



## **Progetto DPC-ReLUIS 2022-2024**

### **WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati**

#### **CASO STUDIO: CAPANNONE INDUSTRIALE EX ALMEC NUSCO (AV)**

##### SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

UR: UNINA, prof. Raffaele Landolfo

UR: UNISA, prof. Gianvittorio Rizzano

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

Gruppo di lavoro UNISA: Massimo Latour, Antonella Bianca Francavilla, Sabatino Di Benedetto, Elena Elettore, Annarosa Lettieri

*Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università degli Studi di Napoli*

*Federico II*

*Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno*

## Sommario

<b>1</b>	<b>IL CASO STUDIO: CAPANNONE INDUSTRIALE EX ALMEC DI NUSCO</b>	<b>3</b>
<b>1.1</b>	<b>Inquadramento generale</b>	<b>3</b>
1.1.1	Inserimento nel contesto urbano	3
1.1.2	Inquadramento sismico	4
<b>1.2</b>	<b>Analisi storico critica e della documentazione di progetto</b>	<b>13</b>
1.2.1	Rilievo geometrico strutturale e dei dettagli costruttivi	17
<b>1.3</b>	<b>Materiale da costruzione</b>	<b>21</b>
<b>1.4</b>	<b>Livello di conoscenza</b>	<b>25</b>
<b>1.5</b>	<b>Analisi dei carichi</b>	<b>28</b>
1.5.1	Carichi permanenti agenti sulla costruzione	28
1.5.2	Azione della neve	29
1.5.3	Azione del vento	30
<b>2</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE-OPERAM</b>	<b>38</b>
<b>2.1</b>	<b>Modellazione numerica</b>	<b>38</b>
2.1.1	Modello analitico/computazionale	38
2.1.2	Modellazione della risposta non lineare	39
<b>2.2</b>	<b>Risultati delle analisi</b>	<b>44</b>
2.2.1	Calcolo dell'indice di rischio e della classe di rischio	47
<b>3</b>	<b>ANALISI DEGLI INTERVENTI</b>	<b>49</b>
<b>3.1</b>	<b>Strategie di Intervento</b>	<b>50</b>
3.1.1	Criteri di progetto per intervento di retrofit locale	50
3.1.2	Criteri di progetto per intervento di retrofit/adequamento sismico con EXO 2D $\perp$ in acciaio	61
<b>3.2</b>	<b>Confronto dell'indice di rischio e della classe di rischio Ante e Post intervento</b>	<b>66</b>
<b>3.3</b>	<b>Valutazione economica degli interventi</b>	<b>69</b>
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>71</b>

# 1 IL CASO STUDIO: CAPANNONE INDUSTRIALE EX ALMEC DI NUSCO

## 1.1 Inquadramento generale

Di seguito verrà fornito un inquadramento generale del fabbricato in esame con il fine di individuare 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 cittadina di Nusco, in provincia di Avellino, si tratta di un capannone industriale appartenente al complesso industriale Sirpress S.r.l. (Ex Almec). La fabbrica copre un'area di 19.982 mq su un sito di 76.500 mq. La Sirpress è una azienda del settore metalmeccanico Appartenente al Gruppo Sira Industrie, specializzato da oltre 50 anni in pressofusione di leghe di alluminio, costruzione stampi per pressofusione, nelle lavorazioni meccaniche e nell'assemblaggio di componenti.



*Figura 1. Vista panoramica con in evidenza il complesso industriale di Nusco (AV)*

Il fabbricato si trova isolato dagli edifici circostanti, fatta eccezione per una porzione del lato Est, ed è dunque facilmente distinguibile. Nello specifico la struttura oggetto di questo studio riguarda un capannone industriale monopiano in acciaio adibito ad uso magazzino. La struttura in esame risulta essere un ampliamento che funge da magazzino per la struttura esistente destinata alla produzione di materiali

pressofusi in alluminio (Figura 2). Tra i due corpi è presente un giunto strutturale tale da disaccoppiare il comportamento dinamico delle due strutture. Si ricordi che il giunto sismico è una divisione tra due strutture che risulteranno fisicamente separate ed indipendenti; per assicurarne una continuità interna per gli utenti viene riempito con un materiale espandibile (guaina) che si inserisce tra due edifici il suo spessore è di circa  $h / 100$  dell'altezza della struttura.

La struttura oggetto di studio, compresi gli elementi della baraccatura, presenta un ingombro longitudinale di circa 36 m e un ingombro trasversale di circa 55,5 metri.

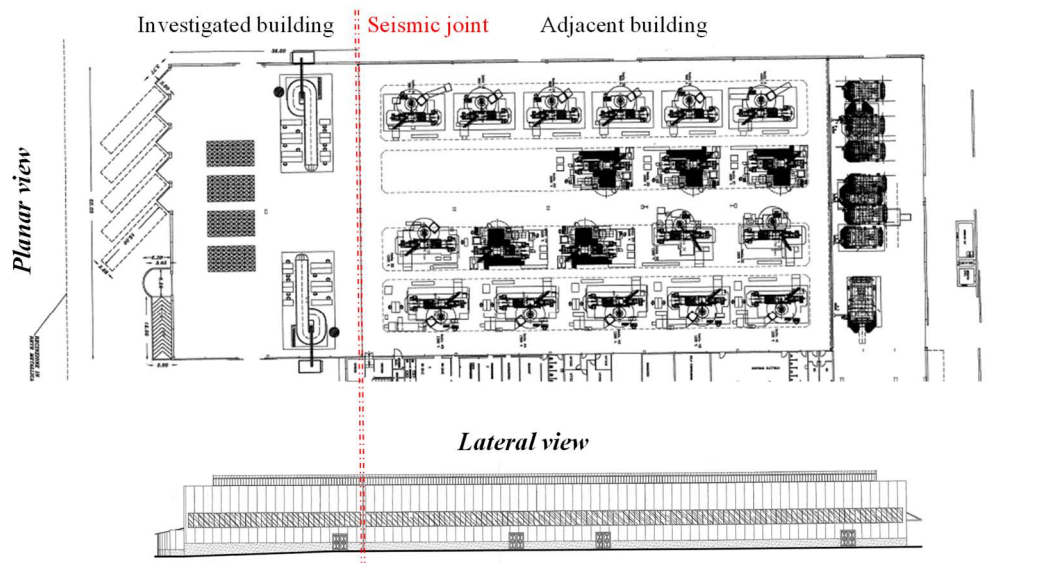


Figura 2. Inquadramento capannone industriale

### 1.1.2 Inquadramento sismico

I principi generali della progettazione antisismica sono dettati dall'ultima versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 che al § 3.2 definiscono l'azione sismica e nel capitolo 8 forniscono le indicazioni per le strutture esistenti.

La progettazione antisismica ha l'obiettivo di garantire la continuità delle prestazioni di un edificio, al verificarsi di un'ampia gamma di eventi sismici, dai più deboli a quelli più forti. Questo è il motivo per cui sono individuati diversi stati limite, entro i quali la struttura è in grado di soddisfare le esigenze per cui è stata concepita.

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni ed interruzioni d'uso significative;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto utilizzabile immediatamente pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*: si accetta che la struttura subisca crolli e rotture dei componenti non strutturali e significativi danni dei componenti strutturali, con perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)*: si accetta che la costruzione subisca gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi dei componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi ancora una parte della rigidità e della resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La normativa prevede la verifica nei confronti di uno o più di questi stati limite, facendo riferimento, per ciascuno di questi, ad una specifica probabilità di occorrenza dell'evento sismico.

Per la determinazione delle azioni sismiche da considerare nella progettazione di qualsiasi tipologia strutturale, è necessaria la valutazione della "pericolosità sismica del sito di costruzione". Essa è definita al §3.2 dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) in termini di:

- $T_r$ : "periodo di ritorno del terremoto" che rappresenta il tempo intercorrente tra due eventi sismici della stessa entità;
- $a_g$ : l'accelerazione orizzontale massima relativa al sito, che la norma fornisce in  $g/10$ ;
- $F_0$ : il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$ : il periodo in corrispondenza del quale parte il tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Attraverso la valutazione dei suddetti parametri è possibile definire la pericolosità sismica del sito.

La Circolare Esplicativa dell'aggiornamento delle NTC 2018 del 17/01/2018 prescrive la seguente espressione per il calcolo del periodo di ritorno (§C3.2.1):

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad [1]$$

I parametri che compaiono in tale espressione sono esplicitati di seguito:

$V_R$  rappresenta il "periodo di riferimento" del sisma, ovvero l'intervallo di tempo in cui si ipotizza di voler osservare l'occorrenza del fenomeno ed il superamento del valore di  $a_g$ . Esso viene valutato attraverso l'espressione fornita al §2.4.3 delle NTC 2018:

$$V_R = C_u * V_N$$

[2]

Dove  $V_N$  rappresenta la “vita nominale” dell’edificio, definita al § 2.4.1 delle NTC 2018 come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve ancora poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata in fase di costruzione; si riporta la tabella 2.4.1:

Tabella 1: Definizione Vita nominale NTC 2018

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Poiché l’edificio oggetto di studio rientra nelle opere ordinarie, consideriamo come valore della vita nominale:

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

Viene indicato con  $C_u$  il “coefficiente d’uso”, il quale esprime numericamente il grado di utilizzo di un edificio in funzione della classe d’uso.

Al § 2.4.2 delle NTC 2018 vengono definite le differenti classi d’uso, dalla I alla IV:

- *Classe I:* Costruzione con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

- *Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente [...].

Al § 2.4.3 delle NTC 2018 è riportata la tabella 2.4.II dalla quale è possibile ricavare il valore di  $C_u$  in funzione della classe d'uso. Di seguito si propone la suddetta tabella.

*Tabella 2:  $C_u$  in funzione della classe d'uso*

<b>Classe d'uso</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>Coefficiente d'uso <math>C_u</math></b>	0,70	1,00	1,50	2,00

Nel caso oggetto di studio consideriamo la classe d'uso II (normali affollamenti) ottenendo pertanto il seguente valore del coefficiente d'uso:

$$C_u = 1,00$$

Quindi, il "periodo di riferimento" del sisma,  $V_R$ , risulta essere pari a:  $V_R = C_u * V_N = 1,00 * 50 = 50$  anni.

$P_{VR}$  viene definito dalle NTC 20018 § 3.2.1 come la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ , ovvero la probabilità che l'intensità del sisma di progetto venga superata nel periodo di riferimento. Si riporta la tabella 3.2.I, dalla quale è possibile ricavare il valore percentuale di  $P_{VR}$  in funzione del tipo di verifica che si intende effettuare.

*Tabella 3: Stati Limite*

<b>STATO LIMITE</b>		<b>PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR</b>
<b>Stati limite di esercizio</b>	<b>Stato Limite di Operatività (SLO)</b>	81%
	<b>Stato Limite di Danno (SLD)</b>	63%

<b>Stati limite ultimi</b>	<b>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)</b>	10%
	<b>Stato Limite di Collasso (SLC)</b>	5%

Quindi, in definitiva, è possibile ottenere il valore del Periodo di Ritorno per i stati limite investigati:

- $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,81)} = 30 \text{ anni } SLO$
- $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,63)} = 50 \text{ anni } SLD$
- $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,10)} = 475 \text{ anni } SLV$
- $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,05)} = 975 \text{ anni } SLC$

In questo lavoro, si è scelto di effettuare la verifica della struttura nei confronti degli stati limite di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV).

Definito il periodo di ritorno  $T_R$ , la determinazione dell'azione sismica, da considerarsi nella progettazione strutturale, passa attraverso la valutazione della pericolosità sismica di base del sito di costruzione, individuata dalle NTC 2018 in funzione della latitudine e longitudine dell'area.

Supposto che l'edificio sorga nella Provincia di Avellino, precisamente nel Comune di Nusco, si riportano le coordinate geografiche del sito:

<b>Sito</b>	<b>Longitudine</b>	<b>Latitudine</b>
Nusco	15°,089	40°,888

Ai fini della definizione dell'azione sismica si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, tuttavia, in presenza di sottosuoli in cui le proprietà meccaniche degli strati di terreno migliorano con la profondità si può far riferimento a un approccio semplificato. Ai fini dell'individuazione della categoria di sottosuolo, si introduce il parametro  $V_{s,30}$ , ovvero la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Non avendo a disposizione



la relazione geologica, ci rifacciamo a valori riscontrati in siti limitrofi. In altri casi, si è adottata una velocità di propagazione di circa  $V_{s,30} \cong 230 \text{ m/s}$ . Si riporta la tabella 3.2.II delle NTC 2018:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 3. Categoria sottosuolo

Dalla tabella si evince che la velocità adottata è compresa tra  $180 \text{ m/s} < V_{s,30} < 360 \text{ m/s}$  a cui corrisponde la classe di terreno di tipo C.

Stabilita la categoria di sottosuolo, è possibile quantificare i coefficienti  $S_S$  e  $C_c$  mediante le espressioni indicate in tabella 3.2.IV delle NTC 2018.

$S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica;  $C_c$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo:

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Si considera appartenente alla categoria C per cui i coefficienti  $S_S$  e  $C_c$  sono rispettivamente 1,47 e 1,62.

Lo step successivo consiste nel calcolo del coefficiente di amplificazione topografica  $ST$ , il quale tiene conto degli effetti topografici legati alla configurazione altimetrica del sito. Per quantificare tale parametro è necessario definire la categoria topografica del suolo oggetto di intervento. Si riporta la tabella 3.2.III delle NTC 2018 al § 3.2.2.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$ST$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media $\leq 30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media $> 30^\circ$	1,4

Per il caso in esame, si è scelto per il progetto in esame la categoria T1. Si riporta la tabella 3.2.V delle NTC 2018 al § 3.2.2. in cui il valore di  $ST$  è correlato al variare della categoria topografica. Secondo quest'ultima, il valore del coefficiente  $ST$  corrispondente alla categoria topografica T1 risulta essere:

$$ST = 1$$

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  individuati in funzione del reticolo di riferimento in cui è suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ . Tali punti sono definiti in termini di latitudine e longitudine. L'edificio in progetto è sito nel comune di Nusco provincia di Avellino; a tale sito, corrispondono i seguenti parametri:

Tabella 4: Parametri di pericolosità sismica

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.057	2.377	0.277
50	0.076	2.337	0.297
72	0.093	2.329	0.319
101	0.110	2.342	0.329
140	0.130	2.342	0.341
201	0.156	2.338	0.350
475	0.238	2.310	0.377
975	0.327	2.295	0.410
2475	0.459	2.412	0.428

Lo spettro viscoelastico in accelerazione delle componenti orizzontali  $S_{ae}(T)$  può essere calcolato per ciascuno dei quattro stati limite, in accordo al § 3.2.3.2.1 delle NTC18, come:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

$a_g$  e  $F_0$  sono parametri di pericolosità sismica di base

$\eta = \sqrt{\frac{10}{100 \cdot \xi + 5}}$  e  $\xi$  rappresenta il fattore di smorzamento della struttura, in assenza di analisi dettagliate si pone

$$\xi = 5; \quad \eta = 1$$

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$C_C$  è un coefficiente calcolato in funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 3.2.IV)

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

*Sono riportati di seguito gli spettri di risposta elastici in termini di accelerazioni al variare del periodo di ritorno:*

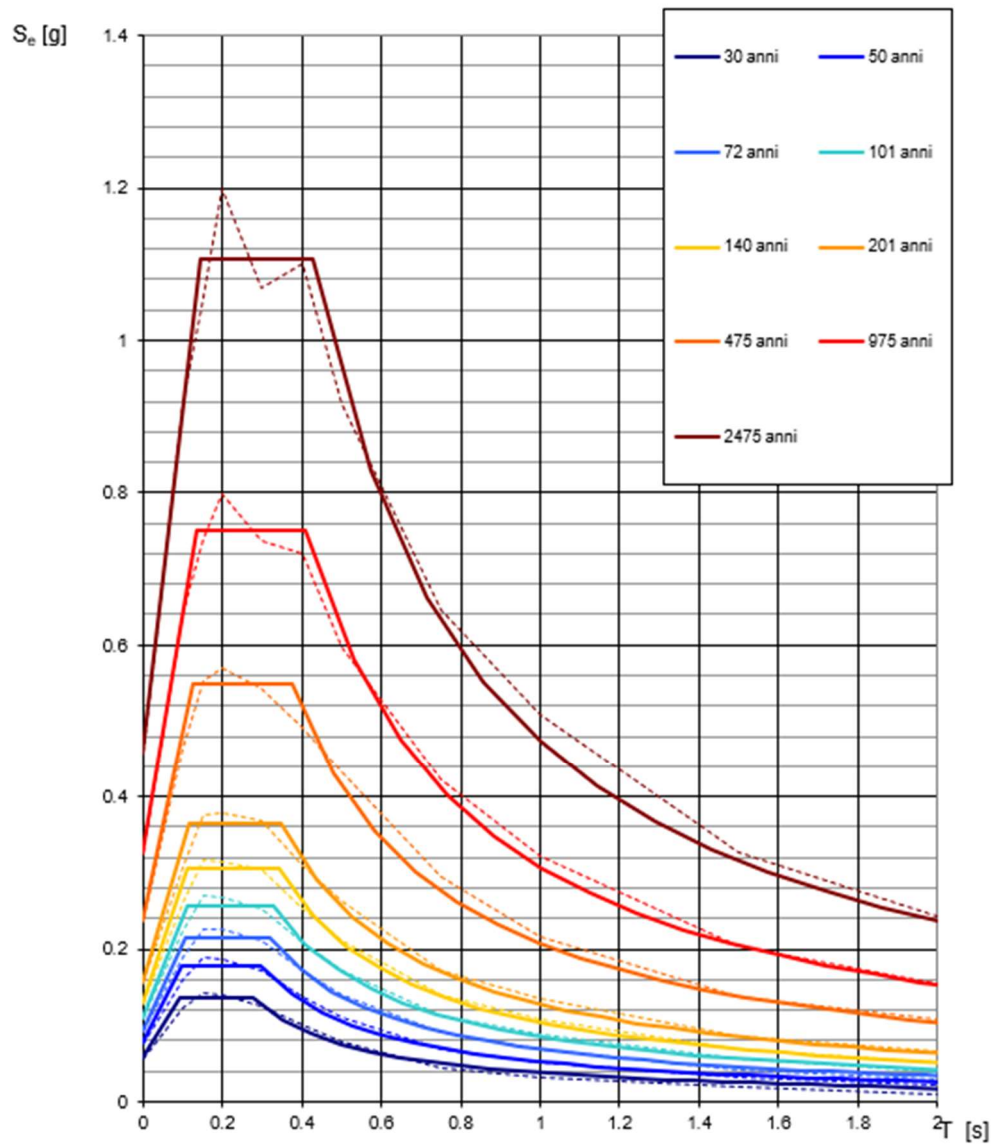


Figura 4. Spettri di risposta elastici

Inserendo le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito, infine, viene individuato lo spettro di progetto finale (Figura 5).

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.238 g
$F_0$	2.310
$T_C$	0.377 s
$S_S$	1.370
$C_C$	1.449
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.370
$\eta$	1.000
$T_B$	0.182 s
$T_C$	0.546 s
$T_D$	2.552 s

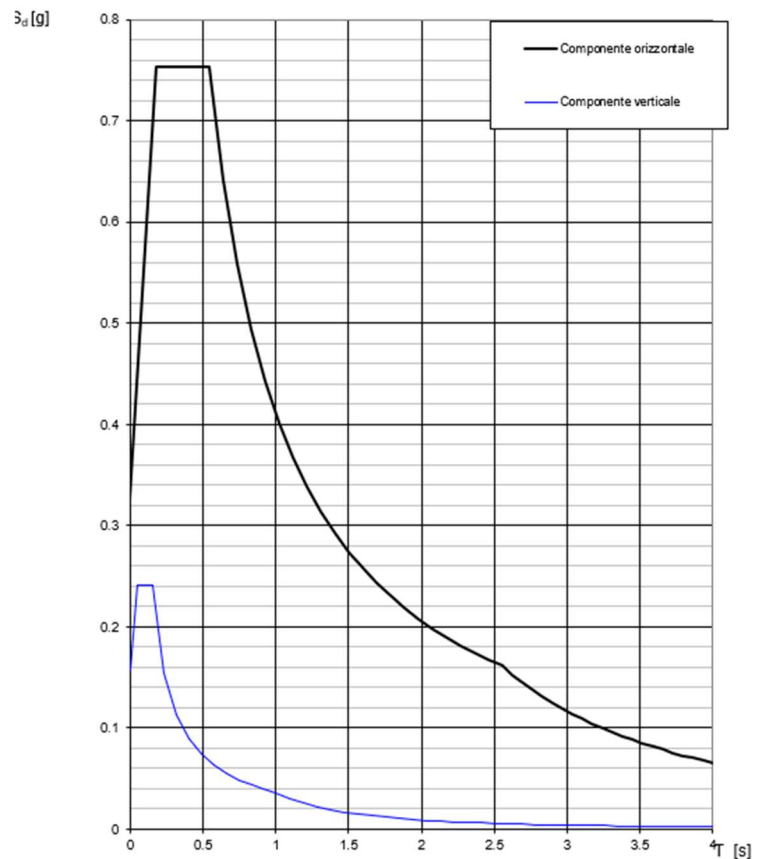


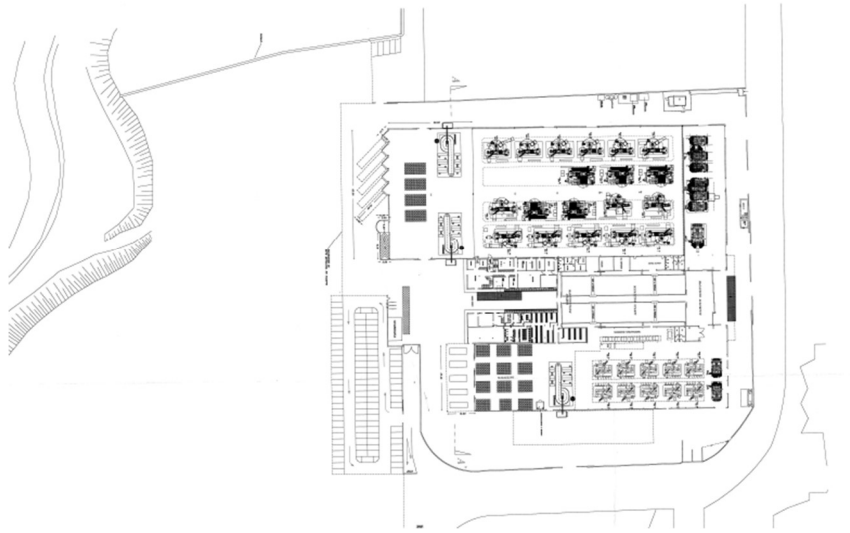
Figura 5. Valori dei parametri della componente orizzontale e spettri di progetto, per lo SLV

## 1.2 Analisi storico critica e della documentazione di progetto

L'epoca di realizzazione dell'edificio è negli anni '90, approssimativamente tra il 1992 ed il 1997. Nota l'età di costruzione, a seconda dell'evoluzione della classificazione sismica sul territorio nazionale, possiamo sconoscere la tipologia progettuale, gravitazionale o sismica. Possiamo effettuare una prima suddivisione tra edifici progettati prima del 1971 e quelli successivi, in quanto prima di tale data è molto difficile risalire ad informazioni sul progetto (geometria e dettagli costruttivi in generale). Più precisamente, il progetto strutturale dell'edificio spesso non risulta disponibile in quanto la norma vigente fino al 1971, il R.D. n. 2229 del 16 novembre 1939, prevedeva soltanto l'obbligo per i costruttori di presentare, prima dell'inizio dei lavori, denuncia alla Prefettura della Provincia, allegando una copia del progetto di massima, il quale non conteneva alcun dettaglio ma soltanto dimensioni e caratteristiche principali dell'edificio da realizzare. Al termine dei lavori, per ottenere la licenza d'uso della costruzione, il committente doveva poi presentare il certificato di collaudo delle opere alla Prefettura. Soltanto a seguito della legge del 5 novembre 1971 n. 1086 è stato

disposto l'obbligo di depositare il progetto esecutivo ed i calcoli statici presso l'ufficio competente del Genio Civile all'atto della denuncia dei lavori.

Per il capannone oggetto dello studio è stato possibile reperire le piante e i prospetti illustrati, tavole esecutive, contenenti i dettagli costruttivi ed in particolare i collegamenti tra le membrature, e quelli tra le colonne e la piastra di base (vedi Figura da 6 a 13).



*Figura 6. Planimetria generale*

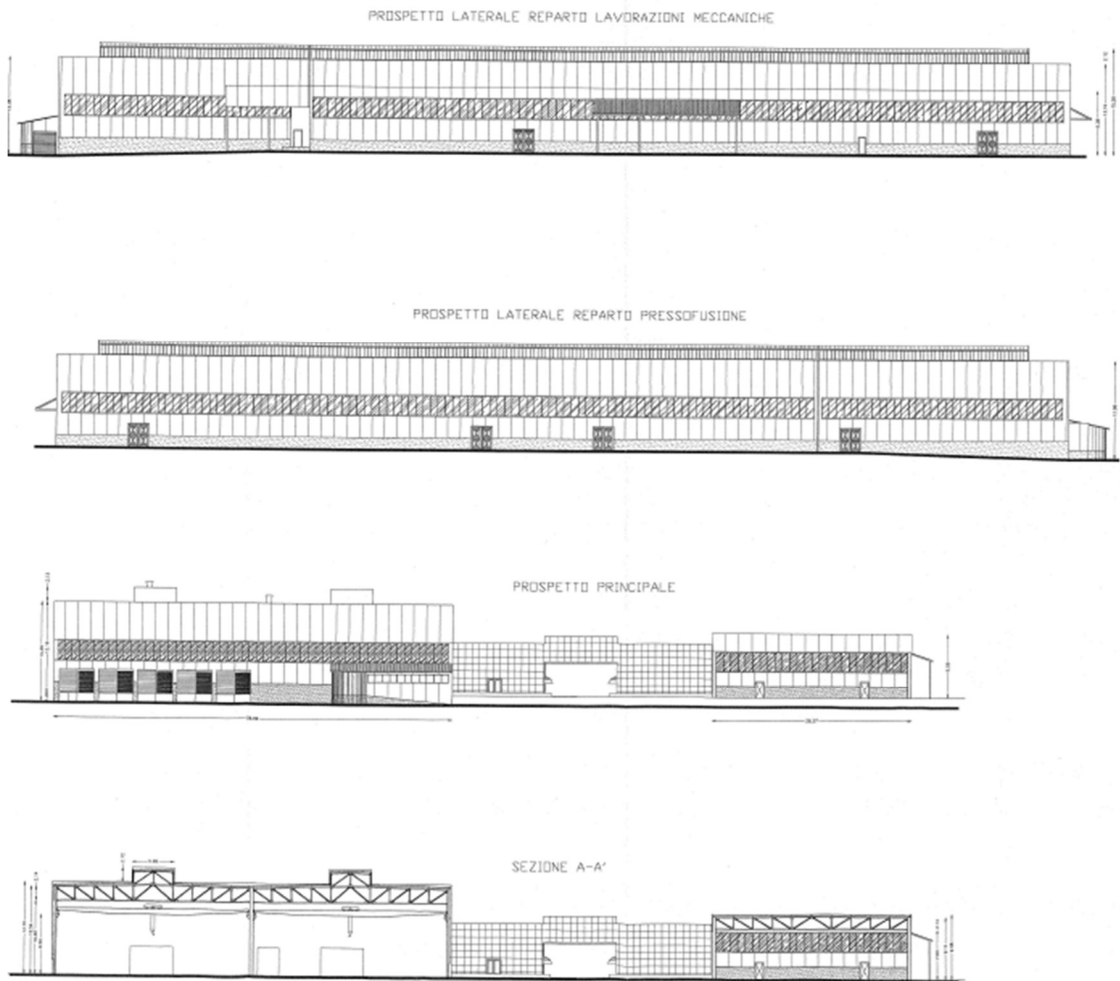


Figura 7. Prospetti e sezioni

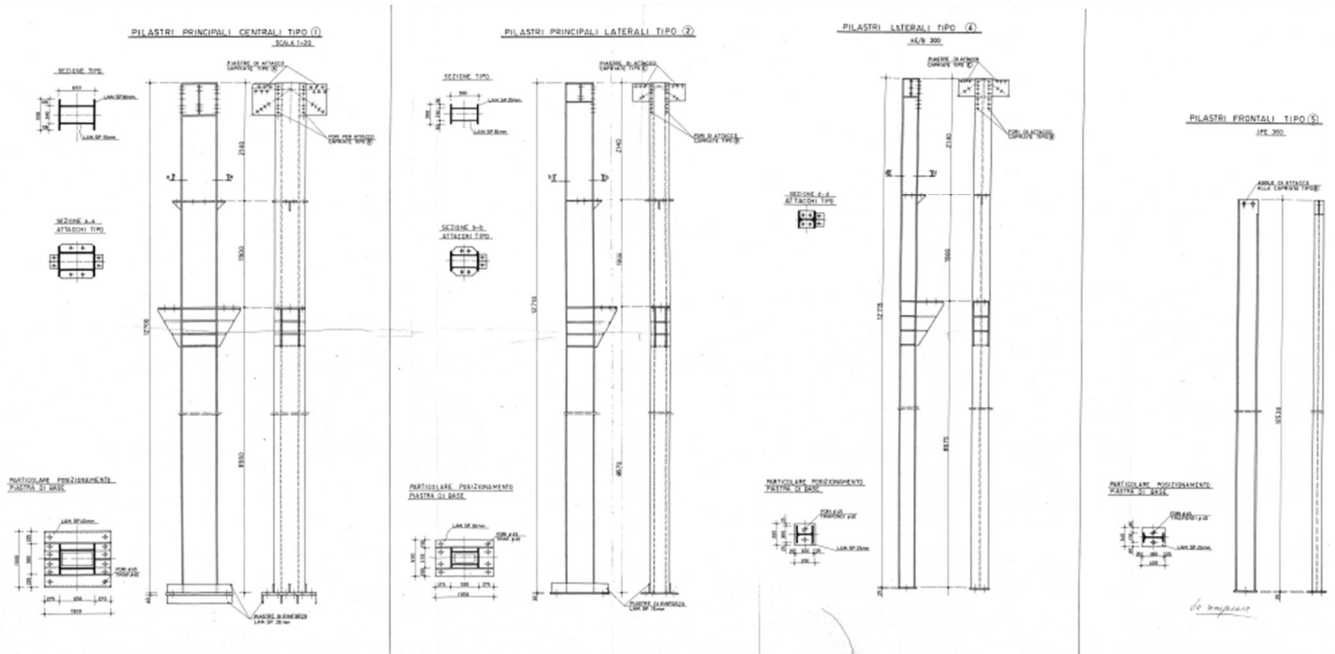


Figura 8. Dettagli colonne

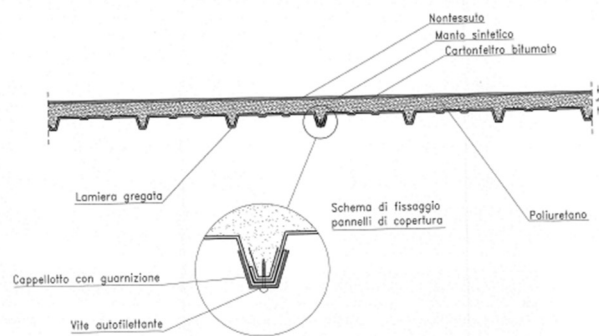


Figura 9. Particolare pannello di copertura

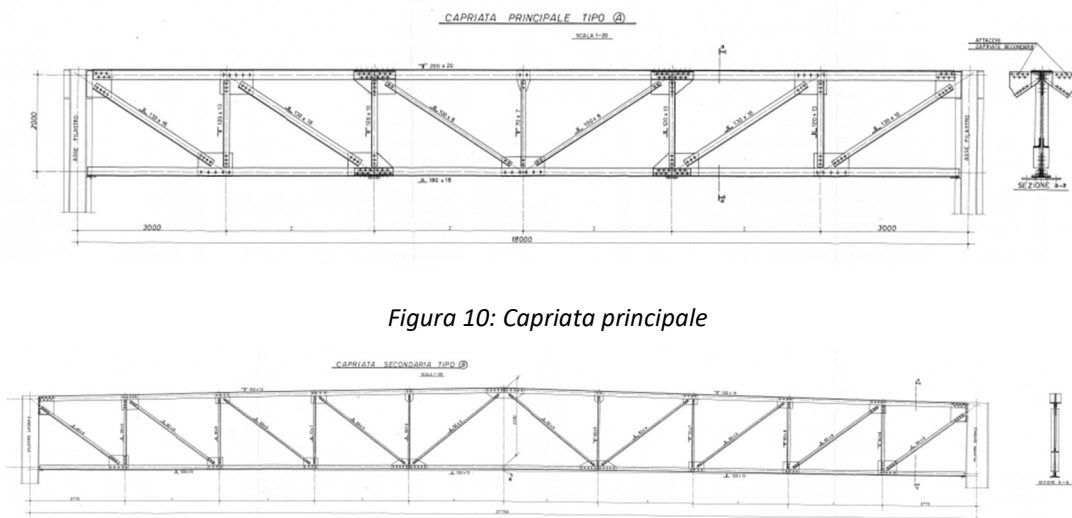


Figura 10: Capriata principale



Figura 11: Capriata secondaria

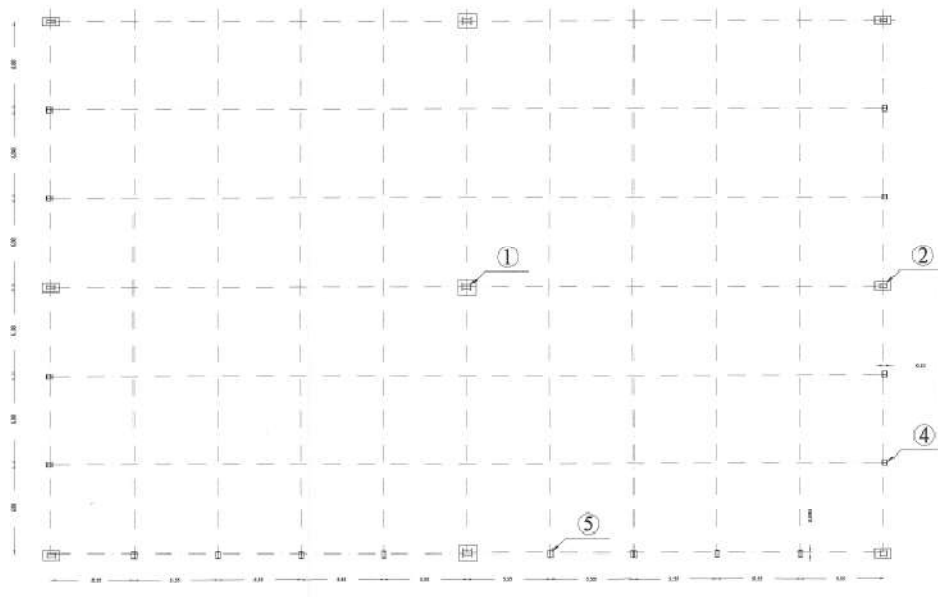


Figura 12: Pianta colonne magazzino

### 1.2.1 Rilievo geometrico strutturale e dei dettagli costruttivi

A seguito del rilievo geometrico, al fine di determinare il numero e la localizzazione delle indagini in-situ per un fabbricato in acciaio è opportuno identificare:

- la tipologia e la localizzazione dei giunti tra le membrature;
- i particolari di appoggio dei solai;
- la modalità di collegamento alle fondazioni.

Grazie ai disegni originali, si è potuto ricostruire in modo completo l'intera geometria dell'edificio cioè a tutti i livelli della struttura per tutti gli elementi che la costituiscono. La struttura è caratterizzata da forma una pianta rettangolare di dimensioni planimetriche di circa 36x55.5 m<sup>2</sup>, per una superficie complessiva calpestabile di circa 2000 m<sup>2</sup> ed un'altezza complessiva di 12.7 m. La cubatura complessiva dell'edificio è di circa 25380 m<sup>3</sup>.

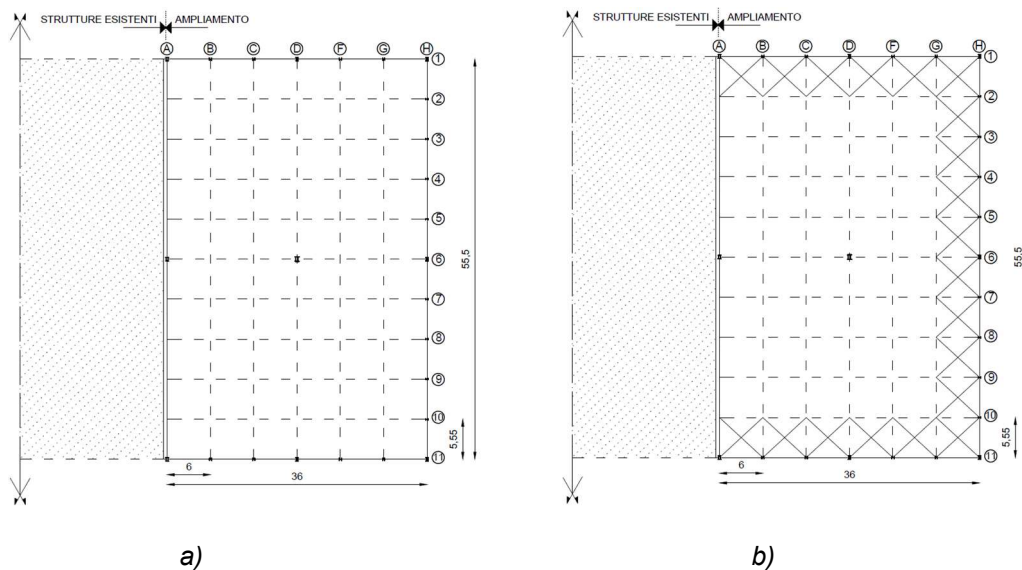


Figura 13: Pianta carpenterie quota +0m (a); +12.7 m b)

La struttura risulta REGOLARE IN PIANTA ed in Altezza in quanto la sua geometria rispetta i limiti previsti dal quadro normativo nazionale; in particolare la struttura risulta regolare in pianta se sono rispettate le seguenti condizioni definiti al capitolo 7.2.1 delle NTC 2018:

- a. *La distribuzione di masse e rigidzze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;*
- b. *Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;*
- c. *Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.*

In aggiunta risulta regolare in altezza se sono rispettate tutte le seguenti condizioni definite al capitolo 7.2.1 delle NTC 2018:

- d. *Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenza altezza, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;*

- e. *Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti o nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*
- f. *Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre piani;*
- g. *Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono con continuità da un orizzontamento a quello successivo; oppure avvengono in modo tale che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante; né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazione di restringimento.*

La struttura in elevazione è classificabile come Telaio/portale incernierato in testa (Pinned Frame PF), questo risulta essere tra gli schemi statici più diffuso sino ad oggi, quello con colonna incastrata alla base e trave incernierata alle estremità. Tale soluzione si distingue per la sua semplicità di calcolo, di fabbricazione in officina e di realizzazione in cantiere e per la sua versatilità di utilizzo. Il progetto della trave in semplice appoggio, nel caso di luci elevate, è frequentemente condizionato dalla verifica della deformabilità in esercizio, che spesso richiede l'utilizzo di inerzie elevate indirizzando quindi la scelta verso la più conveniente tipologia reticolare.

Dai disegni originali è stato possibile ricavare disposizione e sezioni di tutti gli elementi strutturali.

Il sistema strutturale è costituito da telai a capriata, i correnti superiori, così come quelli inferiori sono collegati alle colonne portanti, che sono continue in corrispondenza delle connessioni creando così un telaio rigido. Il sistema sismo resistente è composto in direzione longitudinale (Figura 15) da 3 telai a interasse di 27,75 m, composti ciascuno da 2 portali affiancati, con colonne in composizione saldata (Figura 14) e travatura reticolare (capriata principale di tipo A, Figura 10). Nella direzione trasversale la struttura presenta 3 telai a interasse 18 m, composti ciascuno da 2 portali affiancati, con colonne in composizione saldata e travatura reticolare (capriata secondaria di tipo B, Figura 11).

Le colonne appartenenti ai telai MRF sono state realizzati mediante aste cave in composizione saldata mentre sono stati adottati profili laminati a caldo (IPE 360 e HE 300B) per il sistema di supporto dei rivestimenti. Tutte le colonne cave sono orientate con il loro asse forte parallelo alla direzione Y.

Le membrature utilizzate per le capriate sono dei profili ad L (singoli o accoppiati), con sezioni trasversali variabili lungo lo sviluppo della stessa. Le principali caratteristiche geometriche delle connessioni trasversali e longitudinali dei sistemi MRF, tra il traliccio e la colonna sono rappresentate nella Figura X.

Le connessioni bullonate sono costituite da una piastra (gusset plate) tra gli angolari che formano i correnti.

L'acciaio S235 è stato adottato per tutti gli elementi e le piastre, come riportato nel report di progettazione originale, mentre per i collegamenti sono stati adottati bulloni di classe resistenza 6,8.

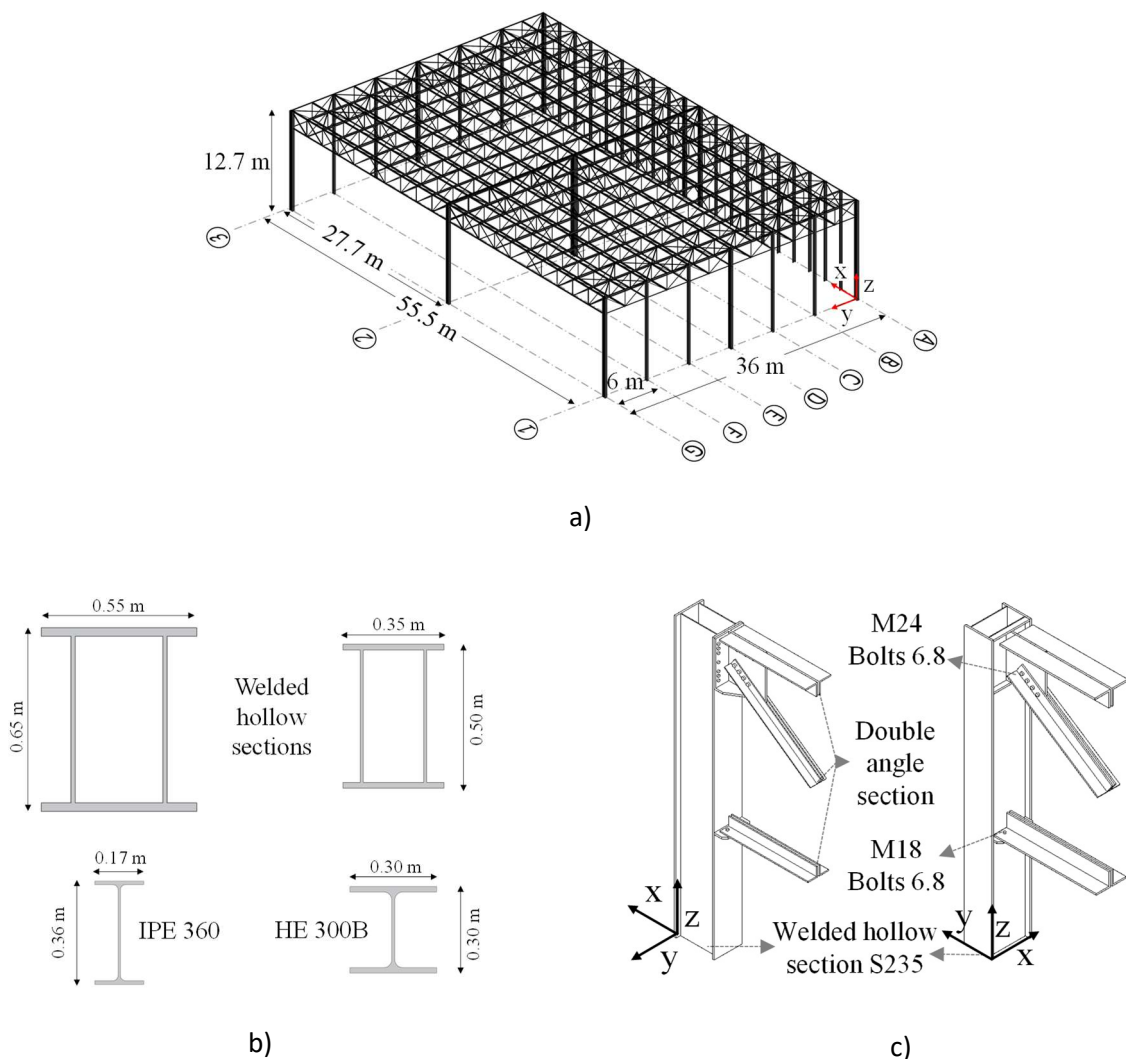


Figura 14. Rilievo geometrico: a) Vista tridimensionale capannone industriale; b) Sezioni colonne; c) Dettagli connessioni bullonate sistema capriata-colonna

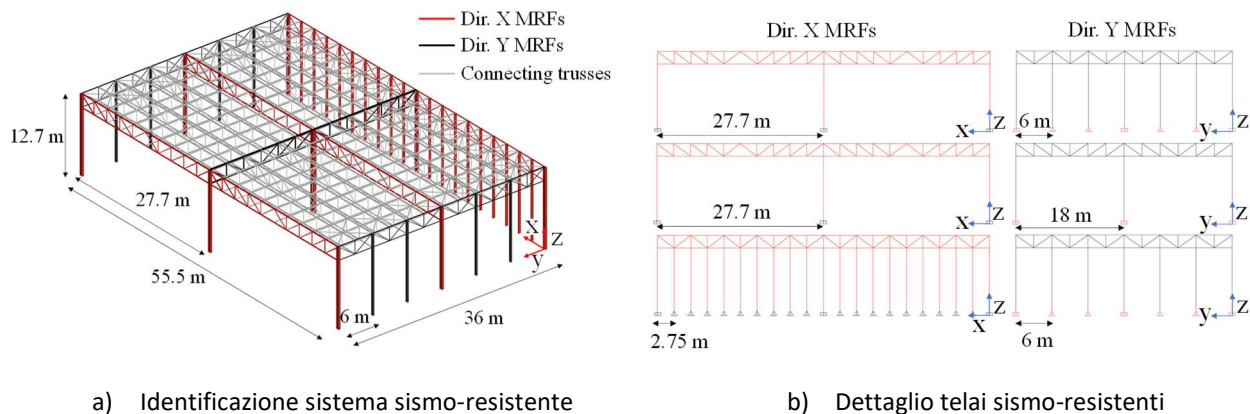


Figura 15. Moment resisting frames system

### 1.3 Materiale da costruzione

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali con i quali è realizzato un fabbricato, la norma prevede (§ 8.5.3 delle NTC) che per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o integrazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001 e successivi aggiornamenti. Ciò fa riferimento, esclusivamente, al prelievo dei campioni per le prove distruttive i cui esiti sono soggetti a certificazione ai sensi dello stesso articolo 59 del DPR 380/01.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nella Circolare del 03/12/2019 n.633/STC identifica i criteri per il rilascio dell'autorizzazione, da parte del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, ai Laboratori per prove e controlli sui materiali da costruzione su strutture e costruzioni esistenti, di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001 "Testo Unico per l'Edilizia", considerando anche la realizzazione delle prove non distruttive in situ. Con l'entrata in vigore della Legge 14 giugno 2019, n. 55, di conversione del "Decreto Sblocca Cantieri" e la pubblicazione della **Circolare del 03/12/2019 n.633/STC**, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti autorizza con proprio decreto anche **i laboratori per prove e controlli sui materiali da costruzione su strutture e costruzioni esistenti**, di cui all'art.59 del D.P.R. n. 380/2001, lettera c-bis (Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia). Questo nuovo settore di autorizzazione si affianca a quelli già precedentemente attivi, in particolare i Laboratori per l'esecuzione e certificazione di prove sui materiali da costruzione (lettera a) ed i Laboratori per l'esecuzione e certificazione di prove su terre e rocce (lettera c), di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001.

Il sistema di controllo e certificazione per i materiali ed i prodotti ad uso strutturale pienamente attuato per le nuove costruzioni, viene così completato anche per gli interventi sull'esistente, di cui al cap. 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018.

L'autorizzazione disciplinata dalla suddetta Circolare riguarda i settori A, B e C. Il Settore B e quello di competenza per le prove su strutture metalliche e strutture composte, **in situ**, ed i rispettivi laboratori autorizzati devono essere in grado di effettuare, documentare e certificare almeno le prove elencate in seguito (fra parentesi le norme di riferimento):

- Prova magnetoscopica (UNI EN ISO 9934:2017);
- Liquidi penetranti (UNI EN ISO 23277:2015);
- Ultrasuoni (UNI EN ISO 11666:2018);
- Prova di durezza Brinell in situ (UNI EN ISO 6506:2015);
- Prova di durezza Vickers in situ (UNI EN ISO 6507:2018);
- Prova di durezza Rockwell in situ (UNI EN ISO 6508:2016);
- Prove di durezza di Lebb in situ (UNI EN ISO 16859:2015);
- Spessometria in situ (UNI EN 14127:2011);
- Misura delle coppie di serraggio (UNI EN 14831:2005);
- Prelievo di bulloni e di campioni di carpenteria.

Il numero delle prove sui materiali sarà diverso, a seconda del livello di approfondimento e di conoscenza che si intende raggiungere. Le prove, possono essere "limitate", "estese" o "esaustive". Le NTC 2018 (D.M. 17.01.2018) e la circolare esplicativa al C8.5.3.2 identificano:

*Prove limitate prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova. Prove estese: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali. Prove esaustive: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle prove, limitate o estese, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata. Per l'acciaio devono essere raccolte le seguenti caratteristiche del materiale:*

- tensione di snervamento;
- resistenza a rottura;

- allungamento dell'acciaio.

Da sottolineare che è possibile, a partire della durezza ricavata del materiale con le prove richiamate in precedenza, stimare la correlazione tra durezza misurate e resistenza a trazione del materiale.

Per quanto riguarda i campioni di carpenteria, sottoposto a prova, dopo il prelievo si dovrà provvedere al ripristino dell'elemento, mediante saldatura in opera (come mostrato in Figura 17).



Figura 16. Prelievo di un campione dalla trave principale, e successivo ripristino mediante saldatura in opera

Una definizione orientativa dei livelli di rilievo e delle prove da eseguire, per edifici in acciaio, adeguate ad ottenere le informazioni necessarie ad identificare il fabbricato esistente in uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono presenti nella circolare alla tabella C8.5.VI di seguito riportata:

Tabella C8.5.VI – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro...)	
<i>limitato</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

Figura 17. Livelli di rilievo e prova per edifici in acciaio

La circolare sottolinea che le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, in funzione delle eventuali situazioni ripetitive sia per geometria sia per ruoli nello schema strutturale.

Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini delle prove sui materiali, è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

Infine, il numero di provini riportato nella tabella precedente può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale stesso.

Saranno poi i laboratori autorizzati ad eseguire, le prove in situ e le prove necessarie sui campioni prelevati: tensione di snervamento, resistenza a rottura ed allungamento dell'acciaio o altre eventuali come quella della composizione chimica. Sarà il progettista ad identificare il numero e le tipologie di prove. I certificati di prova, l'identificazione e la conservazione dei campioni di materiali sottoposti alle prove, a cura del laboratorio, devono rispettare le indicazioni delle normative e delle circolari citate.

In particolare ***nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione.***

A tal proposito un utile strumento al fine di identificare le proprietà del materiale in base all'epoca di costruzione viene da recenti studi di letteratura [Di Lorenzo et al, 2021], che propongono una metodologia per la rapida identificazione del materiale per le costruzioni metalliche in base al periodo di realizzazione:

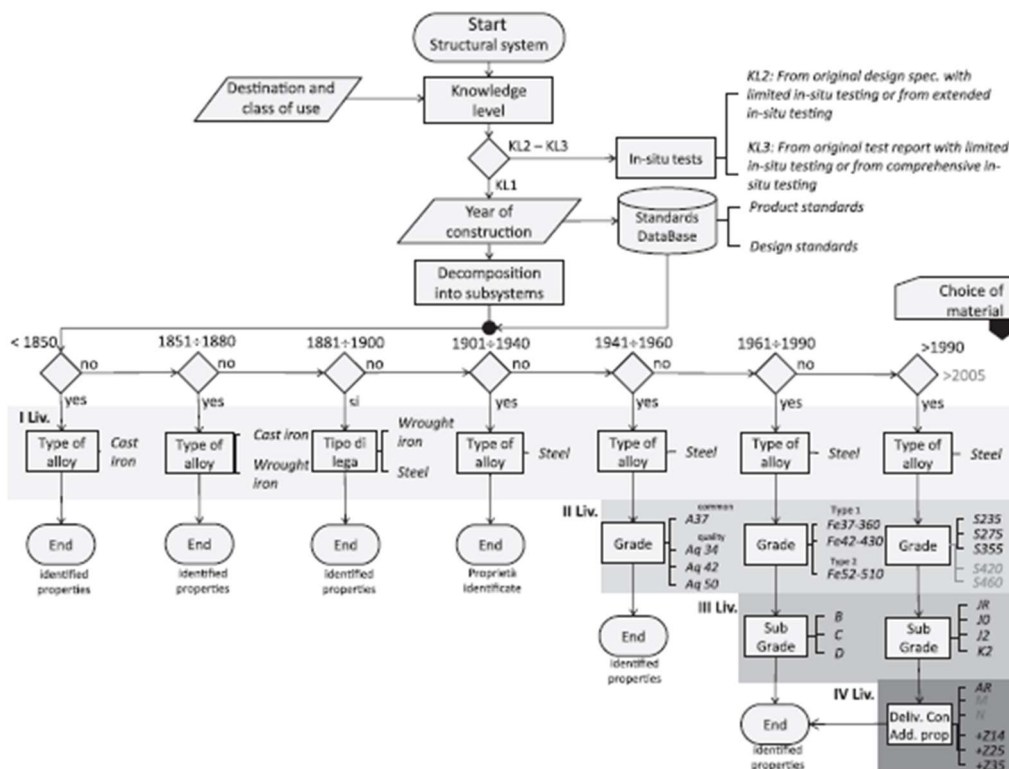


Figura 18. Metodologia per identificazione del materiale (Di Lorenzo et al., 2021)

Per raggiungere il livello di conoscenza LC3 nei riguardi della caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari, nel caso studio in esame le limitate prove eseguite sul caso studio hanno riportato valori della tensione media di snervamento che oscillavano tra i 260 e 280 MPa, ragion per cui tenendo presenti



quelle che sono le indicazioni presenti nel progetto originario e viste le tipologie di acciaio in uso in base all'epoca di realizzazione (Figura 18), per le analisi viene considerato un acciaio S235.

#### **1.4 Livello di conoscenza**

Il grado di approfondimento messo a punto nelle fasi conoscitive è strettamente dipendente dalla spesa che il committente vuol investire nella campagna di conoscenza; infatti, vi è una correlazione strettissima tra la fase di conoscenza (inizio del processo), la fase di valutazione ad essa successiva e l'adeguamento finale. In generale, possiamo dire che quanto più investiamo nella campagna di conoscenza dell'edificio tanto più aumentiamo la confidenza dei risultati ottenuti dalle indagini nella valutazione della capacità dell'edificio potendo così utilizzare coefficienti di sicurezza più bassi; per conseguenza, la fase successiva di adeguamento dell'edificio diviene meno onerosa.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno:

1. Individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello quali, geometria, dettagli costruttivi e materiali;
2. Definiti i fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata
- LC2: Conoscenza Adeguata
- LC3: Conoscenza Accurata

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali (base ed altezza degli elementi strutturali; dimensioni in pianta dell'edificio; spessore delle murature, etc.); a partire da queste ultime, possiamo conoscere le rigidezze degli elementi al fine poi di valutare, tramite un'analisi sismica, le caratteristiche modali della struttura;
- dettagli costruttivi, ossia la quantità e la disposizione delle armature (passo staffe e loro chiusura a 135° [già presente nel D.M. 1996]; numero e diametro tondini; copriferro). A tal riguardo, occorre far riferimento alla Circolare n. 617/09 la quale non si differenzia molto dai requisiti proposti dall'ASCE SEI-41 od anche da quelli dell'EC8/03 (2005).

- proprietà dei materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali da costruzione (resistenza a compressione del cls e allo snervamento dell'acciaio oltre che ultima; moduli elastici di cls ed acciaio).

Si riporta in particolare il grado di approfondimento richiesto per raggiungere i 3 livelli di conoscenza precedentemente citati in funzione degli aspetti sopra citati.

Per LC1: Livello di Conoscenza Limitata, riguardo i tre aspetti suddetti, si ha:

- geometria: la geometria della struttura è nota o in base a rilievi o dai disegni originali, a seconda se la struttura è stata realizzata prima o dopo il 1971;
- dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni originali e devono essere ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione; in particolare, esso viene eseguito effettuando delle ipotesi (posizione delle armature, numero e diametro dei tondini, passo delle staffe, tipo di barra);
- proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adotteranno valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ; l'aggettivo "limitate" in normativa viene quantificato con una % (Figura 105).

Per LC2: Livello di Conoscenza Adeguata, riguardo i tre aspetti suddetti, si ha:

- geometria: la geometria della struttura è nota o in base ad un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;
- dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ, anche qui l'aggettivo "estesa" sarà quantificato in %, a meno che non siano parzialmente noti da disegni originali ed in quest'ultimo caso la verifica non dovrà essere estesa;
- proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova o da estese verifiche in-situ.

Per LC3: Livello di Conoscenza Accurata, riguardo i tre aspetti suddetti, si ha:

- geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;
- dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'esauriva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali;

- proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da esaustive verifiche in-situ.

Si osservi che il livello di Conoscenza Globale è dato da  $\min[LC(\text{geometria}); LC(\text{dettagli}); LC(\text{materiali})]$ .

Il livello di conoscenza acquisito determina, come si vede nella cosiddetta matrice dei livelli di conoscenza (riportata nell'attuale Circolare n° 617.09 e riassunta in Figura 19), il metodo di analisi ed i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali (valori medi) da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

LIVELLI DI CONOSCENZA					
informazione disponibile / metodi di analisi ammessi / fattori di confidenza					
Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dati specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali <sup>1</sup> con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 19. Matrice livelli di conoscenza

**Tabella C8.5.VI – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio**

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti) <sup>9)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>9)9)</sup>
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro...)	
<i>limitato</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

Figura 20. Definizione dei livelli di rilievo e prove

Nel caso di costruzioni metalliche, per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari.

Pertanto, per la struttura in oggetto, date le informazioni ottenute con riferimento alla geometria, ai dettagli costruttivi e alle proprietà dei materiali, è possibile definire un livello di conoscenza LC3 (Livello accurato).

Come anticipato questo livello di conoscenza consente di utilizzare un qualsiasi metodo di analisi e definisce un fattore di confidenza da adoperare nelle verifiche di sicurezza pari a:

FC =1.

## 1.5 Analisi dei carichi

### 1.5.1 Carichi permanenti agenti sulla costruzione

Trattandosi di un intervento su una costruzione esistente, si è fatto riferimento al capitolo 8 delle NTC 2018. Secondo quanto riportato al § 8.5.5, i valori dei carichi variabili da considerare nel calcolo, sia per la valutazione di sicurezza che per il progetto di interventi, sono quelli riportati al § 3 delle NTC 2018 per le nuove costruzioni. Per quanto riguarda i carichi permanenti, essi possono essere desunti dalla conoscenza dei materiali e dalla geometria degli elementi strutturali.

In accordo con il punto § 3.2.4 delle NTC 2018, si sono calcolate le masse relative ai carichi permanenti e ai carichi variabili da considerare presenti durante l'azione sismica:

- Masse permanenti:  $G_{k,j}$  (si considerano tutti i pesi propri ed i carichi permanenti);
- Masse variabili:  $\sum \psi E_{i} * Q_{k,i}$

L'analisi dei carichi permanenti prevede la distinzione in:

- $G1'$  peso proprio degli elementi strutturali compiutamente definiti;
- $G1''$  peso proprio degli elementi non strutturali compiutamente definiti;
- $G2$  peso degli elementi non strutturali non compiutamente definiti.

La prima aliquota è stata delegata direttamente al software di calcolo definendo i materiali e le sezioni di ogni elemento ed attivando la combinazione di carico associata; in aggiunta come carichi permanenti definiti, si è tenuto conto dei pannelli di tamponamento verticale. Dagli elaborati originali sono state ricavate indicazioni in merito al carico da considerare per i pannelli di tamponamento e per la copertura:

Tabella 5. Carichi permanenti

	Elemento	P. specifico [kN/m3]	Spessore [m]	Peso [kN/m2]
<b>TOMPAGNATURA</b>	Lamiera grecata			0.065

	Poliuretano espanso	40	0.05	0.020
<b>COPERTURA</b>	Lamiera grecata			0.065
	Poliuretano espanso	40	0.05	0.020
	Cartonfeltro bitumato			0.007
	Non tessuto			0.003
	Ghiaia	15	0.1	1.5
			Tot.	1.596

I carichi di esercizio, o carichi variabili, rappresentano i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, modellati come carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k \text{ kN/m}^2$ .

I valori nominali sono riportati nella tabella 3.1.II delle NTC 2018 e sono riferiti a condizioni d'uso corrente delle varie categorie, per tale motivo è stato assunto valore di carico di  $0.5 \text{ kN/m}^2$  (vedi Tabella 6).

Tabella 6. Analisi dei carichi variabili

Categoria	Ambiente	$q_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$
H1	Coperture e sottotetti accessibili solo per manutenzione	0.50

### 1.5.2 Azione della neve

Il carico da neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento da neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non deve essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni, come stabilito dalle NTC 2018 al § 3.4.

L'altitudine di riferimento è pari a  $a_s=914 \text{ m s.l.m}$ , pertanto si ottiene:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_t = 3,92 * 0,8 * 1 * 1 = 3,14 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico da neve al suolo: indicato dalle NTC 2018 al § 3.4.2 in funzione di zone omogenee e dell'altitudine di riferimento. Nel caso specifico, la provincia di Avellino ricade nella Zona II, per cui  $q_{sk}=3.92 \text{ kN/m}^2$ ;

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura: indicato dalle NTC 2018 al § 3.4.3 in funzione all'angolo di inclinazione della copertura. Nel capannone in esame, la copertura ha inclinazione di circa  $5^\circ$ , per cui  $\mu_i=0,8$ ;
- $CE$  è il coefficiente di esposizione: indicato dalle NTC 2018 al § 3.4.4 in funzione della topografia del sito. Qui la copertura ricade nella classe normale, per cui  $CE=1$ ;
- $C_t$  è il coefficiente termico: indicato dalle NTC 2018 al § 3.4.5 in funzione delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di documentazione specifica, si assume che  $C_t$  sia pari ad 1.

### 1.5.3 Azione del vento

Il vento è una forza di tipo variabile e complementare, di notevole importanza per le strutture caratterizzate da elevata leggerezza e deformabilità (come ad esempio le strutture in acciaio). L'azione del vento può portare a fenomeni dinamici quali vibrazioni trasversali.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici.

Per costruzioni usuali, tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti. Per costruzioni di forma o tipologia inusuale, (grande altezza o lunghezza, rilevante snellezza e leggerezza, notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, ecc.) la valutazione delle azioni dovute al vento richiede l'uso di metodologie di calcolo più complicate che tengano conto della dinamica del sistema.

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. Le superfici possono essere investite direttamente o indirettamente dall'azione del vento; in particolare possono essere soggette a pressioni o depressioni e vengono così definite:

- superfici sopravento: superfici investite in maniera diretta dal vento
- superfici sottovento: superfici non investite in maniera diretta dal vento o investite da vento radente

Pertanto, nel caso di pareti verticali, quelle tipo sopravento sono sempre soggette a azione di pressione e quelle sottovento sono sempre soggette ad azione di depressione.

Nel caso di superficie inclinata, invece, considerando l'azione del vento parallela al suolo, le superfici sopravento possono essere soggette sia a pressione che depressione. Pertanto, per le falde, in funzione dell'inclinazione, si hanno le seguenti condizioni:

- le falde sottovento sono sempre soggette a depressione
- le falde sopravento possono essere soggette a pressioni o depressioni, in base al valore dell'angolo di inclinazione della falda:
  - per  $\alpha \leq 33^\circ$  si hanno depressioni
  - per  $\alpha > 33^\circ$  si hanno pressioni

In Figura 21 viene mostrato in maniera schematica quanto appena detto; in particolare, si considera l'azione del vento parallela al suolo e si osservano le seguenti superfici:

- superfici evidenziate in rosso: superfici sopravento soggette a pressione
- superfici evidenziate in blu: superfici sopravento e sottovento soggette a depressione

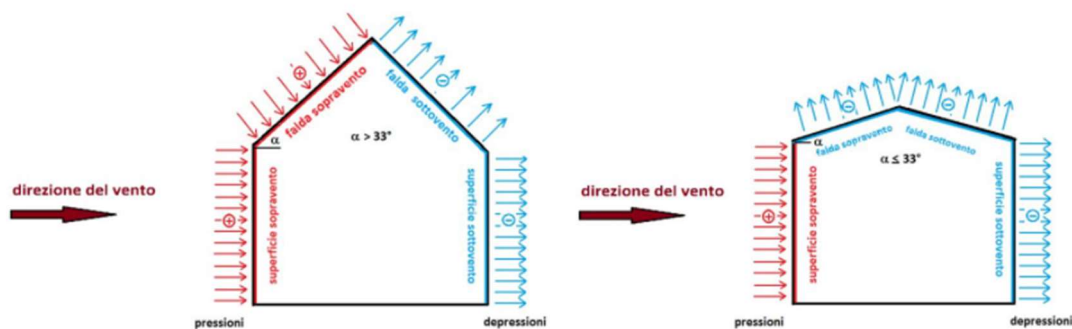


Figura 21. Azione del vento come Forza applicata staticamente riconducibile a pressioni e depressioni

Le azioni di pressione si indicano con segno positivo, mentre le azioni di depressione con segno negativo.

In accordo a quanto riportato nelle NTC 2018 l'azione del vento dipende da una serie di fattori, quali:

- le caratteristiche del sito dove sorge l'edificio;
- il periodo di ritorno;
- le dimensioni e la forma dell'edificio stesso.

La pressione del vento data dalla seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} r \cdot v_b^2$$

dove:

- $v_b$  è la **velocità di riferimento** del vento (in m/s);
- $r$  è la **densità dell'aria** assunta convenzionalmente costante e pari a **1,25 kg/m<sup>3</sup>**.

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella tabella di seguito e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone;
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.



In Tabella 7 si riportano i valori di  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  in funzione della zona:

Tabella 7: Definizione parametri per calcolo azione del vento:  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_a$ (1/s)
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (eccetto la provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria. Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (eccetto la provincia di Reggio C.)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Il sito in cui sorge la costruzione è classificato in Zona 3 a circa 900 m s.l.m. per cui si ha un valore di  $v_b$  pari a 35,27 m/s a cui corrisponde una pressione cinetica di riferimento  $q_b$  di 0.78 kN/m<sup>2</sup>.

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende da:

- altezza sul suolo del punto considerato ( $z$ )
- topografia del terreno
- categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  sono assegnati in Tabella di seguito in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia.

In Tabella 8 si riportano i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione:

*Tabella 8: Categoria di esposizione del sito*

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in tabella di seguito. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito. In Tabella 9 si riportiamo le classi di rugosità del terreno:

*Tabella 9: Classe di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle tabelle seguenti riportiamo le categorie di esposizione per le zone (1, 2, 3, 4, 5); (6); (7, 8); (9):

Tabella 10: Categorie di esposizione

<b>ZONE 1, 2, 3, 4, 5</b>						
	mare 2 km	costa 10 km	costa 30 km	altit. -500 m	altit. +500 m	altit. +750 m
<b>A</b>	—	IV	IV	V	V	V
<b>B</b>	—	III	III	IV	IV	IV
<b>C</b>	—	*	III	III	IV	IV
<b>D</b>	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1, 2, 3, 4; Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2, 3, 4, 5; Categoria IV in zona 1						
<b>ZONA 6</b>						
	mare 2 km	costa 10 km	costa 30 km	altit. -500 m	altit. +500 m	
<b>A</b>	—	III	IV	V	V	
<b>B</b>	—	II	III	IV	IV	
<b>C</b>	—	II	III	III	IV	
<b>D</b>	I	I	II	II	III	

<b>ZONE 7, 8</b>			
	mare 5 km	costa 0,5 km	costa + 0,5 km
<b>A</b>	—	—	IV
<b>B</b>	—	—	IV
<b>C</b>	—	—	III

<b>D</b>	I	II	*
* Categoria II in zona 8; Categoria III in zona 7			
<b>ZONA 9</b>			
	mare		costa
<b>A</b>	—		I
<b>B</b>	—		I
<b>C</b>	—		I
<b>D</b>	I		I

Nel caso in esame il sito sorge in “Zona Geografica 3”, è distante più di 30 km dalla costa ed è riconducibile ad una classe di rugosità B, quindi per il calcolo di  $c_e$  si è fatto riferimento ad una categoria di esposizione IV. Si riporta di seguito il valore di  $c_e$  al variare di  $z$ :

$z$ (m)	$c_e(z)$	$z$ (m)	$c_e(z)$
0	1.63	8	1.63
1	1.63	9	1.71
2	1.63	10	1.78
3	1.63	11	1.85
4	1.63	12	1.91
5	1.63	13	1.96
6	1.63	14	2.02
7	1.63	15	2.07

Il coefficiente topografico  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la figura seguente riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia  $c_t$  può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Il coefficiente dinamico  $c_d$  tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Il calcolo del **coefficiente di forma  $C_p$**  si esegue come previsto dalla CIRCOLARE del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (*Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»*).

Questo coefficiente dipende proprio dalla forma dell'oggetto investito dal vento.

Il coefficiente di forma è:

- **positivo**, se associato a pressioni
- **negativo**, se associato a depressioni

Il coefficiente di forma  $C_p$  è dato dalla somma di:

- $C_{pi}$ , coefficiente di pressione interna
- $C_{pe}$ , coefficiente di pressione esterna

Secondo le NTC 2018, il fattore di pressione esterna  $C_{pe}$  può assumere valori compresi tra -0,4 e +0,8, in base all'angolo  $\alpha$ :

1. per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ :
  - $C_{pe} = + 0,8$
2. per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $20^\circ < \alpha < 60^\circ$ :
  - $C_{pe} = +0,03 \alpha - 1$
3. per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ :
  - $C_{pe} = - 0,4$
4. per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente):
  - $C_{pe} = - 0,4$

Per la valutazione della pressione interna si hanno i seguenti casi:

1. CASO 1: per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie <di 1/3 di quella totale:
  - $C_{pi} = \pm 0,2$

2. CASO 2: per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie  $\geq 1/3$  di quella totale:
  - $C_{pi} = + 0,8$  quando la parete aperta è sopravvento
  - $C_{pi} = - 0,5$  quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento
3. CASO 3: per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie  $\geq 1/3$  di quella totale:
  - $C_{pe} + C_{pi} = \pm 1,2$  per gli elementi normali alla direzione del vento
  - $C_{pi} = \pm 0,2$  per i rimanenti elementi.

## 2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE-OPERAM

Nel seguente capitolo si tratterà la procedura di calcolo e i risultati derivanti dalle analisi e le ipotesi effettuate per la valutazione della vulnerabilità sismica del sistema strutturale e per determinare l'indice di rischio  $\zeta_E$  definito nelle NTC2018 come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (comunemente espressa attraverso l'accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento che può essere sostenuta dalla struttura,  $PGA_C$ ) e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (ovvero l'accelerazione orizzontale massima di progetto sul sito di riferimento,  $PGA_D$ ).

### 2.1 Modellazione numerica

#### 2.1.1 Modello analitico/computazionale

La modellazione e le analisi dell'edificio sono state eseguite attraverso il software SAP2000. Le travi e i pilastri sono stati modellati come elementi *Frame*, considerando l'asse geometrico degli stessi. A questi poi sono state assegnate le dovute sezioni e il materiale componente, in questo caso acciaio, con le sue caratteristiche (Resistenza caratteristica, Modulo di Young, modulo di Poisson...). I nodi non vengono modellati ma derivano dall'intersezione tra trave e pilastro e figurano, nell'implementazione, come elementi puntuali *Joints*. I solai, in accordo con la presenza di opportuni controventi di falda, sono considerati rigidi pertanto sono stati modellati inserendo degli elementi *Diaphragm* che collegano tutti i nodi (Joints) dello stesso orizzontamento. Per quanto riguarda le fondazioni queste non sono state modellate e i vincoli alla base pilastro-fondazione sono stati modellati in virtù delle considerazioni effettuate sulla tipologia di collegamento Colonna-Fondazione ricavato dai disegni originali.

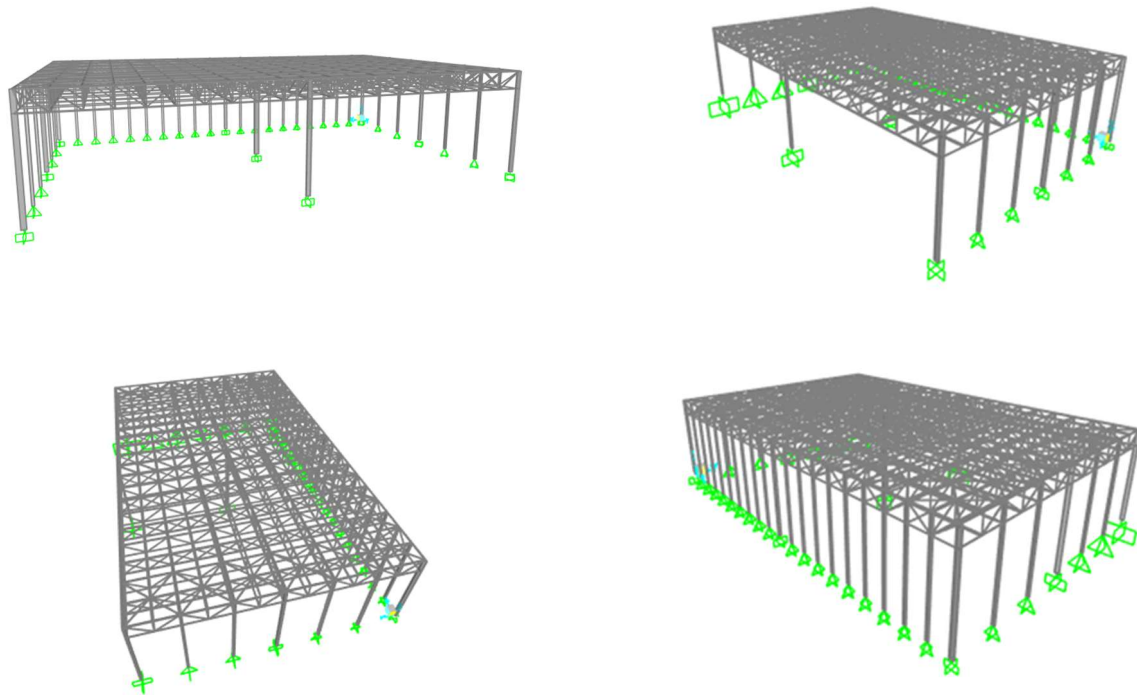


Figura 22. Modellazione FEM

### 2.1.2 Modellazione della risposta non lineare

Al fine di comprendere correttamente il comportamento di una struttura sollecitata da azioni esterne è necessario adoperare modelli in grado di cogliere l'evolversi delle caratteristiche meccaniche e geometriche in campo non lineare. Una delle tecniche di modellazione, particolarmente adeguata per l'analisi dei carichi orizzontali a cui sono sottoposte le strutture, prevede che tutti gli elementi costituenti la struttura rimangano sempre in campo elastico e che vengano introdotti, alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento anelastico laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica. Tale tecnica, nota come a plasticità concentrata, concentra la non linearità della struttura. Il vantaggio di questa modellazione è che permette di lavorare principalmente con elementi elastici computazionalmente meno onerosi e più facilmente gestibili, lasciando a pochi punti della struttura la concentrazione della non linearità del materiale. Inoltre è estremamente versatile in quanto permette, con un'opportuna scelta del legame costitutivo della cerniera, di descrivere diversi fenomeni, oltre al comportamento flessionale, che possono anche influenzare la risposta strutturale, quali la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura, la flessibilità del nodo trave-colonna, l'interazione fra telaio e tamponamenti. Questo aspetto è particolarmente importante quando si vuole modellare il comportamento di strutture esistenti. Il limite di questa modellazione è che richiede una certa esperienza dell'operatore per stabilire dove distribuire gli elementi non lineari e per scegliere lunghezze e curve caratteristiche che permettano di cogliere il reale comportamento delle cerniere

plastiche. Infatti, l'accuratezza dell'intera analisi può essere compromessa qualora si sbagli la calibrazione delle curve di risposta disponibili per la descrizione degli elementi cerniera o la loro estensione. Per poter utilizzare correttamente i codici con elementi a plasticità concentrata nello studio di strutture con comportamento non lineare sotto carichi ciclici, è opportuno per i diversi membri strutturali:

- stimare in maniera adeguata nella sezione critica il diagramma momento-curvatura in presenza di azione assiale e degrado nel tempo, causato dall'azione ciclica del sisma, per scegliere con cognizione fra i vari modelli di interazione M-N e di isteresi;
- predire una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di questa per la curvatura derivante dal modello scelto definisca una rotazione prossima a quella reale.

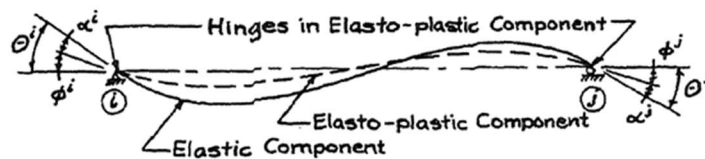


Figura 23: Elemento a plasticità concentrata (Clough et al., 1965)

Il primo modello a plasticità concentrata (Figura 23) fu proposto da Clough et al. nel 1965 e consisteva in due elementi posti in parallelo, uno elastico e l'altro elastoplastico. L'elemento elastoplastico, dotato agli estremi di cerniere a comportamento elastico-perfettamente plastico, era caratterizzato da una matrice di rigidezza istantanea. Quest'ultima variava, al susseguirsi dell'attingimento del momento di snervamento in ciascun elemento, da matrice corrispondente a un elemento doppiamente incastrato a una corrispondente a un elemento incastrato-incernierato e infine a una corrispondente a un elemento doppiamente incernierato. L'elemento elastico era caratterizzato da una rigidezza di molto inferiore a quella del primo elemento. Ne risultava complessivamente un comportamento ciclico in corrispondenza degli estremi caratterizzato da un legame bilineare con ramo di scarico e ricarico definito dalla rigidezza iniziale.

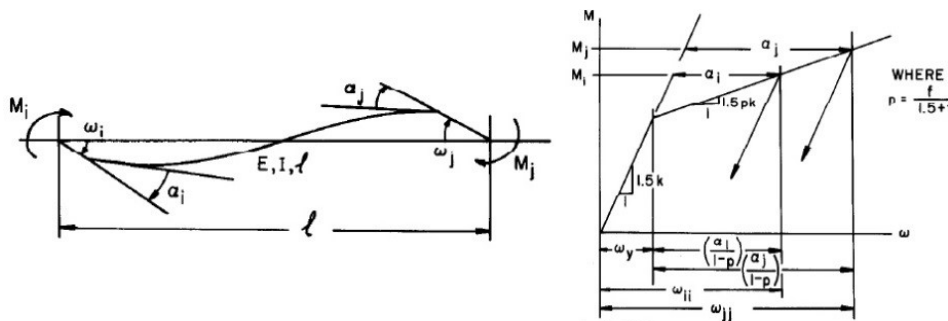


Figura 24: Elemento a plasticità concentrata (Giberson, 1967)

Il modello a plasticità concentrata attualmente utilizzato è invece caratterizzato da un unico elemento dotato agli estremi di cerniere anelastiche. È stato ideato da Melbourne Fernald Giberson nel 1967 e perfezionato



successivamente dallo stesso nel 1969 (Figura 24). La modellazione a plasticità concentrata, effettuando un'opportuna scelta del legame costitutivo degli elementi anelastici, generalmente ricavato dai modelli di capacità disponibili in letteratura, consente di descrivere diversi fenomeni, difficilmente modellabili altrimenti (lo scorrimento dell'armatura, la deformabilità dei nodi trave-colonna, l'interazione tra telaio in cemento armato e tamponature).

Nel seguente lavoro la plasticità degli elementi metallici è stata modellata seguendo le indicazioni della norma americana ASCE 41-13, in quanto risulta essere quella adottata dal software di calcolo utilizzato per la modellazione.

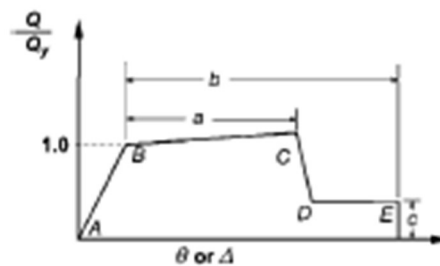


Figura 25: Andamento generale cerniera plastica ASCE 41-13

Il modello adottato dalla normativa americana (Figura 25) prevede un andamento tipo della cerniera plastica all'estremità dell'elemento che risulta del tutto generale sia per elementi sollecitati da sforzi assiali che da elementi soggetti a sforzi di natura flessionale. Tale andamento presenta un tratto iniziale nel quale l'elemento ha un comportamento elastico-lineare (A-B), a valle del quale sopraggiunge un tratto incrudente (hardening, B-C) dopo lo snervamento della sezione e, successivamente al raggiungimento della resistenza massima, un tratto decrescente (softening)(C-D). Al termine del tratto decrescente l'elemento ha un'ulteriore capacità deformativa a rigidità nulla (tratto orizzontale finale D-E). Per definire il comportamento dell'elemento vengono definiti 3 parametri  $a$ ,  $b$ ,  $c$  che corrispondono rispettivamente al tratto incrudente, l'intera capacità plastica e la resistenza residua raggiunta la deformazione ultima. Pertanto nella normativa sono presenti delle tabelle dove per differenti sezioni e differenti condizioni di sollecitazioni viene indicato per ognuno dei tre parametri il corrispondente valore in termini di deformazione (per i parametri  $a$ ,  $b$ ) e resistenza residua adimensionalizzati rispetto al corrispondente valore di snervamento. Nelle tabelle sono presenti anche i limiti deformativi per i quali si attivano tre stati limite previsti dalla normativa americana:

- Immediate Occupancy (IO) l'equivalente del nostro SLD
- Life Safety (LS) l'equivalente del nostro SLV
- Collapse Prevention (CP) l'equivalente del nostro SLC

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
<b>Beams—Flexure</b>						
a. $\frac{b_f}{2l_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$	0.6	1 $\theta_y$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2l_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 $\theta_y$	6 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	3 $\theta_y$	4 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
<b>Columns—Flexure<sup>a,b</sup></b>						
For $P/P_{cr} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2l_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$	0.6	1 $\theta_y$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2l_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 $\theta_y$	6 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	3 $\theta_y$	4 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq P/P_{cr} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2l_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	— <sup>c</sup>	— <sup>d</sup>	0.2	0.25 $\theta_y$	— <sup>c</sup>	— <sup>d</sup>
b. $\frac{b_f}{2l_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 $\theta_y$	1.5 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	1.2 $\theta_y$	1.2 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
<b>Column Panel Zones</b>	12 $\theta_y$	12 $\theta_y$	1.0	1 $\theta_y$	12 $\theta_y$	12 $\theta_y$

Figura 26: Tabella 9.6 della ASCE 41-13

Nel modello analitico rappresentativo del caso studio è possibile distinguere elementi sollecitati da sforzi assiali quali le aste della travatura reticolare e le diagonali degli esoscheletri, ed elementi sottoposti a regime tensionale composto come le colonne della struttura, i correnti ed i trasversi degli esoscheletri.

Il comportamento sismico degli elementi sollecitati assialmente dipende essenzialmente dalla capacità delle aste di subire cicli inelastici di deformazione, allungamenti in trazione e instabilità in compressione.

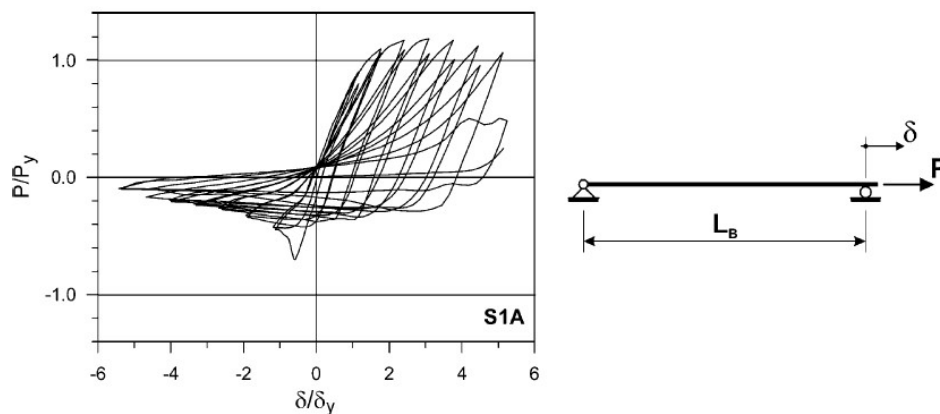


Figura 27: Esempio di comportamento isteretico di un'asta di controvento sottoposta a cicli di carico simmetrici (Tremblay, 2002)

La modellazione della plasticità nei diagonali, seguendo le indicazioni delle ASCE 41-13, consiste nell'adottare due differenti grafici per il comportamento a compressione ed a trazione delle membrature (Figura 28). Questo tiene conto del problema di instabilità nel caso di sollecitazioni assiali di compressioni. I parametri che definiscono il comportamento della cerniera plastica nonché i limiti deformativi afferenti ai vari stati limite sono riportati nella tabella 9-7 della ASCE 41-13. In particolare si tiene conto di una certa capacità deformativa dell'asta dopo aver plasticizzato.

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b		IO	LS	CP
<b>Braces in Compression (except EBF braces)<sup>f,p</sup></b>						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>e</sup> , 2C in-plane <sup>e</sup>	0.5Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>
2. 2L out-of-plane <sup>e</sup> , 2C out-of-plane <sup>e</sup>	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>
4. Single angle	0.5Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>
b. Stocky <sup>d</sup> $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>e</sup> , 2C in-plane <sup>e</sup>	1Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>
2. 2L out-of-plane <sup>e</sup> , 2C out-of-plane <sup>e</sup>	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>
3. HSS, pipes, tubes	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
<b>Braces in Tension (except EBF braces)<sup>f,t,z</sup></b>						
1. W	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>
2. 2L	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>
3. HSS	9Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>
4. Pipe	8Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>
5. Single angle	10Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>
Beams, columns in tension (except EBF beams, columns) <sup>f</sup>	5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	1.0	0.5Δ <sub>T</sub>	6Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>
Buckling-restrained braces <sup>h,i</sup>	13.3Δ <sub>y</sub>	13.3Δ <sub>y</sub>	1.0	3.0Δ <sub>y</sub>	10Δ <sub>y</sub>	13.3Δ <sub>y</sub>

Figura 28: Tabella 9-7 della ASCE 41-13

La modellazione della plasticità negli elementi con un regime di sollecitazione di tipo composto; ovvero sforzo normale e flessione nelle due direzioni ( $M_2$  e  $M_3$  come sono definite dal software), fa sì che nella modellazione si debba tener conto anche dei domini di interazione tra le varie sollecitazioni, che vengono definiti secondo le regole della normativa americana AISC-360.

La modellazione degli elementi i tiene conto nella modellazione dell'interazione tra le varie sollecitazioni, infatti nel piano ( $P$ - $M_2$ ;  $P$ - $M_3$ ) il dominio di resistenza è definito come segue:

$$f_{PM} = \left(\frac{P}{P_{Y0}}\right)^\alpha + \left(\frac{M}{M_{Y0}}\right)^\beta$$

Dove  $f_{PM}$  rappresenta il bordo del dominio di resistenza,  $P_{Y0}$  è lo sforzo normale di snervamento ( $N_{PL}$ ) nella condizione di  $M=0$ ; e  $M_{Y0}$  è il momento plastico nella condizione di sforzo normale nullo. I coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  e  $P_{Y0}$  variano in funzione al tipo di sollecitazione se compressione o trazione e dall'entità dello sforzo normale. Per sezioni circolari cavi (quelle adottate)

- Per  $P_r/P_c \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \sqrt{\left(\frac{M_{2,r}}{M_{2,c}}\right)^2 + \left(\frac{M_{3,r}}{M_{3,c}}\right)^2} \leq 1.0$$

- Per  $P_r/P_c \leq 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \sqrt{\left(\frac{M_{2,r}}{M_{2,c}}\right)^2 + \left(\frac{M_{3,r}}{M_{3,c}}\right)^2} \leq 1.0$$

Dove i pedici  $r$  e  $c$  indicano la richiesta e la capacità della sollecitazione. Si nota che nel caso dei traversi dove c'è flessione deviata lo sforzo normale si considera nullo quindi ci si riferirà alla seconda delle equazioni e scompare il primo addendo.

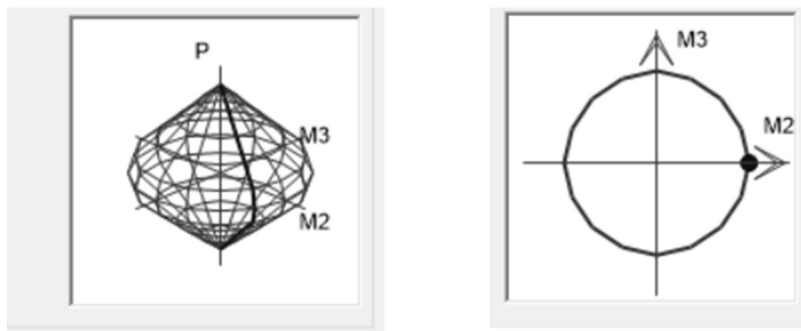


Figura 29- Domini di interazione: a sinistra P-M2-M3; a destra M2-M3

Nella Figura 29 si mostrano i domini di interazione  $M_2$ - $M_3$ -N e  $M_2$ - $M_3$  definiti secondo le condizioni esposte precedentemente in questo paragrafo.

I parametri che definiscono il comportamento della cerniera plastica nonché i limiti deformativi afferenti ai vari stati limite sono riportati nella tabella 9-6 della ASCE 41-13 (Figura 26).

## 2.2 Risultati delle analisi

Nella Tabella 11 vengo mostrati i periodi e le masse partecipanti dei modi di vibrare più significativi (modi tali per cui le masse partecipanti siano almeno del 95%). Da questa si evince che il primo modo è traslazionale lungo la direzione Y, mentre il secondo è per lo più di tipo torsionale il che fa intendere che l'edificio è sicuramente torsio-deformabile, il terzo è traslazionale principalmente lungo X.

Tabella 11: Analisi Modale Ante op.

N°. Modi	T	Mx	My	M,tors	SumMx	SumMy	SumM,tors
	s	%	%	%	%	%	%
1	2.085645	0%	100%	0%	0%	100%	0%
2	1.451542	1%	0%	99%	1%	100%	99%

3	1.330632	99%	0%	1%	100%	100%	100%
---	----------	-----	----	----	------	------	------

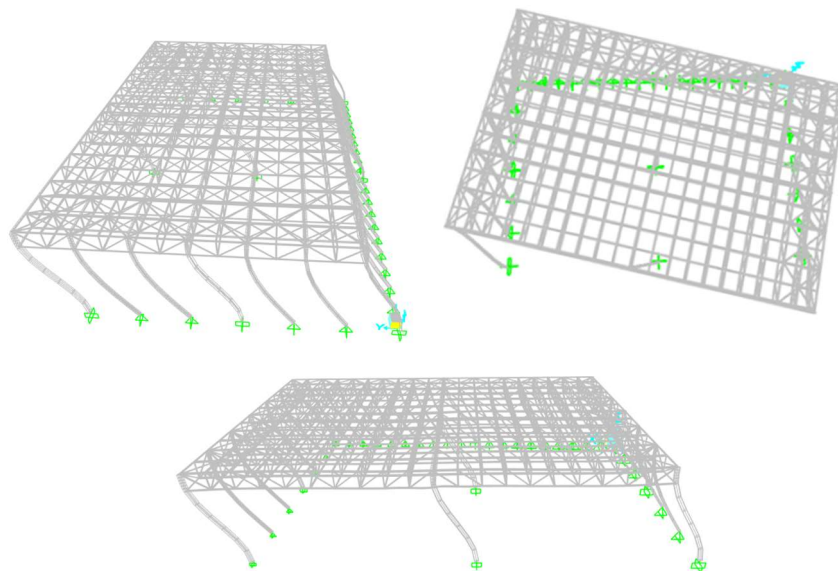
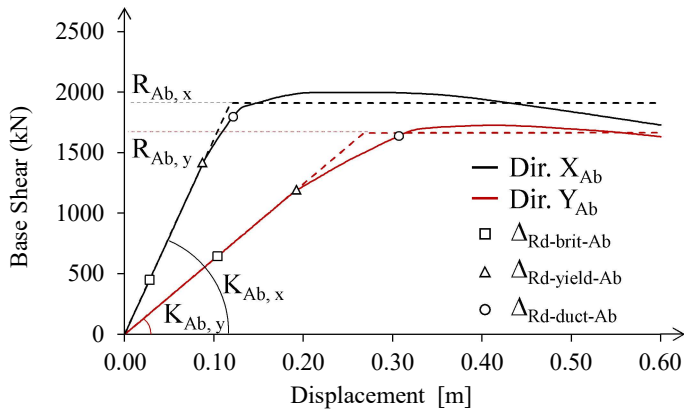
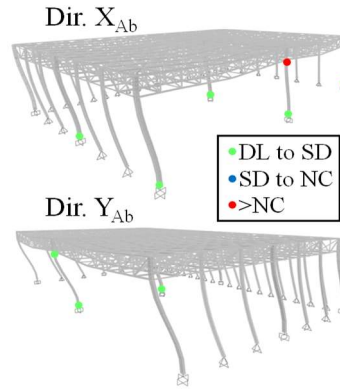


Figura 30: Deformata da sinistra a destra del primo, secondo e terzo modo di vibrare

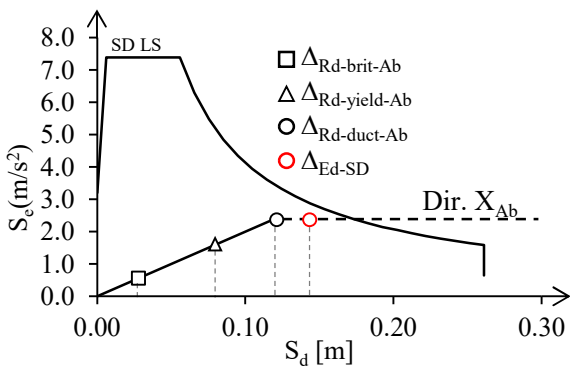
In accordo alle prescrizioni normative ,italiane ed europee, sono state eseguite analisi statiche non lineari (pushover) al fine di valutare le prestazioni sismiche della struttura indagata (vedi Figura 31a e b) in termini di resistenza massima ( $R_{Ab}$ ), rigidità elastica ( $K_{Ab}$ ) e capacità di spostamento fragile e duttile ( $\Delta_{Rd-brit-Ab}$ ,  $\Delta_{Rd-duct-Ab}$  rispettivamente). Le curve pushover sono state approssimate a bilineari elastico-plastiche equivalenti, quindi sono state importate insieme allo spettro di risposta elastica, definito attraverso mappe di pericolosità sismica adottate dalla normativa italiana, nel piano ADRS (vedi Figura 31c e d). Pertanto, la domanda di spostamento allo stato limite di salvaguardi a della vita SLV ( $\Delta_{Ed-SD}$ ) è stata confrontata con la capacità di spostamento fragile ( $\Delta_{Rd-brit-Ab}$ ) e duttile ( $\Delta_{Rd-duct-Ab}$ ) secondo il metodo N2. In particolare, nel caso studio indagato, il cedimento fragile corrisponde al cedimento locale della connessione tra la capriata e la colonna, mentre il cedimento duttile è governato dalla colonna centrale che raggiunge la sua massima capacità di rotazione. Le prestazioni strutturali sono state verificate anche in termini di deformabilità rispetto ai carichi sismici e del vento. L'azione sismica è stata presa in considerazione controllando lo stato limite di danno (SLD) per il quale la domanda di spostamento ( $\Delta_{Ed-DL}$ ) è stata definita come fatta per lo stato limite SLV e la capacità di spostamento è stata assunta come 0,5% dell'altezza totale dell'edificio.



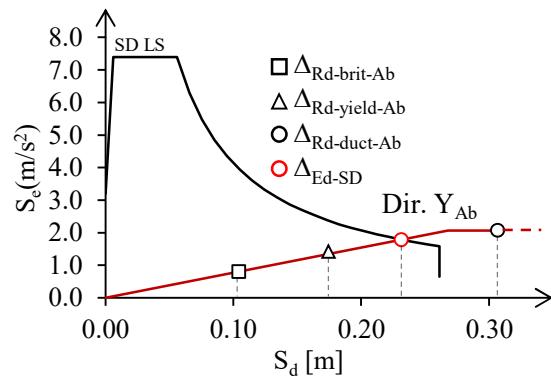
a) Curve di pushover



b) Attivazione delle cerniere plastiche allo SLV



c) Verifiche piano ADRS Dir. X



d) Verifiche piano ADRS Dir. Y

Figura 31. Risultati analisi pushover ante-operam

L'azione del vento è rappresentata da un insieme semplificato di funzioni di pressione della geometria strutturale e della sua posizione, secondo i requisiti del codice italiano. Pertanto, gli spostamenti laterali nella parte superiore delle colonne sono stati monitorati e confrontati con i limiti di spostamento orizzontale indicati nella tabella 4.2.XIII. I risultati dell'analisi sono riassunti nella Tabella 12 dove, rispettivamente, gli spostamenti laterali del SDOF equivalente allo SLV, SLD e in caso di azione del vento ( $\Delta_{Ed-SD}$ ,  $\Delta_{Ed-DL}$  e  $\Delta_{Ed-W}$  rispettivamente) sono stati confrontati con la corrispondente capacità di spostamento ( $\Delta_{Rd-duct-Ab}$ ,  $\Delta_{Rd-brit-Ab}$ ,  $\Delta_{Rd-DL-Ab}$  e  $\Delta_{Rd-W-Ab}$  rispettivamente).

Tabella 12. Risultati analisi modello Ante Op.

Dir.	SLV				SLD			Azione del Vento		
	$\Delta_{Ed-SD}$ [-]	$\Delta_{Rd-duct-Ab}$ [m]	$\Delta_{Rd-brit-Ab}$ [m]	Ratio [-]	$\Delta_{Ed-DL}$ [m]	$\Delta_{Rd-DL-Ab}$ [m]	Ratio [-]	$\Delta_{Ed-W-Ab}$ [m]	$\Delta_{Rd-W-Ab}$ [m]	Ratio [-]
X	0.14	0.12	0.028	0.20	0.043	0.063	1.46	0.05	0.042	0.87
Y	0.24	0.30	0.11	0.46	0.059	0.063	1.05	0.13	0.042	0.32

La struttura indagata non soddisfa le prestazioni richieste in termini di resistenza e deformabilità quando sottoposta sia all'azione sismica che a quella del vento, è necessario dunque il progetto di interventi di retrofit, locali e globali, al fine di aumentarne la rigidità elastica e la resistenza.

### 2.2.1 Calcolo dell'indice di rischio e della classe di rischio

Per determinare l'indice di rischio  $\zeta_E$ , definito come il rapporto tra  $PGA_C/PGA_D$ , viene scalato in modo iterativo lo spettro di domanda fino ad ottenerne uno per cui lo spostamento richiesto sia uguale allo spostamento ultimo della struttura. Per eseguire tale procedura è stato utilizzato il metodo N2 previsto dalla normativa. Si riportano i passaggi del procedimento:

- 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 Annuata attesa)*.

Tabella 13. Indice Is-v – modello pre-interventi

INDICE IS-V			
Stato limite	PGA-C	PGA-D	IS-V (PGAC/PGAD)
SLV	0.0778	0.3263	0.24
SLD	0.0778	0.114	0.68
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			24%
Classe di rischio della struttura IS-V =			<b>E IS-V</b>

Tabella 14. Indice PAM – modello pre-interventi

INDICE PAM		
Stato limite	CR%	$\lambda$
SLR	100%	2%
SLC	80%	2%
SLV	50%	4%
SLD	15%	4%
SLO	7%	6.6%
SLID	0%	10%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		3.67%
Classe di rischio della struttura PAM =		<b>E PAM</b>

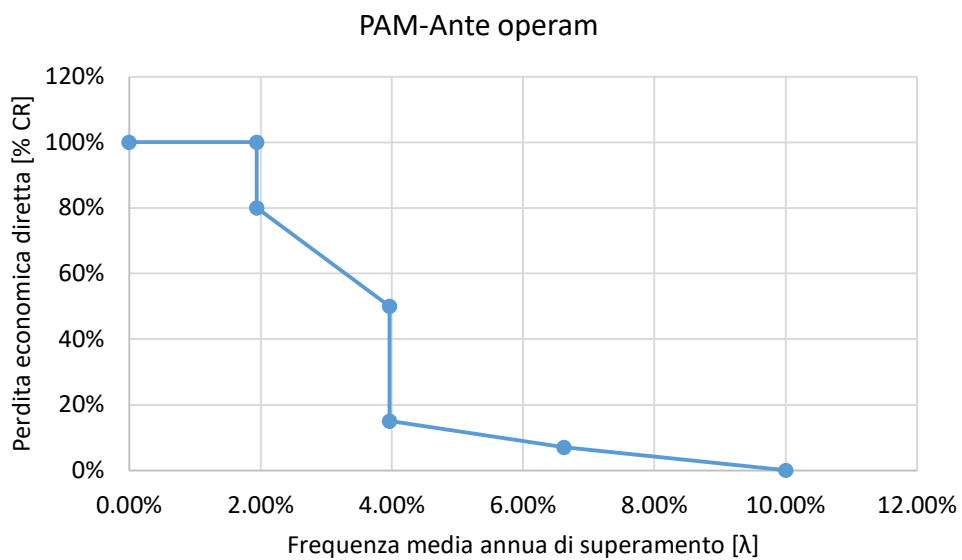


Figura 32. Grafico PAM – modello Ante-operam



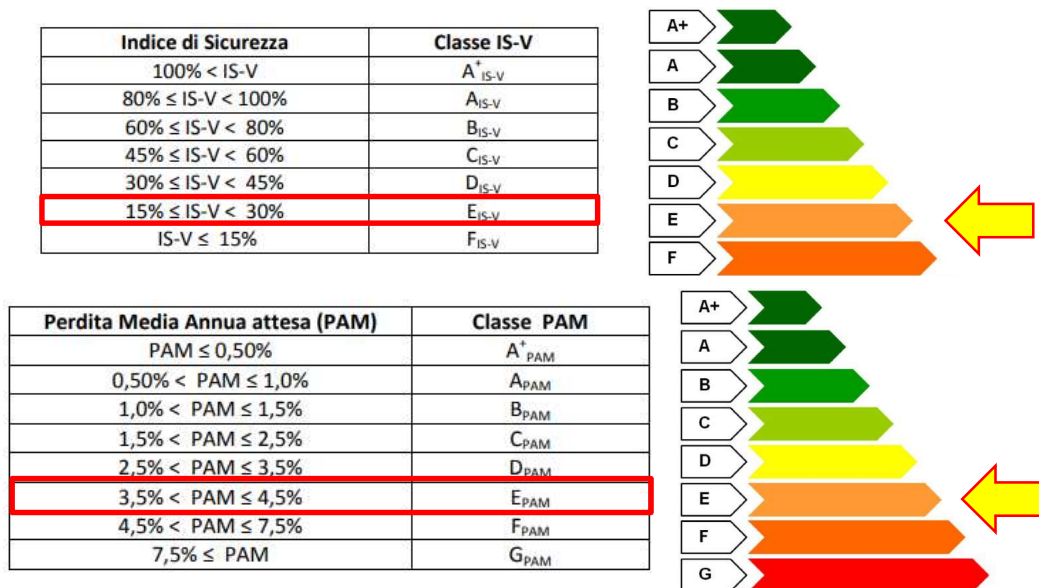


Figura 33. Classe di rischio – modello Ante-operam

### 3 ANALISI DEGLI INTERVENTI

La struttura indagata non soddisfa le prestazioni richieste in termini di resistenza e deformabilità quando sottoposta sia all'azione sismica che a quella del vento, è necessario dunque il progetto di interventi di retrofit, locali e globali, al fine di aumentarne la rigidità elastica e la resistenza. Tra le diverse possibilità di intervento, al fine di ottenere una soddisfacente prestazione sismica dell'edificio senza interrompere le attività produttive, sono stati concepiti e progettati interventi di retrofit non invasivi.

Pertanto, come verrà approfonditamente presentato nei paragrafi successivi, le prestazioni locali dei giunti capriata-colonna sono state studiate mediante modelli di calcolo avanzati, e successivamente sono stati opportunamente progettati interventi di rinforzo locale. Successivamente per far fronte all'eccessiva deformabilità laterale della struttura, e con lo scopo di incrementare la resistenza della stessa nei confronti delle azioni orizzontali è stato progettato un intervento di rinforzo globale mediante esoscheletro ortogonali in acciaio.

### 3.1 Strategie di Intervento

#### 3.1.1 Criteri di progetto per intervento di retrofit locale

A valle delle analisi effettuate è emersa una effettiva limitazione della capacità in termini di spostamento allo stato di fatto legata alla crisi del sistema di trasferimento delle azioni, dovuta ad una scarsa capacità tagliante del collegamento Capriata-Colonna, in entrambe le direzioni del sistema sismo resistente. Si riportano di seguito i dettagli di tali collegamenti:

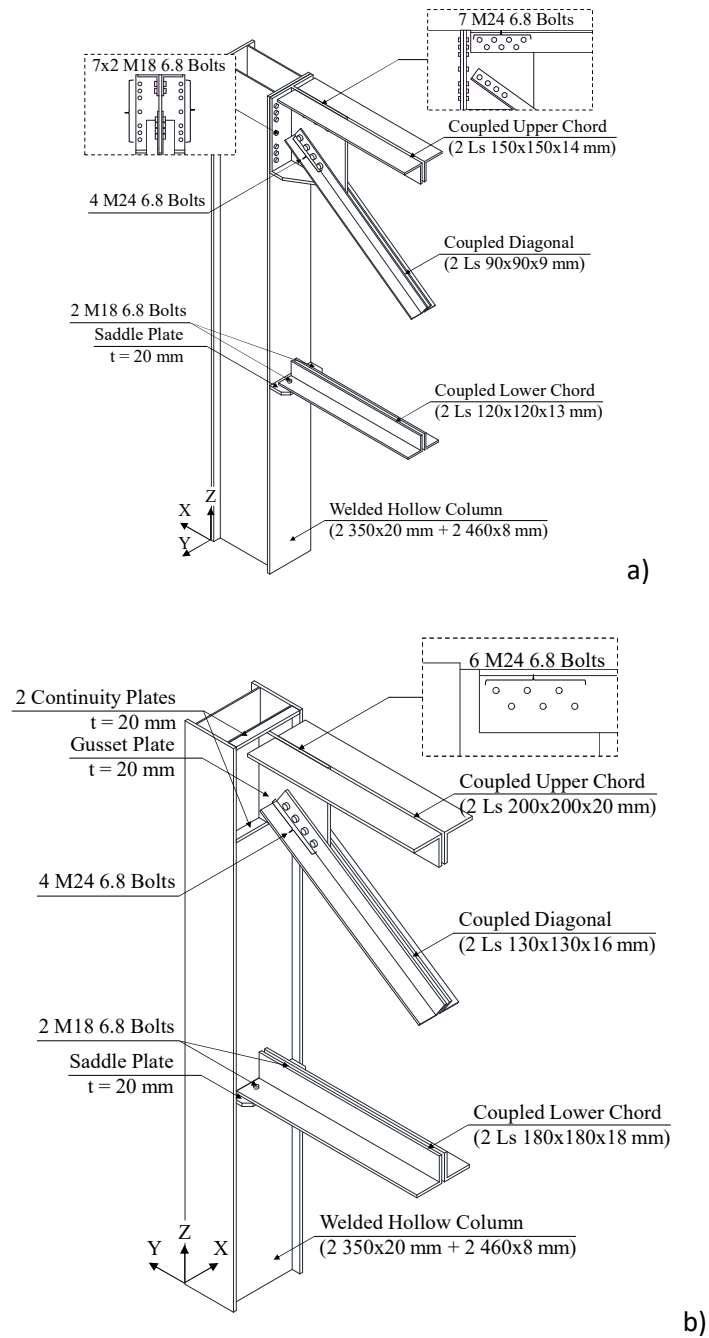


Figura 34. Dettagli collegamenti capriata colonna stato di fatto: a) Dir. X e b) Dir. Y

I collegamenti sono verificati effettuando verifiche globali e locali delle unioni elementari in accordo al § 4.2.8 delle NTC e all' EN1993-1-8. In particolare, nel caso in esame si considerano unioni con bulloni M18 di classe 6.8 in accordo a quello che è il progetto originale. Per il calcolo della resistenza a taglio dei bulloni e per il rifollamento delle piastre si applicano i coefficienti di sicurezza indicati nella Tabella 4.2.XII delle NTC.

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni,  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8 può essere assunta pari a :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Per bulloni di classe 6.8 e 10.9 può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

dove  $A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata.

Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

dove  $A$  indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$  la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

La resistenza di calcolo a rifollamento,  $F_{b,Rd}$ , del piatto dell'unione bullonata può essere assunta pari a (Formula 4.2.61):

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- $d$  è il diametro nominale del gambo del bullone

- $t$  è lo spessore della piastra collegata
- $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{(3 \cdot d_0)}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$  per bulloni di bordo nella direzione di carico applicato
- $\alpha = \min \left\{ \frac{p_1}{(3 \cdot d_0)} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$  per bulloni interni nella direzione di carico applicato
- $k = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare di carico applicato
- $k = \min \left\{ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare di carico applicato

La rottura per taglio della piastra è scongiurata perché sono rispettati i limiti geometrici per la disposizione dei bulloni sulla piastra.

La rottura per trazione della piastra nella sezione netta, decurtata cioè dell'aliquota del foro, viene valutata assumendo una resistenza pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Le verifiche sono effettuate utilizzando un'azione di progetto derivata dall'analisi statica non lineare in corrispondenza del punto di domanda allo SLV.

Nelle tabelle sottostanti sono riassunte le verifiche effettuate:

*Tabella 15: Dettagli e verifiche collegamenti Ante Op.*

Dir.	F <sub>ED</sub>
[/]	[kN]
X	505
Y	281

BULLONI							
Bulloni	classe	As	A	d	d0	fyb	ftb
[/]	[/]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[Mpa]
M18	6.8	192	254.469	18	20	480	600

VERIFICA A TAGLIO SUL SINGOLO BULLONE								
Dir.	n° superfici	$\alpha_v$	As	$\gamma_{M2}$	ftb	F <sub>VEd</sub>	F <sub>VRd</sub>	D/C
[/]	[/]	[/]	[mm <sup>2</sup> ]	[/]	[Mpa]	[kN]	[kN]	[/]
X	1	0.6	254.469	1.25	500	252.5	74	3.45
Y	1	0.6	254.469	1.25	500	140.5	74	1.92

VERIFICA A ROTTURA A TRAZIONE AREA NETTA									
Dir.	Piatto	L <sub>n</sub>	t	A <sub>n</sub>	ftk	$\gamma_{M2}$	F <sub>Ted</sub>	F <sub>TRd</sub>	D/C
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[Mpa]	[/]	[kN]	[kN]	[/]
X	2 L120x13	100	13	1300	360	1.25	252.5	336.96	0.75
	Piastra	155	20	3100	360	1.25	252.5	803.52	0.31
Y	2 L120x18	160	18	2880	360	1.25	140.5	746.496	0.19
	Piastra	210	20	4200	360	1.25	140.5	1088.64	0.13

VERIFICA A RIFOLLAMENTO														
Dir.	Piatto	k <sub>1</sub>	$\alpha_b$	d	t	e1	e2	p1	p2	$\gamma_{M2}$	ftk	F <sub>VEd</sub>	F <sub>BRd</sub>	D/C
[-]	[-]	[/]	[/]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[/]	[Mpa]	[kN]	[kN]	[/]
X	2 L120x13	2.5	0.67	18	13	40	53.5	-	-	1.25	360	252.5	112.32	2.25
	Piastra	2.5	1	18	20	67.5	67.5	-	-		360	252.5	259.2	0.97
Y	2 L120x18	2.5	0.83	18	18	50	90	-	-	1.25	360	140.5	194.4	0.73

	Piastra	2.5	1	18	20	70	130	-	-		360	140.5	259.2	0.54
--	---------	-----	---	----	----	----	-----	---	---	--	-----	-------	-------	------

Da tali verifiche è possibile ricavare la capacità del collegamento, assunta come la minima tra i vari meccanismi di rottura. Allo stato di fatto quindi la capacità risulta vincolata da quella che è la capacità a taglio dei bulloni. Per incrementare la capacità del collegamento quindi a valle di tali osservazioni è stato dimensionato un intervento di rinforzo locale nella quale sono state incrementate il numero di superfici a taglio sul bullone da 1 a 3 (effetto benefico verifica a taglio dei bulloni), incrementati il numero e la classe dei bulloni, 6 bulloni M20 di classe 10.9, ed aggiunti degli irrigidimenti che si ipotizza varino il modo di trasferire l'azione alla colonna, in particolare la sollecitazione si trasferisce dai bulloni agli irrigidimenti, e da questi alla colonna mediante le saldature a completa penetrazione. Essendo gli irrigidimenti di spessore maggiore e realizzati con un acciaio di grado superiore, le verifiche per i meccanismi di rottura dell'area netta e rifollamento, (lato piatto), che risultavano già soddisfatte prima del rinforzo locale, si considerano automaticamente verificate. Pertanto, si riportano di seguito, i dettagli del rinforzo locale e le verifiche sia a taglio sui bulloni che a rifollamento sugli angolari accoppiati:

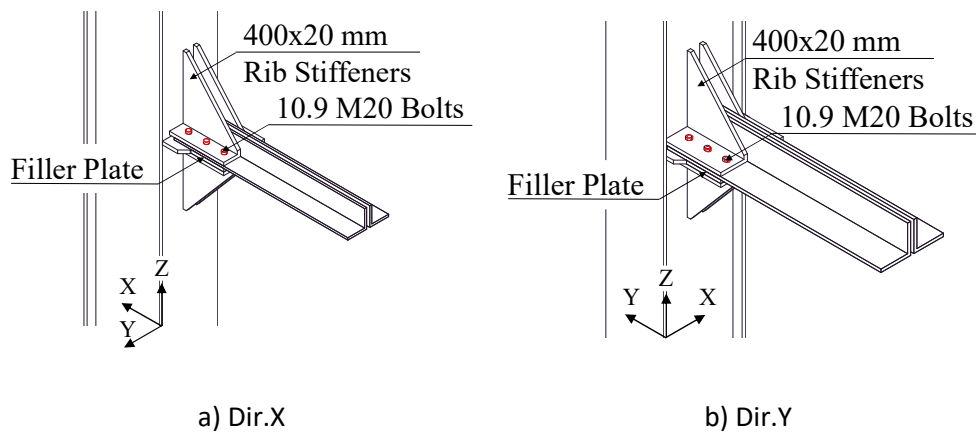


Figura 35. Intervento di rinforzo locale

Tabella 16: Verifiche dimensionamento intervento locale

Verifica A Taglio Del singolo bullone									Capacità a taglio del collegamento
Dir.	n° superfici	$\alpha_v$	$A_s$	$\gamma_{M2}$	$f_{tb}$	$F_{VEd}$	$F_{VRd}$	D/C	$F_{VRd}$
[/]	[/]	[/]	[mm <sup>2</sup> ]	[/]	[Mpa]	[kN]	[kN]	[/]	[kN]

X	3	0.6	254.47	1.25	1000	84.16	366.4	0.23	<b>2198</b>
Y		0.6	254.47	1.25	1000	46.83	366.4	0.13	<b>2198</b>

VERIFICA A RIFOLLAMENTO														
Dir.	Piatto	k <sub>1</sub>	α <sub>b</sub>	d	t	e1	e2	p1	p2	γ <sub>M2</sub>	f <sub>tk</sub>	F <sub>VEd</sub>	F <sub>bRd</sub>	D/C
[-]	[-]	[/]	[/]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[/]	[Mpa]	[kN]	[kN]	[/]
X	2 L120x13	2.5	0.67	18	13	40	53.5	-	-	1.25	360	505	898.56	0.56
	2 L120x13	2.5	1	18	13	-	-	113	53.5		360			

Al fine di testare l'efficacia di tale intervento di retrofit sono state condotte analisi numeriche avanzate, sottostrutturando dall'intero caso studio solo i dettagli oggetto di rinforzo locale. Tali analisi permettono di cogliere importanti criticità come la distribuzione di stress delle diverse componenti del collegamento.

Per condurre tali analisi è stato utilizzato Abaqus, ovvero una suite di programmi di simulazione, basati sul metodo degli elementi finiti, in grado di risolvere problemi che vanno dalle analisi lineari relativamente semplici alle più impegnative simulazioni non lineari. Progettato come un generico strumento di simulazione, Abaqus può essere utilizzato per studiare problemi strutturali.

A scopo di confronto sono stati realizzati modelli per entrambe le tipologie di collegamenti Pre e Post intervento locale. Nella fase di Pre-elaborazione sono dunque stati definiti i modelli del problema fisico e tutti gli aspetti riguardanti la fase di modellazione come i materiali strutturali, le boundary condition, il precarico nei bulloni, le interazioni tra le varie componenti del collegamento. Di seguito si riportano le immagini e una descrizione di come tali modelli sono stati concepiti:

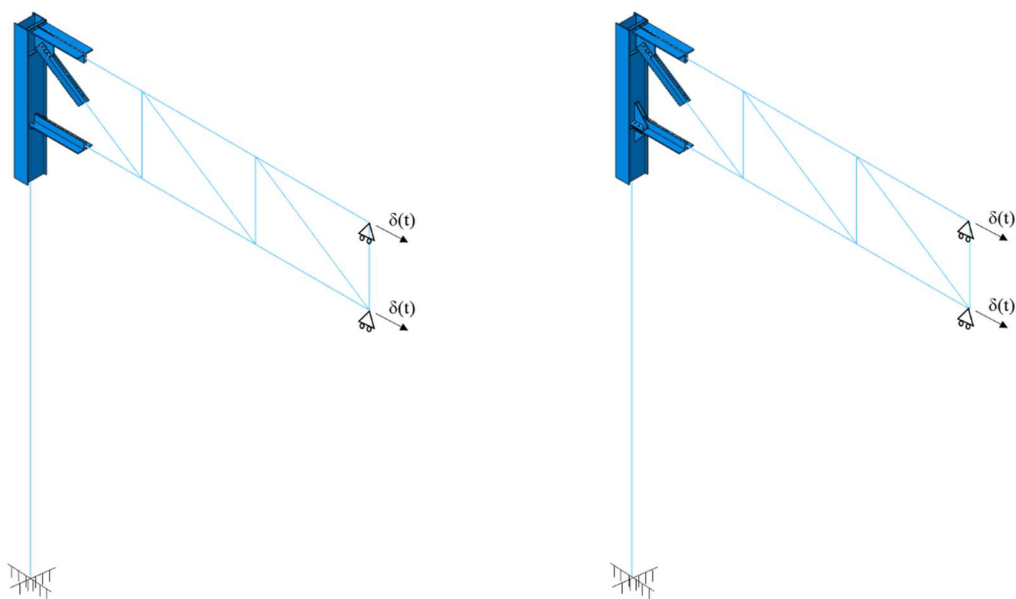


Figura 36: Da sinistra a destra, modello collegamento Ante e Post Op. Direzione Y

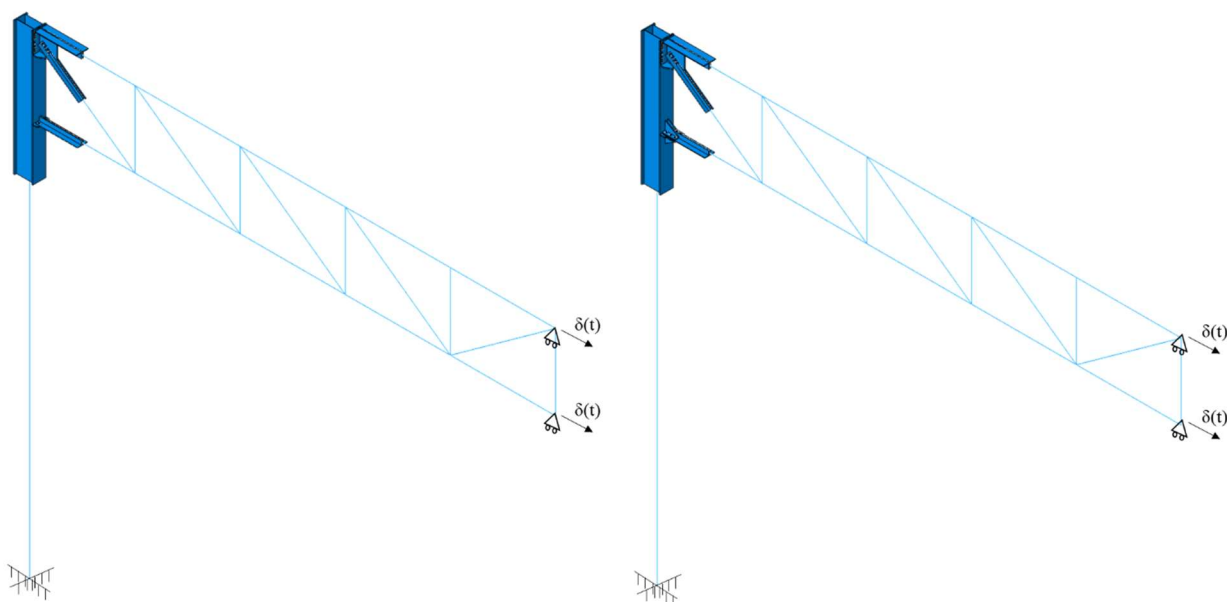


Figura 37: Da sinistra a destra, modello collegamento Ante e Post Op. Direzione X

I modelli presentano un vincolo di incastro alla base, come già descritto e analizzato per la definizione del modello Globale su SAP2000. È stata effettuata una sotto-strutturazione del modello dividendo a metà le capriate in corrispondenza del punto di nullo del diagramma del momento. Le condizioni di carico imposte nell'analisi del collegamento, sono spostamenti orizzontali crescenti linearmente nel tempo, applicati nei correnti di estremità, al fine di evidenziare l'evoluzione degli stati tensionali e deformativi nei vari elementi. Sono stati utilizzati degli elementi 2D wire per modellare le parti della struttura che non interessano il collegamento oggetti di studio.



Prima di passare alla successiva fase di Simulazione bisogna effettuare una Mesh dei vari elementi, Abaqus consente di generare automaticamente il reticolo computazionale che definisce il numero di nodi ed elementi che compongono la generica componente del collegamento attraverso il modulo "Modulo Mesh". È necessario creare differenti fasi di analisi al fine di specificare l'ordine con cui vengono applicate le condizioni al contorno e i carichi agenti sulla parete. Questo è possibile attraverso il modulo Step.

A Questo punto si procede con la simulazione, che normalmente viene eseguita come processo in background, è la fase in cui Abaqus risolve il problema numerico definito nel modello. Gli output che è possibile richiedere al software sono diversi, nell'ambito della presente applicazione sono state valutate l'andamento delle tensioni equivalenti alla Von Mises, che permette di definire la tensione equivalente (detta di Von Mises) per lo stato di tensione triassiale da confrontare con quella ammissibile, analogamente per le deformazioni come output richiesto si selezionano le "PEEQ", è il nome del parametro ABAQUS per la deformazione plastica equivalente. Essenzialmente è una misura scalare di tutti i componenti della deformazione plastica equivalente in ogni posizione nel modello, un po' come lo stress di Von Mises è una misura scalare dello sforzo in un punto. Per valutare invece il comportamento globale del collegamento si costruiscono digrammi Momento-Interstorey Drift. A seconda della complessità del problema analizzato e della potenza del computer utilizzato, può richiedere da secondi a giorni per completare un'analisi.

Terminate le analisi si passa alla fase di Post-elaborazione dove è possibile valutare i risultati una volta che la simulazione è stata completata e sono stati calcolati gli spostamenti, le sollecitazioni, o altre variabili fondamentali richieste all'occorrenza. La valutazione è generalmente fatta in modo interattivo utilizzando il modulo di visualizzazione di Abaqus/CAE, che legge i risultati del file binario di uscita del database e ha una varietà di opzioni per la visualizzazione dei risultati, comprese animazioni, grafici di deformate, e grafici X-Y. Vengono a questo punto descritti i risultati in termini locali (PEEQ e Von Mises) e globali dell'intervento di retrofit.

Di seguito sono riportati i risultati per il collegamento in direzione Y Ante Op. ad un Interstorey Drift pari al punto di domanda allo SLV ovvero 1.9% ( $u_y=244\text{mm}$ ):

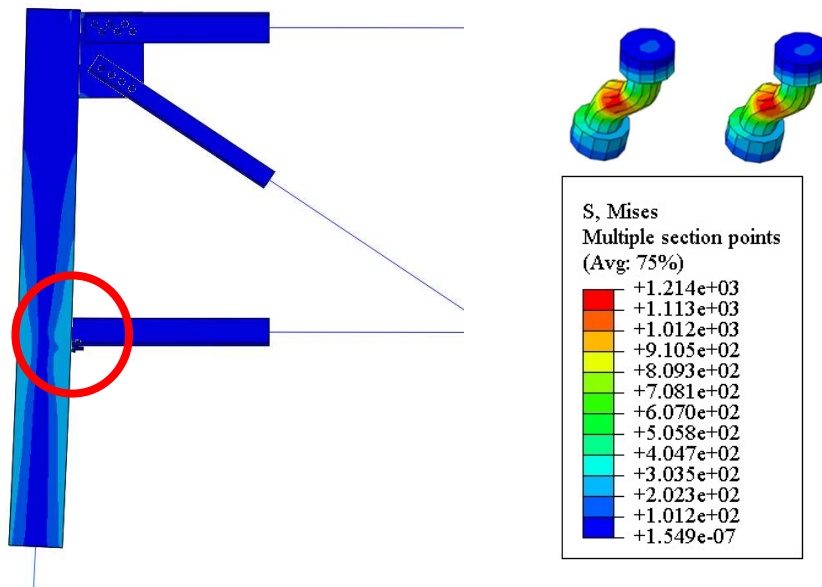


Figura 38: Stato tensionale collegamento Ante Op, Dir. Y

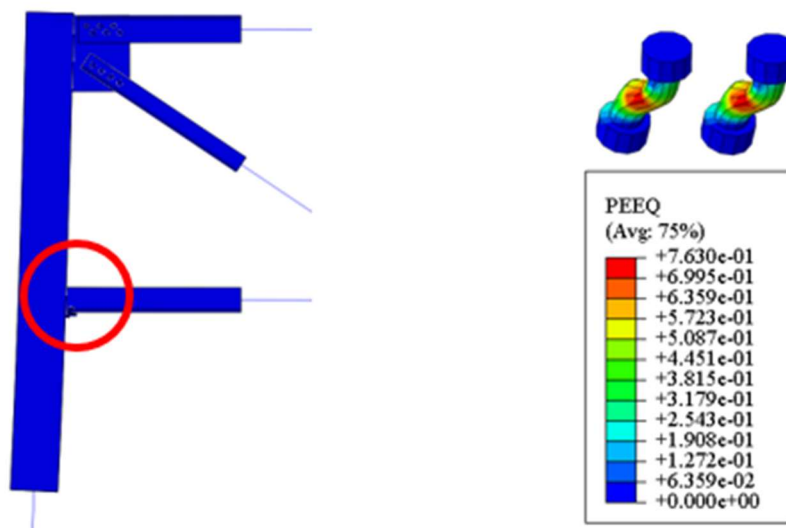


Figura 39: Stato deformativo collegamento Ante Op, Dir. Y

Dai risultati delle analisi locali risulta evidente che al punto di domanda l'elemento che vincola la capacità del collegamento sono i bulloni soggetti a taglio, che analizzate le tensioni di Von Mises al punto di domanda risultano aver raggiunto la condizione di collasso a taglio, mentre il resto del collegamento risulta sostanzialmente ancora in campo elastico, i risultati di tale analisi confermano le verifiche effettuate in fase di dimensionamento.

Questi risultati vanno quindi confrontati con quelli Post Op, riportati di seguito:

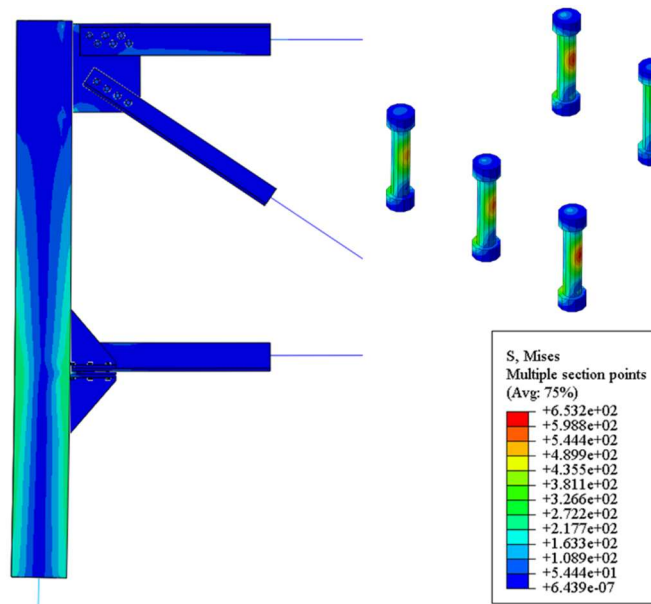


Figura 40: Stato tensionale collegamento Post Op, Dir.Y

In seguito all'intervento di rinforzo è cambiato il modo del sistema di trasferire le sollecitazioni al punto di domanda, in particolare si vede come i nuovi bulloni di classe 10.9 siano ben lontani dalle condizioni di rottura, mentre nella colonna (acciaio S235) inizia a diffondersi la plasticità. In particolare le deformazioni plastiche si concentrano sui piatti aggiuntivi saldati alla colonna:

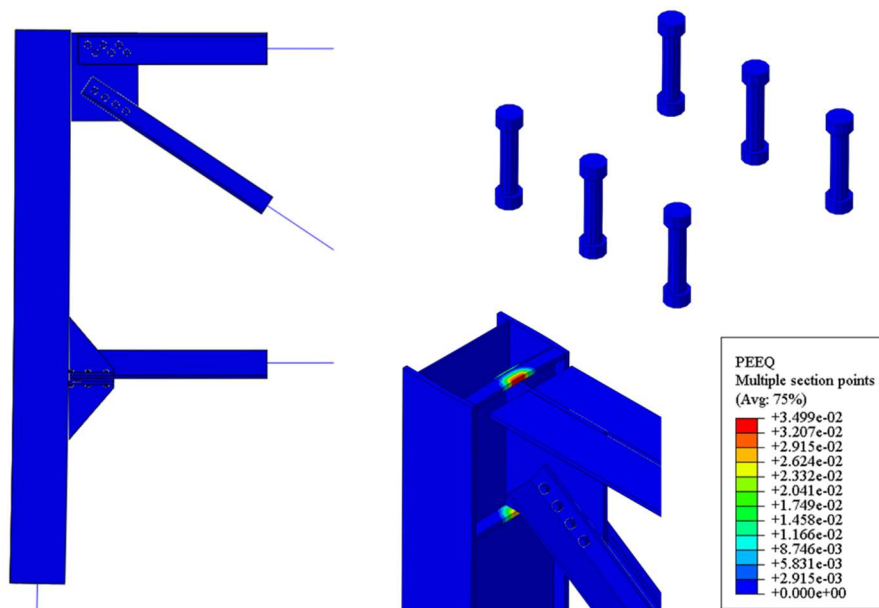


Figura 41: Stato deformativo Collegamento Post Op, Dir. Y

Si riportano ora i risultati condotti nell'altra direzione in corrispondenza di un Drift pari all'1.1% (punto di domanda SLV):

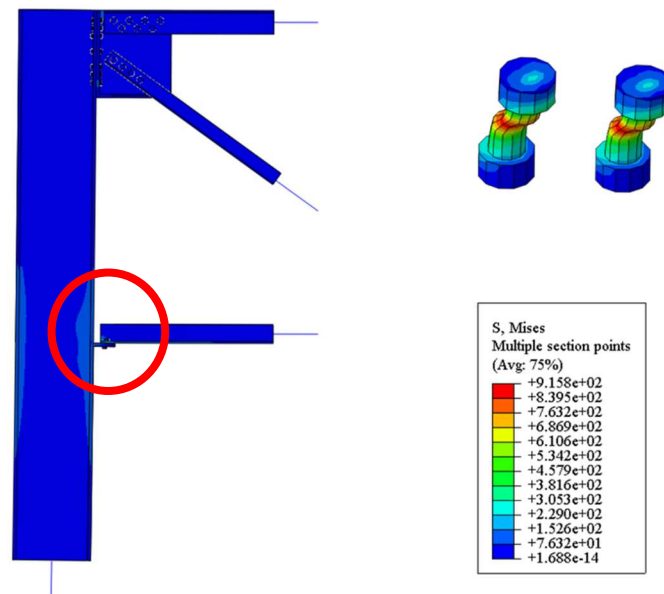


Figura 42: Stato tensionale collegamento Ante Op, Dir. X

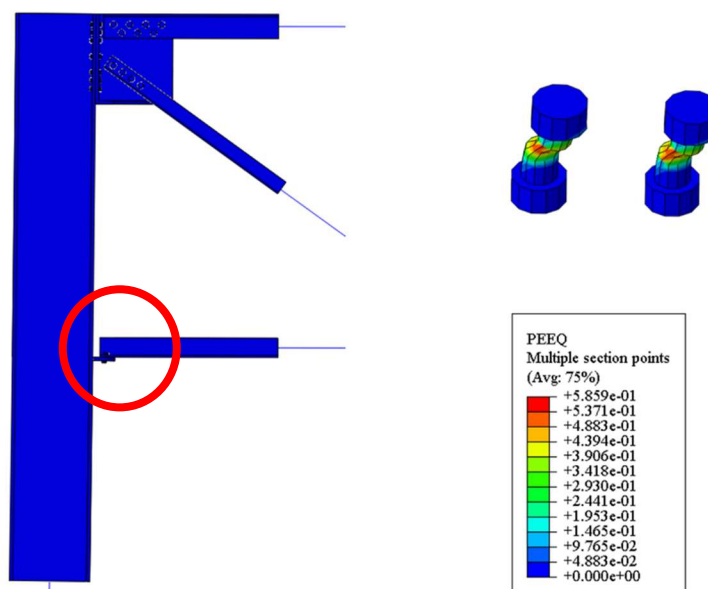


Figura 43: Stato deformativo collegamento Ante Op, Dir. X

Il collegamento in direzione X stante i risultati delle verifiche effettuate in fase di dimensionamento presentava problemi a taglio nei bulloni che vincolavano la capacità del collegamento, anche a valle di queste analisi locali si riscontra lo stesso problema, con i bulloni ampiamente giunti alla condizione di collasso.

Si analizza ora il comportamento locale del nodo a valle dell'intervento di retrofit:

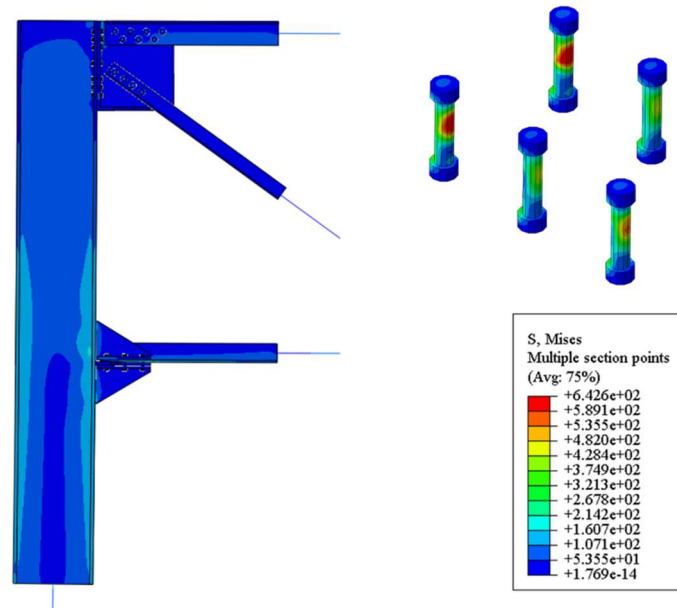


Figura 44: Stato tensionale collegamento Post Op, Dir. X

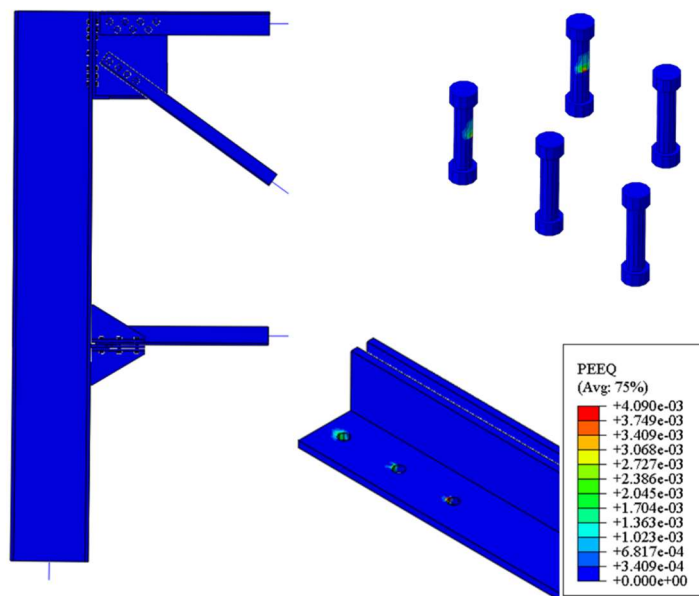


Figura 45: Stato deformativo collegamento Post Op, Dir. X

I risultati forniti da Abaqus relativi alle analisi sul collegamento Post Op. mostrano come i bulloni restino sostanzialmente in campo elastico al punto di domanda considerato, mentre nel corrente inferiore dell'asta inizia a diffondersi una deformazione plastica dovuta al rifollamento, che proprio come evidenziato nella fase di dimensionamento risulta ora essere il meccanismo condizionante la capacità del nodo in questa direzione.

### 3.1.2 Criteri di progetto per intervento di retrofit/adequamento sismico con EXO 2D ⊥ in acciaio

L'obiettivo di tale intervento di retrofit è quello di conferire maggiore rigidità all'edificio in modo tale da ridurre il punto di domanda e verificare l'edificio allo SLU. Ulteriori obiettivi sono quelli di verificare l'edificio allo SLE, nei confronti dell'azione sismica e dell'azione del vento, e di renderlo non torsio-deformabile. Andando ad incrementare la rigidità dell'edificio in automatico viene migliorato anche il comportamento di questo allo stato limite di esercizio, per la torsio-deformabilità bisognerà trovare una disposizione in pianta degli esoscheletri in modo tale da ridurre l'eccentricità tra centro di massa e centro di rigidità. Il risultato ideale sarebbe adeguare l'edificio, ovvero fare sì che  $\zeta_e=1.00$ . Questo può essere reso possibile facendo in modo che il punto di domanda sia inferiore dello spostamento capace associato alla struttura. Due interventi di retrofit alternativi di rinforzo (S1 e S2) sono stati opportunamente progettati per raggiungere i livelli prestazionali richiesti dagli stati limite considerati (ovvero SLD e SLV). I due interventi di rinforzo (S1 e S2) si differenziano per le prestazioni richieste alla struttura post-operam, in particolare:

- S1: in cui l'intervento è progettato per evitare qualsiasi danno allo SLV, assicurando che l'intero sistema (sia l'esoscheletro che le strutture esistenti) sia in campo elastico.
- S2: in cui l'intervento è progettato per consentire la deformazione plastica all'interno dell'elemento dell'esoscheletro ma per evitare il collasso allo SLV.

Inoltre, la deformabilità strutturale nei riguardi dell'azione del vento è stata verificata per entrambi gli scenari S1 e S2.

La progettazione degli esoscheletri ortogonali in acciaio, è stata effettuata seguendo la procedura step-by-step introdotta da Di Loreno et al. 2023. Pertanto, partendo dalla definizione delle prestazioni sismiche della struttura esistente (Step 1) e dalla scelta del materiale per il nuovo sistema di rinforzo (Step 2), la procedura di progetto consente di definire la forma (Step 3), la tipologia di sezioni trasversali (Step 4) e la dimensione degli elementi dell'esoscheletro (Step 5).

### *Step 2: Scelta del materiale e del sistema di protezione*

Gli acciai S355 J2 e S275 J2 sono stati scelti rispettivamente per elementi non dissipativi e dissipativi. Inoltre, poiché gli esoscheletri sono direttamente esposti agli agenti atmosferici, per proteggere efficacemente gli acciai non legati per uso strutturale, è stato ipotizzato un sistema duplex come rivestimento protettivo.

### *Step 3: Progettazione della forma*

Per ottenere un sistema leggero e performante che permetta il passaggio delle persone dopo l'intervento di retrofit sono state progettate le pareti di taglio come sistema con controventi concentrici ad Y rastremati (EXO-S-2D $\perp$ -CBF-TY). In particolare, alla larghezza della parete di taglio ( $b_c$ ) e all'inclinazione del corrente esterno

( $\alpha_c$ ) sono stati assunti rispettivamente pari a 4m e 12°. La forma dell'esoscheletro è raffigurata nella Figura 47.

*Step 4: Selezione della sezione trasversale*

Sezioni cave circolari (CHS) sono selezionate come sezioni trasversali degli elementi, poiché offrono elevate prestazioni contro le azioni interne di flessione, sforzo assiale e torsione. Inoltre, sono stati adottati rapporti di forma locali ( $r_{td}=t_0/d_0$ ) rispettando il rapporto larghezza-spessore massimo delle sezioni trasversali di Classe 1 come indicato nelle NTC 2018 e EN 1993-1-1.

*Step 5: Dimensionamento dell'esoscheletro*

Partendo dalle prestazioni sismiche valutate attraverso le analisi pushover sulle strutture esistenti, è possibile definire la rigidezza laterale richiesta e la resistenza del sistema di rinforzo esterno (rispettivamente  $K_{EXO}$  e  $R_{EXO}$ ). Infatti, sul piano ADRS è possibile identificare le prestazioni richieste associate a ciascuno dei stati limite considerati come punto di capacità equivalente espresso in termini di spostamento generalizzato ( $\Delta^*_{CP-LSi}$ ). Il livello di prestazione richiesto alla struttura nei confronti dell'azione sismica è stato confrontato con l'incremento di rigidezza ( $K_{Ed-w}$ ) necessario per soddisfare i requisiti di deformabilità per i carichi indotti dall'azione del vento (vedi Figura 46).

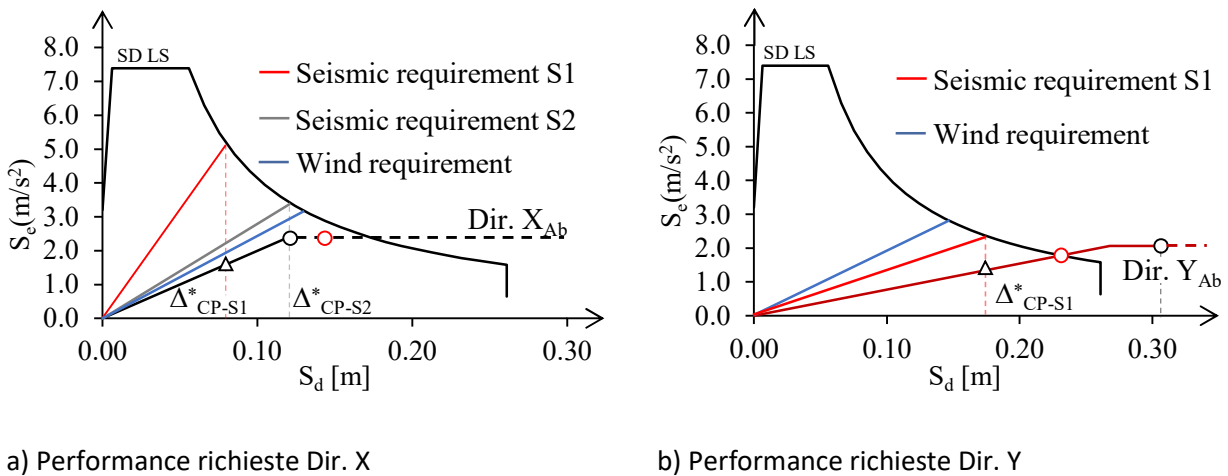


Figura 46: Definizione delle prestazioni richieste per S1 e S2

Quindi, per calcolare la resistenza ( $R_{EXO,i}$ ) e la rigidezza ( $K_{EXO}$ ) associata a ciascuna parete di taglio, è necessario definire il numero totale e la distribuzione in pianta degli esoscheletri; in particolare, per il caso studio presentato, una prima criticità ha riguardato l'impossibilità di disporre gli esoscheletri sul lato nord

dell'edificio in quanto risultava essere un'estensione di un edificio esistente. Pertanto, secondo i vincoli architettonici e con l'intento di regolarizzare la risposta dinamica dell'edificio, gli esoscheletri sono stati disposti simmetricamente rispetto al centro delle masse, in numero totale pari a undici (vedi Figura 47b), rispettivamente sei in direzione X (tre per ciascun lato dell'edificio) e cinque in direzione Y (tutti lungo un singolo lato a causa di vincoli architettonici).

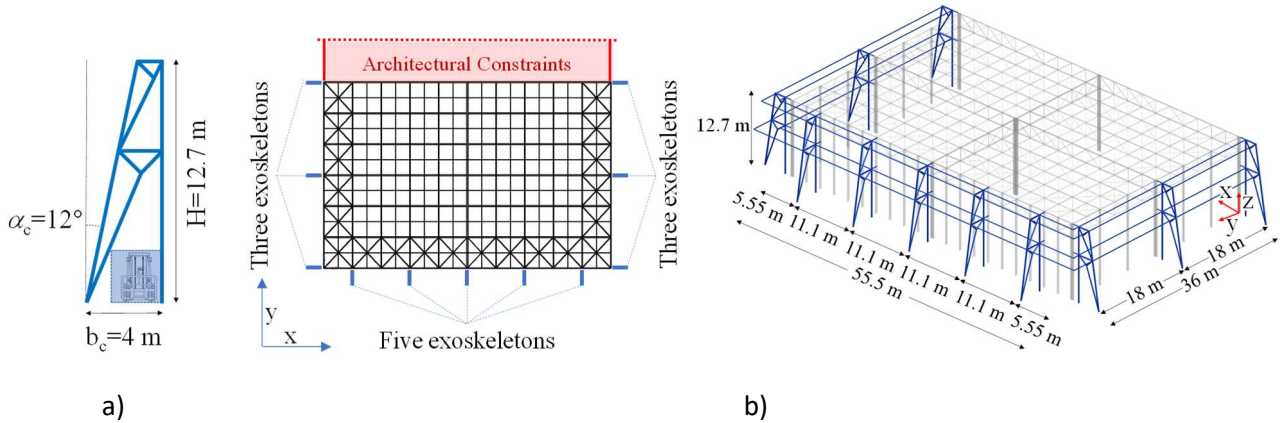


Figura 47: Forma (a) e disposizione in pianta (b) degli esoscheletri

Poiché i sistemi di esoscheletri sono posti simmetricamente rispetto al baricentro delle masse ( $G_M$ ), la rigidezza elastica di progetto di ciascuna parete può essere valutata a partire da quella richiesta per tutto il sistema  $K_{EXO}$ , dividendola per numero totale di pareti ( $n_{EXO}$ ), rispettivamente 6 e 5 in direzione X e Y, come riportato in Eq. (1):

$$K_{EXO,i} = \frac{K_{EXO}}{n_{EXO}} = \frac{K_{Ed} - K_{Ab}}{n_{EXO}} \quad (1)$$

Analogamente a quanto fatto per la rigidezza elastica, la resistenza di progetto dell'intero sistema ( $R_{EXO}$ ), e quindi la resistenza di ciascun esoscheletro ( $R_{EXO,i}$ ) è stata valutata come riportato in Eq. (2) ed Eq. (3):

$$R_{EXO} = R_{Ed} - R_{Ab} = m^* \cdot S_e(\Delta_{CP}^*) - R_{Ab} \quad (2)$$

$$R_{EXO,i} = \frac{R_{EXO}}{n_{EXO}} = \frac{(R_{Ed} - R_{Ab})}{n_{EXO}} \quad (3)$$



La progettazione della sezione degli elementi dell'esoscheletro è stata eseguita attraverso un processo iterativo, aumentando gli spessori e i diametri dei profili CHS; le caratteristiche e le dimensioni dell'iterazione finale, sia per S1 che per S2, sono riassunte nella Figura 48.

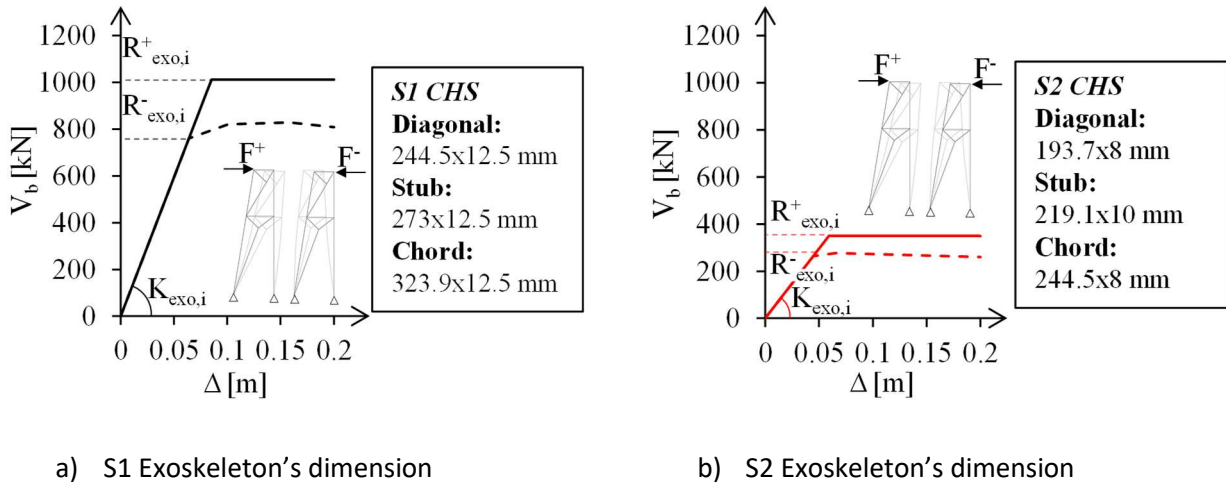


Figura 48: Dimensioni e performance strutturali degli esoscheletri

L'efficienza degli interventi proposti è stata valutata mediante analisi statiche non lineari sulla nuova configurazione strutturale. Le curve di pushover sono state confrontate sul piano ADRS con la domanda corrispondente allo stato limite SLV (vedi Figura 49) e tutti i risultati delle analisi sono stati riassunti nella Tabella 17.

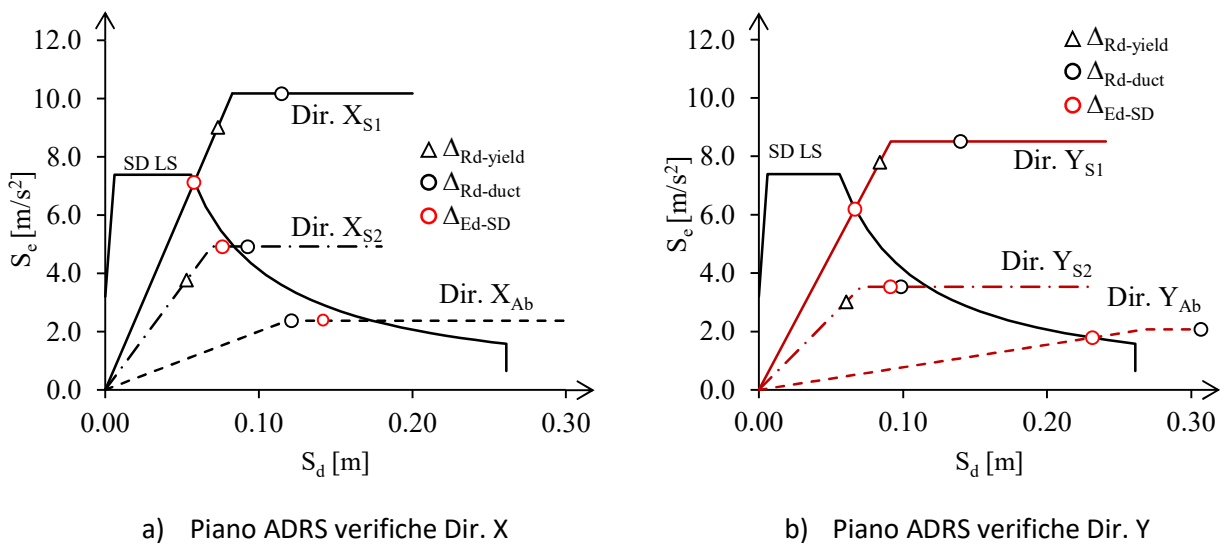


Figura 49: Efficacia degli interventi proposti

Tabella 17: Valutazione della sicurezza post-operam nei riguardi degli scenari di carico considerati

Retrofit scenario	Dir.	SLV			Ratio	Azione del Vento		
		$\Delta_{Ed-SD}$	$\Delta_{Rd-yiel-retr}$	$\Delta_{Rd-duc-retr}$		$\Delta_{Ed-W}$	$\Delta_{Rd-W}$	Ratio
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[-]
S1	X	0.058	0.073	0.11	1.90	0.008	0.042	0.20
S1	Y	0.067	0.084	0.14	2.00	0.014	0.042	0.33
S2	X	0.077	0.053	0.093	1.21	0.015	0.042	0.36
S2	Y	0.090	0.060	0.099	1.10	0.023	0.042	0.55

L'introduzione dell'esoscheletro sul perimetro esterno dell'edificio ha permesso di aumentare notevolmente le prestazioni strutturali nei confronti dei carichi orizzontali. Infatti, per S1 l'intervento di retrofit consente di evitare qualsiasi danno allo SLV, assicurando che l'intero sistema (sia l'esoscheletro che le strutture esistenti) siano in campo elastico, il sistema inoltre garantisce un incremento tale di rigidità che consente di risolvere i problemi legati all'eccessiva deformabilità laterale contro le azioni del vento. L'intervento di retrofit S2 permette di soddisfare le verifiche allo SLV e risolve i problemi legati all'eccessiva deformabilità laterale nei riguardi delle azioni del vento.

### 3.2 Confronto dell'indice di rischio e della classe di rischio Ante e Post intervento

Seguendo quanto già riportato al §2.2.1 si è proceduto a valutare l'indice di rischio e la classe di rischio sismico a valle delle due ipotesi di retrofit, S1 ed S2, confrontando poi tali risultati con quelli ottenuti dell'assessment della struttura Ante Op.

Tabella 18. Indice Is-v – modello S1

INDICE IS-V			
Stato limite	PGA-C	PGA-D	IS-V (PGAC/PGAD)
SLV	0.3996	0.3263	1.23
SLD	0.2136	0.114	2.61
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			123%
Classe di rischio della struttura IS-V =			<b>A+ IS-V</b>

Tabella 19. Indice PAM – modello S1

INDICE PAM		
Stato limite	CR%	$\lambda$

SLR	100%	0.05%
SLC	80%	0.05%
SLV	50%	0.11%
SLD	15%	0.26%
SLO	7%	0.44%
SLID	0%	10%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		0.49%
Classe di rischio della struttura PAM =		<b>A+ PAM</b>

Tabella 20. Indice Is-v – modello S2

<b>INDICE IS-V</b>			
<b>Stato limite</b>	<b>PGA-C</b>	<b>PGA-D</b>	<b>IS-V (PGAC/PGAD)</b>
SLV	0.348	0.3263	1.08
SLD	0.199	0.114	1.75
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			108%
Classe di rischio della struttura IS-V =			<b>A+ IS-V</b>

Tabella 21. Indice PAM – modello S2

<b>INDICE PAM</b>		
<b>Stato limite</b>	<b>CR%</b>	<b><math>\lambda</math></b>
SLR	100%	0.10%
SLC	80%	0.10%
SLV	50%	0.21%
SLD	15%	0.69%
SLO	7%	1.15%
SLID	0%	10%
Indice di sicurezza della struttura PAM =		0.68%
Classe di rischio della struttura PAM =		<b>A PAM</b>

## Confronto PAM

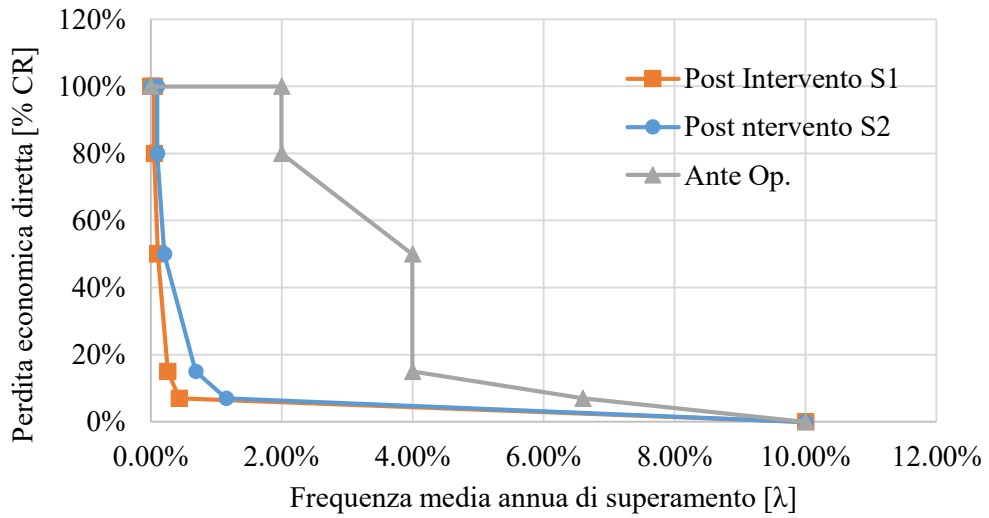


Figura 50. Grafico PAM – Confronto Ante e Post intervento

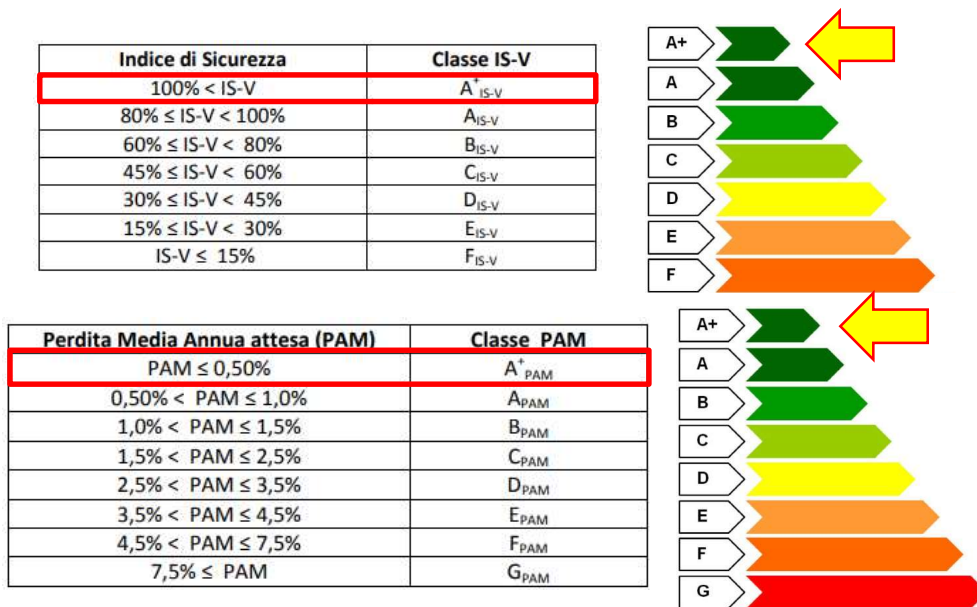


Figura 51. Classe di rischio – modello S1

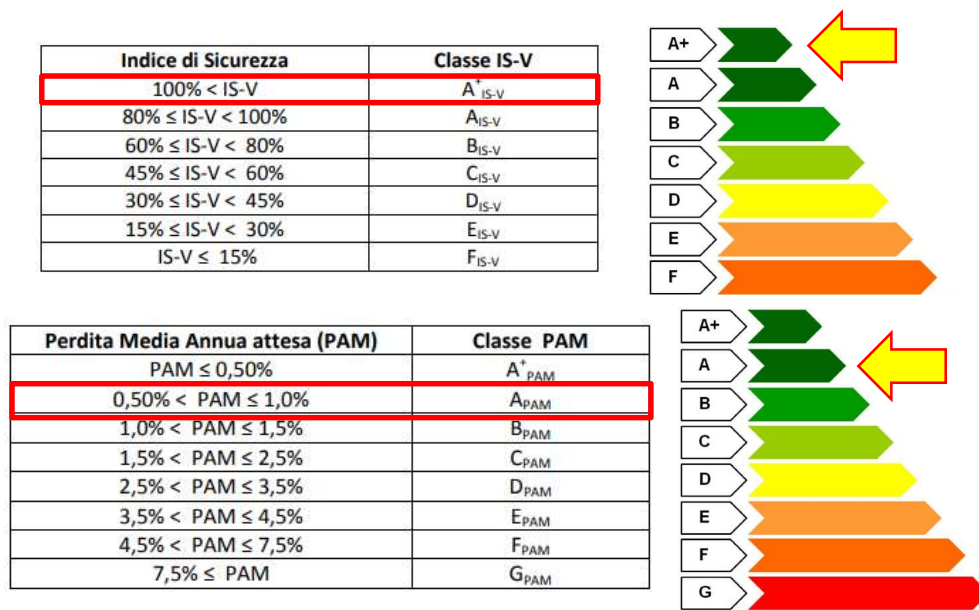


Figura 52. Classe di rischio – modello S2

### 3.3 Valutazione economica degli interventi

In questo paragrafo si riporta l'analisi dei costi relativi all'intervento svolto. Nella stima dei costi, poiché l'edificio è situato in provincia di Avellino, si fa riferimento al prezzario ufficiale 2021 della regione Campania in materia di lavori pubblici e di sicurezza nei cantieri temporanei e mobili. Il costo dell'intervento strutturale è stato valutato partendo dal costo dei tubolari più quello relativo alla sua protezione (sistema duplex) forniti da prezzario in euro/kg. La sicurezza è fornita sullo stesso prezzario come ulteriore costo aggiuntivo a quello dei tubolari e del sistema di protezione.

Costi unitari ( $C_U$ ):

- Tubolari in acciaio del tipo S355: 5,23 €/kg (*sicurezza inclusa 0,09 €/kg*)
- Tubolari in acciaio del tipo S275: 5,11 €/kg (*sicurezza inclusa 0,09 €/kg*)
- Applicazione sistema Duplex: 1,50 €/kg (*Zincatura a caldo + verniciatura*) (*sicurezza inclusa 0,01 €/kg*)
- Piastre di collegamento del tipo S355: 3,83 €/kg (*sicurezza inclusa 0,09 €/kg*)

Costi unitari ( $C_U$ ) Fondazioni:

- Scavo a sezione obbligata con uso di mezzi meccanici: 16,67 €/m<sup>3</sup>;
- Fornitura e posa in opera cls: 149,96 €/m<sup>3</sup>;
- Barre in acciaio tipo B450C: 1,90 €/kg;
- Micropali tipo A (gettato senza eccesso di pressione) – diametro 300mm: 35,35 €/m.

Tabella 22: Stima dei costi intervento S1

	Peso	costo	superficie	volume	incidenza	
	Ton	euro	m2	m3	euro/m2	euro/m3
Opere strutturali	62	324460.1	1998	25375	162.39	12.79
Sistema Duplex	-	93057.4			46.57528	3.67
Parziale struttura	62	417517.6			209	16.45
Fondazioni	-	58452.46			29	2.3
Totale	-	475970			238	18.76

Tabella 23. Stima dei costi intervento S2

	Peso	costo	superficie	volume	incidenza	
	Ton	euro	m2	m3	euro/m2	euro/m3
Opere strutturali	52	271960	1998	25375	136.1	10.72
Sistema Duplex	-	78000			39.0	3.07
Parziale struttura	52	349960			175.2	13.79
Fondazioni	-	48994.4			24.5	1.93
Totale	-	398954.4			199.7	15.72

I costi di intervento (CI), possono essere espressi in forma normalizzata alla superficie utile netta (superficie calpestabile) dell'edificio o unità strutturale oggetto di intervento. Con lo scopo di valutare una stima dei costi che comprenda anche l'incidenza delle opere di fondazione, non modellate nel presente lavoro, ci si può basare su degli studi parametrici svolti per il calcolo delle fondazioni nel caso di esoscheletri 2D ortogonali in acciaio, che hanno evidenziato come l'incidenza dei costi delle opere di fondazione fosse prevalentemente influenzata dalla tipologia di terreno, in particolare a scopo puramente indicativo i costi di intervento relativi alle strutture di fondazione essendo il terreno in esame classificato come di classe C si può assumere un aliquota pari al 14% dei costi strutturali.

### 3.4 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. Per i suddetti interventi si prevedono tempi d'esecuzione molto brevi; in particolare, considerando una sola squadra tipo, si sono stimati tempi inferiori al mese per entrambi gli scenari analizzati.

## 4 CONCLUSIONI

La presente relazione ha sintetizzato le attività condotte nell'ambito del Progetto DPC ReLUIS 2019-2021 da parte dell'UR UNINA-Raffaele Landolfo. In particolare, è stato affrontato il caso studio del capannone industriale Ex Almec di Nusco (AV). 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 della struttura esistente nei riguardi delle azioni orizzontali (sisma e vento) è inadeguato in entrambe le direzioni a causa dell'elevata deformabilità laterale e dell'insufficiente capacità di spostamento. Inoltre, il comportamento strutturale globale è fortemente influenzato dalle carenze locali. Infatti, le crisi fragile dei collegamenti capriata-colonna anticipano sempre i meccanismi duttili.
- I criteri di gerarchia per i nodi momento-resistenti sono stati ripristinati mediante interventi locali a basso impatto. A valle dell'intervento di retrofit locale si ha un significativo miglioramento delle performance di tali nodi sia in termini di resistenza che duttilità;
- Gli interventi locali sui nodi MRF influenzano positivamente il comportamento strutturale globale, in quanto la capacità di spostamento ultima in entrambe le direzioni aumenta notevolmente.
- Al fine di incrementare le performance strutturali globali nei confronti delle azioni sismiche e del vento, è stato progettato un intervento di retrofit/adeguamento sismico tramite l'introduzione di esoscheletri ortogonali in acciaio;
- Due interventi di retrofit alternativi di rinforzo (S1 e S2) sono stati opportunamente progettati per raggiungere i livelli prestazionali richiesti dagli stati limite considerati;
- L'applicazione della procedura di progetto al caso studio dimostra la sua efficacia nell'aumentare la rigidezza e la resistenza laterale dell'edificio industriale in entrambe le direzioni principali. Infatti, per lo scenario S1, l'intervento ha comportato un incremento della rigidezza di circa 6 e 10  $K_{Ab}$  rispettivamente in direzione X e Y. Allo stesso modo, anche nel caso del secondo scenario S2, la rigidezza laterale, aumenta di quasi 3 e 6 volte rispetto a  $K_{Ab}$ , rispettivamente.
- L'applicazione della procedura di progetto mostra come l'esoscheletro possa essere efficacemente adottato anche in presenza di vincoli architettonici come ad esempio la presenza di un edificio adiacente su una delle facciate di quello oggetto di studio.
- Gli interventi di retrofit locali e globali sono stati progettati per non interrompere le attività produttive all'interno dell'edificio e per ridurre al minimo l'impatto sugli spazi di lavoro. Pertanto, gli esoscheletri sono stati progettati per essere posizionati sulla facciata esterna dell'edificio. Al

contrario, gli interventi locali dovrebbero essere eseguiti nella parte interna dell'edificio, ma poiché interessano solo una piccola parte dell'intera struttura, durante l'installazione sarà interessata solo una piccola area dell'edificio industriale.