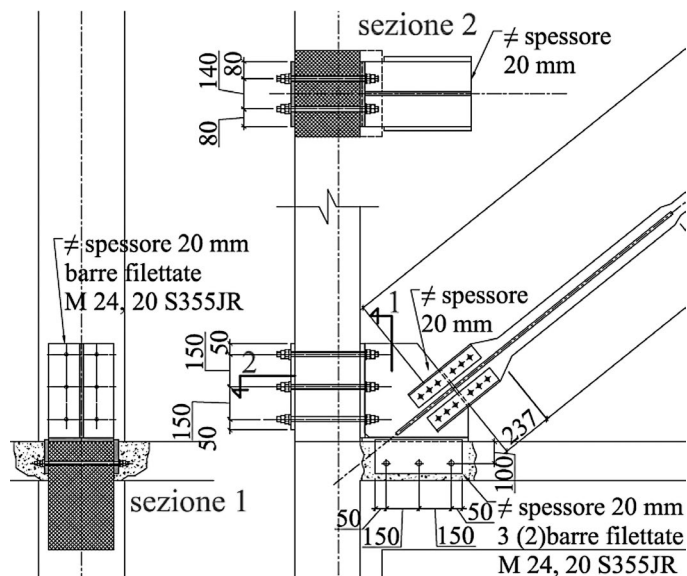


Figura 22b
Controventi BRB: dettagli (realizzazione).

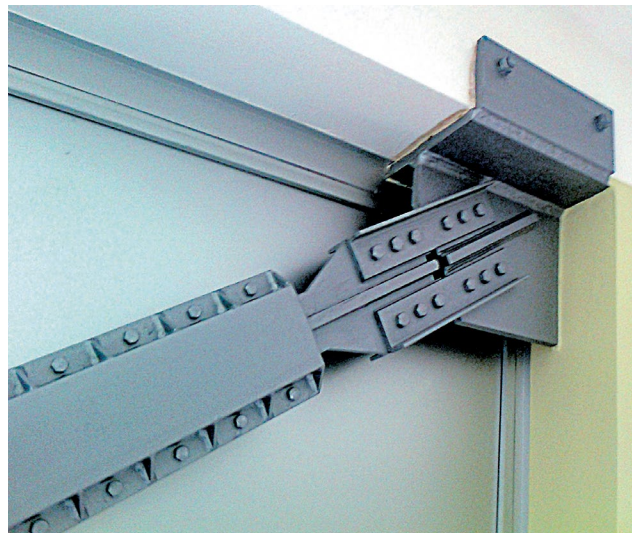
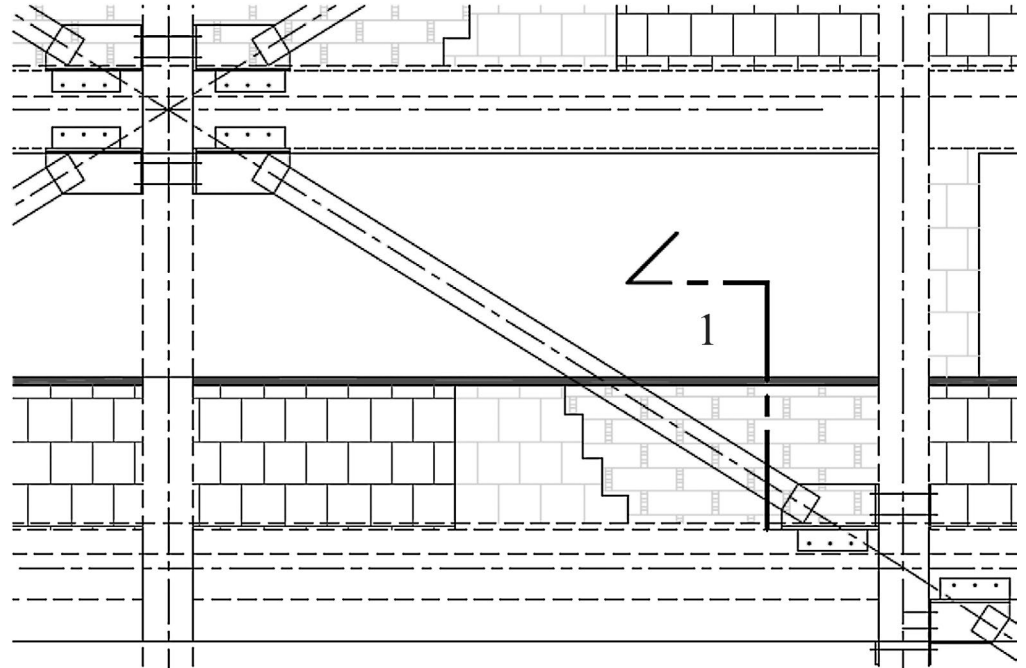


Figura 24a
Controventi BRB: dettagli (progetto).



Sezione 1

- Bancale in legno
- Cordolo armato con MURFOR
- Muova muratura in tramezze sul controvento piena sul resto
- Intercapedine per passaggio controvento

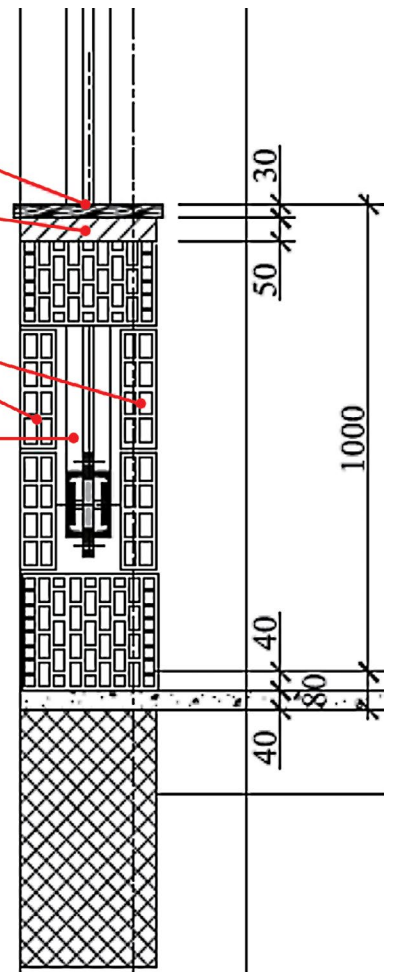


Figura 24b
Controventi BRB: dettagli (realizzazione).



Nel Blocco Sud è stato previsto l'utilizzo di controventi con cuore di sezione 70 x 20, 70 x 18, 70 x 14, 70 x 12 e 35 x 12 (Figure 22, 23 e 24). Nello spirito della gerarchia delle resistenze, mentre il cuore dei controventi è stato verificato per il valore della resistenza plastica assiale $N_{pl,Rd} = N_y = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$, i collegamenti sono stati progettati per una sollecitazione pari a $1,1 \gamma_{Rd} \cdot N_{pl,Rd}$, essendo γ_{Rd} il coefficiente di sovrarresistenza dell'acciaio.

5.3 Condizioni non sismiche

Procedendo con un'analisi statica lineare, sono state eseguite le verifiche per le combinazioni di carico non sismiche, limitatamente ai soli stati limite ultimi, come consentito dalla normativa per le costruzioni esistenti.

È emerso che le travi ai piani primo e secondo del telaio trasversale sul lato Sud non soddisfano le verifiche a momento negativo alle estremità in corrispondenza dei pilastri 1 e 14. Il rinforzo fornito in queste zone dalle piastre di attacco dei controventi è sufficiente a rendere soddisfatte le verifiche. Inoltre, le travi a tutti i piani del telaio trasversale sul lato Nord, in corrispondenza dei pilastri metallici aggiunti tra quelli esistenti 13 e 20 a chiusura dei controventi, non soddisfano le verifiche a momento negativo: è stato pertanto previsto all'estradosso di ognuna di queste travi un rinforzo metallico (Figura 25), adeguatamente collegato alla trave mediante tasselli chimici e barre passanti. Queste ultime sono necessarie per realizzare un rinforzo locale delle medesime travi, che in tali zone non soddisfano le verifiche a taglio.

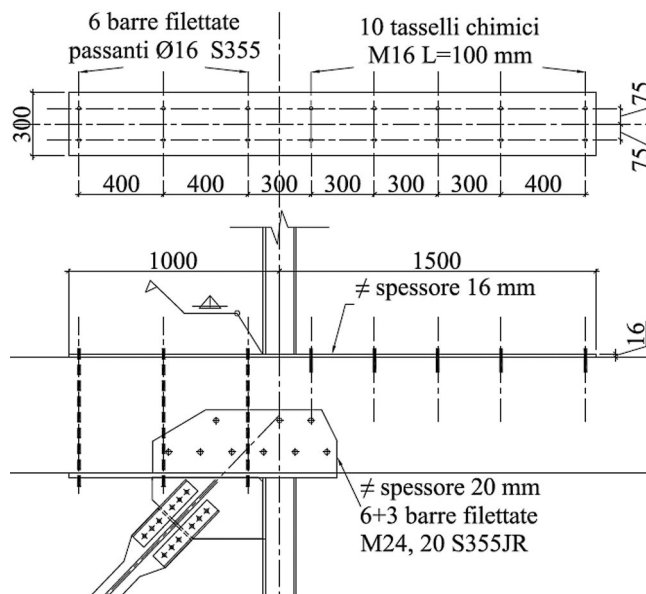


Figura 25a
Rinforzo travi in corrispondenza dei pilastri metallici (progetto).

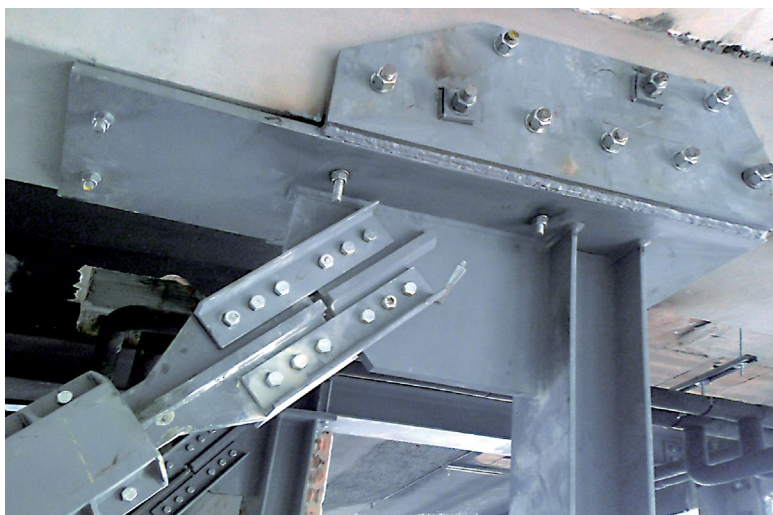


Figura 25b
Rinforzo travi in corrispondenza dei pilastri metallici (realizzazione).

6. Conclusioni

È stato descritto il progetto di adeguamento sismico di un edificio scolastico sito nel comune di Bologna e risalente agli inizi degli anni '60. Allo scopo di interferire il meno possibile con le esigenze architettoniche, sono stati utilizzati controventi ad instabilità impedita (BRB), capaci di risolvere il problema dell'instabilità a compressione, mascherabili all'interno della camera d'aria delle tamponature in muratura e facilmente smontabili e sostituibili in caso di danneggiamento dovuto ad un evento sismico. Le verifiche sono state eseguite mediante analisi statica non lineare.

I risultati dell'analisi hanno dimostrato che la struttura esistente non è in grado di resistere alle azioni sismiche di progetto, come d'altronde era lecito aspettarsi, dato che l'edificio non è stato progettato per resistere a tali azioni, in quanto sito in un comune classificato come sismico solo a partire dal 2003.

La tecnologia adottata (controventi BRB) ha consentito di raggiungere l'adeguamento della struttura con interventi globali non eccessivamente invasivi, integrati, a livello locale, da opportuni rinforzi di alcuni pilastri e travi e di gran parte dei nodi trave-pilastro, progettati con riferimento alle "Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" del Dipartimento Protezione Civile.

Bibliografia

- BSSC (1997) - NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 273, developed by ATC for FEMA. Washinton D.C..
- CEN (European Committee for Standardization) (2005) - Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3. Bruxelles.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- D.M. 14 gennaio (2008) - Norme tecniche per le costruzioni.
- D'Aniello M., Della Corte G., Mazzolani F.M. (2009) - Un controvento speciale ad instabilità impedita per il consolidamento sismico di edifici in c.a. *Costruzioni Metalliche*, 1, 47-56.
- Diotallevi P.P., Landi L., Busca A. (2008) - Seismic assessment of an existing rc hospital building: study for the rehabilitation with supplemental fluidviscous dampers. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS (2009) - Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni. Bozza agosto.
- Fib (2003) - Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings. State of the Art Report.
- SAP2000 (2009) - Advanced 14.1.0. Analysis Reference Manual. Computer and Structures Inc.. Berkeley, California, USA.
- Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007) - Valutazione degli edifici esistenti in cemento armato. IUSS Press. Pavia, Italy.
- Mazzolani F.M. (ed.) (2006) - Seismic upgrading of RC buildings by advanced techniques: The ILVA-IDEM research project. Polimetrica Scientific Publisher. Monza, Italy.
- Panagiotakos T.B., Fardis M.N. (2001) - Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal* 98:2, 135-148.
- Tsai K.C., Lai J.W., Hwang Y.C., Lin S.L., Weng Y.T. (2004) - Research and application of double-core buckling restrained braces in Taiwan. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- Wada A., Nakashima M. (2004) - From infancy to maturity of buckling restrained braces research. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- Xie Q. (2005) - State of the art of buckling-restrained braces in Asia. *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 727-748.