



Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

CASO STUDIO: EDIFICIO DEL GENIO CIVILE DI NAPOLI
NAPOLI

SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

UR: UNINA, Prof. Raffaele Landolfo

Gruppo di lavoro: Mario D'Aniello, Gianmaria Di Lorenzo, Luigi Fiorino, Roberto Tartaglia, Aldo Milone, Alessandro Prota, Shayan Safaei

*Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura,
Università degli Studi di Napoli "Federico II"*

Sommario

1	IL CASO STUDIO: L'EDIFICIO DEL GENIO CIVILE DI NAPOLI	5
1.1	Inquadramento generale	5
1.1.1	Inserimento nel contesto urbano	5
1.1.2	Inquadramento sismico	6
1.1.3	Analisi storico critica	9
1.1.4	Rilievo fotografico	10
1.1.5	Rilievo geometrico	12
1.2	Rilievo strutturale	13
1.2.1	Strutture verticali	13
1.2.1.1	Membrature in carpenteria metallica	13
1.2.1.2	Collegamenti	15
1.2.1.2.1	Nodi trave-colonna momento resistenti (Dettaglio A)	15
1.2.1.2.2	Nodi trave-colonna pendolari (Dettaglio B)	16
1.2.1.2.3	Nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF realizzati con profili tubolari (Dettaglio C)	17
1.2.1.2.4	Nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF/Y-CBF realizzati con profili ad L singoli (Dettaglio D)	18
1.2.1.2.5	Nodi diagonale-trave-colonna per gli Y-CBF realizzati con profili ad L accoppiati (Dettaglio E)	18
1.2.1.2.6	Nodi diagonale-diagonale-diagonale per gli Y-CBF (Dettaglio F)	19
1.2.1.3	Proprietà meccaniche di riferimento dei materiali e confronto con le normative vigenti (NTC2018)	20
1.2.2	Strutture orizzontali	20
1.2.2.1	Solaio misto acciaio-clc	20
1.2.2.2	Copertura	21
1.2.2.3	Corpi scala	21
1.2.3	Analisi dei carichi	22
2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE-OPERAM	23
2.1	Modellazione numerica	23

2.1.1	Approccio di modellazione locale.....	23
2.1.1.1	Modellazione del potenziale danno nelle saldature	25
2.1.2	Approccio di modellazione globale	27
2.1.2.1	Calibrazione degli elementi a plasticità concentrata	29
2.2	Verifica dello stato pre-intervento	30
2.2.1	Comportamento locale dei nodi trave-colonna momento-resistenti	30
2.2.1.1	Comportamento locale sotto carichi verticali.....	30
2.2.1.2	Comportamento locale sotto carichi sismici.....	31
2.2.1.3	Scenari di robustezza locali a seguito di perdita della colonna.....	32
2.2.2	Comportamento locale dei controventi X-CBF ed Y-CBF sotto azioni orizzontali	33
2.2.3	Comportamento globale per carichi verticali.....	34
2.2.4	Comportamento globale per azioni sismiche e verifica convenzionale	35
3	ANALISI DEGLI INTERVENTI	40
3.1	Strategie di intervento.....	40
3.1.1	Criteri di progetto per lo scenario I	41
3.1.2	Criteri di progetto per lo scenario II	44
3.2	Efficacia delle strategie di intervento	48
3.2.1	Efficacia strutturale degli interventi locali.....	48
3.2.1.1	Performance locale dei nodi oggetto di retrofit per carichi sismici	48
3.2.1.2	Performance locale dei nodi oggetto di retrofit per scenari di perdita della colonna.....	51
3.2.1.3	Scelta dell'ottimo tra gli interventi locali	52
3.2.2	Efficacia strutturale degli interventi globali	53
3.2.2.1	Verifica globale allo SLU	53
3.2.2.2	Verifica globale per carichi sismici e verifica convenzionale.....	53
3.2.3	Stima dei costi di intervento.....	58
3.2.3.1	Scenario I.....	58
3.2.3.2	Scenario II.....	58
3.2.3.3	Scenario III.....	59

4 CONCLUSIONI 68

1 IL CASO STUDIO: L'EDIFICIO DEL GENIO CIVILE DI NAPOLI

1.1 Inquadramento generale

Di seguito verrà fornito un inquadramento generale del fabbricato in esame al fine di contestualizzare l'edificio all'interno della città, identificarne il rischio sismico, comprendere la sua evoluzione storica, ed infine passare ad un'analisi dello stato di fatto. L'obiettivo è fornire un quadro preliminare che sia, nel limite del possibile, abbastanza dettagliato da poter definire delle solide basi per le trattazioni che seguiranno.

1.1.1 Inserimento nel contesto urbano

L'edificio in esame sorge nella città di Napoli, quartiere Porto, in via Alcide de Gasperi, 55. L'edificio nella sua configurazione attuale è stato realizzato negli Anni '60 del secolo scorso come sostanziale ampliamento dell'esistente fabbricato del Genio Civile di Napoli.



Figura 1.1 - Vista panoramica con in evidenza la posizione del caso studio

Il fabbricato, il quale si trova isolato dagli edifici circostanti, ha una riconoscibile forma a "V", con un ingombro in pianta di circa 1400 m², la quale è costituita da due corpi allungati uniti da un corpo scala centrale.

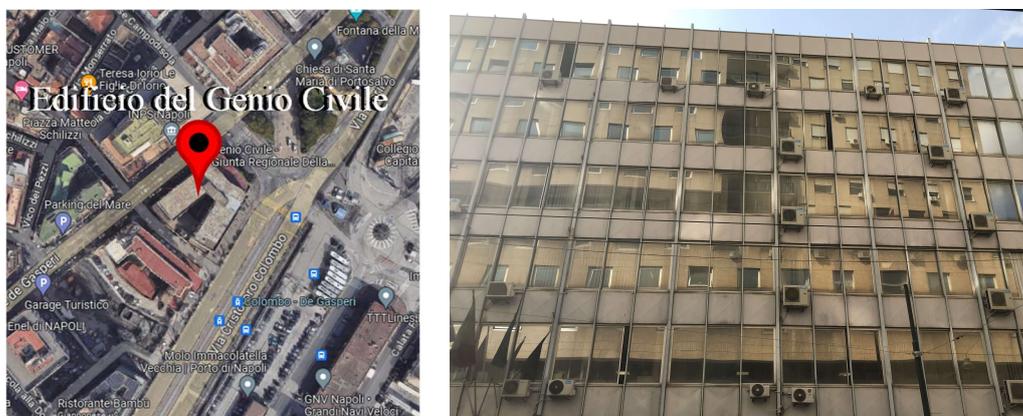


Figura 1.2 - Ortofoto dell'area e vista frontale dell'edificio

1.1.2 Inquadramento sismico

Secondo la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano, al territorio di Napoli è associato un valore di accelerazione di picco al suolo compreso tra 0.150 e 0.175 g (probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

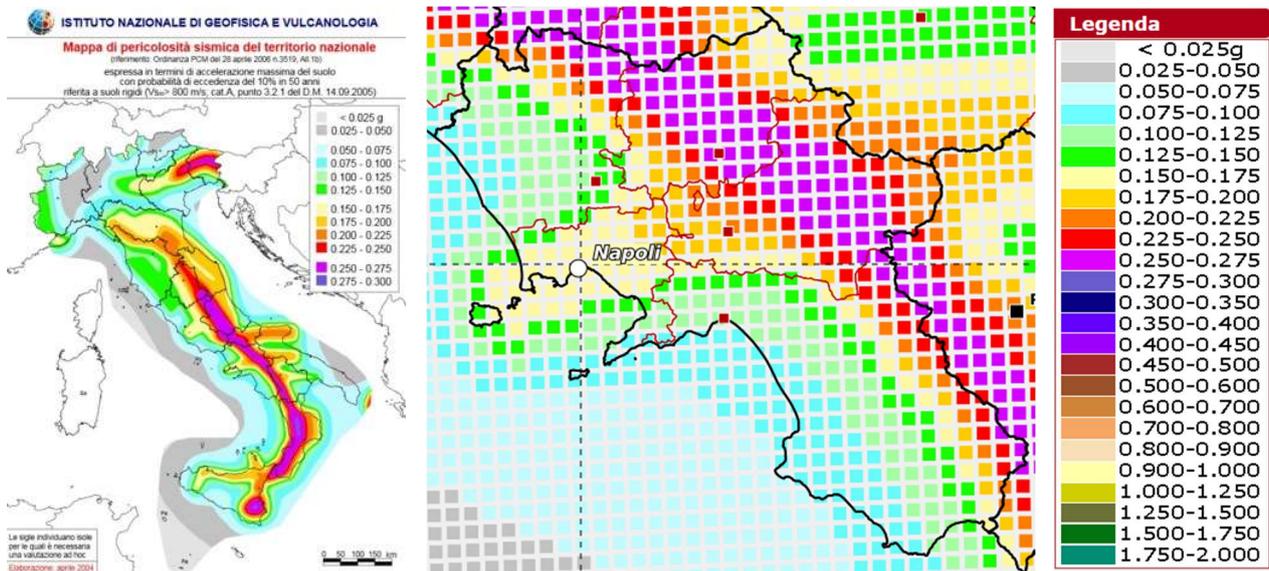


Figura 1.3 - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e della regione Marche (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Nel corso della storia, Napoli è stata interessata da parecchi eventi sismici, alcuni anche di elevata intensità. Per avere un resoconto sono state prese a riferimento le informazioni reperite nel Database Macrosismico Italiano del 2015 (DBMI15), consultabile dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In totale, nelle vicinanze del comune di Napoli, dal 1280 al 2023, vengono riportati 183 eventi sismici.

Tra questi, quelli con una maggior importanza dal punto prettamente sismologico-storico, sono i terremoti aventi epicentro nell'Appennino centro-meridionale (1456) e nel Sannio (1688), i quali ebbero ripercussioni anche in Campania in virtù della notevole magnitudo (7.2 e 7.1, rispettivamente).

Tra gli eventi più recenti, invece, degni di nota sono sicuramente i sismi aventi epicentro in Irpinia del 21 agosto 1962 e del 14 giugno 1980 (magnitudo di 6.2 e 6.8, rispettivamente).

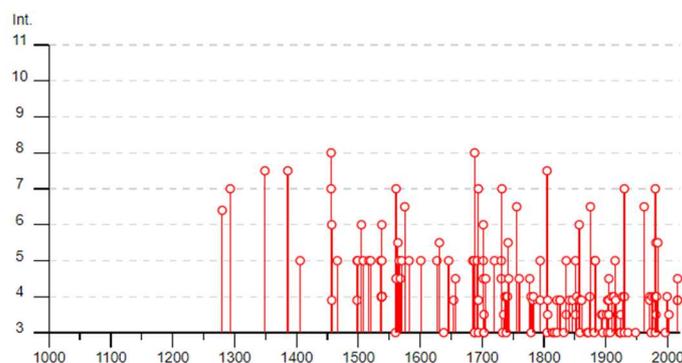


Figura 1.4 - Diagramma della storia sismica di Napoli (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - DBMI15).

Con l'utilizzo del foglio di calcolo "Spettri di risposta" fornito dal C.S.LL.PP. è stato possibile ricavare l'azione sismica valutata ai sensi delle vigenti NTC2018. Tramite le coordinate del luogo, vengono individuati i valori di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento, a_g , e gli spettri di risposta elastici in relazione al periodo di ritorno.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.045	2.341	0.284
50	0.060	2.338	0.312
72	0.073	2.325	0.322
101	0.086	2.329	0.328
140	0.101	2.324	0.332
201	0.120	2.318	0.335
475	0.168	2.378	0.340
975	0.213	2.447	0.343
2475	0.280	2.574	0.344

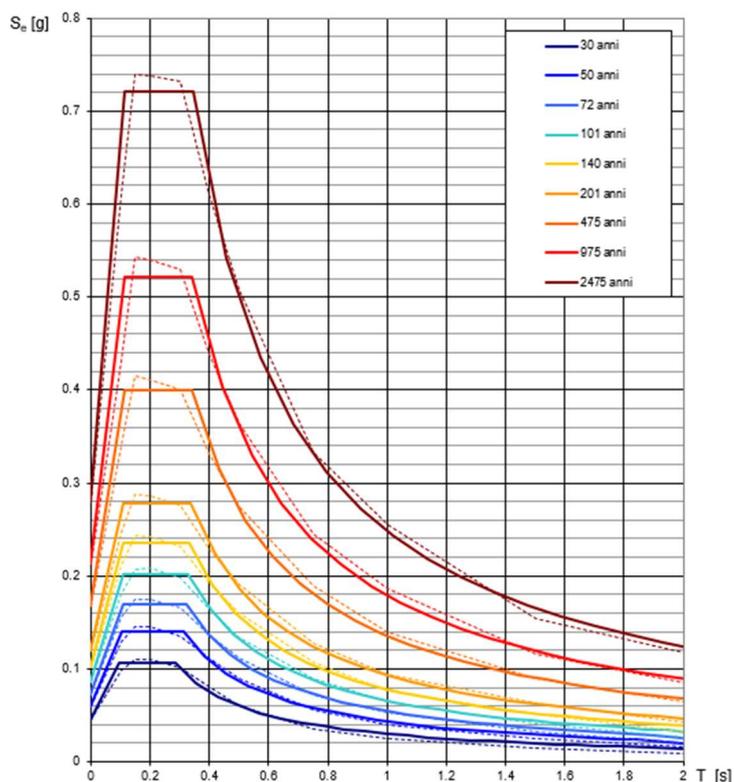


Figura 1.5 - Valori dei parametri e spettri di risposta elastici, per i periodi T_R di riferimento per il comune di Napoli.

Per l'edificio in esame è stata considerata una vita nominale V_N di 50 anni e una classe d'uso III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi), a cui è associato un valore di coefficiente d'uso C_U pari a 1.5. Il periodo di riferimento V_R , essendo il prodotto dei due precedenti, è pari dunque a 75 anni. Attraverso l'inserimento di V_R , vengono quindi individuati i periodi di ritorno T_R delle azioni sismiche associate ai vari stati limite, oltre che i relativi spettri di risposta (Figura 1.6).

Inserendo le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito, infine, viene individuato lo spettro di progetto finale (Figura 1.7). La categoria di sottosuolo, individuata anche attraverso l'analisi di indagini condotte in zone limitrofe, è di tipo C, mentre la categoria topografica è T1. Inoltre, essendo l'edificio in esame una costruzione esistente, le NTC indicano che la valutazione può essere eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi.

Il corrispondente valore di accelerazione al suolo a_g relativo alla componente orizzontale dell'azione sismica allo SLV è pari a 0.192 g.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.056	2.338	0.306
SLD	75	0.075	2.326	0.323
SLV	712	0.192	2.416	0.341
SLC	1462	0.240	2.501	0.343

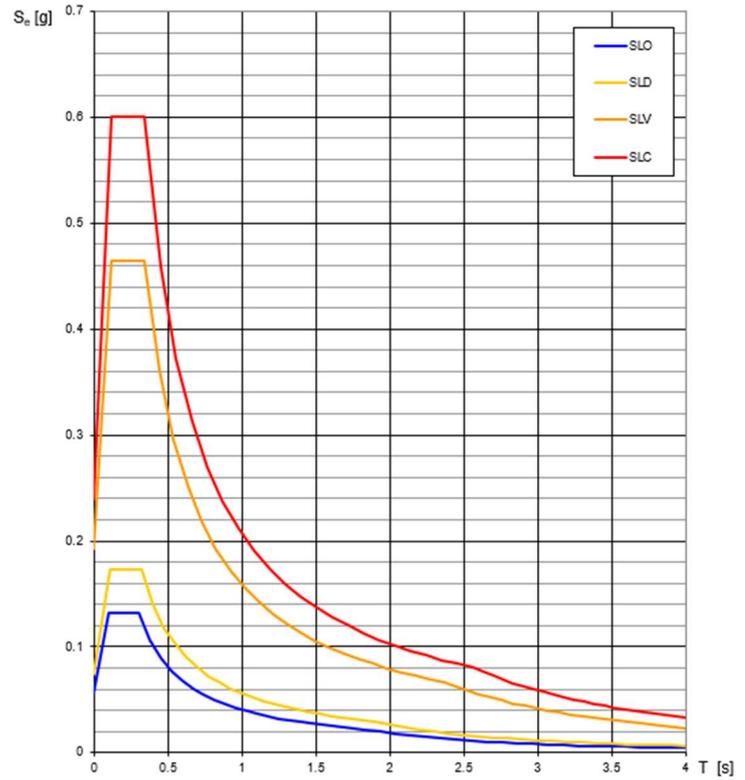


Figura 1.6: Valori dei parametri e spettri di risposta elastici, per i diversi stati limite.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.192 g
F_0	2.416
T_C^*	0.341 s
S_S	1.421
C_C	1.497
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.421
η	1.000
T_B	0.170 s
T_C	0.511 s
T_D	2.369 s

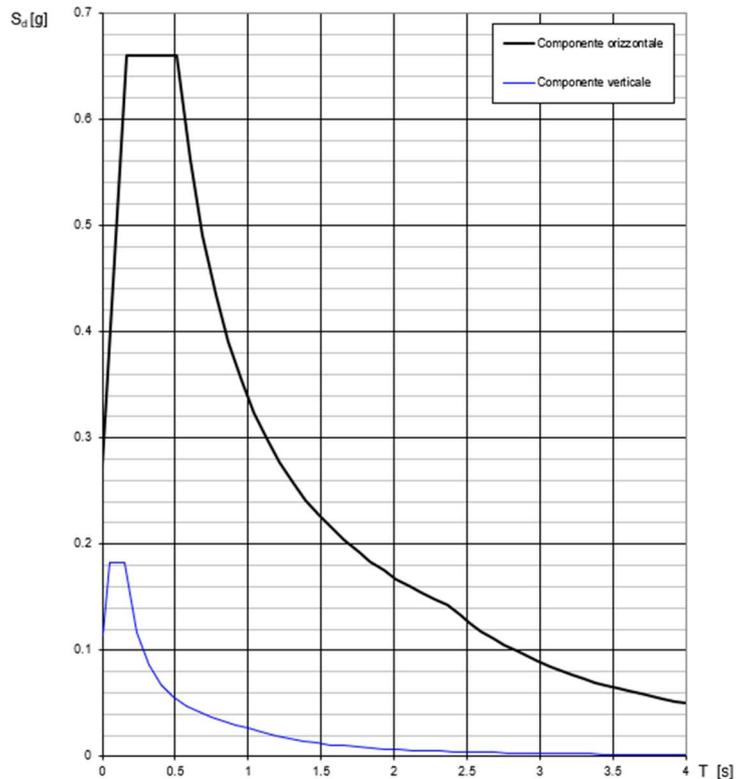


Figura 1.7: Valori dei parametri della componente orizzontale e spettri di progetto, per lo SLV.

1.1.3 Analisi storico critica

L'edificio fu realizzato negli Anni '60 del Novecento come ampliamento dell'esistente sede uffici del Genio Civile di Napoli. L'edificio esistente presentava struttura in muratura, sviluppata su due piani ed avente pianta a V per la presenza di un cortile interno (Figura 1.8).

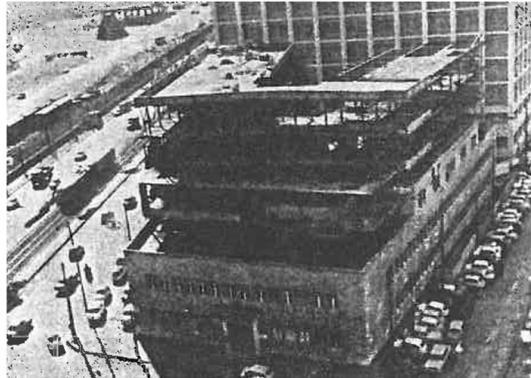


Figura 1.8: Foto scattata intorno in fase di ampliamento (1962). E' visibile l'originaria struttura a due piani.

Nel secondo dopoguerra, per far fronte alle numerose richieste pervenute al corpo del Genio Civile per la ricostruzione della città di Napoli, venne approvato il progetto di ampliamento che prevedeva di "sventrare" l'originaria ossatura in muratura, preservando le sole facciate e l'ingombro in pianta, e sostituire la struttura con un insieme di sistemi resistenti in carpenteria metallica (Figura 1.9)

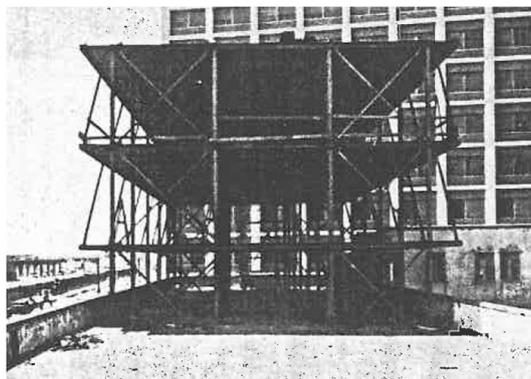


Figura 1.9: Vista dei nuovi sistemi resistenti in acciaio in fase di ampliamento dell'edificio (1962).

L'edificio nella sua configurazione ampliata è rimasto sostanzialmente inalterato fino ai giorni nostri. Esso presenta una pianta di ingombro complessivo pari a circa 1400 m² (43 × 24 m) per piano (Figura 1.10). Diversi sistemi resistenti alle azioni verticali ed orizzontali sono stati impiegati nelle due direzioni principali dell'edificio (vedasi paragrafi successivi per maggiori dettagli). Giova in ogni caso precisare che tali sistemi resistenti furono all'epoca di realizzazione progettati per sole e moderate azioni da vento, così come previsto dalla normativa vigente del periodo (R.D. n. 2105 22/11/1937 - Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati).

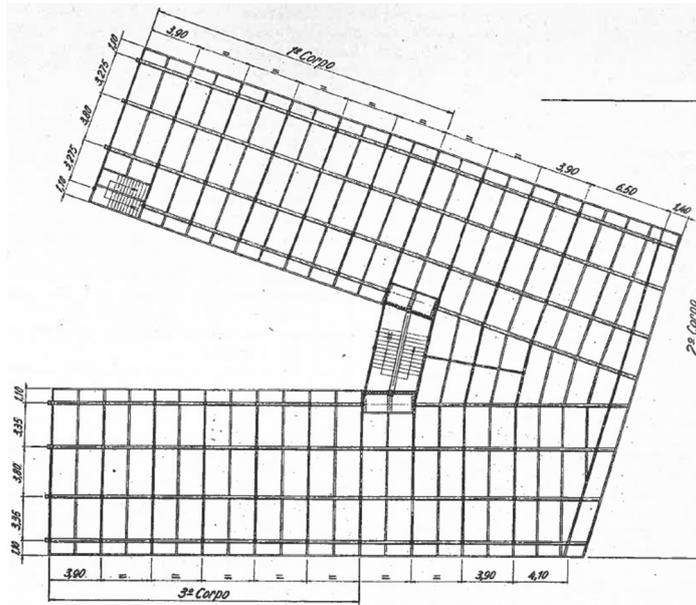


Figura 1.10: Pianta dell'edificio ampliato così come rinvenibile dal progetto originale.

1.1.4 Rilievo fotografico

Di seguito, vengono mostrate alcune delle fotografie scattate durante i sopralluoghi effettuati tra giugno e settembre del 2019. È possibile in particolare osservare:

- Il dettaglio all'intradosso degli orizzontamenti, realizzati con lamiera grecata e soletta in c.a. collaborante (Figura 1.11 - vedasi anche assonometria tratta dagli elaborati originali);

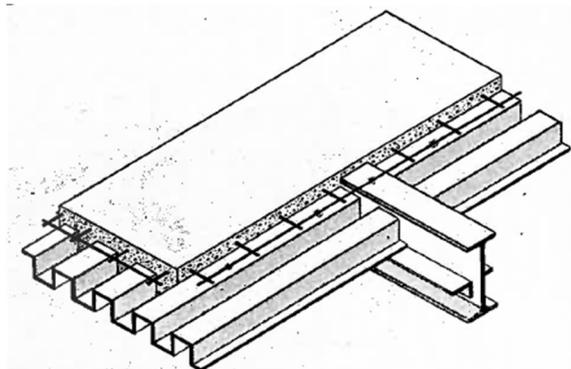
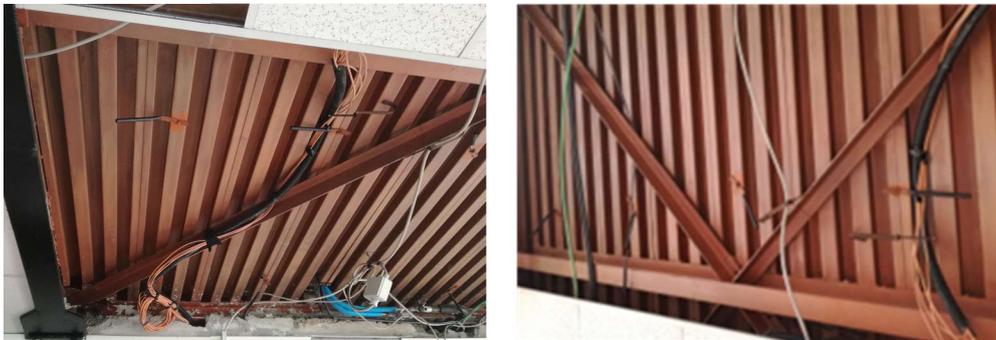


Figura 1.11 Rilievo fotografico: orizzontamenti (con relativo confronto con elaborati progettuali originali).

- Il dettaglio dei controventi concentrici (Figura 1.12Figura 1.11 - vedasi anche sezione strutturale tratta dagli elaborati originali);

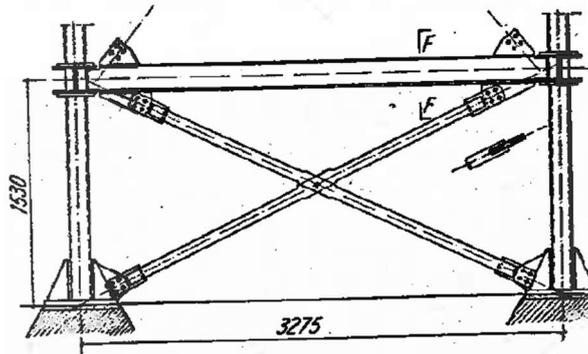


Figura 1.12 Rilievo fotografico: controventi concentrici (con relativo confronto con elaborati progettuali originali).

- Figura 1.13 - vedasi anche sezione strutturale tratta dagli elaborati originali);

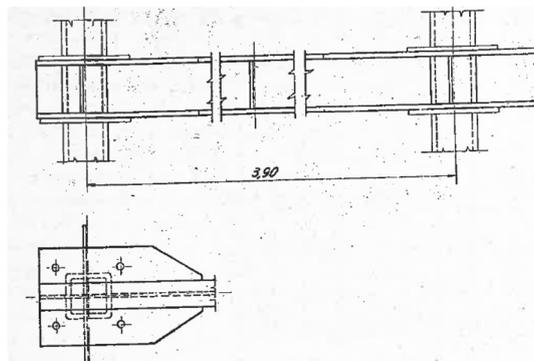


Figura 1.13 Rilievo fotografico: nodi trave-colonna (con relativo confronto con elaborati progettuali originali).

1.1.5 Rilievo geometrico

Il fabbricato, la cui forma della pianta è assimilabile ad una "V", si sviluppa su sei livelli, tutti fuori terra, aventi interpiano medio pari a 3.6 m, per un'altezza totale all'estradosso della copertura (piana) pari a 22.6 m. La superficie media in pianta è di circa 1400 m²; questa si ripete identica su ogni piano, ad eccezione degli ultimi due impalcati (Figura 1.14-Figura 1.15), per i quali il corpo di collegamento (Corpo n.2 secondo gli elaborati progettuali originali, vedasi anche Figura 1.10) risulta di dimensioni ridotte.

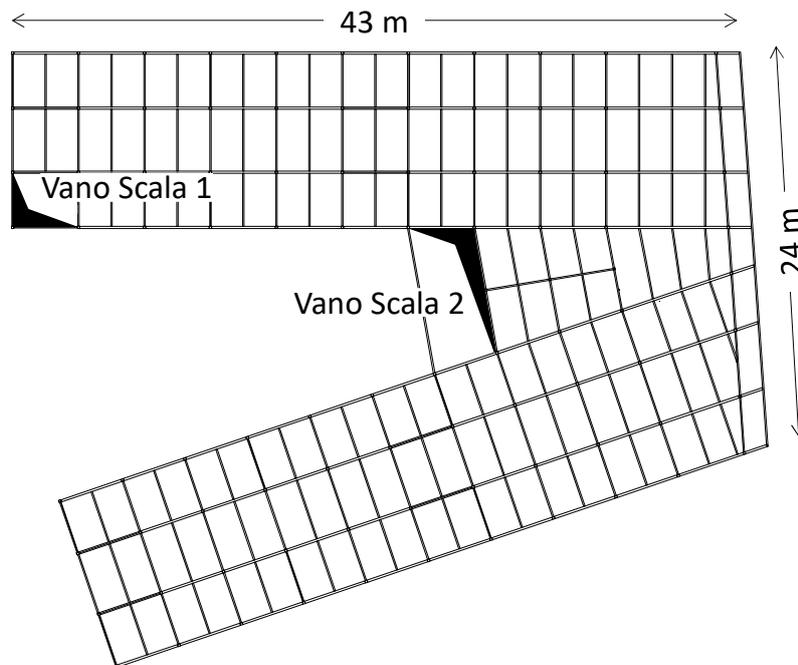


Figura 1.14: Pianta piano tipo.

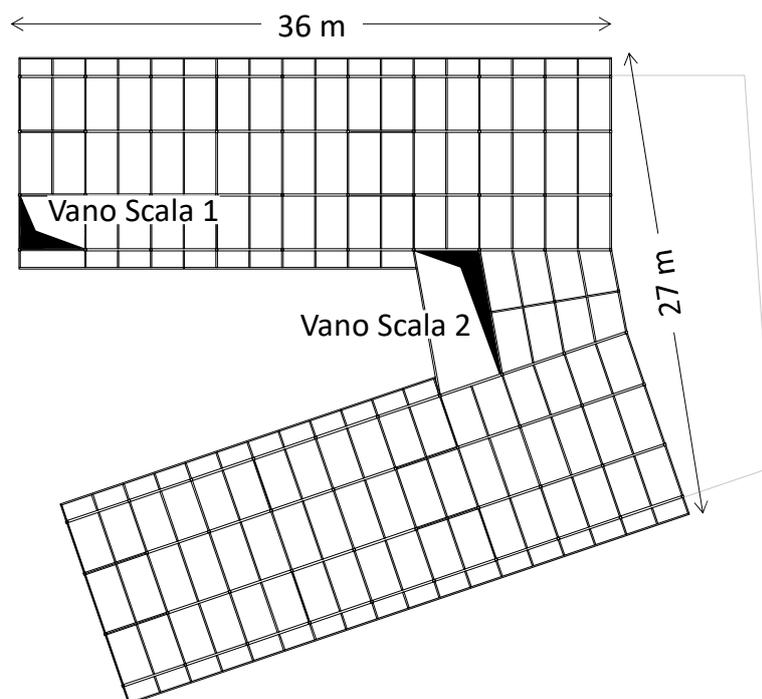


Figura 1.15: Pianta ultimi due impalcati.

A ciò corrisponde un totale di circa 31000 m³ di volume costruito. Le scale che collegano i vari livelli sono due, disposte rispettivamente nel Corpo n.1 (longitudinale) e nel Corpo n.2 di collegamento.

Il prospetto frontale (Figura 1.16) è piuttosto semplice, con una ripetizione ricorrente delle aperture. Un rivestimento in marmo si alterna agli infissi secondo uno schema regolare. La regolarità dei prospetti è interrotta solo in corrispondenza della facciata del Corpo n.2, del quale è stato conservato l'originario paramento in mattoni a facciavista.

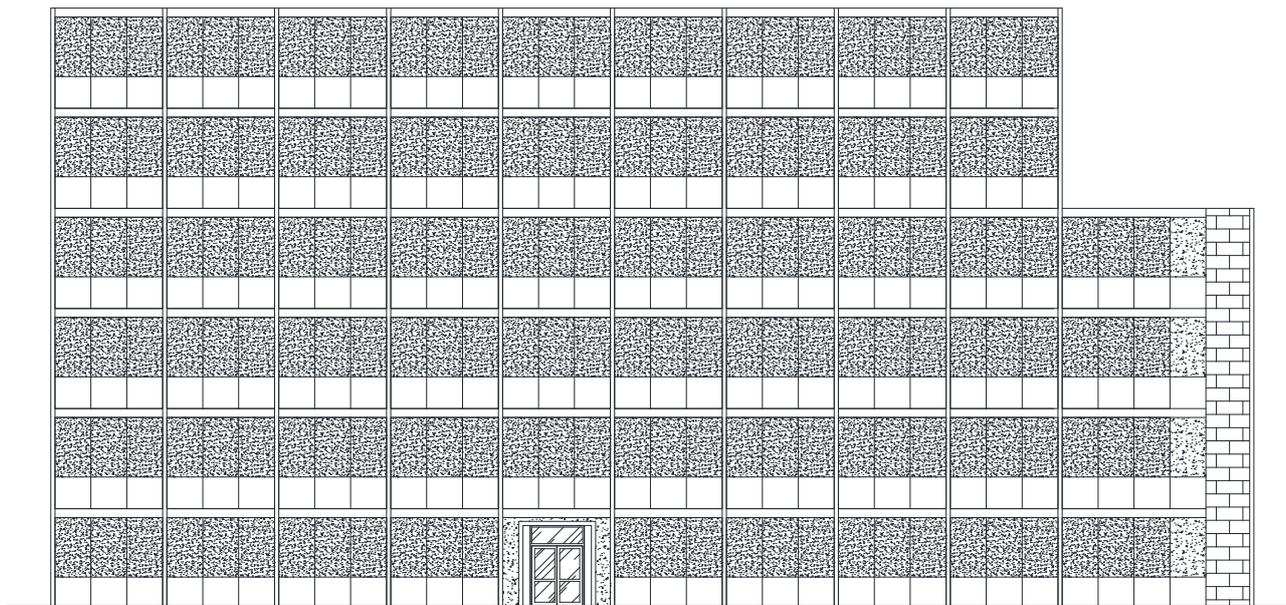


Figura 1.16: Prospetto frontale.

1.2 Rilievo strutturale

Il rilievo strutturale è stato desunto da campagne conoscitive ad integrazione degli elaborati progettuali originali.

1.2.1 Strutture verticali

1.2.1.1 Membrature in carpenteria metallica

Il fabbricato ampliato risulta realizzato con struttura totalmente in carpenteria metallica. Tutte le colonne dell'edificio sono realizzate tramite profili tubolari laminati a caldo aventi sezione scatolare quadrata (SHS). Tali colonne sono state concepite mantenendone lo stesso ingombro ad ogni piano (ovvero 140 mm × 140 mm). Tuttavia, lo spessore delle stesse è variabile lungo l'altezza tra 18 mm e 8 mm, con riduzioni progressive di 2 mm ad ogni piano. Le travi secondarie sono realizzate con profili ad I di tipo IPN180, mentre per le travi principali sono stati impiegati dei profili IPN320. Tali sezioni risultano costanti per tutti gli impalcati. Per quanto concerne la resistenza alle azioni orizzontali (che, come detto, sono state rappresentate, in sede di progetto, dalle sole azioni da vento) sono presenti sistemi momento-resistenti (telai MRF) in direzione

longitudinale (integrati da 2×4 controventi concentrici ad Y), mentre diverse configurazioni di controventi concentrici (CBF) ad X o a Y sono disposte in direzione trasversale (vedasi Figura 1.17-Figura 1.18).

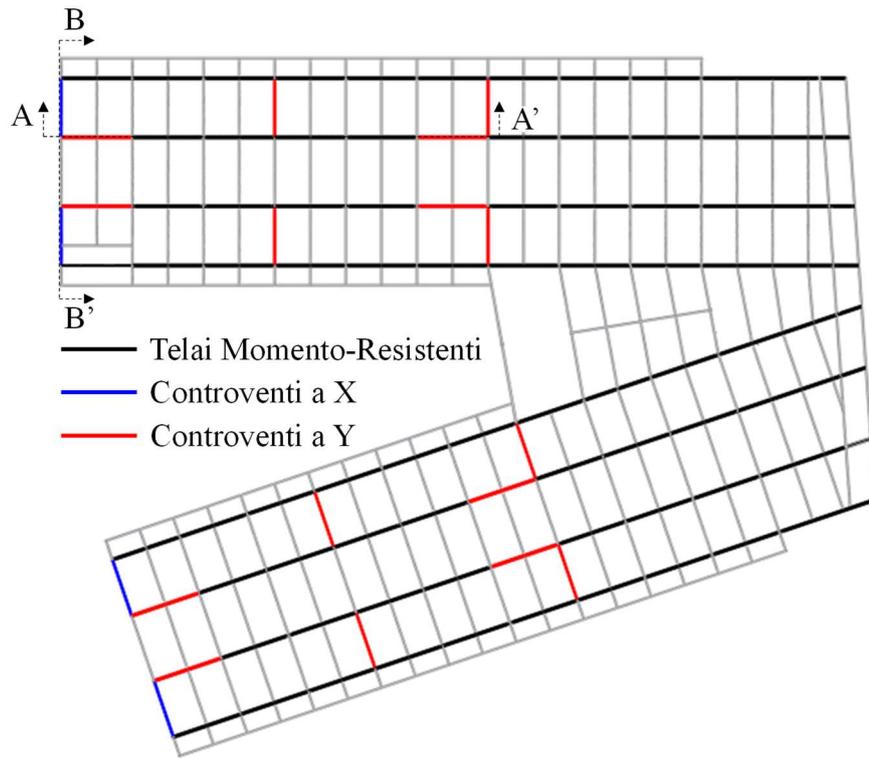


Figura 1.17: Pianta con evidenziati i sistemi resistenti alle azioni orizzontali.

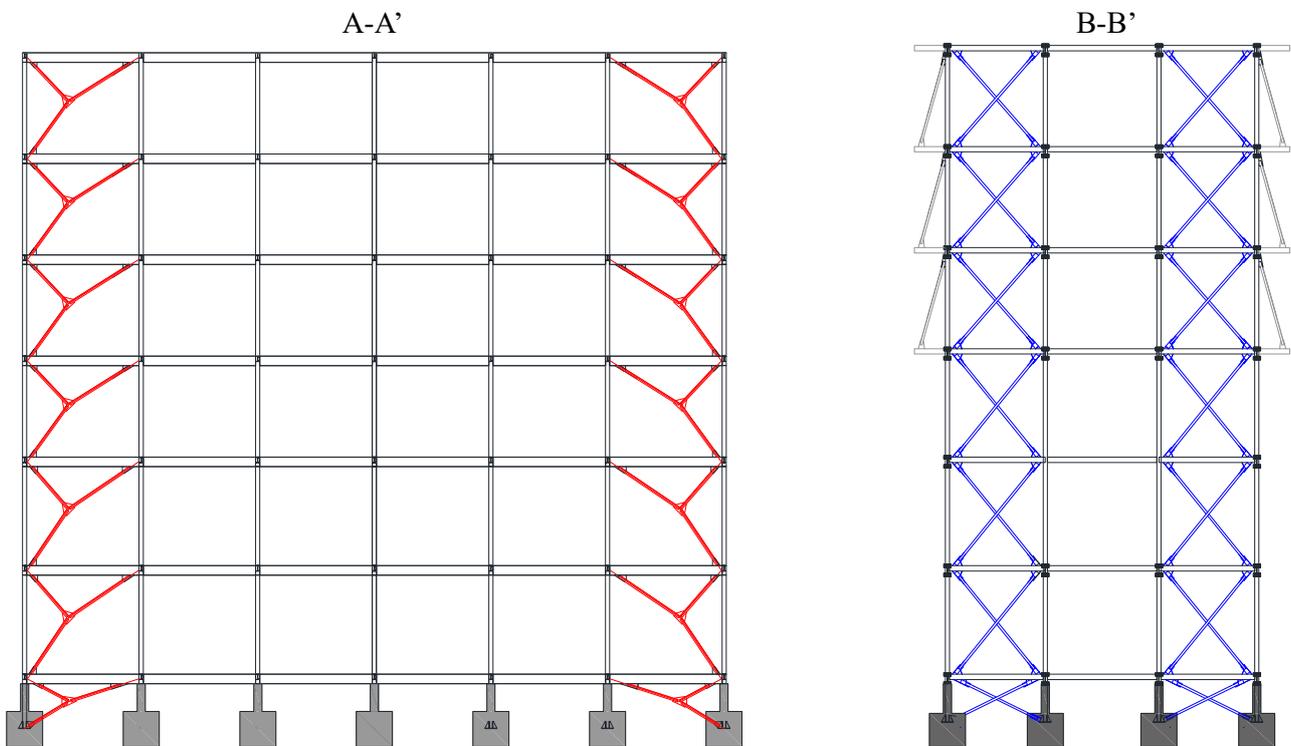


Figura 1.18: Sezioni strutturali con evidenziati i sistemi resistenti alle azioni orizzontali.

Perdipiù, i controventi concentrici risultano realizzati con differenti profili anche a parità di schema impiegato: per gli X-CBF, infatti, risultano disposti degli allineamenti (Corpo n.1) nei quali le diagonali sono realizzate tramite profili tubolari CHS 80 × 5 mm, mentre gli allineamenti del Corpo n.3 presentano X-CBF con singoli profili ad L 80 × 50 × 5 mm. Al contrario, i sistemi Y-CBF risultano assemblati tramite singole L 80 × 50 × 5 mm in direzione trasversale, ovvero tramite L accoppiate (schiena a schiena) di dimensioni 80 × 40 × 4 mm in corrispondenza degli allineamenti longitudinali.

1.2.1.2 Collegamenti

I collegamenti tra le membrature in carpenteria metallica possono essere riassunti nelle seguenti tipologie:

- Nodi trave-colonna momento-resistenti (Dettaglio A);
- Nodi trave-colonna pendolari (Dettaglio B);
- Nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF realizzati con profili tubolari (Dettaglio C);
- Nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF/Y-CBF realizzati con profili ad L singola (Dettaglio D);
- Nodi diagonale-trave-colonna per gli Y-CBF realizzati con profili ad L accoppiati (Dettaglio E);
- Nodi diagonale-diagonale-diagonale per gli Y-CBF (Dettaglio F).

Nel seguito sono riportati gli esiti del rilievo strutturale accurato di suddetti collegamenti

1.2.1.2.1 Nodi trave-colonna momento resistenti (Dettaglio A)

I nodi trave-colonna momento-resistenti sono piuttosto differenti rispetto a quelli tipicamente raccomandati o pre-qualificati nelle attuali disposizioni normative per le zone sismiche. Come mostrato in Figura 1.19, le colonne sono interrotte ad ogni piano, mentre le travi passano attraverso il nodo stesso. I profili IPN320 sono saldati a piena penetrazione ad un segmento tubolare in zona nodale, con le flange irrigidite per mezzo di piastre trapezoidali rastremate (con spessore pari a 13.5 mm), le quali sono a loro volta longitudinalmente saldate a piena penetrazione ai bordi delle ali, così da determinare una superficie piana sufficiente per collegare gli scatolari (colonne provenienti dai piani adiacenti). Questi ultimi sono collegati al nodo mediante giunti flangiati che, peculiarmente, sono sia bullonati che saldati (tramite cordoni d'angolo) alle flange irrigidite (quattro bulloni M18 sono utilizzati su ciascun lato; la sezione di gola dei cordoni è spessa circa 8 mm). Le piastre terminali all'estremità delle colonne hanno le stesse dimensioni ad ogni piano (260 mm × 280 mm × 16 mm), e ad esse sono saldate tramite cordoni d'angolo le colonne. I cordoni (spessore di circa 6 mm) sono interrotti in corrispondenza dei raggi di raccordo dei profili SHS. La geometria dei giunti è di fatto costante ad ogni piano, con la sola eccezione, come anticipato, dello spessore delle colonne (che diminuisce lungo l'altezza dell'edificio) e dell'estensione dei cordoni, la cui lunghezza è funzione della parte piana del

profilo SHS collegato. Per quanto concerne i nodi perimetrali, si è osservata singolarmente la presenza di un corto segmento di trave IPN320 saldato allo scatolare nodale dal lato esterno.

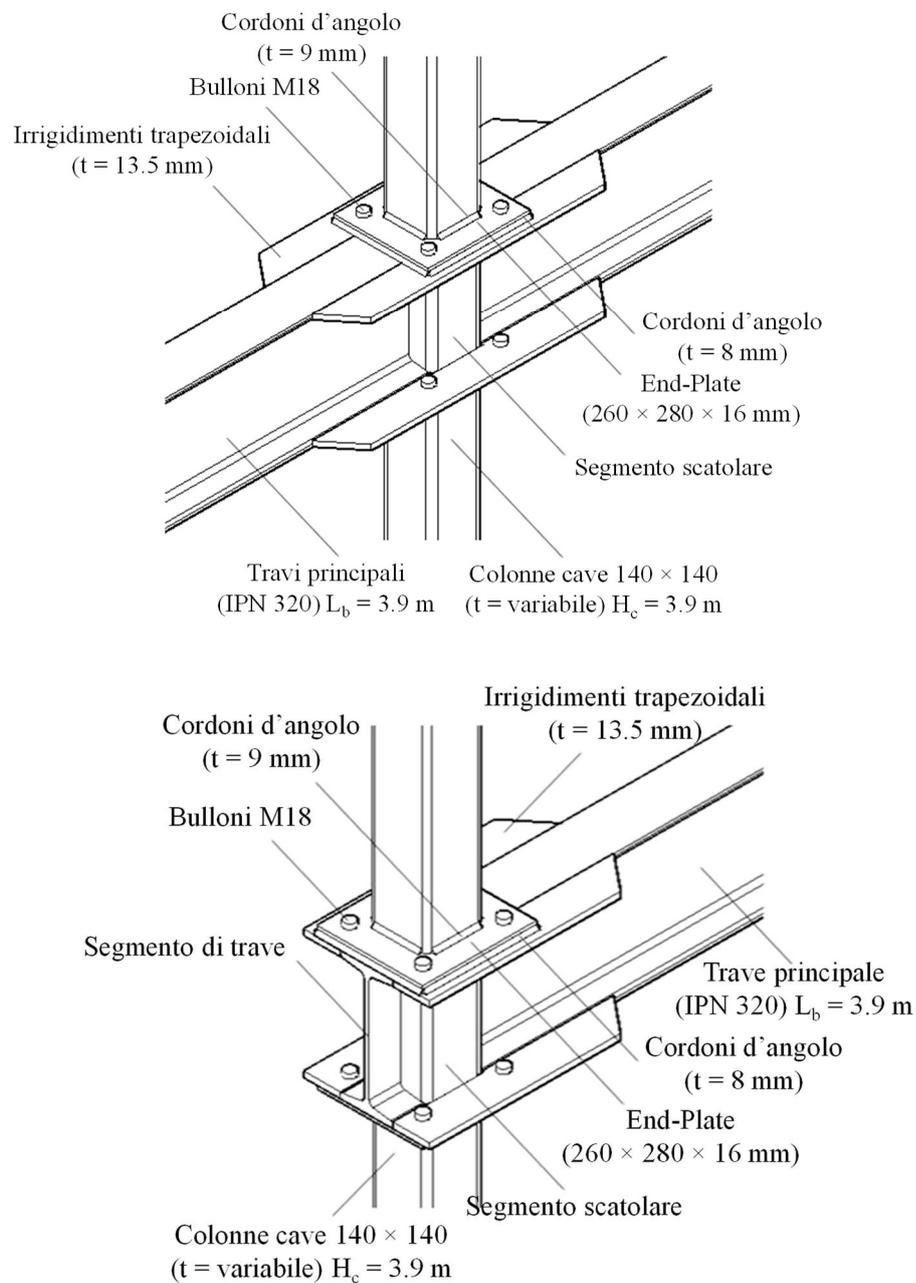


Figura 1.19: Dettaglio A: nodi trave-colonna momento-resistenti.

1.2.1.2.2 Nodi trave-colonna pendolari (Dettaglio B)

I nodi trave-colonna pendolari (vedasi Figura 1.20) sono realizzati tramite collegamento di tipo “shear-tab”, ovvero tramite un piatto di dimensioni 290 mm × 80 mm × 12 mm saldato al segmento nodale scatolare a cui sono bullonate le travi secondarie IPN180. In particolare, due bulloni M18 sono impiegati per ogni trave secondaria, le cui flange si interrompono in adiacenza al piatto stesso. Ad ogni trave secondaria è saldato (in

corrispondenza del terzo inferiore dell'anima) un angolare (L 55 mm × 25 mm × 5 mm) che funge da alloggio per la lamiera grecata con soletta collaborante.

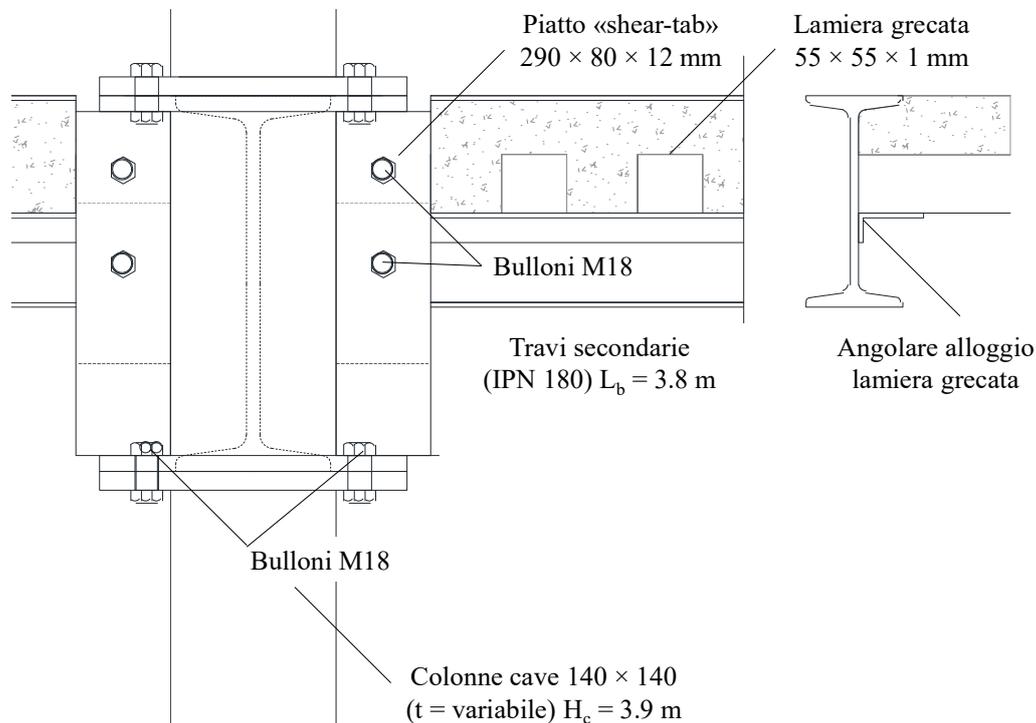


Figura 1.20: Dettaglio B: nodi trave-colonna pendolari.

1.2.1.2.3 Nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF realizzati con profili tubolari (Dettaglio C)

I nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF realizzati con profili tubolari (vedasi Figura 1.21) sono caratterizzati da un dettaglio assolutamente singolare.

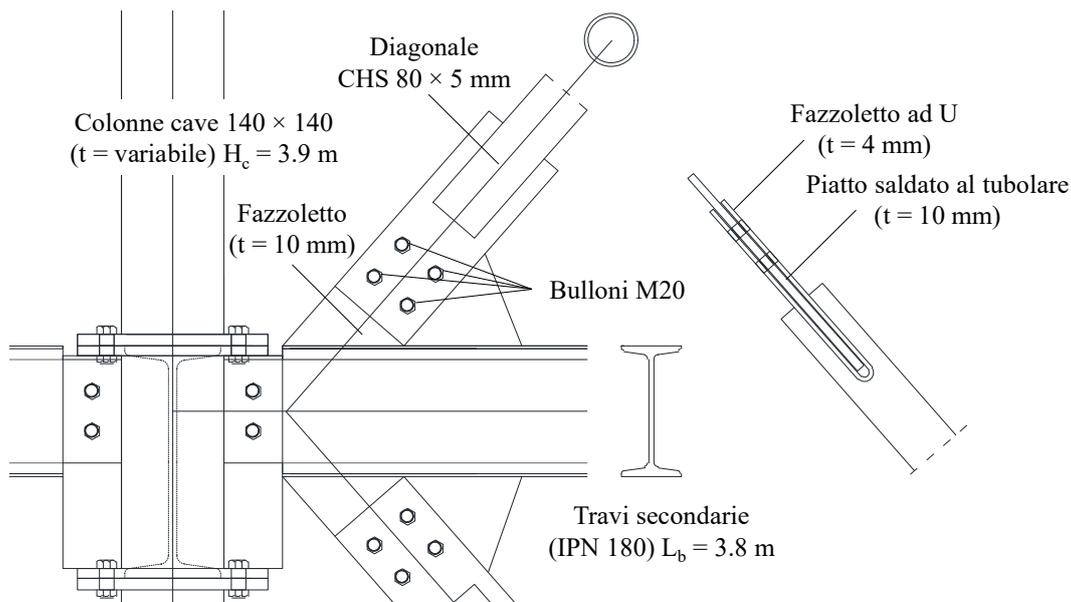


Figura 1.21: Dettaglio C: nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF realizzati con profili tubolari.

In particolare, il collegamento è costituito da un piatto piegato ad U di spessore pari a 4 mm, il quale è saldato a piena penetrazione al profilo CHS 80 × 5 mm. Ne risulta un alloggiamento per il fazzoletto (t = 10 mm) il cui collegamento al profilo è assicurato da 2 × 2 bulloni M18. Il fazzoletto è a sua volta saldato a piena penetrazione alla flangia superiore della trave, senza alcun collegamento con la colonna tubolare di piano. Ne risulta un'eccentricità degli assi strutturali che determina sollecitazioni aggiuntive flettenti sul nodo, non previste in alcun modo in fase di progetto originale.

1.2.1.2.4 Nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF/Y-CBF realizzati con profili ad L singoli (Dettaglio D)

I nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF e gli Y-CBF realizzati con profili ad L singoli (vedasi Figura 1.22) sono realizzati tramite un classico fazzoletto bullonato (t = 10 mm). I bulloni impiegati sono in tutti i casi 3 M12 aventi passo pari a 50 mm. L'unica differenza sostanziale tra le configurazioni ad X e ad Y è rappresentata dalla geometria dei fazzoletti, la quale accomoda il diverso angolo di inclinazione delle diagonali nei due casi. Come per il dettaglio C, i fazzoletti sono saldati a piena penetrazione alle sole travi, determinando un'eccentricità non contemplata in fase di progetto originale.

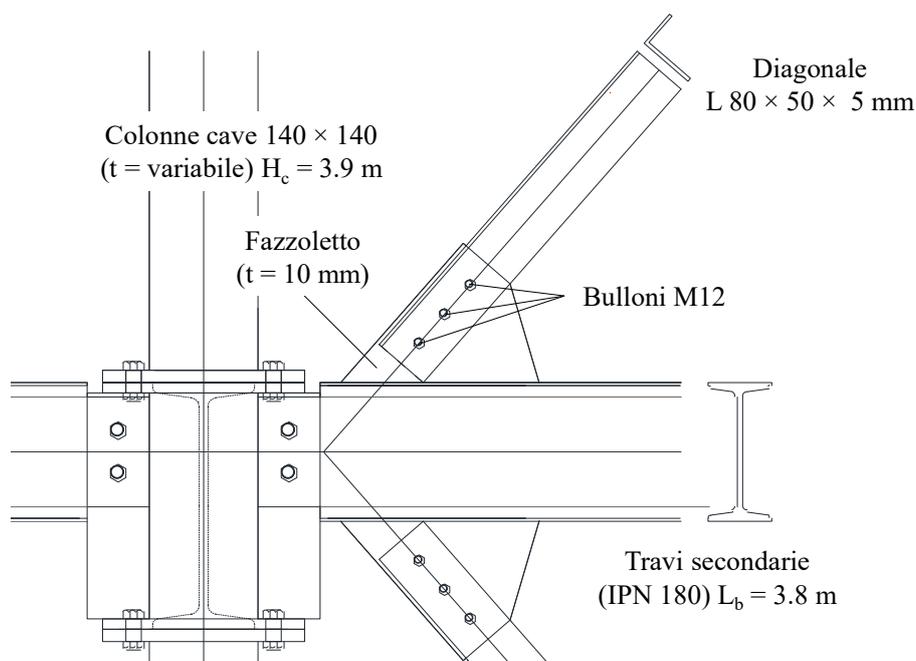


Figura 1.22: Dettaglio D: nodi diagonale-trave-colonna per gli X-CBF/Y-CBF realizzati con profili ad L singoli.

1.2.1.2.5 Nodi diagonale-trave-colonna per gli Y-CBF realizzati con profili ad L accoppiati (Dettaglio E)

I nodi diagonale-trave-colonna per Y-CBF realizzati con profili ad L accoppiati (vedasi Figura 1.23) si distinguono dai dettagli precedenti per la particolarità di essere collegati non alle travi secondarie, ma alle travi principali IPN 320, in quanto disposti lungo gli allineamenti longitudinali. Ad ogni modo, anche in questo caso è presente un fazzoletto bullonato di spessore pari a 10 mm, corredato da 3 bulloni M12 aventi passo pari a 50 mm. Ne consegue che l'assemblaggio L-fazzoletto-L è simmetrico rispetto al suo asse longitudinale. Ancora una volta, i fazzoletti sono saldati a piena penetrazione alle sole travi, con conseguente eccentricità.

Tuttavia, siccome i fazzoletti sono saldati in corrispondenza dell'estremo degli irrigidimenti trapezoidali delle flange, tale eccentricità è notevolmente superiore rispetto ai dettagli con fazzoletto realizzati per gli allineamenti CBF trasversali.

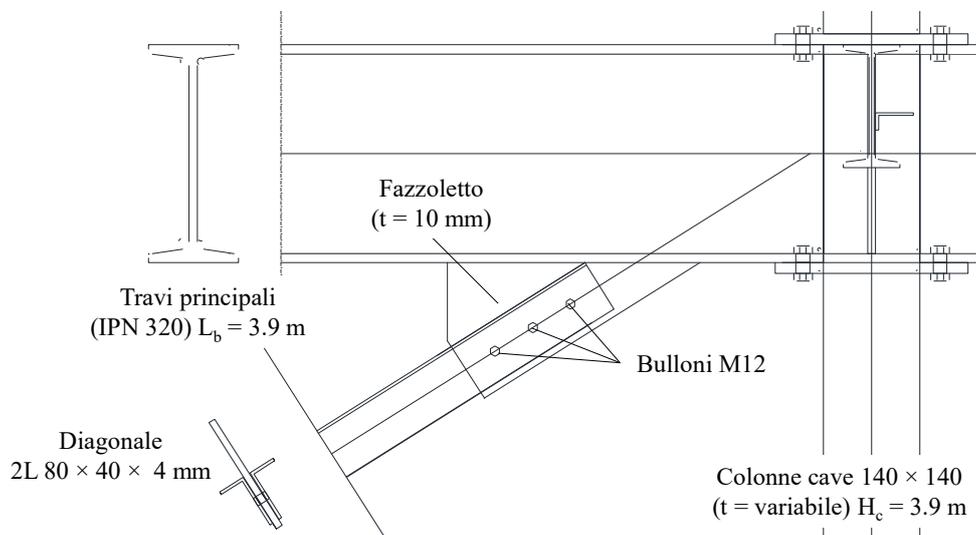


Figura 1.23: Dettaglio E: nodi diagonale-trave-colonna per gli Y-CBF realizzati con profili ad L accoppiati.

1.2.1.2.6 Nodi diagonale-diagonale-diagonale per gli Y-CBF (Dettaglio F)

I nodi diagonale-diagonale-diagonale per Y-CBF realizzati con profili ad L sia singoli che accoppiati (vedasi Figura 1.24) sono realizzati tramite un fazzoletto centrale di forma esagonale ($t = 10 \text{ mm}$). La peculiarità che contraddistingue tali dettagli è la presenza di una sola unione bullonata (realizzata tramite tre bulloni M12) relativa al monaco dell'Y-CBF, mentre le altre due diagonali sono saldate tramite cordoni d'angolo ($t = 4 \text{ mm}$) disposti sia parallelamente che trasversalmente. Nel caso di profili ad L accoppiati, tali cordoni si ripetono identici su entrambi i lati del fazzoletto. Tale soluzione deriva plausibilmente da esigenze di montaggio in opera.

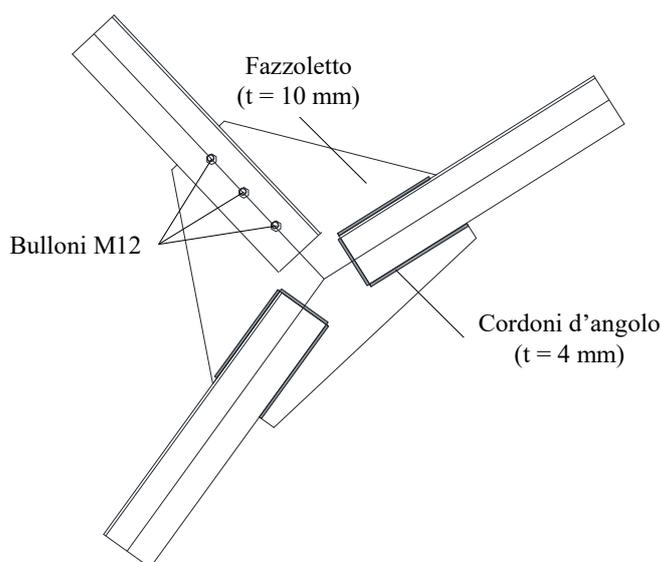


Figura 1.24: Dettaglio F: nodi diagonale-diagonale-diagonale per gli Y-CBF.

1.2.1.3 Proprietà meccaniche di riferimento dei materiali e confronto con le normative vigenti (NTC2018)

Di seguito viene riportata una sintesi delle proprietà dei materiali desunte dal progetto originale e dai relativi certificati di prova, ed un loro confronto con le equivalenti proprietà ai sensi delle vigenti NTC2018.

Si precisa che le proprietà contrassegnate con un asterisco sono state assunte in fase di valutazione della vulnerabilità e di retrofit, in quanto non è stato possibile dedurre maggiori informazioni in merito.

In particolare, per quanto concerne i bulloni, essi sono indicati generalmente come “bulloneria ad alta resistenza” senza indicarne la classe. Si è assunta pertanto, cautelativamente, la classe più bassa per viti ad alta resistenza (8.8, $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$). In merito alle saldature, non è stato possibile ritrovare alcuna indicazione. La loro resistenza, pertanto, è stata assunta pari alla massima tra quelle delle membrature collegate ($f_{yw} = 300 \text{ N/mm}^2$) in accordo alla pratica tecnica dell'epoca.

Per quanto concerne le proprietà dei materiali note, esse vennero originariamente desunte dalle indicazioni del R.D. n°2229 del 16/11/1939 e della relativa circolare n°1472 del 23/05/1957, in vigore all'epoca di redazione del progetto. In particolare, acciai “di alta qualità” Aq 42 vennero impiegati per travi, piatti e irrigidimenti, mentre le sole colonne cave vennero realizzate tramite acciai di alta qualità Aq 55.

A tali acciai corrispondono tensioni di snervamento caratteristiche dell'ordine di 240 e 300 N/mm^2 , rispettivamente. Ciò consente di associare a tali materiali un grado equivalente, ai sensi delle vigenti NTC2018, pari a S237 ed S275, rispettivamente.

Infine, stante la sua scarsa variabilità per gli acciai strutturali, per tutti gli elementi metallici è stato assunto un modulo elastico costante e pari a 210000 N/mm^2 .

Tabella 1.1 Parametri meccanici membrature, bulloni e saldature.

Elemento	Grado dell'acciaio (Progetto originale)	Modulo Elastico [N/mm^2]	Grado dell'acciaio (Equivalente NTC2018)	Tensione di snervamento [N/mm^2]
Travi	Aq 42	210000	S235	240
Colonne	Aq 55		S275	300
Piatti/irrigidimenti	Aq 42		S235	240
Saldature	-		S275*	300
Bulloni	-		8.8*	640

1.2.2 Strutture orizzontali

1.2.2.1 Solaio misto acciaio-clc

Il fabbricato presenta un'unica tipologia di orizzontamento realizzata tramite struttura mista acciaio-clc (vedasi Figura 1.25/1.26). In particolare, il sistema prevede una lamiera grecata di dimensioni 55 × 55 × 1 mm la quale, differentemente dalle lamiere moderne, è priva di irrigidimenti e con anime verticali. Tale lamiera è integrata da un getto di calcestruzzo collaborante che, oltre a colmare le greche, determina una soletta di spessore pari a 5 cm. Tale soletta è armata con una rete elettrosaldata $\Phi 3 \text{ } 10 \times 10 \text{ cm}$.

Un tale spessore della soletta sarebbe, di per sé, già sufficiente a soddisfare la condizione di impalcato rigido nel proprio piano ai sensi delle NTC 2018. Tuttavia, in sede di progetto originale sono stati previsti anche dei sistemi di controventamento di falda realizzati tramite profili ad L $60 \times 30 \times 5$ mm.

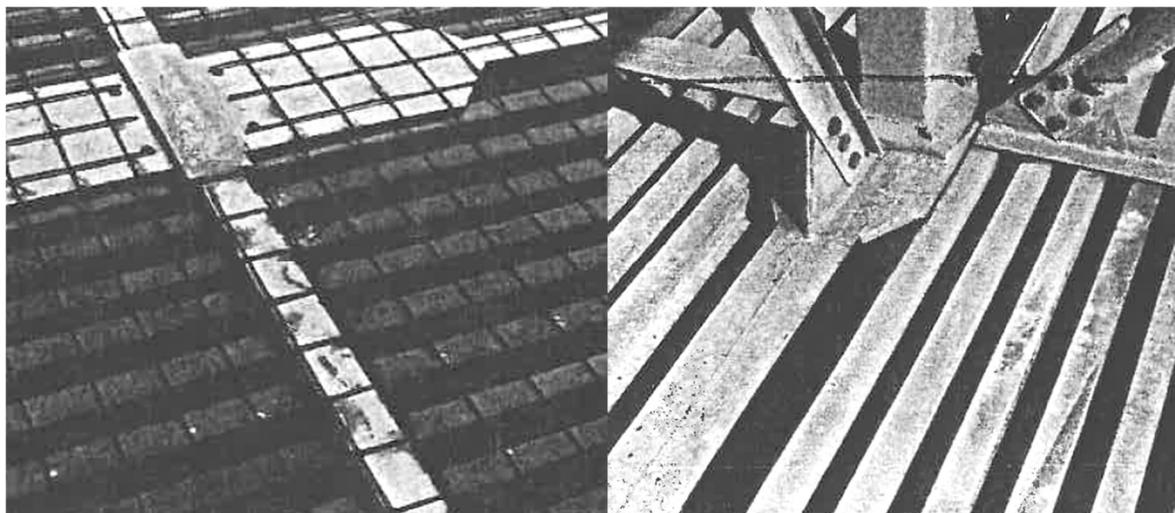


Figura 1.25: Foto dell'estradosso della lamiera grecata all'epoca di costruzione (1962).

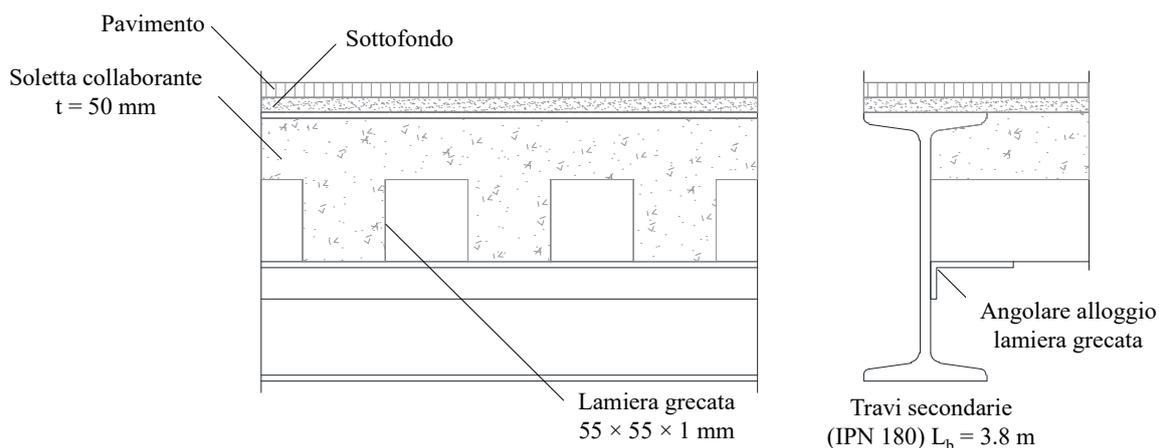


Figura 1.26: Stratigrafia assunta per il solaio misto acciaio-clt.

1.2.2.2 Copertura

La copertura si presenta piana e realizzata con lo stesso pacchetto strutturale adottato per i solai interni.

1.2.2.3 Corpi scala

I corpi scala sono realizzati in carpenteria metallica, tramite sezioni scatolari rettangolari di dimensioni $480 \times 200 \times 20$ mm (vedasi Figura 1.27, tratta dagli elaborati progettuali originali). A tali sezioni sono saldati i gradini a sbalzo, i quali determinano notevoli sollecitazioni di torsione che giustificano le sezioni adottate per i rampanti. I gradini sono realizzati tramite piegatura a freddo di un lamierino metallico avente spessore pari a 4 mm. Per le strutture della scala è stato impiegato lo stesso acciaio Aq 55 impiegato per le sezioni cave delle colonne. Lo schema adottato in fase di progetto è di tipo pendolare, ovvero dedito a resistere a sole

azioni verticali, ed i corpi scala risultano quindi semplicemente collegati ai telai MRF che fanno loro da cornice.

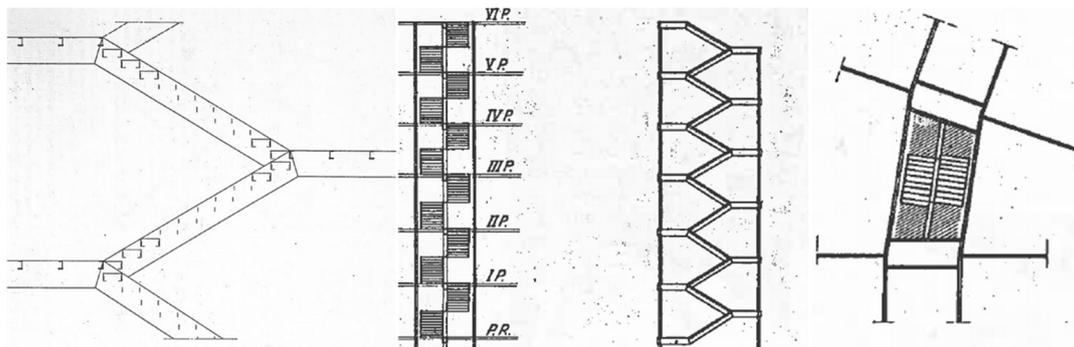


Figura 1.27: Strutture dei corpi scala tratte dagli elaborati progettuali originali.

1.2.3 Analisi dei carichi

Sulla base delle precedenti considerazioni si propone la seguente analisi dei carichi.

Per i carichi accidentali si è fatto riferimento alla categoria C1 “ambienti suscettibili di affollamento”

Tabella 1.2 Analisi dei carichi.

SOLAIO MISTO ACCIAIO-CLS					
	B	W	t	γ	g_k
	mm	mm	mm	kN/m^3	kN/m^2
Soletta	1000	1000	75	25	1.88
Lamiera	1000	1870	1	78.5	0.15
				TOT g_{1k}	2.02
Sottofondo	1000	1000	30	20	0.6
Pavimento	1000	1000	10	30	0.3
Inc. Tramezzi			-		1.2
				TOT g_{2k}	2.10
				TOT $g_{k,sol}$	4.12
	B	W	t	γ	q_k
	mm	mm	mm	kN/m^3	kN/m^2
Affollamento			-		3
Neve			-		0.48
CARICHI TAMPONATURE					
	H	W	t	γ	g_k
	mm	mm	mm	kN/m^3	kN/m^2
Intonaco	3400	1000	20	21	1.43
Laterizio	3400	1000	240	8	6.53
				TOT $g_{k,part}$	7.96

2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE-OPERAM

Si riporta nei paragrafi successivi una descrizione delle strategie di modellazione adottate, l'implementazione dei modelli numerici e i risultati delle analisi svolte ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica del caso studio. In particolare, stante le peculiarità dell'edificio analizzato, sono state effettuate sia analisi locali di performance sismica (per i nodi trave-colonna momento-resistenti e per i controventi), sia analisi globali, le quali hanno tenuto conto tramite opportuna calibrazione degli esiti delle analisi di dettaglio. Tali risultati hanno permesso, infine, la definizione della classe di rischio sismico convenzionale ai sensi delle NTC2018.

2.1 Modellazione numerica

2.1.1 Approccio di modellazione locale

I modelli ad elementi finiti locali per i nodi trave-colonna momento-resistenti e per i campi controventati sono stati sviluppati utilizzando il software ABAQUS v.6.14. I nodi trave trave-colonna sono stati modellati considerando una sotto-strutturazione dei sistemi resistenti globali, che si ottiene estraendo sia le colonne che le travi nei punti di nullo del diagramma del momento flettente indotto dai carichi verticali e laterali agenti (vedasi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Per quanto riguarda i campi controventati, essi sono stati riprodotti con modellazione a singola diagonale (sia in trazione che in compressione) con riferimento al primo piano (ove si attinge il massimo tagliante), ripristinando la continuità strutturale tramite l'estrazione di travi e colonne di campate/piani adiacenti in corrispondenza dei punti di nullo del diagramma dei momenti (vedasi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). L'unica eccezione è rappresentata dagli Y-CBF, per i quali sono state modellate tutte le diagonali presenti.

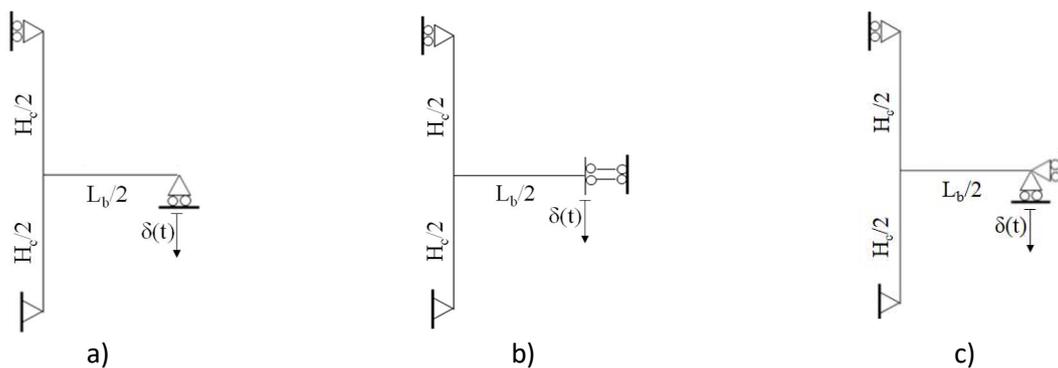


Figura 2.1: Schemi e condizioni al contorno adottate per lo studio locale dei nodi momento-resistenti.

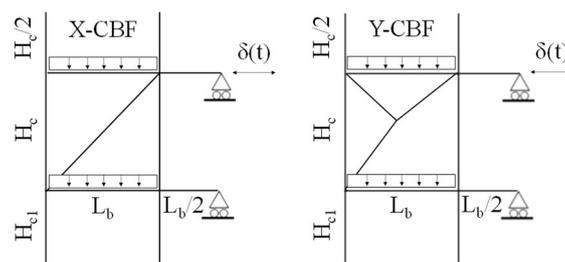


Figura 2.2: Schemi e condizioni al contorno adottate per lo studio locale dei campi controventati.

Per quanto concerne i nodi trave-colonna, essi sono studiati considerando tre diversi scenari, implementati modificando opportunamente le condizioni al contorno, tenendo in particolare conto delle seguenti casistiche:

- Effetto dei soli carichi verticali (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.a**);
- Effetto dei carichi laterali (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.b**);
- Analisi di robustezza derivante dallo scenario di perdita della colonna (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.c**).

Al contrario, per il caso dei controventi è stata considerata l'azione congiunta di carichi verticali (applicati nominalmente sulle flange superiori delle travi secondarie) e di azioni laterali modellate tramite opportune condizioni al contorno.

Tutti i componenti strutturali coinvolti sono stati discretizzati utilizzando elementi finiti solidi di tipo C3D8R (ovvero brick a geometria lineare con 8 nodi ed integrazione ridotta della matrice di rigidità); la densità della mesh è stata definita a partire dai risultati di analisi di sensibilità tratte dalla letteratura. In particolare, i bulloni e le piastre sono stati discretizzati tramite una mesh di dimensione caratteristica pari a 5 mm, mentre per i profili impiegati per travi, colonne e diagonali la dimensione degli elementi è stata fissata pari a 20 mm, con almeno tre elementi nella direzione dello spessore.

La dimensione dell'elemento per la modellazione delle saldature è stata definita per tenere conto della possibile frattura delle stesse; pertanto, come si dirà più approfonditamente nei prossimi paragrafi, è stata sviluppata una dedicata analisi di sensibilità, a valle della quale è stata assegnata una dimensione caratteristica della mesh pari ad 1 mm.

In linea con quanto riportato nel paragrafo 1.2.1.3, è stato assegnato un carico di snervamento di 240 N/mm² a tutti gli elementi esistenti, con la sola eccezione delle colonne e delle saldature, per le quali il carico di snervamento è stato fissato a 300 N/mm². Lo snervamento dell'acciaio è stato modellato tramite il criterio di Von Mises. Sono stati inoltre contemplati sia l'incrudimento cinematico che quello isotropo, utilizzando parametri costitutivi mutuati da letteratura per acciai di grado simile.

Il legame costitutivo per i bulloni ad alta resistenza (classe 8.8) è stata modellata secondo le indicazioni di *D'Aniello et al. (2017)*. Gli effetti del precarico iniziale nei bulloni sono stati trascurati, tenendo conto della loro lunga vita di esercizio. Le saldature sono state modellate tramite una classica legge costitutiva di tipo Ramberg-Osgood; in assenza di informazioni più dettagliate dalla relazione di progettazione, si è ipotizzata, come già detto nel paragrafo 1.2.1.3, una resistenza allo snervamento delle saldature esistenti pari a 300 N/mm².

Il contatto tra elementi adiacenti è stato modellato con interazioni "surface-to-surface" che prendono in considerazione sia il comportamento normale che tangenziale all'interfaccia. Per il comportamento normale è stata implementata una formulazione "Hard Contact" (interfaccia infinitamente rigida e non resistente a trazione), mentre per modellare il comportamento tangenziale è stata utilizzata una formulazione di tipo

“penalty” con coefficiente di attrito pari a 0.30, valore tipico per l'acciaio strutturale. Sono stati inoltre introdotti vincoli di tipo "tie" per simulare la continuità fornita dalle saldature.

Le storie di spostamento sono state applicate alle estremità delle travi con un approccio quasi statico. Per le analisi cicliche è stato adottato il protocollo di carico suggerito dalla norma americana AISC 341.

Per gli scenari di carico sia gravitazionali che sismici dei nodi trave-colonna è stata imposta una rotazione massima alla corda di 0.06 rad, mentre sono state imposte rotazioni della corda fino a 0.30 rad per lo scenario di perdita della colonna, al fine di indagare lo sviluppo dell'effetto arco e la successiva azione catenaria nella trave. Per quanto concerne i controventi, è stato imposto un drift massimo pari a 0.04 H_c sia in trazione che in compressione.

2.1.1.1 Modellazione del potenziale danno nelle saldature

I primi risultati delle analisi locali hanno evidenziato che la massima concentrazione di sollecitazione per i nodi trave-colonna si attinge nelle saldature a cordone d'angolo che collegano le colonne alle piastre (end-plate). Pertanto, sono stati implementati due approcci per prevedere le fratture della saldatura sotto azioni sia monotone che cicliche.

Il primo approccio per la valutazione del danno nelle saldature sotto azioni monotone ha coinvolto un modello micromeccanico proposto da *Jia et al. (2020)*. In accordo agli autori, il danno nei cordoni è espresso da un parametro non dimensionale D che assume valore unitario in corrispondenza della rottura della saldatura. Questo parametro viene valutato utilizzando una variazione della regola di Palmgren-Miner, la quale è ampiamente utilizzata nella verifica a fatica delle strutture in acciaio.

D è stimato integrando incrementi di danno infinitesimale dD causati dall'incremento di deformazione plastica equivalente $\varepsilon_{pl,eq}$ come segue:

$$dD = \frac{d\varepsilon_{pl,eq}}{\varepsilon_{pl,cr}(\alpha, T)}$$

dove $\varepsilon_{pl,cr}$ è la deformazione plastica critica, ovvero quella che induce la coalescenza (e seguente rottura macroscopica) dei vuoti microstrutturali secondo il noto criterio *Stress Modified Critical Strain (SMCS, Kanvinde et al., 2007)*:

$$\varepsilon_{pl,cr}(\alpha, T) = \alpha e^{-(3/2)T}$$

$\varepsilon_{pl,cr}$ è pertanto una funzione del grado di triassialità T (definito come il rapporto tra la pressione media σ_m e la sollecitazione di Hencky-Von Mises equivalente σ_{VM} in un dato punto) e un parametro di tenacità alla frattura α , che è una caratteristica intrinseca del materiale.

La cumulazione del danno infinitesimale dD è stata condotta numericamente, discretizzando l'integrale risultante in una somma di incrementi di danno finito ΔD .

Il secondo approccio è stato invece introdotto per prevedere la frattura delle saldature in campo ciclico.

Esso è stato mutuato dal lavoro di *Kanvinde et al. (2007)*, che hanno presentato un'estensione del *Void Growth Model (VGM)* per azioni cicliche (*Cyclic VGM, CVGM*). I principi fondamentali alla base di questo criterio sono simili a quelli introdotti per l'approccio precedente.

L'esordio della frattura nelle saldatura viene monitorato mediante un indice di espansione dei vuoti in campo ciclico (VGI_{cyc}) che può essere valutato come segue:

$$VGI_{cyc} = \sum_{\text{cicli in trazione}} \int_{\varepsilon_i}^{\varepsilon_{i+1}} e^{(3/2)|T|} d\varepsilon_{pl,eq} - \sum_{\text{cicli in compressione}} \int_{\varepsilon_j}^{\varepsilon_{j+1}} e^{(3/2)|T|} d\varepsilon_{pl,eq}$$

VGI_{cyc} è di fatto correlato alle stesse grandezze introdotte per definire la deformazione plastica critica in campo monotono. L'integrazione sui cicli in trazione e compressione viene condotta separatamente, a seconda del segno della pressione media σ_m .

Stando a quanto riportato da *Kanvinde et al. (2007)*, VGI_{cyc} è una quantità non negativa. Pertanto, quando l'indice raggiunge lo zero a causa del contributo di un ciclo di compressione (in cui i vuoti si restringono, inibendo così la coalescenza), esso rimane nullo fino al successivo ciclo di trazione. Si prevede che la frattura si verifichi quando VGI_{cyc} raggiunge un valore critico $VGI_{cyc,crit.}$, che è a sua volta una funzione della tenacità di frattura α e della deformazione plastica equivalente cumulata $\varepsilon_{pl,eq,acc.}$ come segue:

$$VGI_{cyc,crit.} = \alpha e^{-\lambda \varepsilon_{pl,eq,acc.}}$$

dove λ è un parametro sperimentale che tiene conto della degradazione del materiale sotto azioni cicliche che eccedono il limite elastico. Il valore consigliato per λ è compreso tra 0.4 e 0.5. In assenza di ulteriori indicazioni, è stato assunto cautelativamente il suo valore massimo suggerito.

In contrapposizione con le ipotesi sull'evoluzione di VGI_{cyc} , la soglia critica $VGI_{crit,cyc}$ deve essere ristimata durante ogni ciclo di compressione, mentre essa rimane fissa durante la successiva escursione di trazione.

Per coerenza con le analisi monotone, è stato introdotto un parametro di danno ciclico D_{cyc} come rapporto $VGI_{cyc}/VGI_{cyc,crit.}$ per un dato livello di deformazione plastica accumulata. Di conseguenza, la frattura in campo ciclico è prevista quando $D_{cyc} = 1$. In entrambi i casi, l'evoluzione del danno è stata monitorata nei segmenti di saldatura che hanno mostrato le più alte tensioni plastiche e gradienti di sollecitazione in base ai risultati delle analisi numeriche.

Il parametro di tenacità alla frattura α è stato scelto sulla base di prove sperimentali provenienti dalla letteratura, considerando acciai strutturali comparabili con il materiale di saldatura. *Kanvinde et al. (2007)* e *Liao et al. (2015)* hanno suggerito valori compresi tra 1.1 e 2.4 per acciai dolci con un carico di snervamento nominale tra 300 e 400 N/mm², con importanti variazioni dovute al contenuto di carbonio. In assenza di informazioni sull'esatta composizione del materiale di saldatura esistente, è stato assunto α pari a 1.5.

La previsione della frattura delle saldature è risultata inoltre fortemente influenzata dalla dimensione della mesh, in accordo con la letteratura in merito. Per ottenere risultati soddisfacenti, la dimensione degli elementi finiti C3D8R dovrebbe essere comparabile con la cosiddetta “lunghezza caratteristica microstrutturale” del materiale (l^*). Come suggerito da *Liao et al. (2015)*, un valore plausibile di l^* è dell’ordine di 0.4 mm per acciai dolci a media resistenza. Sulla base di ciò, e di opportune analisi di sensitività (vedasi Figura 2.3) è stata impiegata una dimensione finale della mesh per le saldature di 1 mm, come già specificato nel paragrafo precedente.

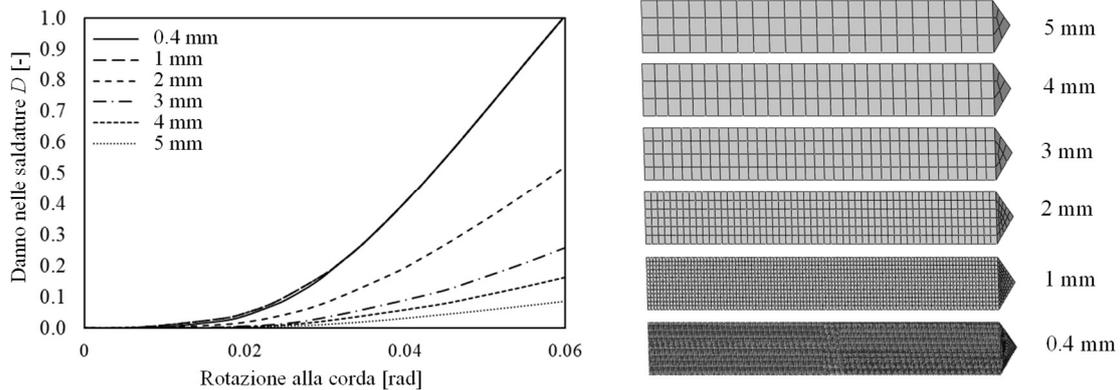


Figura 2.3: Esempio di studio del danno nei cordoni di saldatura ai fini di analisi di sensitività per la mesh.

2.1.2 Approccio di modellazione globale

La struttura è stata modellata numericamente utilizzando SAP2000 v.23 (vedasi Figura 2.4).

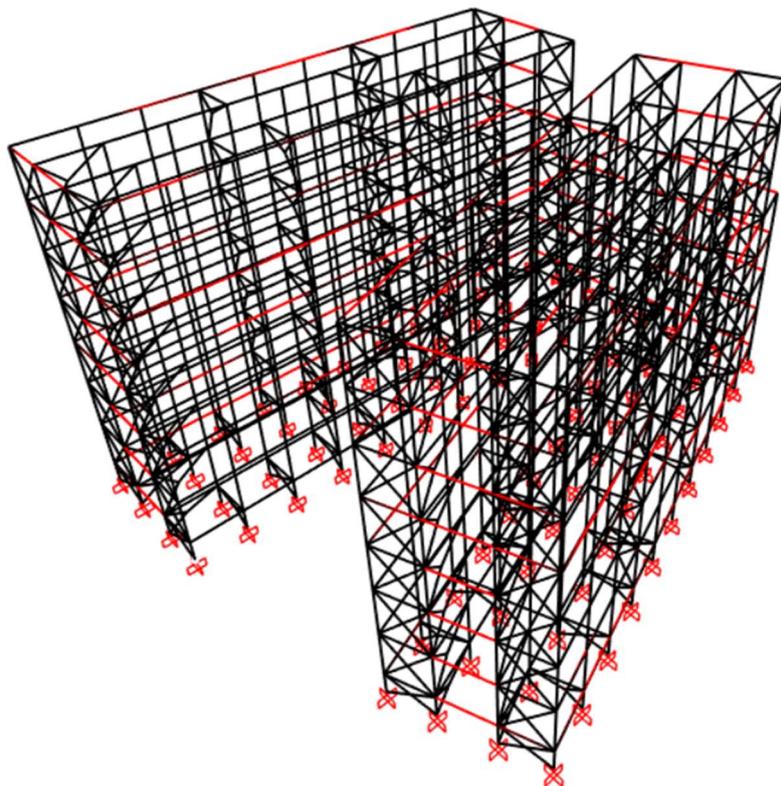


Figura 2.4: Modellazione globale della struttura in ambiente SAP 2000 v. 23.

Travi e colonne sono state modellate utilizzando elementi frame monodimensionali introdotti in corrispondenza degli assi baricentrici dei profilati metallici.

La rigidità nel piano degli impalcati, la quale è assicurata, come detto, dalla presenza dei controventi di falda e di solette di calcestruzzo di spessore adeguato ad ogni piano, è stata modellata mediante vincoli diaframma equivalenti.

La presenza del sistema di fondazione e dei giunti di base è stata tenuta in conto mediante vincoli di tipo incastro equivalenti. Considerando il basso grado di vincolo a flessione fornito dalle connessioni dei nodi trave-colonna pendolari (dettaglio B) e dei collegamenti con fazzoletto (dettagli C-D-E), per questi elementi sono stati adottati dei rilasci flessionali (cerniere nominali) alle estremità delle membrature.

La risposta non lineare degli elementi in acciaio è stata presa in considerazione mediante elementi puntuali (a lunghezza nulla) a plasticità concentrata, le cui curve di risposta momento-rotazione/sforzo normale-spostamento sono state definite tramite una calibrazione basata sulle analisi locali. Per tutti gli elementi per i quali non è stato possibile effettuare tale operazione, si è fatto riferimento alle cerniere plastiche convenzionali definite nella normativa americana ASCE 41-17.

Per le travi momento-resistenti sono state quindi adottate cerniere plastiche relative ad entrambi gli assi d'inerzia M_x - M_y (una a ciascuna estremità), mentre è stata considerata la dipendenza dallo sforzo normale per il comportamento delle colonne (mediante cerniere plastiche con dominio d'interazione N - M_x - M_y). Infine, per i controventi concentrici sono stati introdotti dei link a plasticità assiale con comportamento non simmetrico, così da tenere conto dello snervamento dell'acciaio in trazione e dell'instabilità globale in compressione.

Al fine di modellare le masse associate agli elementi strutturali secondari (solai, sbalzi) o non strutturali (tramezzi, tompagni), sono stati introdotti carichi areali equivalenti uniformemente distribuiti, di intensità conforme all'analisi dei carichi riportata nel paragrafo 1.2.3.

Prima di procedere alla valutazione della performance globale sismica, sono state condotte delle preliminari analisi lineari statiche per valutare il comportamento sotto carichi gravitazionali. A tale scopo, i carichi sono stati disposti nella combinazione allo stato limite ultimo ai sensi delle NTC 2018. Di conseguenza, sono stati eseguiti controlli di resistenza e stabilità su ciascun elemento in acciaio al fine di rilevare il più alto rapporto domanda/capacità (D/C) sotto carichi gravitazionali.

Successivamente, sono state effettuate analisi statiche non lineari (analisi pushover) secondo le indicazioni delle NTC2018 e della pertinente parte dell'Eurocodice 8 (EN1998:3). Di conseguenza, per le analisi sono state considerate due direzioni principali ortogonali, introducendo distribuzioni di forze sia modali, sia proporzionali alle masse lungo l'altezza dell'edificio.

Ciò ha richiesto l'esecuzione un'analisi modale preliminare al fine di identificare i modi di vibrare principali nelle due direzioni. Per la determinazione delle curve di capacità della struttura, un drift massimo del 5% è stato assunto in entrambe le direzioni, selezionando il centro delle masse dell'ultimo piano come punto di controllo. In sintesi, tenendo conto della multi-direzionalità delle azioni sismiche, sono state considerate 8 combinazioni per lo studio della risposta statica non lineare.

La valutazione della capacità sismica della struttura è stata infine effettuata convenzionalmente seguendo i principi del metodo N2 previsto dall'EN1998:3.

2.1.2.1 Calibrazione degli elementi a plasticità concentrata

Come già anticipato, i risultati delle analisi locali hanno funto da input per le successive analisi globali non lineari. In particolare, è stata introdotta un'opportuna procedura di calibrazione (vedasi Figura 2.5: Confronto dei modelli usati per la calibrazione degli elementi a plasticità concentrata.) degli elementi a plasticità concentrata (disposti alle estremità di travi e colonne e nella mezzeria delle diagonali di controvento), i cui risultati sono sinteticamente esposti in Figura 2.6.

In particolare, le cosiddette *backbone curves* (involuppo dei comportamenti ciclici) sono state impiegate per calibrare gli elementi a plasticità concentrata, così da tener conto simultaneamente delle *i)* non-linearità del materiale, *ii)* non-linearità geometriche e *iii)* dei possibili fenomeni di degrado ciclico a seguito di fenomeni di danno e instabilità.

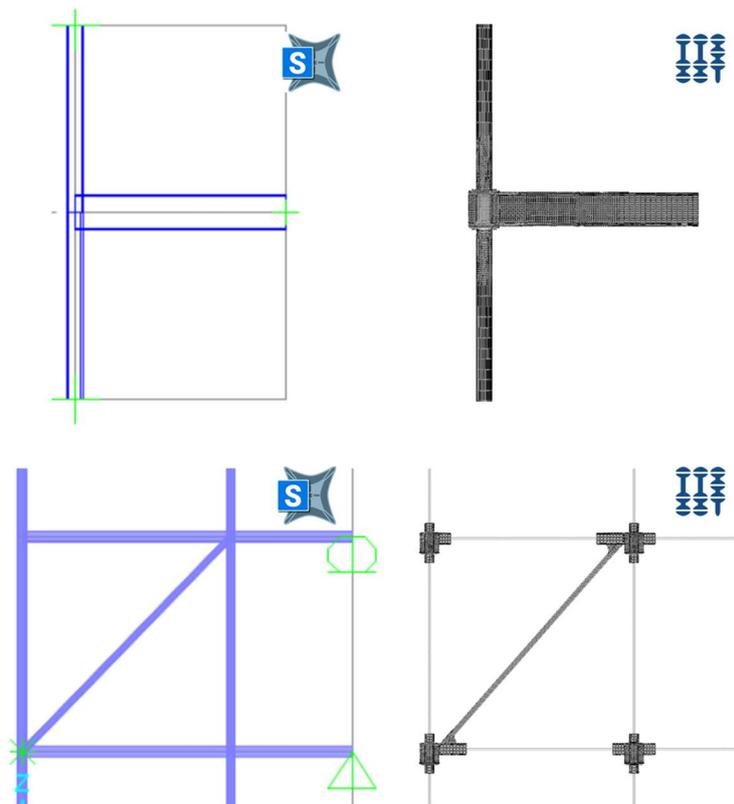


Figura 2.5: Confronto dei modelli usati per la calibrazione degli elementi a plasticità concentrata.

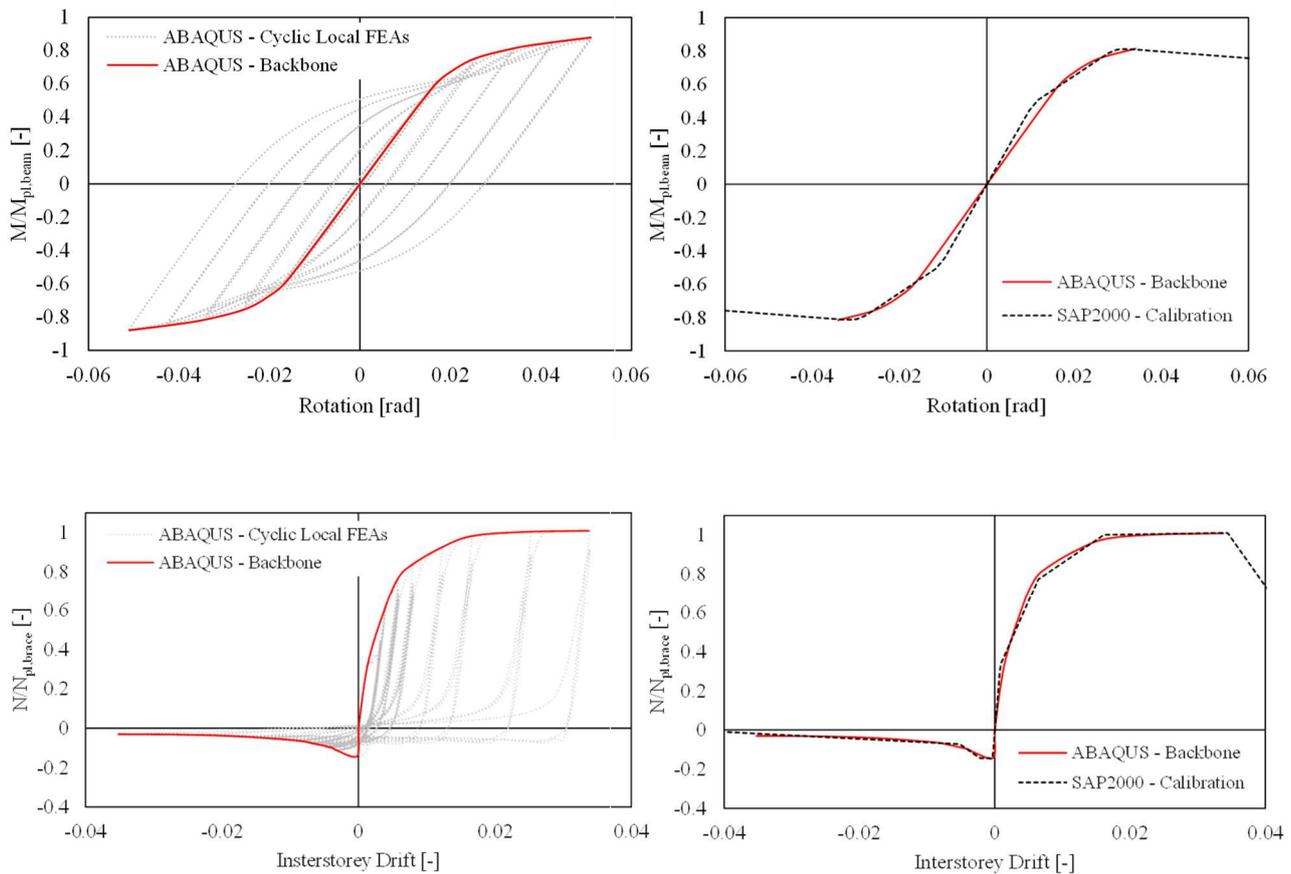


Figura 2.6: Risultati della calibrazione degli elementi a plasticità concentrata.

2.2 Verifica dello stato pre-intervento

Nel seguente capitolo si procede alla valutazione della vulnerabilità statica e sismica dell'edificio alle condizioni iniziali. Prima di procedere alla valutazione globale del fabbricato, come detto, si mostreranno i risultati delle analisi locali relative ai dettagli strutturali di maggiore interesse.

2.2.1 Comportamento locale dei nodi trave-colonna momento-resistenti

2.2.1.1 Comportamento locale sotto carichi verticali

Il comportamento dei nodi trave-colonna momento resistenti per azioni verticali è rappresentato nella Figura 2.7 in termini di curve momento-rotazione (Figura 2.7a) e di distribuzione delle deformazioni plastiche equivalenti (PEEQ, Figura 2.7b). Per brevità, nel seguente paragrafo (e nei successivi) sono riportati i risultati relativi ai soli nodi esterni, il cui comportamento è di maggiore interesse a causa dell'assenza di un elemento (trave esterna) di bilanciamento. A fini di confronto, la risposta dei nodi esterni ad ogni piano (identificati con nomenclatura che va da E-1 a E-6) è normalizzata rispetto alla capacità plastica della trave ($M_{pl,Beam} = 219.4$ KNm).

Si può osservare una grande variabilità in termini sia di rigidezza che di resistenza piano per piano. Infatti, nonostante la sezione trasversale delle travi sia costante ad ogni piano, la risposta del giunto è influenzata principalmente dalle dimensioni delle colonne e dalle relative saldature che le collegano agli end-plates.

In particolare, la rigidezza elastica è governata principalmente dallo spessore della sezione cava della colonna, mentre la resistenza massima è strettamente correlata alla capacità di saldatura. Nonostante la grande concentrazione di deformazioni plastiche all'interno degli elementi di saldatura, in nessuno dei casi studiati è stato rilevato un cedimento delle saldature fino al 6% di rotazione, mentre la formazione di una cerniera plastica può essere coerentemente osservata all'estremità dell'assemblaggio, ovvero in mezzeria della trave principale. Inoltre, confrontando la capacità del giunto con la domanda di progetto M_{Ed} allo SLU, tutti i nodi indagati risultano verificati.

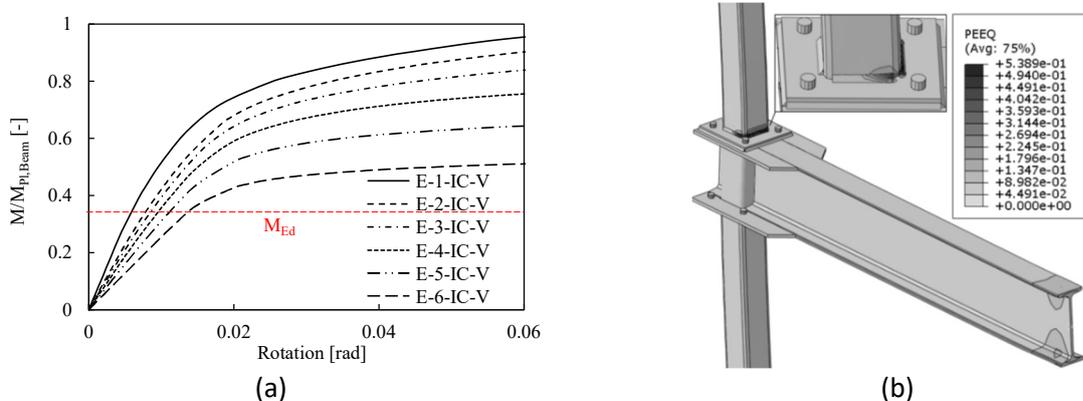


Figura 2.7: Comportamento dei nodi trave-colonna momento-resistenti sotto carichi verticali.

2.2.1.2 Comportamento locale sotto carichi sismici

La Figura 2.8 riporta le curve cicliche normalizzate rispetto ad $M_{pl,Beam}$ di tipo momento-rotazione di tutti i nodi trave colonna ad ogni piano; le simulazioni sono state interrotte quando l'elemento più sollecitato delle saldature ha raggiunto un CVGM pari a 1 (vedasi paragrafo 2.1.1.1 relativo alla modellazione delle saldature).

A differenza di quanto si osserva per carichi verticali, i nodi momento-resistenti ai vari piani mostrano capacità molto simili (pari a circa la metà di $M_{pl,Beam}$), nonostante vi sia una piccola variazione della resistenza flessionale dovuta al differente spessore delle colonne lungo l'elevazione.

Inoltre, alcune differenze possono essere osservate confrontando la forma delle curve; infatti, a causa dell'instabilità locale delle colonne tubolari, si possono notare accenni di pinching ad esordio diversificato ai vari piani. La distribuzione delle PEEQ all'interno del nodo trave-colonna al piano tipo conferma, in analogia con lo scenario di carichi gravitazionali, che tutte le deformazioni plastiche sono concentrate nelle saldature a cordone d'angolo che contornano le colonne, mentre tutti gli altri elementi rimangono in campo elastico.

Peculiarmente, la massima capacità di rotazione è stata osservata nel nodo al quarto piano (E-4), dove la crisi fragile delle saldature avviene al 2.3% di rotazione alla corda. Pertanto, nessuno dei nodi investigati soddisfa

i requisiti minimi di capacità rotazionale del 3.5% prescritti dall'Eurocodice 8 per i telai momento-resistenti in zone sismica. Perdi più, la concentrazione di danno lato colonne sottintende il possibile innesco di indesiderati meccanismi di piano soffice, circostanza che, come si vedrà in seguito, sarà confermata dalle analisi globali calibrate sugli esiti degli studi numerici di dettaglio.

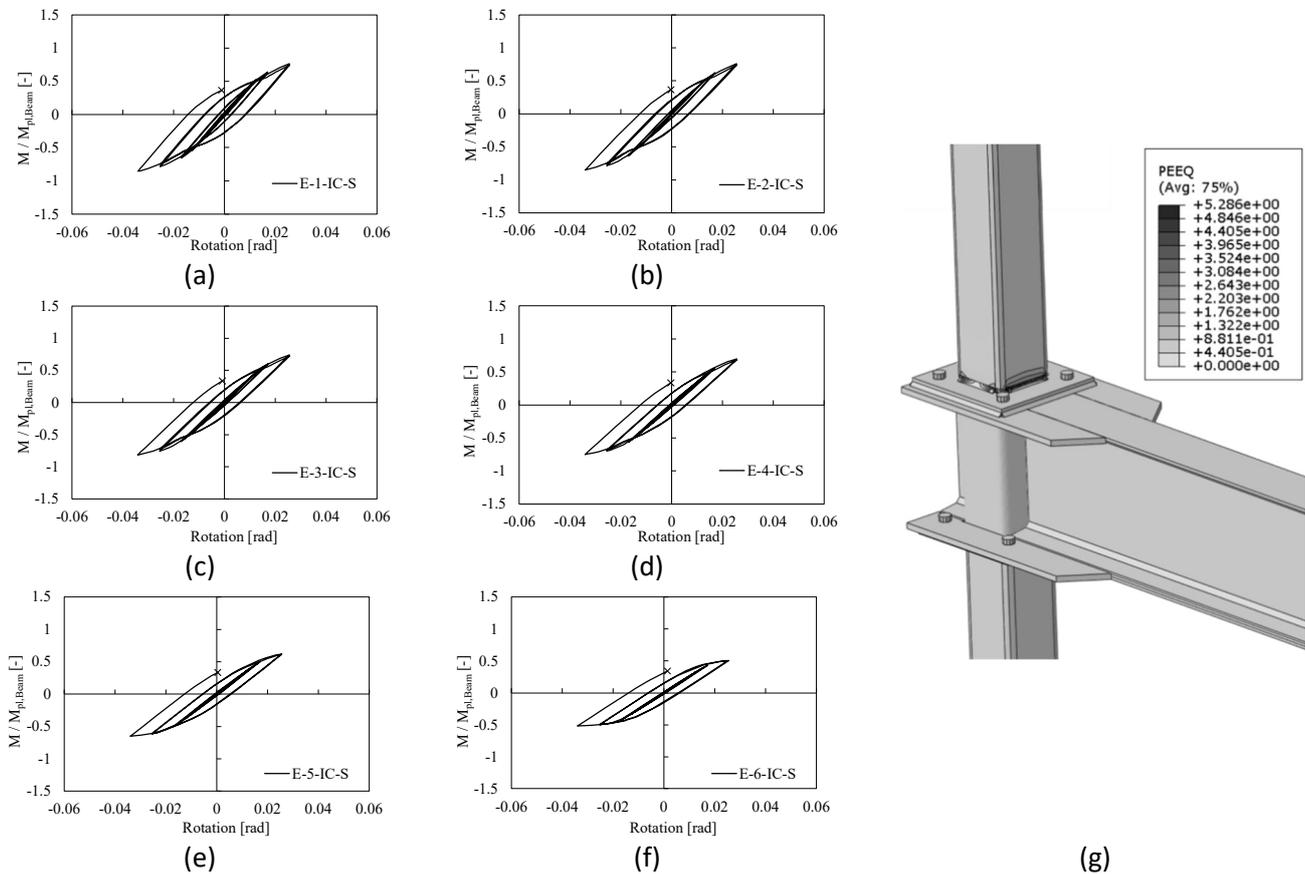


Figura 2.8: Comportamento dei nodi trave-colonna momento-resistenti sotto azioni cicliche sismiche.

2.2.1.3 Scenari di robustezza locali a seguito di perdita della colonna

Genericamente, lo scenario di robustezza a seguito di perdita della colonna è caratterizzato da grandi spostamenti e dallo sviluppo di forze assiali di trazione all'interno delle travi e dei relativi collegamenti. Tale fenomeno è definito *azione catenaria*; in questi casi, la valutazione della risposta in termini di curve momento-rotazione deve pertanto tenere in conto esplicitamente gli effetti del secondo ordine come segue:

$$M_j^{II} = M_j^I - N\delta$$

dove M_j^{II} è il momento del secondo ordine agente sul nodo, M_j^I è il corrispondente momento del primo ordine, ed $N\delta$ è il contributo dovuto alla non-linearità geometrica, ovvero il momento ottenuto dal prodotto dell'azione assiale N nella trave e del corrispondente abbassamento trasversale δ .

Come già osservato per gli scenari precedenti, si può notare (vedasi Figura 2.9) che ad ogni piano è associato un diverso valore di rigidezza e resistenza dei nodi per uno scenario di *column loss*; tuttavia, tutti i nodi mostrano la stessa modalità di rottura governata dalla capacità delle saldature a cordone d'angolo. In Figura

2.9b sono riportati i valori dell'azione catenaria all'interno delle travi, normalizzati rispetto alla capacità assiale $N_{pl,Beam}$; si può osservare che tutte le travi, indipendentemente dal piano considerato, sono principalmente sottoposte ad una forza di compressione dovuta allo sviluppo dell'effetto arco, il quale si attinge per bassissimi livelli di rotazione alla corda precedentemente all'esordio dell'azione catenaria.

I nodi mostrano pertanto prestazioni assolutamente insoddisfacenti per scenari di perdita di colonna, compromettendo lo sviluppo dell'azione della catenaria all'interno della trave e del nodo. Le analisi sono state interrotte per valori di rotazione molto bassi, coincidenti con l'esordio della frattura delle saldature secondo il criterio di *Jia et al (2020)*.

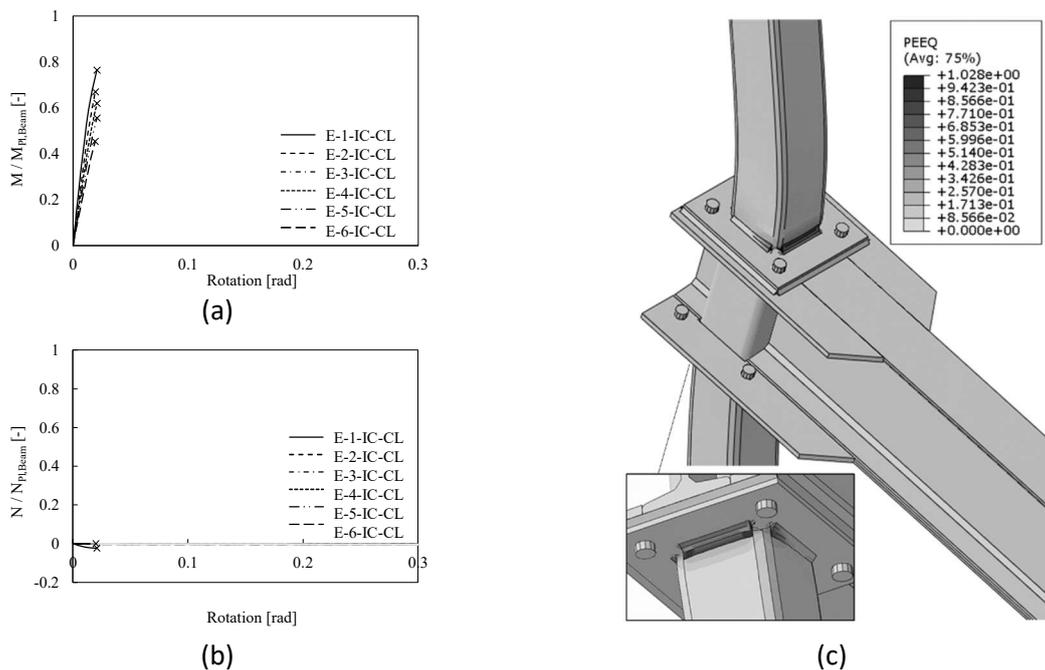


Figura 2.9: Comportamento dei nodi trave-colonna momento-resistenti in scenari di perdita della colonna.

2.2.2 Comportamento locale dei controventi X-CBF ed Y-CBF sotto azioni orizzontali

La Figura 2.10 riporta le curve cicliche normalizzate rispetto allo sforzo normale plastico delle diagonali $N_{pl,brace}$ di tipo forza assiale-spostamento per tutte le tipologie di controvento analizzate, con riferimento al primo impalcato.

In tutti i casi si può osservare come il comportamento sia vincolato dalla rottura per area netta delle sezioni terminali delle diagonali. Il comportamento, come atteso, è fortemente asimmetrico a causa dei fenomeni di instabilità globale, i quali si attingono prematuramente specie nel caso di profili ad L singoli, caratterizzati da una resistenza di buckling davvero ridotta (fino ad un minimo di 15 kN).

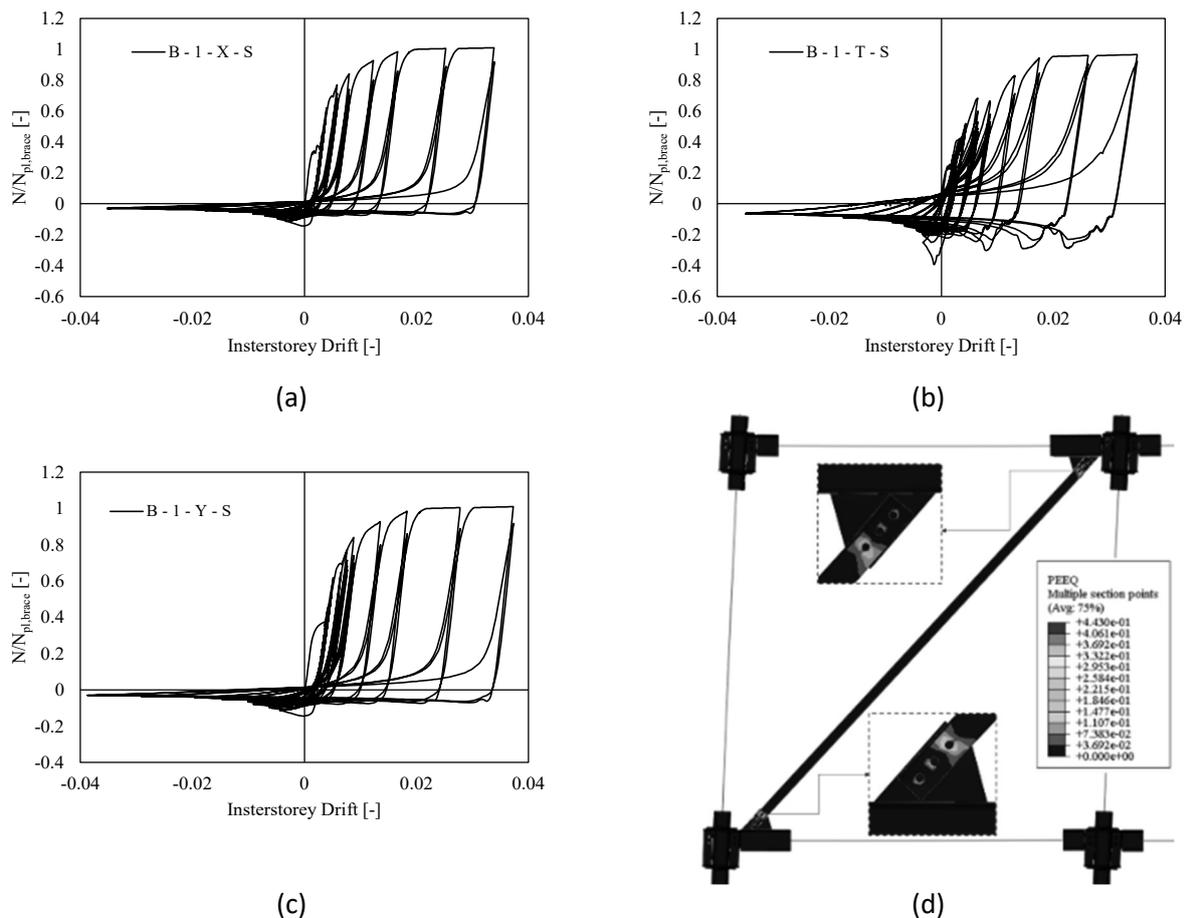


Figura 2.10: Comportamento dei controventi sotto carichi sismici.

In definitiva, anche il comportamento sismico locale dei controventi è di fatto non soddisfacente.

2.2.3 Comportamento globale per carichi verticali

Le prestazioni strutturali della struttura nella configurazione ante-operam sotto carichi gravitazionali sono riassunte nella Tabella 2.1 in termini di caratteristiche di sollecitazione più elevate per ciascuna tipologia di elemento (travi, colonne, controventi) e rapporti D/C più elevati. Per chiarezza, giova precisare che "CP" si riferisce all'instabilità flessionale globale in compressione, mentre "LT" sta per instabilità laterale-torsionale in flessione.

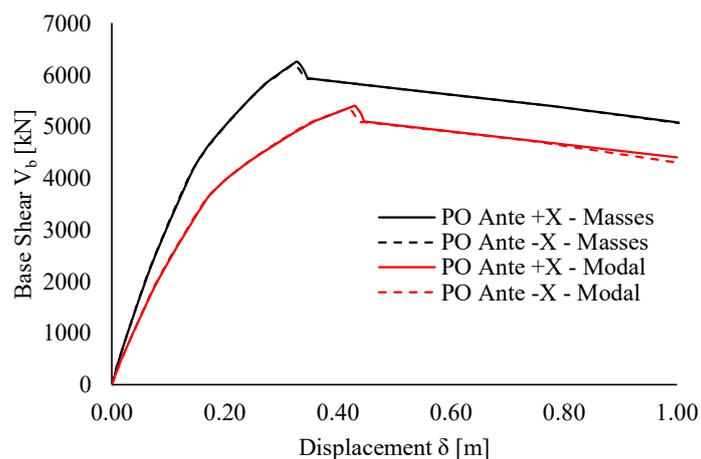
Tabella 2.1 Verifiche allo SLU gravitazionale per la struttura nella configurazione ante-operam.

Elemento	Verifica più gravosa	Domanda di Progetto	Capacità di Progetto	D/C
Travi	Instabilità LT	123.8 kNm	219.8 kNm	0.56
Colonne	Instabilità CP+LT	1156 kN + 36.4 kNm	2340.5 kN + 108 kNm	0.85
X-CBF	Instabilità CP	30.5 kN	38.2 kN	0.80
Y-CBF	Instabilità CP	29.1 kN	14.2 kN	2.05

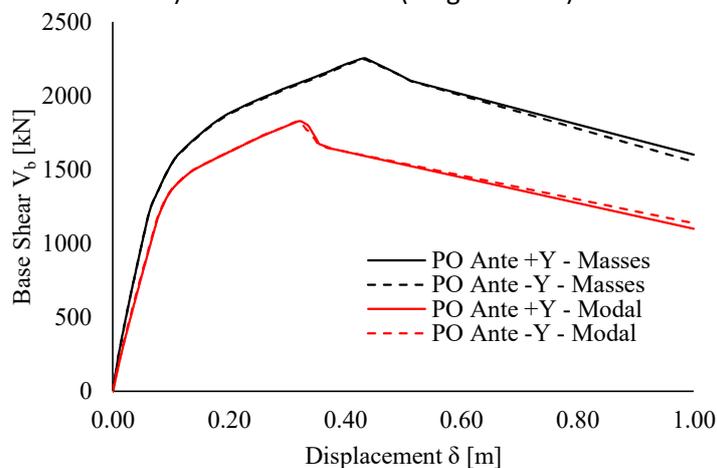
Si può notare che la struttura non soddisfa i requisiti di sicurezza già per i soli carichi gravitazionali allo SLU. In particolare, gli Y-CBF, pur essendo sottoposti a forze di compressione piuttosto ridotte, presentano significativi problemi di instabilità delle diagonali ($D/C = 2.05$) poiché la resistenza all'instabilità dei profili angolari adottati è molto bassa. D'altro canto, gli altri elementi strutturali (travi, colonne e diagonali degli X-CBF) sono in grado di resistere ai carichi gravitazionali, sebbene si attingano rapporti D/C rilevanti.

2.2.4 Comportamento globale per azioni sismiche e verifica convenzionale

Il comportamento sismico globale della struttura nella sua configurazione ante-operam è sintetizzato nelle Figure 2.11 e 2.12 in termini di *i*) curve tagliante alla base-spostamento dell'ultimo impalcato (ovvero curve di pushover, nel seguito anche denominate "PO") e *ii*) configurazioni strutturali deformate in corrispondenza del valore di picco del tagliante alla base. In particolare, come già anticipato, sono riportate in Figura 2.11 un totale di otto curve statiche non lineari per la struttura esistente corrispondenti rispettivamente ad azioni sismiche agenti in direzioni $\pm X$ (ovvero per sisma longitudinale, 2.11a) e $\pm Y$ (ovvero per sisma trasversale, 2.11b), aventi distribuzioni affini sia alle masse (curve nere) che al primo modo di vibrare (curve rosse).

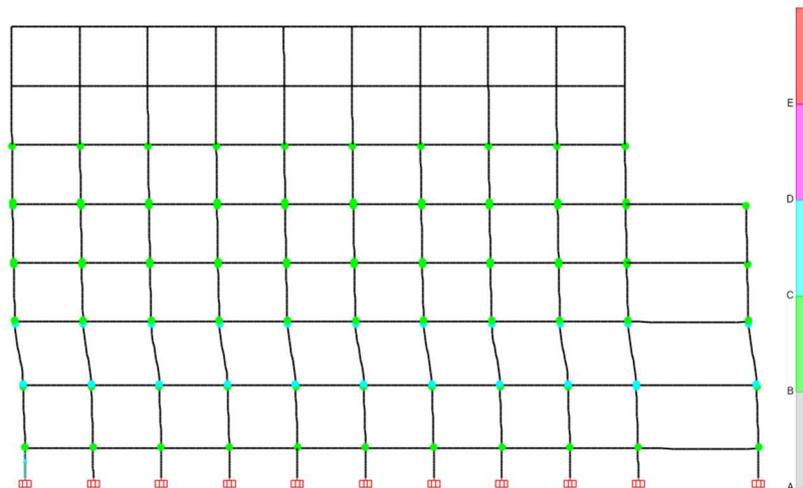


a) PO in direzione X (longitudinale)

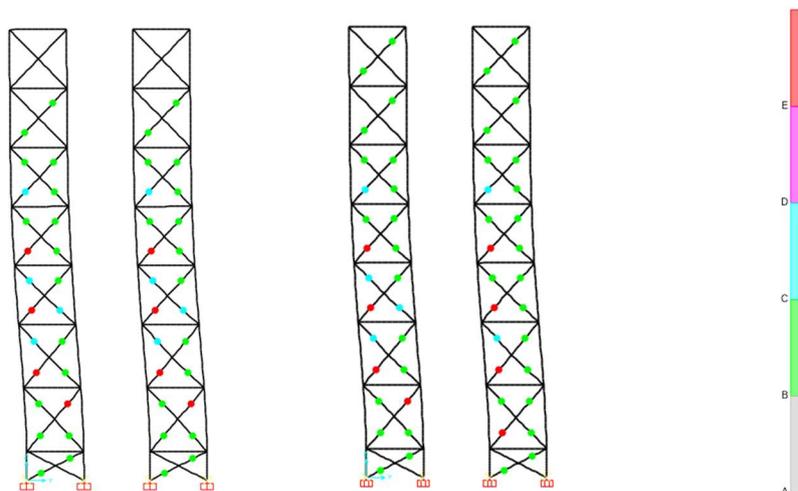


b) PO in direzione Y (trasversale)

Figura 2.11: Curve PO per la struttura nella configurazione ante-operam.



a) PO Modale -X



b) PO Modale -Y

Figura 2.12: Configurazioni strutturali deformate al picco di tagliante alla base per la struttura ante-operam.

Per brevità, solo i risultati relativi ai casi più gravosi (cioè per distribuzioni modali delle forze in direzione -X, Figura 2.12a e -Y, Figura 2.12b) sono mostrati nella Figura 2.12.

Si può immediatamente notare che il comportamento sismico globale della struttura nella sua configurazione ante-operam è insoddisfacente in entrambe le direzioni a causa della ridotta capacità di spostamento. In effetti, in corrispondenza dei valori di picco del tagliante alla base si attingono degli spostamenti dell'impalcato di copertura davvero modesti, e ciò in entrambe le direzioni.

Per inciso, nel peggiore dei casi si ottiene uno spostamento superiore imposto di 0.43 m (cioè, per PO -X modale, drift pari all'1.9%) in direzione X in corrispondenza del tagliante alla base massimo (5322 kN). Al contrario, la condizione peggiore in direzione Y porta ad uno spostamento dell'impalcato di copertura pari a 0.32 m (cioè, per la PO -Y modale, drift pari all'1.4%) per un tagliante massimo alla base pari a 1788 kN.

La variazione significativa in termini di resistenza globale rispetto alla direzione considerata dipende chiaramente dal diverso numero di sistemi resistenti adottati lungo le due direzioni. Infatti, mentre solo otto CBF sono posizionati lungo la direzione trasversale ad ogni piano (quattro per il Corpo n.1 e quattro per il Corpo n.3), tutte le campate in direzione longitudinale presentano allineamenti momento-resistenti.

Tuttavia, come si può osservare dalla Figura 2.12a, un meccanismo di collasso globale indesiderato si attiva nella direzione X, con una crisi di “piano soffice” che si verifica al terzo piano. Questa condizione deriva dalla mancanza di qualsiasi criterio di gerarchia tra travi e colonne appartenenti ai nodi momento-resistenti. Infatti, come già ampiamente discusso nei paragrafi precedenti, lo stesso profilo IPN320 è adottato per le travi principali ad ogni piano, mentre le colonne diventano via via più sottili lungo l'altezza dell'edificio. A tale carenza si aggiunge la fragilità delle saldature lato colonna precedentemente menzionata.

Per quanto riguarda la risposta strutturale in direzione Y, si può osservare dalla Figura 2.12b come si ottenga una distribuzione non omogenea della plasticità in corrispondenza del picco di tagliante della base. Infatti, le diagonali tese al piano terra rimangono in campo elastico, così come le diagonali situate agli ultimi due piani. Questo risultato dipende dalla variazione non uniforme della sovraresistenza lungo l'altezza dell'edificio, la quale non è stata controllata in fase di progettazione originale.

Infatti, secondo le attuali disposizioni delle NTC2018 e dell'EN1998-1, in caso di nuove costruzioni, per le diagonali tese il fattore di sovraresistenza massimo Ω_{max} (cioè il rapporto massimo tra la resistenza assiale plastica di un dato controvento $N_{pl,Rd,i}$ e la corrispondente domanda sismica di progetto $N_{Ed,E,i}$) non deve eccedere di più del 25% il minimo fattore di sovraresistenza Ω_{min} , e ciò al fine di promuovere lo snervamento contemporaneo delle diagonali a tutti i piani.

Per il caso studio in oggetto, come già precisato, le sezioni trasversali adottate per i controventi non variano lungo una determinata verticale. Quindi, lo stesso (eccessivo) rapporto di sovraresistenza $\Omega_{max}/\Omega_{min} = 4.61 > 1.25$ è attinto per tutte le tipologie di CBF. Giova precisare che, pur non essendo obbligatorie per gli edifici esistenti ai sensi dell'EN1998-3, il mancato soddisfacimento delle verifiche di sovraresistenza per la struttura ante-operam è comunque in grado di motivare lo snervamento non uniforme osservato per i controventi.

Infine si può notare come, quando la resistenza di picco viene raggiunta lungo Y, quasi tutte le diagonali compresse siano già collassate per instabilità globale.

Questo risultato è conforme alla filosofia di progetto originale, in accordo alla quale sono state prese in considerazione le sole diagonali tese per resistere al vento.

Per quanto concerne la verifica convenzionale di tipo sismico ai sensi delle vigenti NTC 2018, è stato quindi innanzitutto determinato l'indice di rischio ζ_E , definito come il rapporto tra PGA_C/PGA_D .

Per fare ciò, è stato scalato in modo iterativo lo spettro di domanda fino ad ottenerne uno per cui lo spostamento richiesto fosse uguale allo spostamento ultimo della struttura. Per eseguire tale procedura è stato utilizzato il metodo *N2* (vedasi Figura 2.13) previsto dalla normativa e così articolato:

- Si riportano nel piano *ADRS* (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) lo spettro di domanda e la curva di capacità pushover;
- Si individua sulla curva pushover lo spostamento ultimo e la resistenza massima del sistema;
- Si bilinearizza la curva;
- Si determinano lo spostamento ultimo S_{ue} e lo spostamento richiesto S_{De} ;
- Si scala lo spettro di domanda fino a quando $S_{ue} = S_{De}$.

La PGA di capacità non è altro che il punto di ancoraggio di quest'ultimo spettro.

Per calcolare la classe di rischio sismico si è utilizzato il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017. Secondo le linee guida, la classe di rischio sismico di un edificio è definita come il minimo della classe corrispondente all'*Indice di sicurezza allo SLV* e la classe *PAM* (*Perdita Media Annuale attesa*), la quale dipende invece dalla performance per tutti e quattro gli stati limite di tipo sismico (SLO, SLD, SLV, SLC).

Secondo quanto riportato sia in Figura 2.13, sia in Tabella 2.2, si può osservare come la struttura abbia in realtà una PGA capace piuttosto vicina al valore richiesto dalle NTC 2018. Tale condizione discende dall'estrema deformabilità del fabbricato, tale per cui la domanda ricade nella porzione di spettro ADRS a spostamento spettrale costante. Per quanto concerne l'*SLD*, che risulta in effetti verificato, si è assunto come criterio di capacità il raggiungimento di un inter-storey drift massimo pari allo 0.5%, valore limite per l'esordio del danno negli elementi non strutturali suggerito dalle NTC 2018.

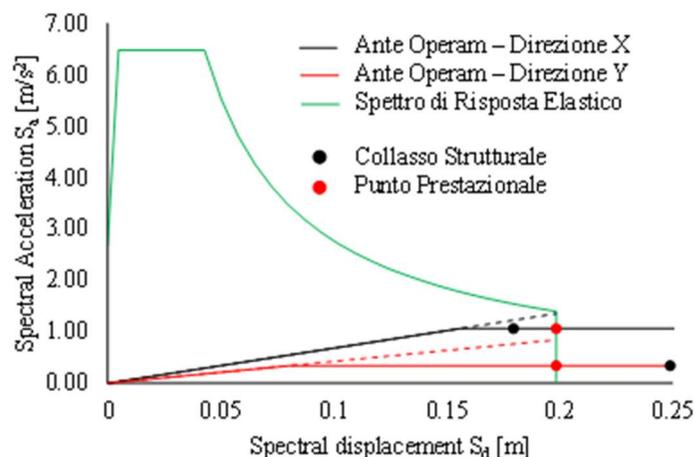


Figura 2.13: Applicazione del metodo *N2* per la configurazione strutturale ante-operam.

Tale evidenza si ripercuote anche sulla classe convenzionale di rischio sismico, che è caratterizzata da una PAM alquanto moderata (1.02%, vedasi Tabella 2.3) in quanto gli stati limite diversi dall'SLV contribuiscono modestamente alla perdita economica diretta.

Tabella 2.2 Indice IS-V – configurazione strutturale ante-operam.

INDICE IS-V			
Stato limite	PGA-C	PGA-D	IS-V (PGAC/PGAD)
SLV	0.215	0.273	0.78
SLD	0.120	0.112	1.00
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			88%
Classe di rischio della struttura IS-V =			B IS-V

Tabella 2.3 Indice PAM – modello pre-interventi.

INDICE PAM		
Stato limite	CR%	λ
SLR	100%	0.06%
SLC	80%	0.06%
SLV	50%	0.12%
SLD	15%	1.93%
SLO	7%	3.23%
SLID	0%	10.0%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		1.02%
Classe di rischio della struttura PAM =		B PAM

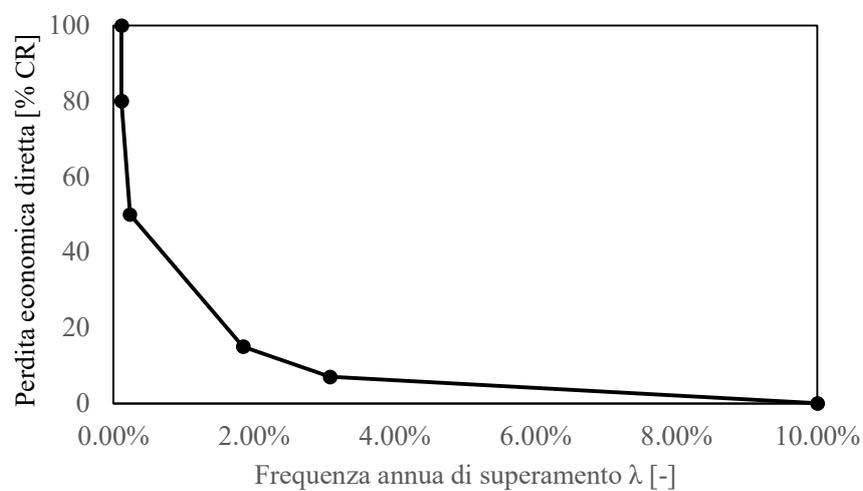


Figura 2.14: Grafico PAM – modello pre-interventi.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

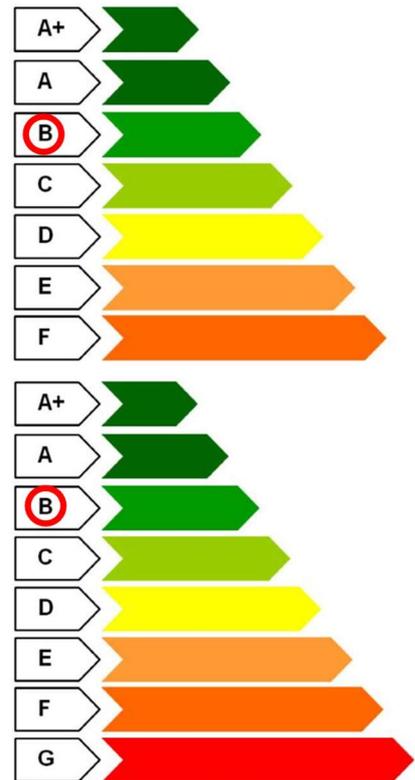


Figura 2.15: Classe di rischio – configurazione ante-operam.

La classe di rischio sismico della struttura nella configurazione pre-interventi è, quindi, $B_{IS-V/PAM}$.

3 ANALISI DEGLI INTERVENTI

Nel presente paragrafo sono analizzati gli interventi di retrofit adottati per il caso studio, mettendone in luce *i)* le strategie di progettazione, *ii)* l'efficienza, anche ai sensi della classificazione nominale di rischio secondo NTC 2018 e *iii)* i relativi costi.

3.1 Strategie di intervento

Le strategie di intervento ai fini dell'adeguamento sismico del caso studio possono essere suddivise in tre scenari, i quali vanno ad intervenire sulle criticità già mostrate nel paragrafo precedente, ovvero:

- Scenario I, nel quale si effettua l'efficientamento sismico dei soli nodi trave-colonna momento resistenti tramite interventi a basso costo e basso impatto in termini di interruzione dell'operatività;
- Scenario II, nel quale si procede all'adeguamento sismico a livello globale sostituendo i controventi esistenti con nuovi controventi appositamente progettati;
- Scenario III, il quale rappresenta il combinato disposto degli interventi progettati per lo scenario I e per lo scenario II.

3.1.1 Criteri di progetto per lo scenario I

Lo scenario I prevede l'efficientamento sismico dei nodi-trave colonna momento-resistenti. Come osservato in precedenza, questi ultimi vanno in crisi a seguito della prematura frattura delle saldature lato colonna. Pertanto, prima di ripristinare la gerarchia delle resistenze trave-colonna, si è proceduto a rinforzare le connessioni lato colonna (*connection strengthening*, denominato nel seguito anche come "CS") per dislocare il danno lontano dalle saldature.

A tal proposito sono stati previsti i seguenti interventi locali preliminari (vedasi Figura 3.1):

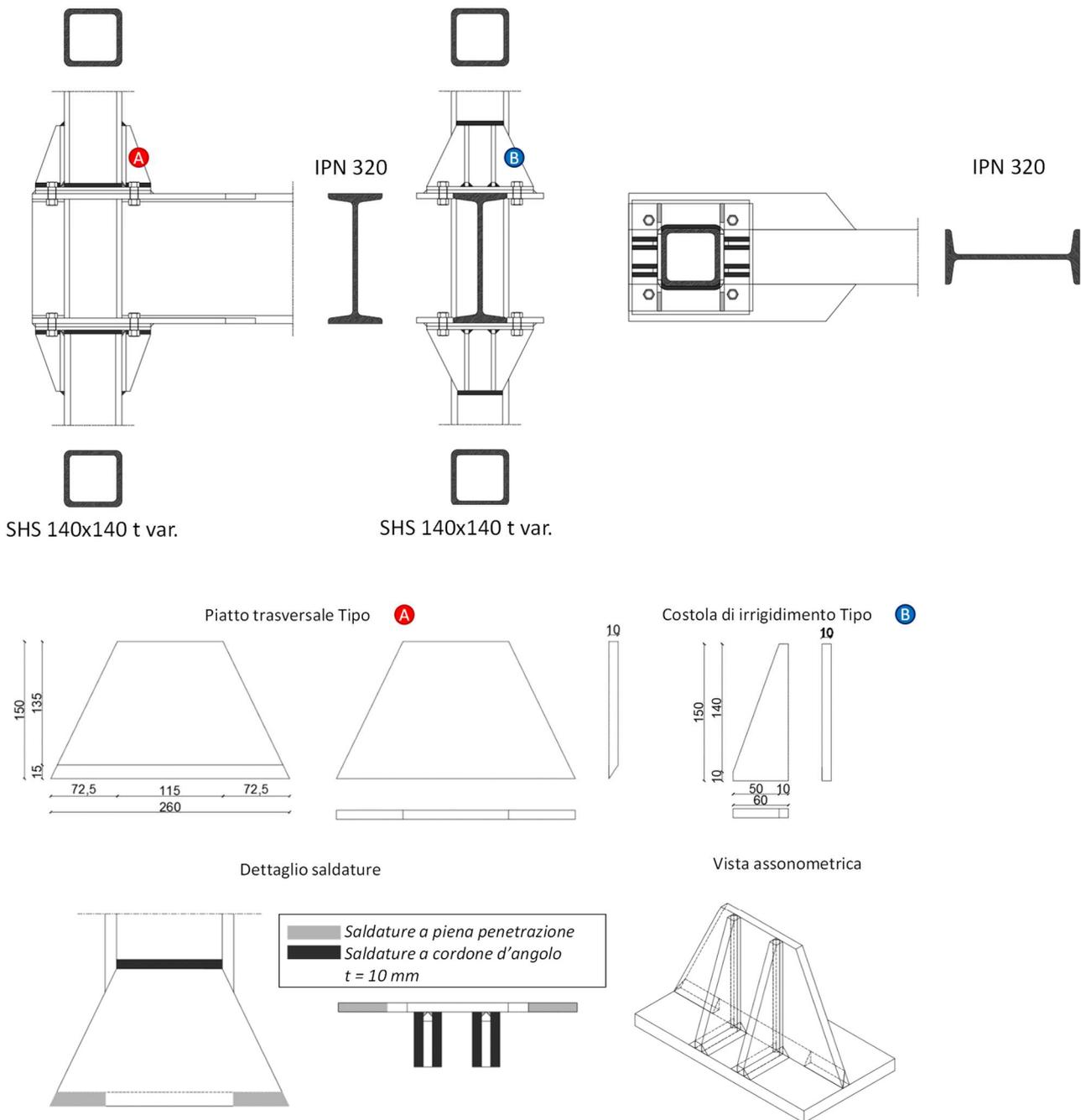


Figura 3.1: Interventi locali progettati per lo scenario CS.

- Sostituzione delle saldature esistenti con un cordone continuo avente resistenza caratteristica superiore ($f_{yw} = 450 \text{ N/mm}^2$) e tenacità α maggiore (è stato assunto $\alpha = 3.2$ secondo le indicazioni di *Kanvinde et al., 2007* per materiali di apporto di buona qualità);
- Introduzione di due piastre trasversali di dimensioni $300 \times 150 \times 10 \text{ mm}$ in acciaio S355, saldate a piena penetrazione alla colonna e irrigidite con due nervature di dimensioni $70 \times 150 \times 10 \text{ mm}$ su ciascun lato, anch'esse in acciaio S355.

Tale operazione, se da un lato prevede necessariamente la demolizione locale della soletta in c.a., permette al contempo di minimizzare l'effetto deleterio (in termini di gerarchia locale delle resistenze) dell'azione composta acciaio-cla, la quale può determinare esordio di danno inatteso nelle zone non dissipative.

In secondo luogo, si è proceduto a ripristinare i criteri di gerarchia locale tra le travi (elemento debole), la colonna ed il collegamento (elementi forti). A tal fine, la capacità della trave è stata ridotta tramite interventi locali (*beam weakening*, denominato nel seguito anche come "BW") al fine di favorire l'attivazione di una cerniera plastica all'estremità, lasciando quindi la colonna ed il collegamento esenti da danno.

Per raggiungere questo scopo, il primo passo è stato rappresentato dalla definizione della capacità di collegamento e colonna (rispettivamente $M_{\text{conn,R}}$ e $M_{\text{col,R}}$), le quali governano il progetto dell'indebolimento della trave in congiunzione con le azioni flettenti derivanti dai carichi verticali di progetto ($M_{G,Ed}$). Pertanto, la capacità di progetto della trave indebolita ($M_{pl,Design}$) deve rispettare la seguente equazione:

$$M_{G,Ed} \leq M_{pl,Design} \leq \frac{M_{cf,Design}}{\gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot \left(1 + \frac{2L'}{L^*}\right)}$$

dove γ_{sh} tiene in conto l'incrudimento del materiale ed è stato assunto pari a 1.2, γ_{ov} è uguale a 1.25 e tiene conto della sovraresistenza dell'acciaio (rapporto tra la tensione di snervamento media e caratteristica), L^* è la lunghezza effettiva della trave (ovvero la distanza tra le sezioni in cui è attesa plasticità), L' è la distanza tra le sezione in cui è attesa la formazione della cerniera plastica e la faccia della colonna (vedasi anche Figura 3.2), $M_{G,Ed}$ è, come detto, il momento flettente dovuto ai carichi verticali allo SLU ed $M_{cf,Design}$ è il minimo tra $M_{\text{conn,R}}$ e $M_{\text{col,R}}$.

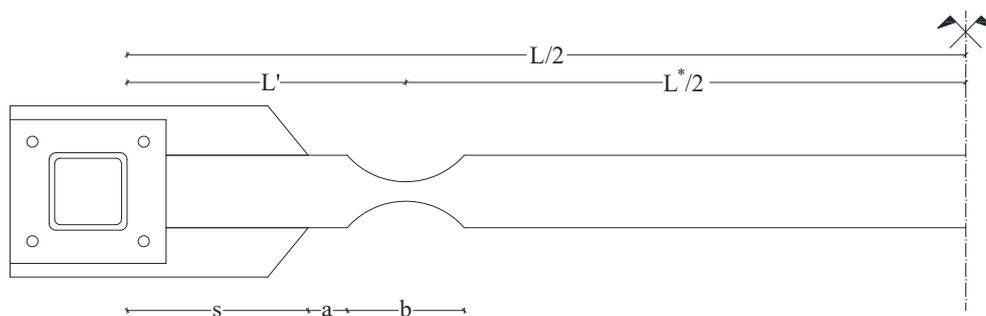


Figura 3.2: Parametri geometrici di progetto per il BW.

Sono state considerate quattro possibili configurazioni di BW (vedasi Figura 3.3):

- Riduzione della sezione della trave mediante taglio delle flange (*reduced beam section* o RBS); tale strategia è in effetti molto comune sul suolo americano per l'adeguamento di edifici esistenti in acciaio. Tuttavia, nel caso indagato, le flange superiori dei profili IPN 320 sono inglobate nella soletta calcestruzzo, rendendo così questa strategia tecnologicamente complessa. Pertanto tale approccio RBS "classico" (vedasi BW-1-RBS) è stato studiato solo come benchmark per tutti gli altri interventi di retrofit elencati di seguito;
- Tagli diagonali sulla sola parte inferiore della trave (sia sulla flangia che sull'anima, *slotted web & reduced flange* o SWRF), al fine di ridurne la capacità flessionale senza interferire con la soletta di calcestruzzo (BW-2-SWRF);
- Taglio degli irrigidimenti trapezoidali inferiori a filo con gli end-plate e tagli diagonali sulla flangia inferiore, al fine di ridurre sia la capacità della trave che il momento flettente di progetto diminuendo la distanza (L') tra la sezione in cui è attesa la cerniera in plastica e la faccia della colonna (vedasi BW-3-SWRF);
- Trattamento termico sulla flangia inferiore e sulla parte inferiore dell'anima (*heated beam section* o HBS) della trave al fine di ridurre la resistenza di snervamento del materiale base fino al 65% del suo valore originale (vedasi BW-4-HBS).

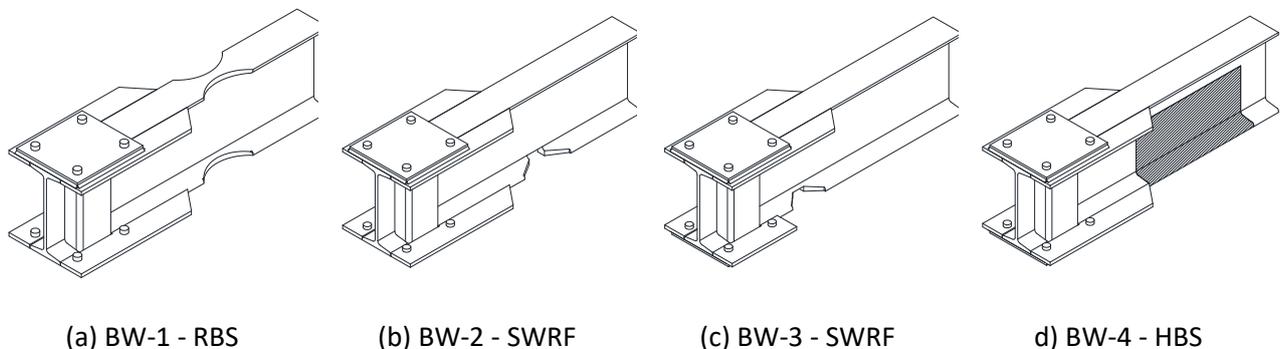


Figura 3.3: Strategie considerate per il BW.

Gli interventi RBS sono stati progettati traendo spunto dalle prescrizioni della normativa americana AISC 341, definendo due parametri geometrici a e b , che rappresentano rispettivamente la distanza della zona indebolita dalle punte degli irrigidimenti e l'estensione della parte indebolita, ed un parametro geometrico/meccanico c che influenza la resistenza alla flessione della zona indebolita (vedasi la già citata Figura 3.2). Per le soluzioni RBS e SWRF, c rappresenta l'estensione del taglio sulle flange/anime delle travi, mentre deve essere inteso come l'altezza della porzione trattata termicamente in caso di uno scenario di retrofit di tipo BW-4-HBS. L'adozione del criterio di progetto precedentemente illustrato ha condotto a delle resistenze per le travi indebolite pari a 0.58, 0.51 e 0.55 $M_{Pl,Beam}$ per gli scenari BW-1-RBS BW-2-SMRF e BW-

3-SMRF, rispettivamente. Tali capacità sono state dedotte tramite un modello a fibre della sezione indebolita. La soluzione HBS, a differenza degli altri interventi locali di BW, non implica alcun taglio sulla sezione trasversale della trave ma un trattamento termico al fine di ridurre la capacità del materiale. In particolare, tale trattamento permette di ridurre del 35% la resistenza di snervamento del materiale senza modificarne il modulo elastico. L'estensione del trattamento termico può essere valutata tenendo conto della nuova resistenza di snervamento f'_y e del momento di progetto come segue:

$$M_{G,Ed} \leq M_{pl,Beam,HBS} = W_{HBS}(c) \cdot f'_y + [W_{Beam,tens.}(c) + W_{Beam,comp.}(c)] \cdot f_y \leq M_{pl,Design}$$

dove W_{HBS} è il modulo plastico della sezione trattata termicamente, $f'_y = 0.65 f_y$, $W_{Beam,tens.}$ è il modulo plastico della porzione di sezione trasversale in trazione tenuto conto della migrazione dell'asse neutro plastico e $W_{Beam,comp.}$ è il modulo plastico della restante parte della sezione in compressione.

Queste proprietà sezionali dipendono tutte dal parametro c , che può essere successivamente impostato per soddisfare l'equazione di progetto per il BW.

Nel caso di specie, tuttavia, a causa della presenza della soletta in calcestruzzo, la porzione di sezione riscaldabile è limitata (circa a 3/4 dell'altezza della trave principale) e pertanto la minima capacità flessionale ottenibile (pari a $0.77 M_{pl,Beam}$) è leggermente superiore alla capacità flessionale di progetto ($M_{pl,HBS}/M_{pl,design}$ è in effetti pari a 1.04), pertanto la gerarchia interna tra la trave e la capacità della colonna non può essere strettamente garantita. Tuttavia, l'efficacia di questa soluzione è stata studiata numericamente ai fini di comprenderne accuratamente la performance strutturale.

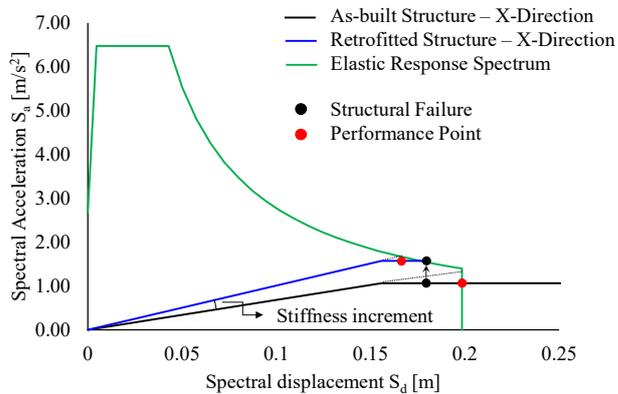
3.1.2 Criteri di progetto per lo scenario II

Lo scenario II prevede l'adeguamento sismico globale della struttura attraverso l'installazione di controventi X-CBF di nuova realizzazione, i quali vanno a sostituire quelli esistenti affetti da *i)* crisi premature di tipo fragile (rottura per area netta delle sezioni d'estremità) e *ii)* significativa eccentricità dovuta al disallineamento degli assi strutturali.

Ai fini della progettazione dei nuovi controventi X-CBF sono stati considerati i seguenti criteri e passaggi progettuali:

- STEP 1: Vincoli derivanti dalla ridotta capacità assiale della trave, la quale deve necessariamente fungere da elemento non dissipativo (e quindi sovra-resistente) per l'X-CBF. Tali vincoli permettono, al termine dello Step 1, di determinare la MASSIMA sezione utile per le diagonali di controvento
- STEP 2: Vincoli derivanti dalla distribuzione delle forze sismiche lungo l'altezza e dalle limitazioni sulla sovrarresistenza. Tali vincoli permettono, tramite l'impiego di un'analisi semplificata di tipo statica equivalente, di determinare le sezioni lungo il SINGOLO ALLINEAMENTO X-CBF piano per piano;

- STEP 3: Vincoli derivanti dalle carenze di rigidezza e resistenza globali dell'intero edificio (vedasi anche



- *Figura 3.4).* Tali vincoli permettono la determinazione del numero di controventi necessari per il rispetto delle verifiche nei confronti dei diversi stati limite di interesse. Tali carenze possono essere quantitativamente misurate attraverso una semplice estensione del metodo N2, ovvero assumendo che il punto prestazionale (PP) trasli rigidamente nella direzione delle accelerazioni spettrali a seguito degli interventi di retrofit.

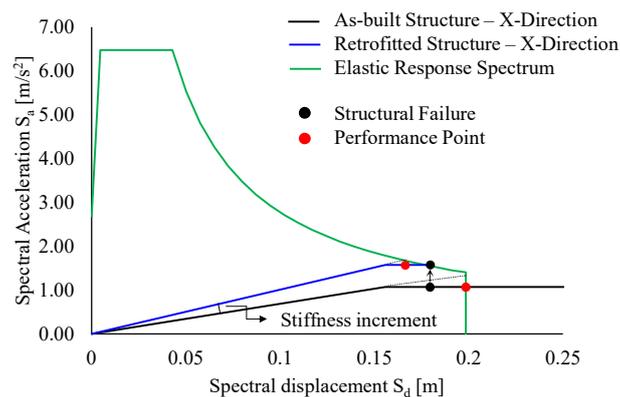


Figura 3.4: Criterio di progetto globale per lo scenario II.

- STEP 4: Vincoli aggiuntivi di regolarità in pianta e discendenti dalle verifiche gravitazionali allo SLU; tali vincoli permettono di ottenere la disposizione definitiva dei sistemi sismoresistenti di nuova realizzazione in pianta.

Per quanto riguarda il caso studio analizzato, il comportamento sismico globale in direzione longitudinale è insoddisfacente a causa dell'elevata deformabilità e dell'insufficiente capacità di spostamento (vedasi Figura 2.13, $D_{u,X} = 0.18$ m e $D_{PP,X} = 0.20$ m). Pertanto, è stato stimato un incremento di rigidità laterale richiesto di circa 11200 kN/m. Tale incremento di rigidità è stato fornito mediante nuovi X-CBF realizzati con profili RHS in acciaio S355 ($90 \times 50 \times t$ mm, con t variabile da 5 a 3 mm lungo l'altezza dell'edificio).

Al contrario, il comportamento globale in direzione Y soddisfa i requisiti dell'EN1998:1, sebbene gli Y-CBF esistenti mostrino una deformabilità estremamente elevata e si dimostrino incapaci di sopportare i carichi

gravitazionali allo SLU a seguito della prematura instabilità (Tabella 2.1). Pertanto, i nuovi controventi X-CBF sono stati adottati anche in direzione trasversale.

Infine, con l'obiettivo di garantire una risposta dinamica regolare della struttura nella configurazione post-operam, i nuovi controventi sono stati posizionati simmetricamente in entrambe le direzioni in pianta per mitigare l'influenza dei modi torsionali di vibrare.

La disposizione in pianta dei nuovi sistemi sismo-resistenti tenente conto di tutti i criteri sopra esposti è sintetizzata in Figura 3.6. I dettagli esecutivi per tale scenario sono invece mostrati in Figura 3.6.

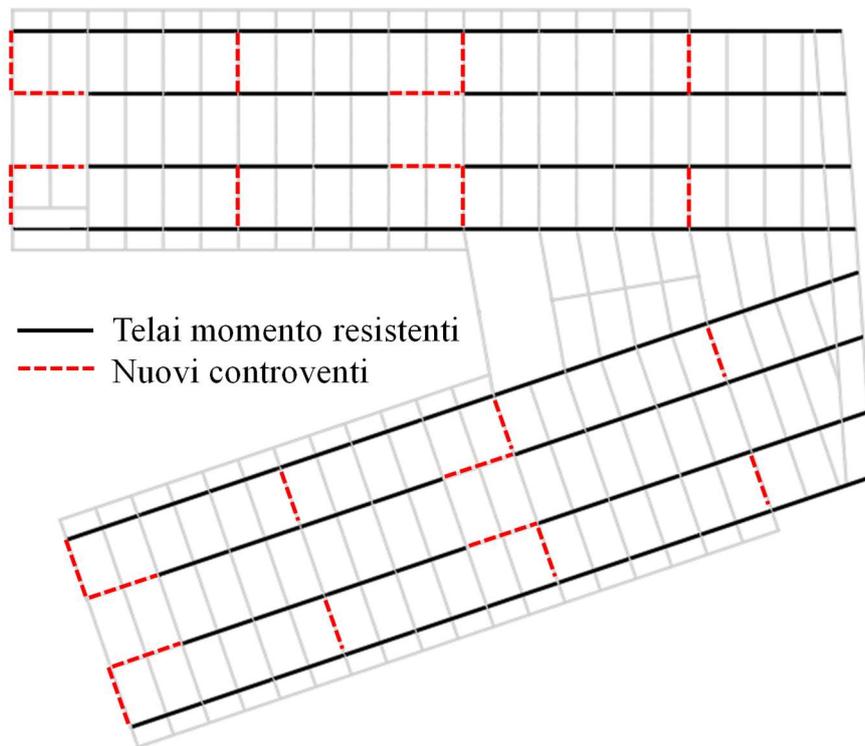
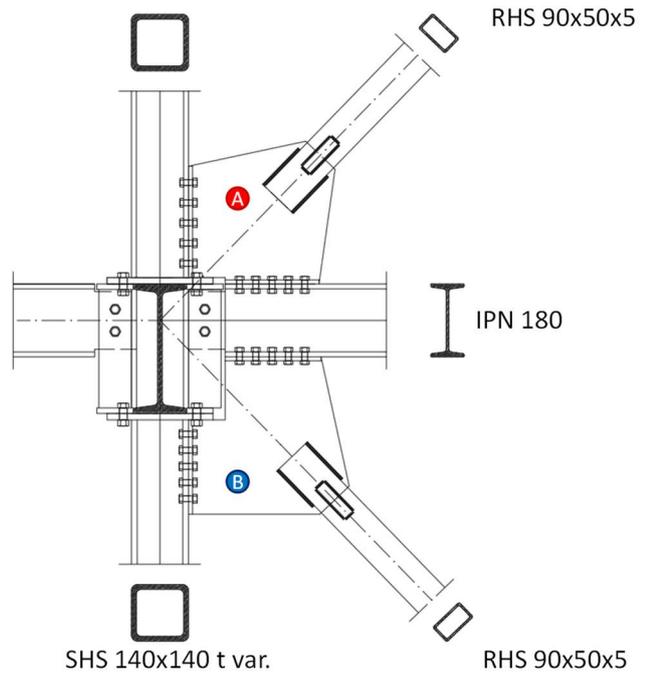
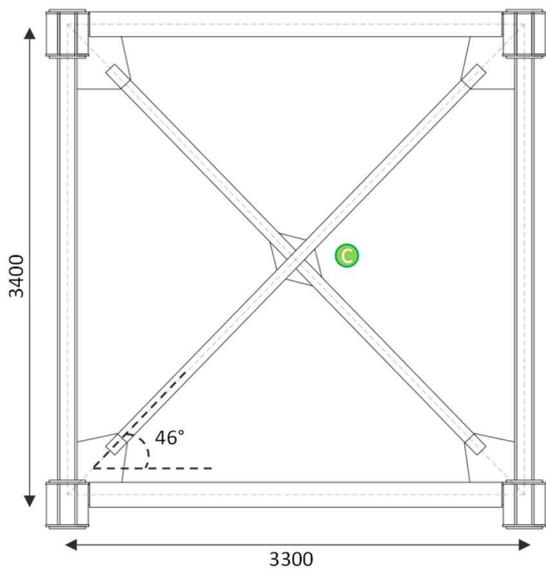
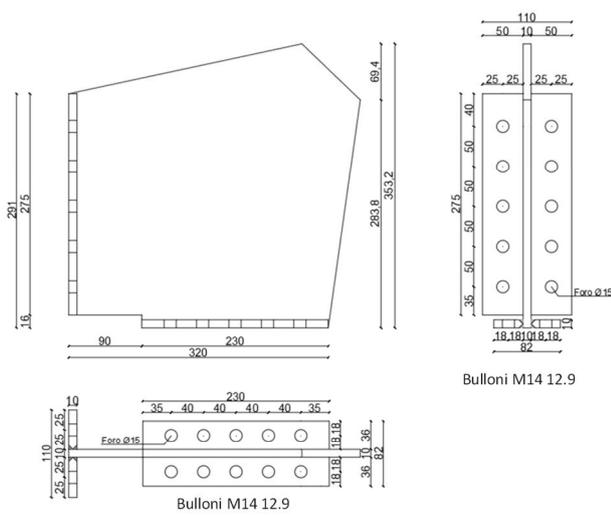


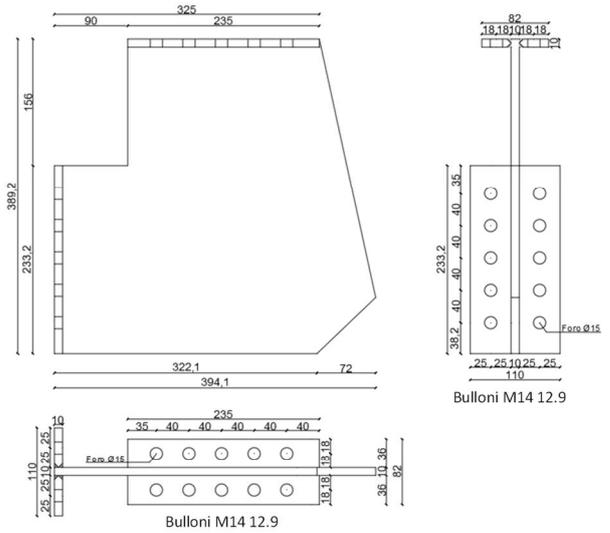
Figura 3.5: Disposizione dei nuovi sistemi sismoresistenti secondo lo scenario II.



Fazzoletto Tipo **A**



Fazzoletto Tipo **B**



Fazzoletto Tipo **C**

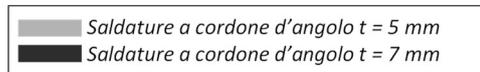
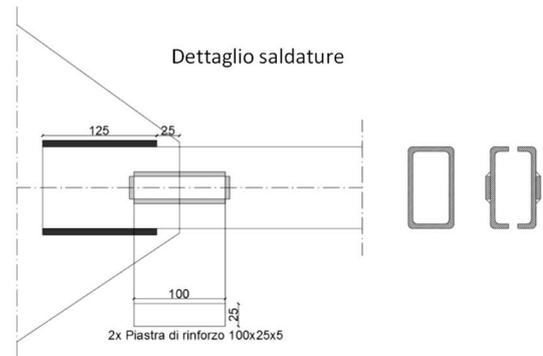
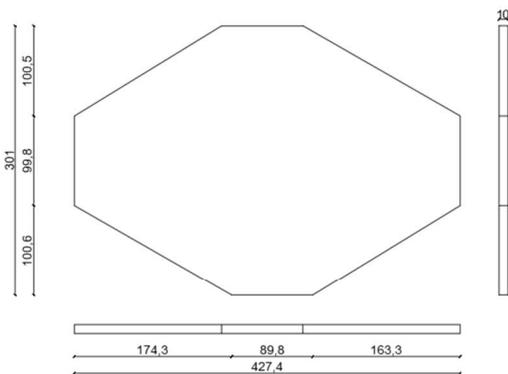


Figura 3.6: Dettagli esecutivi dei controventi di nuova realizzazione per lo scenario II.

3.2 Efficacia delle strategie di intervento

3.2.1 Efficacia strutturale degli interventi locali

3.2.1.1 Performance locale dei nodi oggetto di retrofit per carichi sismici

La Figura 3.7 mostra la risposta strutturale locale associata ai diversi scenari di BW (da BW-1 a BW-4) in termini di curve momento-rotazione, energie dissipate dai principali componenti nodali (trave, bulloni, colonne, saldature, nervature e piastre) e distribuzione delle deformazioni plastiche equivalenti. In tutti i casi

esaminati la distribuzione delle sollecitazioni interne delle saldature è stata monitorata con i criteri di cui al paragrafo 2.1.1.1, nonostante nessun danno fosse atteso in virtù del pregresso *connection strengthening*.

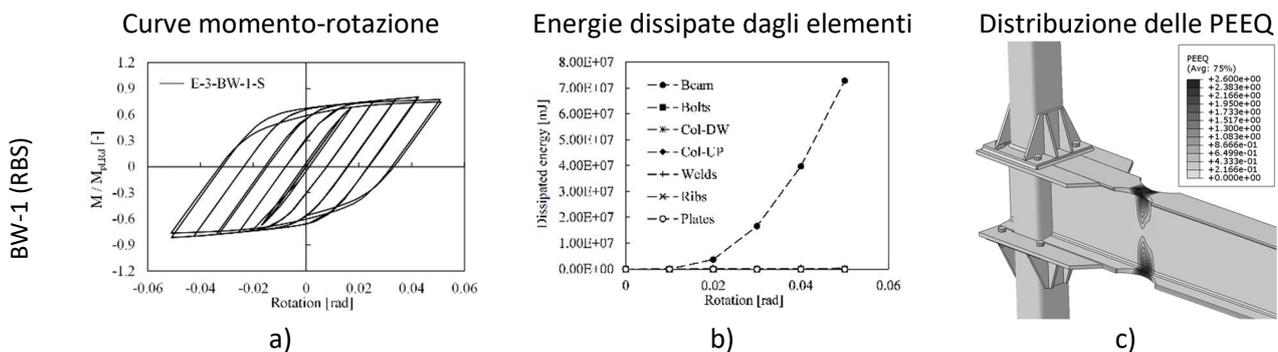
La Figura 3.7a-b-c illustra la performance flessionale della soluzione RBS (BW-1); coerentemente con l'ipotesi progettuale, si può osservare il primo snervamento per una resistenza pari a $0.6 M_{pl,Beam}$, mentre un lieve incrudimento può essere osservato solo per valori di rotazione alla corda elevati. Il comportamento isteretico del nodo è piuttosto stabile, anche se un moderato pinching, dovuto all'instabilità latero-torsionale della trave, può essere osservato per grandi valori di rotazione. Come mostrato nelle Figure, quasi tutta l'energia in ingresso viene dissipata plasticamente dalla trave, nella cui cerniera plastica si concentra il danno strutturale, mentre sia le colonne che il collegamento rimangono in campo elastico.

Come detto, l'intervento BW-1-RBS garantisce un'ottima performance sismica locale; tuttavia, nel caso in specie, la sua realizzazione è tecnologicamente complessa.

La performance della seconda soluzione (BW-2-SWRF) è illustrata in Figura 3.7d-e-f. Il maggior vantaggio di tale soluzione è rappresentato dalla sua grande semplicità tecnologica, nonostante essa determini una significativa instabilità locale dell'anima indebolita, il che porta ad un grande degrado dei cicli isteretici.

Questo problema è parzialmente superato dallo scenario BW-3-SWRF (vedasi Figura 3.7g-h-i), in cui viene tagliata solo la parte inferiore della trave. Infatti, in questo scenario, poiché il momento di progetto (proiettato rispetto alla faccia della colonna) è inferiore rispetto ai casi precedenti, è necessario un taglio minore per soddisfare il requisito progettuale. Pertanto, la curva ciclica momento-rotazione mostra una capacità maggiore rispetto al caso precedente ed un comportamento isteretico più stabile. Inoltre, coerentemente con l'ipotesi progettuale, tutte le deformazioni plastiche sono concentrate nella trave.

Infine, lo scenario BW-4 (vedasi Figura 3.7l-m-n), il quale prevede il già citato trattamento termico sulla parte inferiore della trave, presenta due vantaggi principali: *i*) un comportamento isteretico altamente stabile e *ii*) una intrinseca non invasività, poiché non sono implicati tagli nell'indebolimento della trave. Tuttavia, coerentemente con gli esiti delle equazioni di progetto, si osserva una contestuale plasticizzazione di travi e colonne, anche se il loro contributo in termini di energia dissipata è modesto.



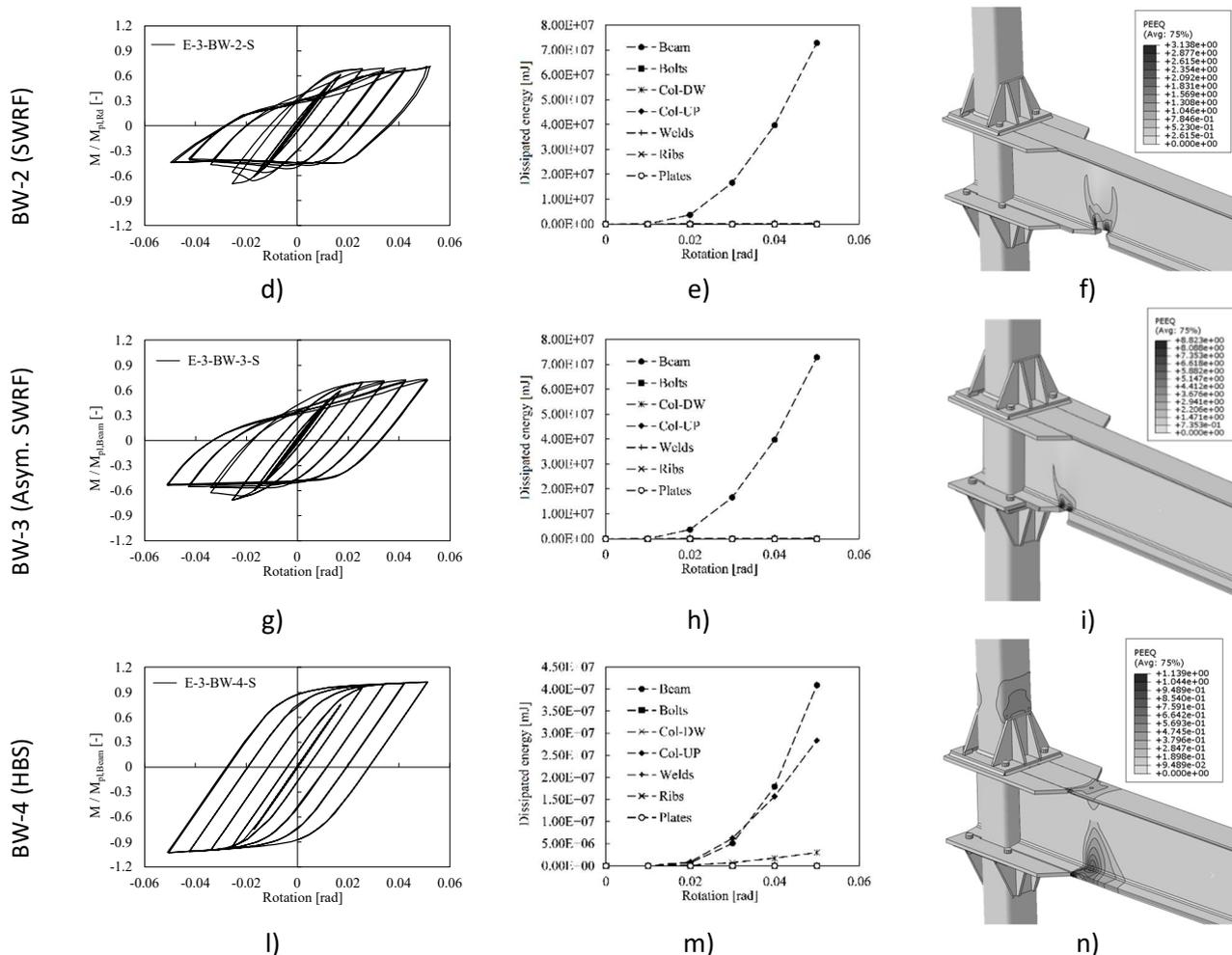


Figura 3.7: Risposta locale sismica dei nodi momento-resistenti nello scenario I (BW).

i risultati in termini di rigidezza elastica nodale e capacità ultima sono infine riassunti nella Tabella 3.1.

In linea con le ipotesi di progetto, tutti gli scenari di BW mostrano quasi la stessa resistenza e rigidezza, con la sola eccezione della configurazione BW-4; infatti, se i primi tre interventi locali permettono di ridurre la capacità plastica della trave, raggiungendo una simile capacità flessionale variabile tra 0.62-0.73 $M_{cf,design}$, nel caso BW-4-HBS non vi è alcun taglio sulla trave, quindi non vi è in primo luogo variazione della rigidezza flessionale del nodo, e la sua resistenza risulta appena maggiore (1.04 volte superiore) dei requisiti limite di progetto.

Tabella 3.1 Performance dei nodi momento resistenti per i vari interventi di BW indagati.

Scenario	Rigidezza elastica	Momento massimo	Rapporto di rigidezza	Rapporto di resistenza
	$K_{Elastic}$	M_{max}	$K_i/K_{cf-design}$	$M_i/M_{cf-design}$
	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
CS (riferimento)	9650	245.0	1.00	1.00
BW-1 – RBS	9000	178.9	0.93	0.73
BW-2 – SWRF	8500	152.2	0.88	0.62
BW-3 – SWRF	8500	158.8	0.88	0.65
BW-4 – HBS	9650	222.6	1.00	0.91

3.2.1.2 Performance locale dei nodi oggetto di retrofit per scenari di perdita della colonna

La Figura 3.8 mostra i risultati di tutti gli scenari BW investigati a seguito di scenari di robustezza per perdita di colonna. Le performance sono in particolare sintetizzate in termini di *i*) curve momento-rotazione normalizzate rispetto a $M_{pl,Beam}$, *ii*) curve sforzo normale-rotazione normalizzate rispetto a $N_{pl,Beam}$ e *iii*) distribuzione delle deformazioni plastiche equivalenti (PEEQ) per una rotazione alla corda pari a 0.30 rad.

Tutte le soluzioni di BW mostrano un comportamento duttile fino al 30% di rotazione alla corda.

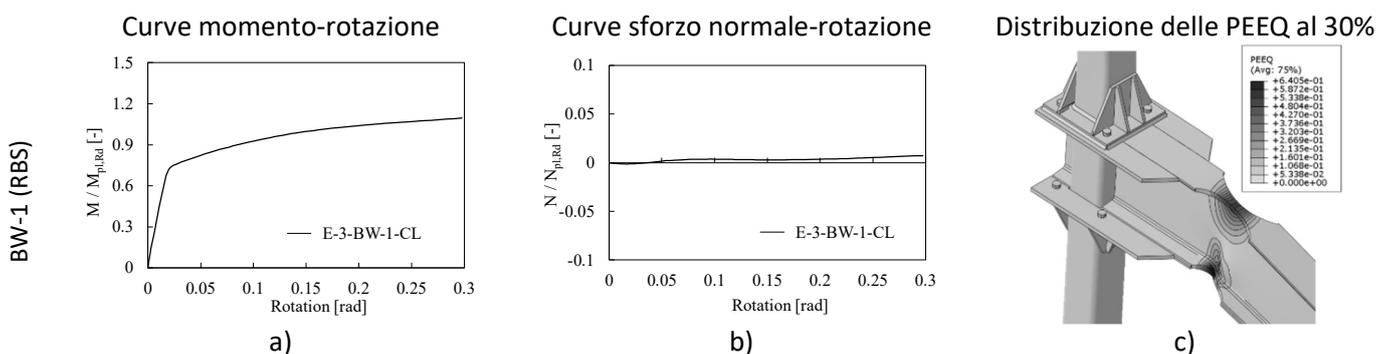
Perdipiù, in alcuni casi, nonostante la bassa rigidezza elastica dei nodi esterni (non bilanciati dalla presenza di una seconda trave sul lato esterno), si sviluppa un'azione catenaria all'interno della trave in corrispondenza del collegamento.

Per quanto riguarda in particolare la soluzione BW-1-RBS (vedasi Figura 3.8a-b-c) si può osservare lo sviluppo dell'azione catenaria (vedi Figura 18b), anche se la forza di trazione massima è piuttosto bassa (0.7% della resistenza assiale del fascio). Un'ampia cerniera di plastica si forma nella sezione più indebolita della trave, come mostrato nella figura 18c. Inoltre, per alti valori di rotazione alla corda, si ha ulteriore plasticizzazione nella colonna superiore (avente spessore più piccolo), mentre quella inferiore rimane elastica.

Le soluzioni BW-2-SWRF e BW-3-SWRF (vedasi Figura 3.8d-e-f e (vedasi Figura 3.8g-h-i, rispettivamente) mostrano un comportamento molto simile, con un aumento della risposta flessionale del nodo dopo il punto di snervamento a causa dell'incrudimento. Tuttavia, per grandi valori di rotazione (circa l'8% e superiori) entrambe le configurazioni mostrano una riduzione repentina della capacità dovuta all'insorgere dell'instabilità locale della parte compressa della trave. Ad ogni modo, per valori crescenti di rotazione alla corda, si ha comunque lo sviluppo dell'azione catenaria all'interno della trave e del collegamento, la quale consente, per gli effetti del secondo ordine, un incremento ulteriore della capacità flessionale del nodo.

La soluzione BW-4-HBS (vedasi Figura 3.8l-m-n), al contrario, mostra il comportamento peggiore nello scenario di perdita della colonna.

Questo risultato dipende principalmente dal mancato ripristino del criterio di gerarchia locale, che porta a cerniere plastiche sia nelle colonne che nella trave. Questo meccanismo di crisi locale impedisce lo sviluppo dell'azione catenaria, e pertanto la trave rimane sempre compressa (effetto arco) fino al 30% di rotazione alla corda.



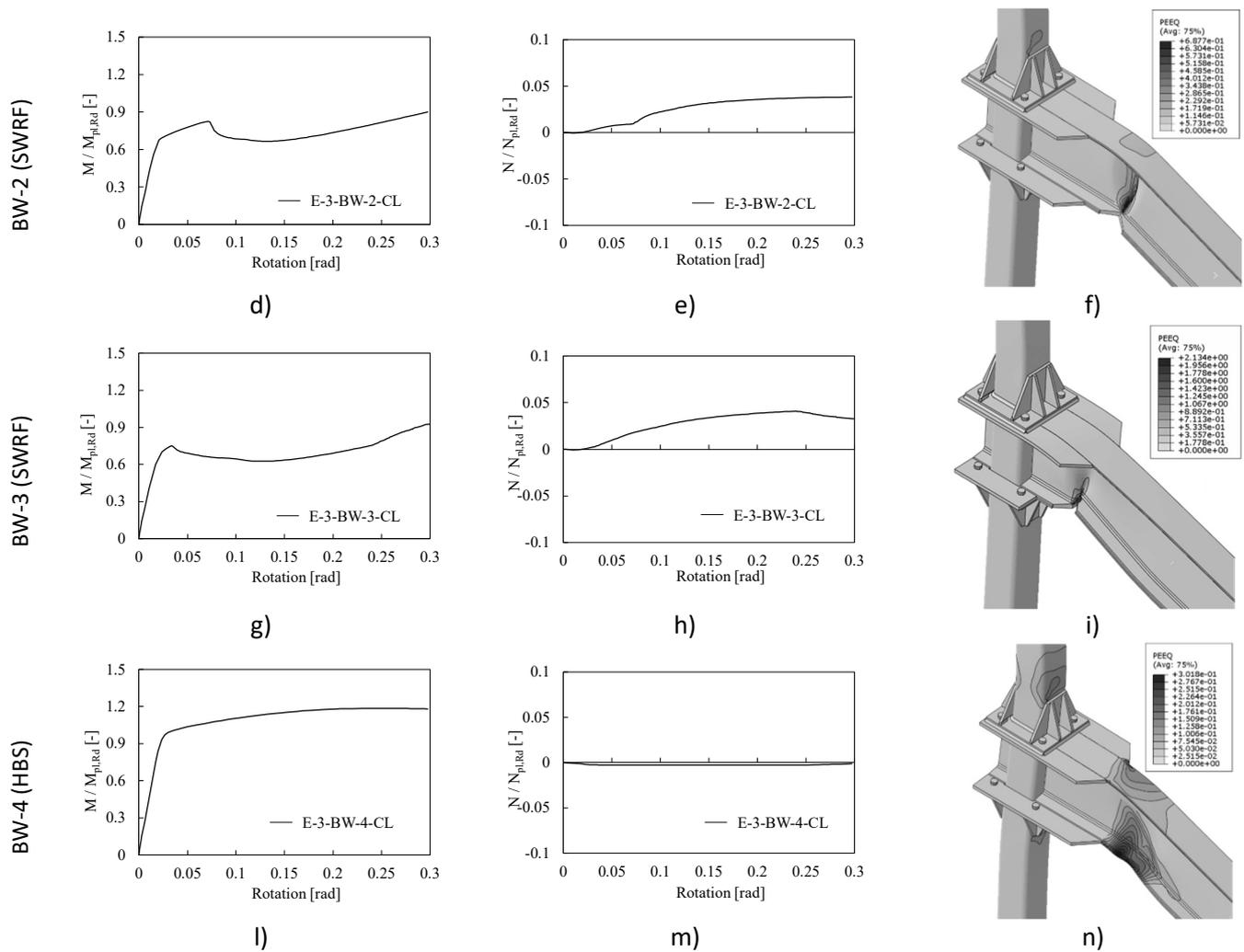


Figura 3.8: Risposta locale dei nodi momento-resistenti nello scenario I (BW) per scenario di perdita di colonna.

3.2.1.3 Scelta dell'ottimo tra gli interventi locali

La condizione di ottimo tra le diverse configurazioni di miglioramento locale è stata determinata tramite un'analisi multicriterio che tenesse conto *i)* della performance strutturale sotto carichi orizzontali, *ii)* della performance strutturale per scenari di perdita della colonna, *iii)* dell'invasività degli interventi e *iv)* dei costi associati ad ogni configurazione. L'analisi dei costi per i diversi scenari di intervento è stata effettuata sulla base del Prezzario dei LL. PP. Regione Campania 2020.

I risultati delle analisi possono essere così sintetizzati:

- Lo scenario più economico è, come prevedibile, il CS (118€/nodo), il quale prevede il rinforzo lato connessione delle colonne. Tale scenario è tuttavia poco efficiente dal punto di vista strutturale;
- Lo scenario meno economico è il BW-4-HBS (138€/nodo), il quale prevede il rinforzo lato colonna e l'indebolimento della trave tramite un trattamento termico localizzato, esteso per 48×22 cm, ovvero per $1.5 b_f \times 2/3 H_b$;

- Lo scenario più performante dal punto di vista sismico e di robustezza è il BW-1-RBS. Tuttavia, esso è caratterizzato da una elevata invasività, in quanto il taglio delle flange superiori richiede una demolizione di una porzione significativa di soletta in c.a.;
- Lo scenario di ottimo è rappresentato dalla configurazione BW-3-SWRF, la quale è caratterizzata da una ottima risposta monotona e ciclica, escursioni isteretiche sufficientemente stabili, costi moderati (122€/nodo) e bassa invasività.

3.2.2 Efficacia strutturale degli interventi globali

3.2.2.1 Verifica globale allo SLU

Il comportamento della struttura rinforzata sotto carichi gravitazionali è riassunto nella Tabella 3.2 in termini di caratteristiche di sollecitazione più elevate e rapporti D/C per tutti gli elementi strutturali di interesse (travi, colonne, diagonali di controvento).

Tabella 3.2 Performance dei nodi momento resistenti per i vari interventi di BW indagati.

Elemento	Verifica più gravosa	Domanda di Progetto	Capacità di Progetto	D/C
Travi	Instabilità LT	124.1 kNm	219.8 kNm	0.56
Colonne	Instabilità CP+LT	1137.9 kN + 36.4 kNm	2340.5 kN + 108 kNm	0.84
X-CBF (Retrofit)	Instabilità CP	54.6 kN	117.4 kN	0.47

Si può notare che la struttura rinforzata secondo lo scenario II soddisfa le prescrizioni delle NTC 2018 per carichi gravitazionali allo SLU. Di fatto, le travi e le colonne esistenti mostrano una variazione trascurabile in termini di azioni di progetto (in altre parole, non si verificano ridistribuzioni delle sollecitazioni in tali elementi dopo l'installazione dei nuovi X-CBF). Al contrario, la sostituzione degli Y-CBF con nuovi controventi ad X, pur inducendo un aumento delle forze di compressione del progetto, comporta ora l'ampio soddisfacimento delle verifiche di sicurezza allo SLU ($D/C = 0.47$).

3.2.2.2 Verifica globale per carichi sismici e verifica convenzionale

Le prestazioni sismiche globali della struttura retrofittata (Scenario III = Scenario II + Scenario I) sono mostrate nelle Figure seguenti in termini *di i)* curve PO (Figura 3.9), *iii)* configurazioni strutturali deformate in corrispondenza del picco di tagliante alla base (Figura 3.10) e *iii)* verifiche di sicurezza nel piano ADRS secondo il già citato metodo N2 (Figura 3.11).

Si può notare immediatamente che gli interventi di miglioramento sismico progettati inducono un significativo aumento sia in termini di resistenza che di rigidità laterale.

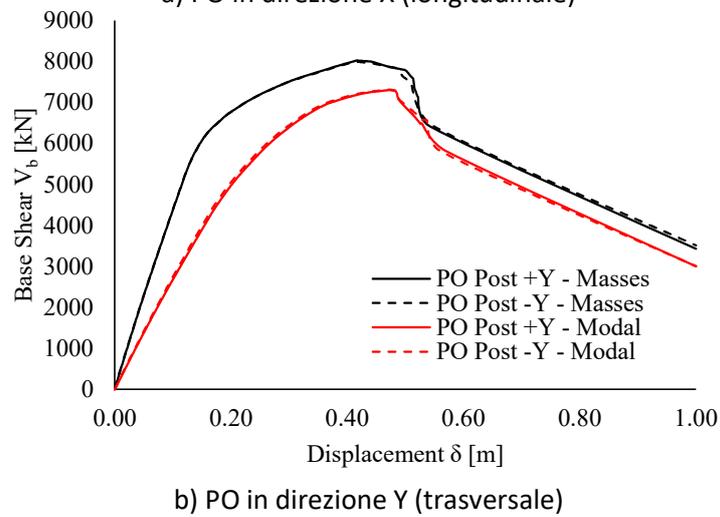
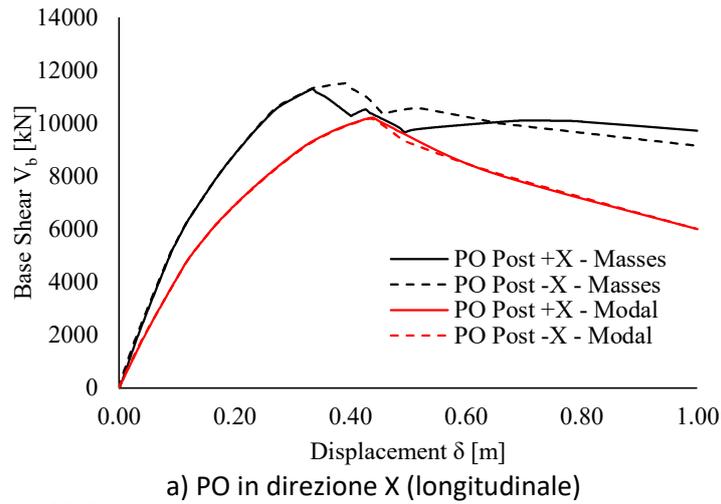
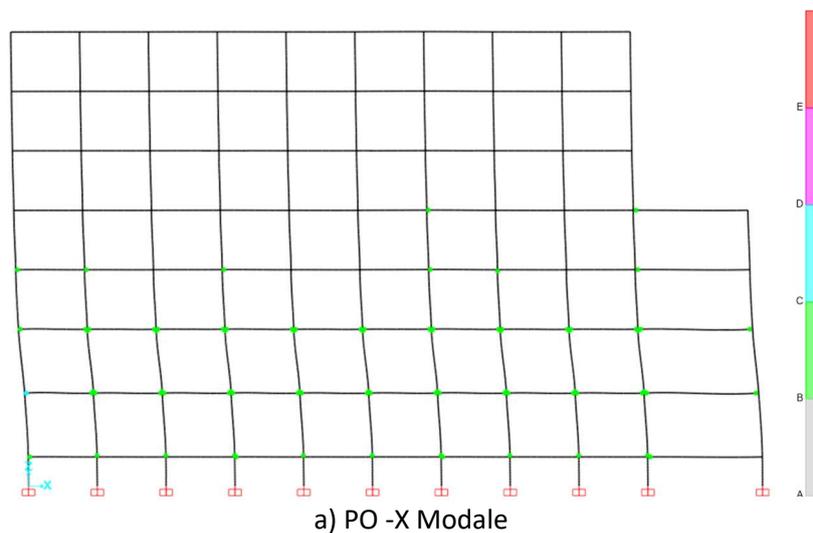


Figura 3.9: Curve PO per la struttura nella configurazione post-operam.

In particolare, il tagliante alla base di picco nella direzione X è, a seguito del retrofit, almeno pari a 10144 kN nel peggiore dei casi (cioè, per la PO -X modale, +91% rispetto alla struttura nella configurazione ante-operam), mentre una resistenza di picco di almeno 7085 kN è attinta nella direzione Y (con il caso più gravoso rappresentato dalla PO -Y modale, +296% rispetto alla struttura nella configurazione ante-operam).



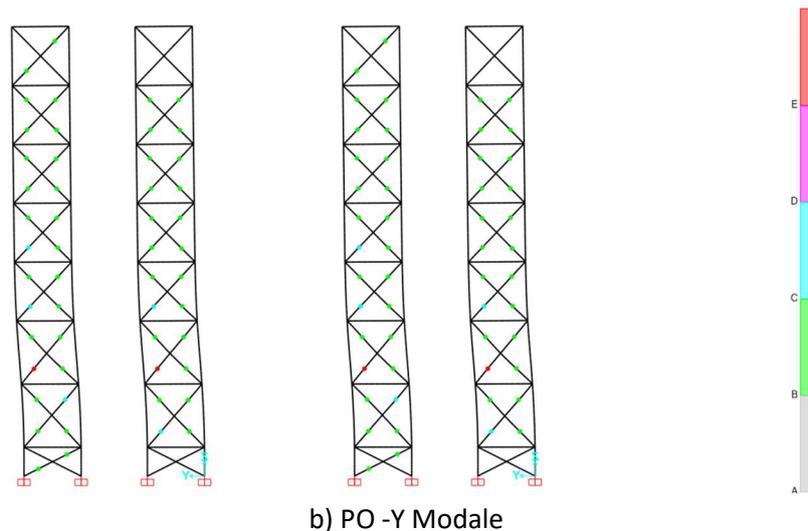


Figura 3.10: Configurazioni strutturali deformate al picco di tagliante alla base per la struttura post-operam.

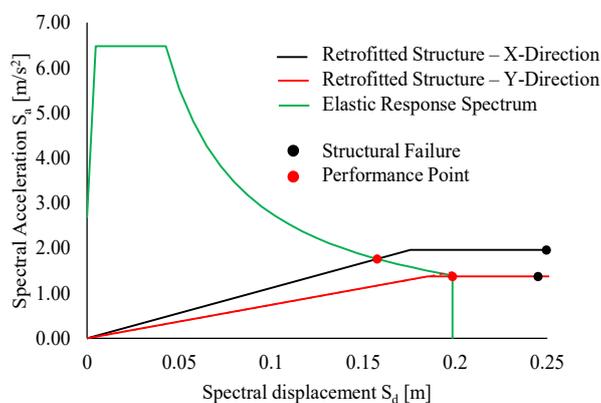


Figura 3.11: Applicazione del metodo N2 per la configurazione strutturale post-operam.

Inoltre, come auspicato dall'applicazione dei criteri di progetto mostrati nel paragrafo 3.1.2, le verifiche strutturali globali ai sensi del metodo N2 risultano ora soddisfatte in entrambe le direzioni, come si può notare dalla Figura 3.11. Infatti, l'aumento della rigidità laterale in entrambe le direzioni consente di ridurre la domanda di spostamento in corrispondenza del punto prestazionale (PP). Inoltre, gli interventi locali sui nodi trave-colonna momento-resistenti (così come definiti nello scenario I) aumentano notevolmente la capacità di spostamento in direzione X (0.25 m, +39% rispetto alla struttura nella configurazione ante-operam), provando l'effetto benefico degli interventi locali anche in termini di prestazioni globali della struttura.

Come previsto, i meccanismi di collasso sono influenzati positivamente dagli interventi di rinforzo. Infatti, le cerniere plastiche si formano in un numero significativo travi appartenenti agli allineamenti MRF rinforzati, consentendo una dissipazione di energia decisamente più efficace sotto azioni sismiche.

Tuttavia, va segnalato che gli interventi locali non sono in grado di indurre un meccanismo di collasso globale, nonostante i meccanismi di piano soffice siano stati efficacemente impediti. Questo risultato, ben noto in

letteratura dipende sia dall'influenza deleteria degli effetti P-Delta, sia dal fatto che la struttura non sia regolare lungo l'altezza. Per quanto riguarda la direzione trasversale, l'adozione di CBF con sezione resistente variabile lungo l'altezza dell'edificio (con conseguente verifica dei requisiti di sovrarresistenza) consente una plasticizzazione molto più uniforme delle diagonali rispetto alla configurazione ante operam.

Si riporta infine la classificazione di rischio convenzionale per la struttura adeguata per i tre differenti scenari considerati (Tabella 3.3 Tabella 3.4 e Figura 3.12 Figura 3.13).

Tabella 3.3 Indice IS-V – configurazioni strutturale post-operam.

INDICE IS-V			
SCENARIO I			
Stato limite	PGA-C	PGA-D	IS-V (PGAC/PGAD)
SLV	0.240	0.273	0.88+
SLD	0.151	0.112	1.00+
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			88%
Classe di rischio della struttura IS-V =			A IS-V
SCENARIO II			
SLV	0.315	0.273	1.00+
SLD	0.207	0.112	1.00+
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			100%+
Classe di rischio della struttura IS-V =			A+ IS-V
SCENARIO III			
SLV	0.338	0.273	1.00+
SLD	0.217	0.112	1.00+
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			100%+
Classe di rischio della struttura IS-V =			A+ IS-V

Tabella 3.4 Indice PAM – modello post-operam.

SCENARIO I - INDICE PAM		
Stato limite	CR%	λ
SLR	100%	0.08%
SLC	80%	0.08%
SLV	50%	0.16%
SLD	15%	1.16%
SLO	7%	1.93%

SLID	0%	10.00%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		0.57%
Classe di rischio della struttura PAM =		A PAM
SCENARIO II - INDICE PAM		
SLR	100%	0.06%
SLC	80%	0.06%
SLV	50%	0.13%
SLD	15%	0.99%
SLO	7%	1.65%
SLID	0%	10.00%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		0.52%
Classe di rischio della struttura PAM =		A PAM
SCENARIO III - INDICE PAM		
SLR	100%	0.06%
SLC	80%	0.06%
SLV	50%	0.13%
SLD	15%	0.95%
SLO	7%	1.59%
SLID	0%	10.00%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		0.49%
Classe di rischio della struttura PAM =		A+ PAM

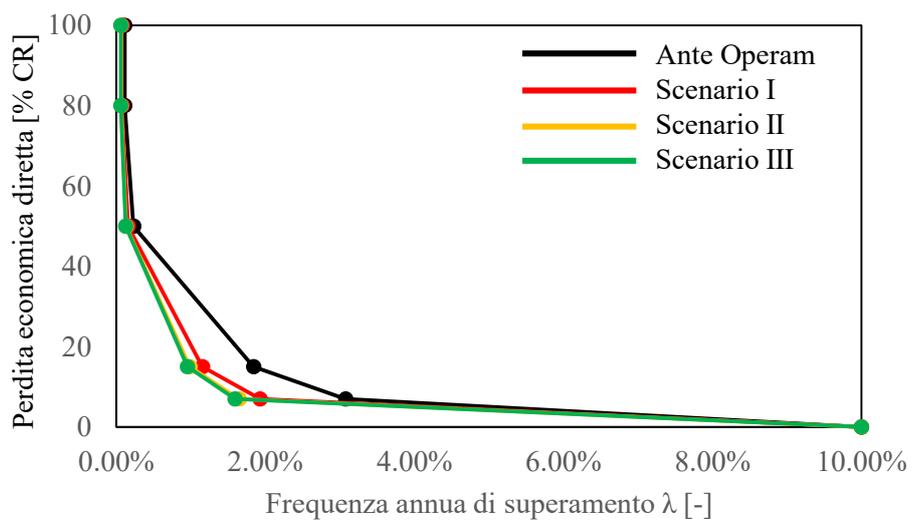


Figura 3.12: Grafico PAM – configurazioni post-operam.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

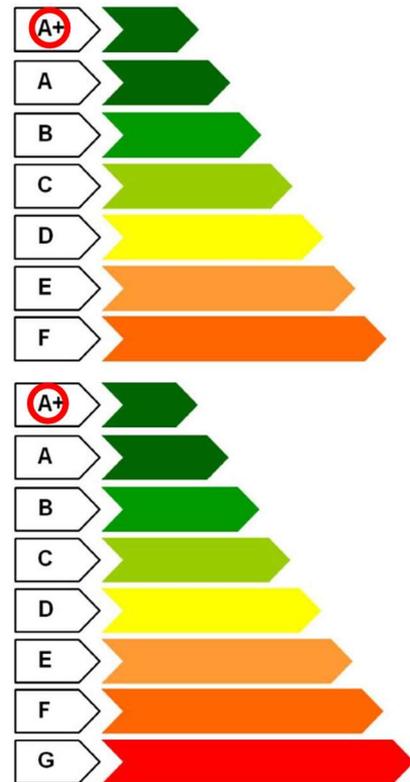


Figura 3.13: Classe di rischio – configurazioni post-operam.

La classe di rischio sismico della struttura nella configurazione post-interventi (Scenario III) è, quindi, A^+_{PAM} .

3.2.3 Stima dei costi di intervento

Si riporta infine una stima dei costi per i differenti scenari redatta secondo il prezzario dei lavori pubblici – Regione Campania 2020.

3.2.3.1 Scenario I

I costi totali per lo Scenario I ammontano a circa 295'000 euro. Si veda il computo metrico di dettaglio (la Tabella 3.7 per la consultazione sintetica dei costi d'intervento.

Tabella 3.5) per le diverse voci di costo coinvolte e la Tabella 3.7 per la consultazione sintetica dei costi d'intervento.

3.2.3.2 Scenario II

I costi totali per lo Scenario II ammontano a circa 195'000 euro. Si veda la Tabella 3.7 per la consultazione sintetica dei costi d'intervento.

3.2.3.3 Scenario III

I costi totali per lo Scenario III ammontano a circa 490'000 euro. Si veda il computo metrico di dettaglio (Tabella 3.6) per le diverse voci di costo coinvolte e la Tabella 3.7 per la consultazione sintetica dei costi d'intervento.

Tabella 3.5 Stima dei costi – Scenario I.

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	R I P O R T O							65'255,20
6 E.001.210.02 0.z	Compenso per il conferimento di materia di risulta proveniente da demolizioni per rifiuti inerti presso impianti di recupero ed eventualmente c/o le discariche autorizzate e compre ... nti misti dell'attività di costruzione e demolizione, diversi di quelli di cui alle voci 17 09 01 - 17 09 02 e 17 09 03 Cat 4 - opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture Vedi voce n° 5 [mc 244.80]					244,80		
	SOMMANO t					244,80	18,99	4'648,75
7 E.19.010.050 .f.CAM	Carpenteria metallica in lamiera di acciaio per travi e pilastri Carpenteria in acciaio per travi e pilastri realizzati con accoppiamenti saldati di piatti in lamiera di acciaio, c ... rranno pagati a parte Profilati in acciaio per strutture secondarie. Acciaio del tipo S355 JR classe di esecuzione EXC3. Cat 1 - opere strutturali comuni Rinforzo colonna con piatt trasversali Rinforzo colonna con piatt trasversali piatto tipo A - sup ed inf * (par.ug.=2*2*6*184)*(lung.=(0,26+0,115)/2)*(H/peso=0,01*7850) Rinforzo colonna con piatt trasversali piatto tipo B - sup ed inf. * (par.ug.=2*2*6*184)*(H/peso=0,01*7850) (par.ug.=2*2*6*184)*(lung.=(0,060+0,010)/2)*(H/peso=0,01*7850)	4416,00	0,19	0,150	78,500	9'879,70		
	SOMMANO kg	8832,00	0,06	0,010	78,500	415,99		
		8832,00	0,04	0,150	78,500	4'159,87		
						14'455,56	4,16	60'135,13
8 E.19.040.030 .d	Zincatura a caldo di opere in ferro con trattamento a fuoco mediante immersione in vasche che contengono zinco fuso alla temperatura di circa 500 °C, previo decappaggio, lavaggio, ecc. Per lamiere e tubi leggeri Cat 1 - opere strutturali comuni Vedi voce n° 7 [kg 14 455.56]					14'455,56		
	SOMMANO kg					14'455,56	1,12	16'190,23
8 E.19.040.030 .d	Zincatura a caldo di opere in ferro con trattamento a fuoco mediante immersione in vasche che contengono zinco fuso alla temperatura di circa 500 °C, previo decappaggio, lavaggio, ecc. Per lamiere e tubi leggeri Cat 1 - opere strutturali comuni Vedi voce n° 7 [kg 14 455.56]					14'455,56		
	SOMMANO kg					14'455,56	1,12	16'190,23
9 NP.01. Str	Realizzazione di intervento di indebolimento della trave IPN 320 costituita da taglio parziale di entrambe le flange della trave - STEP 1 - A Cat 2 - opere strutturali STEP 1-A Il progettista prevede 184 interventi per piano x 6 piani STEP 1-A * (par.ug.=6*184)	1104,00				1'104,00		
	SOMMANO cadauno					1'104,00	26,00	28'704,00
10 A.02.080.900 .a	Rimozione di opere in ferro inglobate all'interno di strutture murarie da restaurare, costituite da profilati di qualsiasi genere e sagoma poste in opera per la realizzazione di ar ... materiale di risulta fino al sito di carico e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a perfetta regola d'arte Cat 4 - opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture Rimozione controventi da non sostituire *(par.ug.=6*8*1,05) (par.ug.=6*8*1,05)*(lung.=2*2,40) Rimozione controventi da sostituire *(par.ug.=6*12*1,05) (par.ug.=6*12*1,05)*(lung.=2*2,25)	50,40	4,90		8,000	1'975,68		
		50,40	4,80		8,000	1'935,36		
		75,60	4,60		8,000	2'782,08		
		75,60	4,50		8,000	2'721,60		
	SOMMANO kg					9'414,72	2,99	28'150,01
11 E.001.210.00 5.a	Campionamento ed analisi di rifiuti sia allo stato liquido che solido, con rilascio di certificazione da parte di laboratorio autorizzato indicante il codice CER e la relativa clas ... one da parte di laboratorio autorizzato indicante il codice CER e la relativa classificazione ai fini dello smaltimento. Cat 4 - opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture					1,00		
	A R I P O R T A R E					1,00		203'083,32

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	RIPORTO					24'399,90		342'988,10
	Sommano negativi kg					-1'618,43		
	SOMMANO kg					24'399,90	1,12	27'327,89
14 E.03.030.010 b	Casseforme per strutture in calcestruzzo Casseforme di qualunque tipo rette o centinate per getti di conglomerati cementizi semplici o armati compreso amo, disarmante, disarmo, op ... iego; misurate secondo la superficie effettiva delle casseforme a contatto con il calcestruzzo. Strutture in elevazione. Cat 4 - opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture per ricostruzione zone di solaio demolite Vedi voce n° 3 [mq 816.00]					816,00		
	SOMMANO mq					816,00	30,88	25'198,08
15 E.07.010.090 a.CAM	Massetto alleggerito in argilla espansa Massetto alleggerito di sottofondo a rapida asciugatura per interni, idoneo per ricevere la successiva posa di pavimenti anche sensibili all ... i e impastato con betoniera steso, battuto, spianato e lisciato in modo da essere idoneo a ricevere il successivo strato Cat 4 - opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture Vedi voce n° 14 [mq 816.00]	816,00			0,050	40,80		
	SOMMANO mc					40,80	603,48	24'621,98
16 E.13.030.020 a.CAM	Pavimento di piastrelle di gres fine porcellato Pavimento in piastrelle di gres fine porcellanato, prima scelta, a colori chiari, posto in opera su sottofondo di malta cementizia d ... eciali, l'eventuale formazione dei giunti di dilatazione, il lavaggio con acido, la pulitura finale. Dimensioni 20x20 cm Cat 4 - opere accessorie di demolizione e rifacimento finiture Ricostruzione pavimento demolito in precedenza Vedi voce n° 1 [mq 816.00]					816,00		
	SOMMANO mq					816,00	48,93	39'926,88
	Parziale LAVORI A MISURA euro							460'062,93
	TOTALE euro							460'062,93

	A RIPORTARE							

Tabella 3.7 Stima dei costi – Sintesi per i diversi scenari.

SCENARIO I						
Opera	Peso [t]	Superficie [mq]	Volume [mc]	Costo [€]	Incidenza	
					[€/mq]	[€/mc]
Demolizioni	245	2448	-	69903.90	28.55	-
Struttura: Interventi su nodi MR	25676.7	-	-	135241.20	-	-
Ripristino Non Strutturali	-	2448	-	84746.94	34.61	-
TOTALE	-	-	-	294892.04	-	-
SCENARIO II						
Opera	Peso [t]	Superficie [mq]	Volume [mc]	Costo [€]	Incidenza	
					[€/mq]	[€/mc]
Rimozione CBF esistenti	9414.72	-	1199.3	28150.01	-	23.47
Struttura: Installazione X-CBF	25676.4	-	3270.8	137020.88	-	41.89
TOTALE	-	-	-	165170.89	-	-
SCENARIO III						
Opera	Peso [t]	Superficie [mq]	Volume [mc]	Costo [€]	Incidenza	
					[€/mq]	[€/mc]
Demolizioni	245	2448	-	69903.90	28.55	-
Struttura: Interventi su nodi MR	25676.7	-	-	135241.20	-	-
Rimozione CBF esistenti	9414.72	-	1199.3	28150.01	-	23.47
Struttura: Installazione X-CBF	25676.4	-	3270.8	137020.88	-	41.89
Ripristino Non Strutturali	-	2448	-	84746.94	34.61	-
TOTALE	-	-	-	460062.93	-	-

3.2.4 Analisi dei tempi di esecuzione

Nel seguente paragrafo si analizzano le tempistiche necessarie alla realizzazione delle varie lavorazioni per i livelli di intervento proposti precedentemente. Per ogni lavorazione prodotta è stata calcolata l'incidenza di manodopera, ipotizzando poi la possibilità di servirsi da una a tre "squadre tipo" per lavorazione. Per "squadra tipo" si intende, nel seguente caso, una squadra composta da: n°1 operaio specializzato, n°1 operaio qualificato, n°1 manovale. Si osservi che, coerentemente a quanto riportato nelle precedenti tabelle, i tempi di esecuzione (riportati in Tabella 3.8) fanno riferimento esclusivamente agli scenari I e III.

Tabella 3.8 Stima dei tempi – Sintesi per i diversi scenari.

Livello di Progettazione	Descrizione	Importo Totale	Importo Parziale	Incidenza Manodopera	Importo manodopera	Squadra tipo costo orario	GG lavorativi con 1 squadra tipo	GG lavorativi con 2 squadre tipo (per le sole opere civili)	GG lavorativi con 3 squadre tipo (per le sole opere civili)	
Interventi di rinforzo strutturale										
Scenario I	Opere strutturali	295,000.00	266,000.00	30%	79,800.00	79.50	125.47	62.74	41.82	
	Opere di demolizione e ripristino finiture		29,000.00	30%	8,700.00	79.50	13.68	6.84	4.56	
	Oneri della Sicurezza (PSC)									
	Oneri di sicurezza	500.00		30%	150.00	79.50	0.24	0.24	0.24	
	Sommano					88,650.00		139.39	69.81	46.62
	Stima tempo più probabile					Tempo stimato	5 mesi	2,5 mesi	1,5 mesi	
LAVORAZIONI										
Interventi di rinforzo strutturale										
Scenario III	Opere strutturali	460,000.00	272,000.00	30%	81,600.00	79.50	128.30	64.15	42.77	
	Opere di demolizione e ripristino finiture		188,000.00	30%	56,400.00	79.50	88.68	44.34	29.56	
	Oneri della Sicurezza (PSC)									
	Oneri di sicurezza	20,000.00		30%	6,000.00	79.50	9.43	9.43	9.43	
	Sommano					144,000.00		226.42	117.92	81.76
	Stima tempo più probabile					Tempo stimato	6 mesi	4 mesi	3 mesi	

4 CONCLUSIONI

La presente relazione ha sintetizzato le attività condotte nell'ambito del Progetto DPC ReLUIIS 2019-2021 da parte dell'UR UNINA-Raffaele Landolfo. In particolare, è stato affrontato il caso studio dell'edificio del Genio Civile di Napoli. Il lavoro svolto è stato finalizzato alla possibilità di progettare e verificare numericamente interventi a basso impatto sulla struttura, al fine di ripristinarne un adeguato comportamento strutturale sia statico che sismico. I principali risultati raggiunti possono così essere sintetizzati:

- Il comportamento sismico della struttura esistente è inadeguato in entrambe le direzioni a causa dell'elevata deformabilità laterale e dell'insufficiente capacità di spostamento. Inoltre, i criteri di gerarchia locale e i rapporti di sovrarresistenza non sono soddisfatti, portando così a meccanismi di collasso indesiderati in entrambe le direzioni (collasso di piano soffice in direzione X, plasticizzazione non uniforme dei controventi in direzione Y).
- I criteri di gerarchia per i nodi momento-resistenti sono stati ripristinati mediante interventi locali a basso impatto (scenario I). Nuovi controventi sono stati inoltre progettati sismicamente tenendo conto delle criticità della struttura (possibile collasso delle travi secondarie, ripristino dei rapporti di sovrarresistenza – scenario II);
- I nuovi CBF consentono di aumentare la resistenza e la rigidità in entrambe le direzioni. In particolare, il massimo tagliante alla base aumenta del 91% in direzione X e del 296% in direzione Y;
- Gli interventi locali sui nodi MRF influenzano positivamente il comportamento strutturale globale, in quanto la capacità di spostamento ultima in direzione X aumenta notevolmente (+39%). Inoltre, il meccanismo di collasso dei telai coinvolge ora un numero significativo di travi, risultando in una dissipazione di energia sismica assolutamente più efficiente;
- Il solo scenario I (interventi locali) consente di scattare di una classe convenzionale di rischio sismico (da B ad A), per un costo stimato di circa 295'000 euro;
- Il solo scenario II (interventi globali sui controventi) consente di scattare di una classe convenzionale di rischio sismico (da B ad A) per un costo stimato di circa 165'000 euro.
- L'adozione congiunta degli interventi previsti nello scenario I e II (scenario III) consente di raggiungere la massima classe convenzionale di rischio sismico (A+), per un costo stimato di circa 460'000 euro.