



## Provincia di Potenza - Edilizia e Patrimonio

Piazza Mario Pagano, 1 - 85100 Potenza (PZ)

**Realizzazione della palestra del Liceo pedagogico e scientifico  
"Rosa-Gianturco" di Potenza - Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza.  
Missione 4 – Istruzione e Ricerca –Componente 1 – Potenziamento  
dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle università –  
Investimento 1.3: Piano per le infrastrutture per lo sport nelle scuole.  
Cod. edificio 760630474; CUP H35E22000110006**



### COMMITTENTE:

Provincia di Potenza - Edilizia e Patrimonio  
Piazza Mario Pagano,1 - 85100 Potenza (PZ)  
tel. 0971 417252 - fax 0971 417444  
Pec: protocollo@pec.provinciapotenza.it

### IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

**ing. Maria Mecca**

maria.mecca@provinciapotenza.it

### RTP PROGETTISTA

**ING. GIUSEPPE SABELLA** (capogruppo/mandatario)

Ordine degli Ingegneri di Potenza al n. 2860  
Via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)  
email: appalti@sabella.cloud

ING. DAVIDE COSENTINO (mandante)

GEOL. TOMMASO ZULLO (mandante)

IMPRESA ESECUTRICE

FASE

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA / ESECUTIVA**

**Relazione sulle strutture - corpo Palestra**

ELABORATO N.

**PE.B.REL.4**

SCALA

-

DATA

**10/11/2023**

REVISIONI

n°	DATA	DESCRIZIONE



Finanziato  
dall'Unione europea



1	PREMESSA .....	2
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
2	IL CORPO PALESTRA.....	3
2.1	GEOMETRIA DEL CORPO PALESTRA.....	3
2.2	ANALISI DEI CARICHI .....	5
2.2.1	Valutazione del carico da vento .....	6
2.2.2	Valutazione del carico da neve.....	9
2.2.3	Analisi dei carichi caratteristici sulle travi secondarie di copertura a metro quadrato .....	10
2.2.4	Valutazione dell'azione sismica .....	12
2.3	CARATTERISTICHE FISICO / MECCANICHE DEI MATERIALI .....	15
2.4	PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE .....	15
2.4.1	TRAVI SECONDARIE .....	15
2.4.2	TRAVI RETICOLARI PRINCIPALI.....	16
2.4.3	COLONNE.....	18
2.4.4	CONTROVENTI DI PIANO .....	31
3	CONFRONTO FRA I RISULTATI MANUALI E QUELLI CON IL SOFTWARE DI CALCOLO .....	32
3.1	Caratteristiche modali della struttura dell'area di gioco.....	32
4	CONSIDERAZIONI SUI PESI STRUTTURALI .....	34



## 1 PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione tecnica sulle strutture del corpo Palestra del progetto definitivo / esecutivo per la realizzazione della nuova palestra a servizio dell'istituto d'istruzione secondaria Liceo Scienze Umanane "Rosa Granturco", tra via Zara e via Pola nel Comune di Potenza.

Il progetto dal punto di vista planimetrico si presenta come un impianto coerente con le richieste della Committenza, in modo da collegarsi all'edificato esistente costituito dall'edificio scolastico e le sue pertinenze e in modo da sfruttare al massimo le potenzialità del lotto. Lo sviluppo planimetrico progettato mira all'utilizzo dell'impianto sia in orario scolastico che in orario extrascolastico senza il vincolo degli orari di apertura dell'Istituto Granturco. L'edificio si compone di due volumi collegati, al cui interno vengono distribuite le diverse funzioni.

### 1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il seguente progetto è stato realizzato nel rispetto della legge dello Stato n. 1086 del 5.11.1971, recante le *norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica*; della legge n. 64 del giorno 02.02.1974, recante *provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni alle zone sismiche*; del DPR n. 380 del giorno 06.06.2001, Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.

Per quanto concerne le unità di misura, si utilizza il sistema di riferimento internazionale S.I., ai sensi del DPR 802/1982 e della Direttiva del Consiglio CEE del 18/10/1971 n. 71/1354/CEE (modificata il 27/07/1976 con 76/770/CEE).

In merito alla legislazione tecnica, il presente elaborato risponde alle disposizioni dettate dal D.M.17.01.2018: *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"* promulgato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (e di seguito indicato semplicemente con **NTC 2018**). Tale decreto raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità. Le suddette norme hanno un carattere prestazionale e spesso rimandano ad altre disposizioni per approfondimenti e regole di dettaglio. Secondo tale logica si è quindi fatto riferimento anche alla Circolare applicativa n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del giorno 21.01.2019, promulgata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17.01.2018" (di seguito denominata **CIRC 2019**) e pubblicata sul supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell'11.02.2019.

I testi consultati per la comprensione del funzionamento strutturale e per la progettazione delle opere sono stati i seguenti: 1) G. Ballio e F.M. Mazzolani, *Strutture in acciaio, sistemi strutturali, sicurezza e carichi, materiale, unioni e collegamenti, resistenza e stabilità*, HOEPLI editore, Ristampa 2011; 2) C. Bernuzzi, *Proporzionamento di strutture in acciaio. Progettazione e verifiche semplificate secondo NTC 2018*, HOEPLI editore.



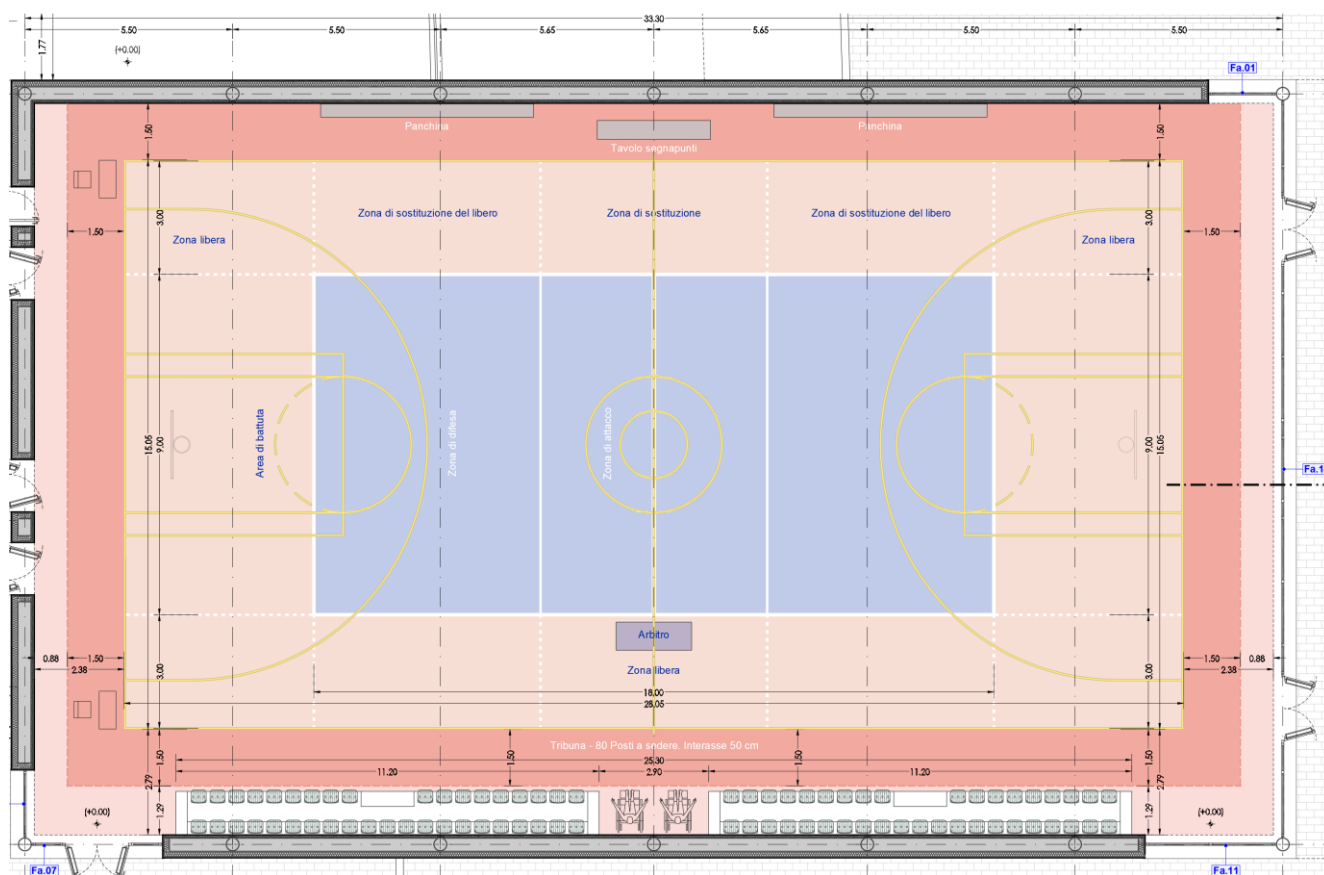
## 2 IL CORPO PALESTRA

La nuova palestra si compone di due corpi a struttura portante di acciaio, al cui interno vengono distribuite le diverse funzioni.

La scelta dei materiali utilizzati è stata condizionata da differenti fattori: la leggerezza e il contestuale contenimento dei volumi oltre che dei pesi; la sostenibilità, intesa come utilizzo accorto delle risorse naturali, prediligendo quei materiali e quelle soluzioni tecnologiche in grado di essere assemblate a secco per garantire la disassemblabilità in termini di ciclo di vita dalla culla alla tomba delle strutture e dei pacchetti architettonici; l'inserimento del contesto urbano del complesso scolastico.

### 2.1 GEOMETRIA DEL CORPO PALESTRA

La palestra vera e propria, con struttura portante anch'essa in acciaio, accoglie interamente lo spazio della adibito a gioco ed è concepita come un edificio leggero, ampio, costituito da facciate in vetro che possano garantire un livello di illuminazione omogenea su tutto il campo. In pianta, le strutture del corpo palestra formano un rettangolo di lati  $19,2 \times 32$  m.



Nell'immagine seguente si ritrae la pianta della sola struttura a livello della copertura.

**RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)**

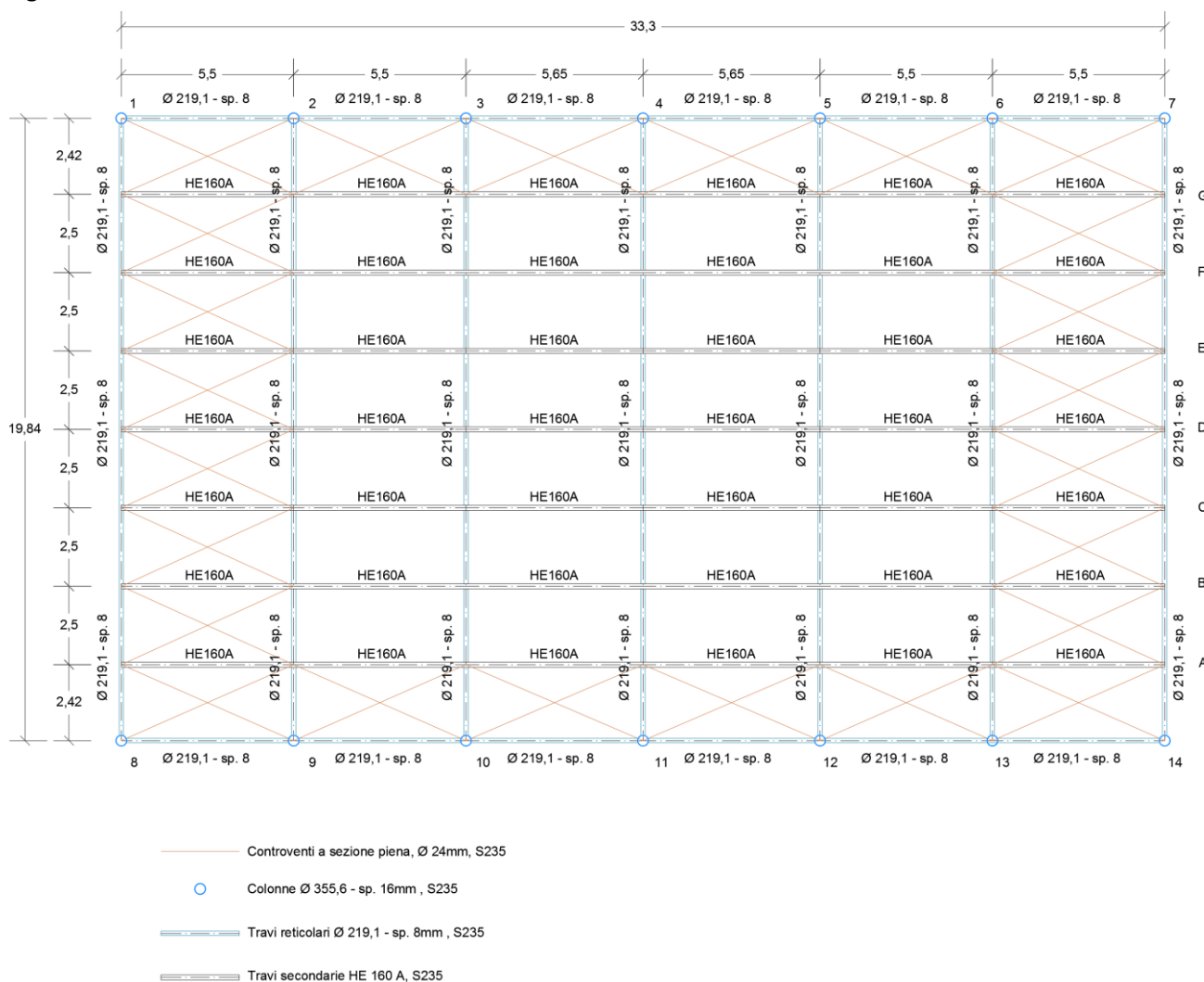
sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



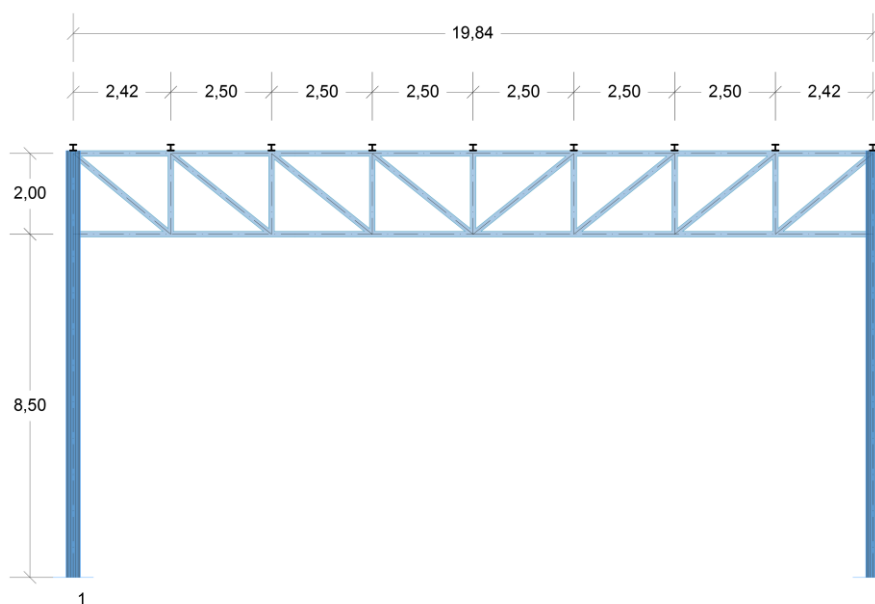
Nelle due immagini nella pagina successiva sono riportate, rispettivamente, una sezione trasversale e una longitudinale.



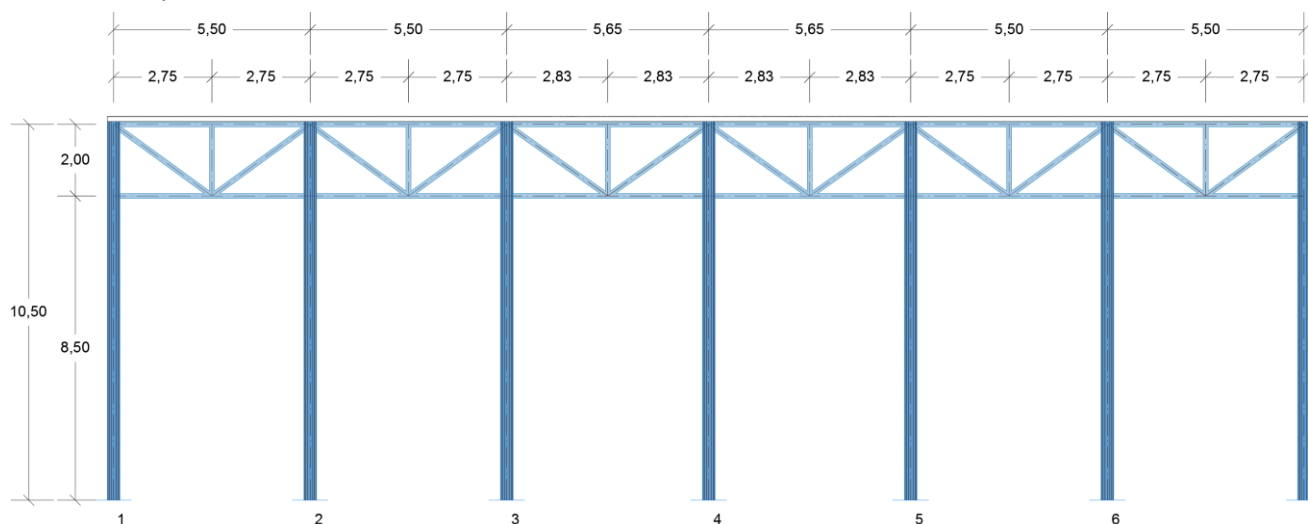
Come si vede, dal punto di vista strutturale il corpo palestra è costituito da una scansione di telai a campata unica, nel lato corto o trasversale, con colonne incastrate alla base e collegate all'estremità superiore da travi reticolari alla Pratt con correnti paralleli.

**Colonne e travi sono costituite da tubolari a sezione circolare formati a caldo, con classe di resistenza S235.**

Le travi reticolari sono caricate direttamente nei nodi grazie a un sistema di travi secondarie (o arcarecci), di acciaio, con sezione del tipo HEA, che corre da telaio a telaio e che è deputato a sorreggere direttamente l'elemento di chiusura orizzontale. In tal modo, gli sforzi nelle aste delle travi reticolari sono sempre assiali, di compressione o di trazione, e ciò ne ottimizza il funzionamento strutturale, limitando l'azione flettente.



Nel verso longitudinale, i portali sono collegati tra di loro da due travi reticolari di bordo, anch'esse alla Pratt con correnti paralleli.



La configurazione geometrica scelta fa sì che per soli carichi gravitazionali il corrente superiore e i montanti risultino sempre compressi, mentre il corrente inferiore e le diagonali sempre tese. Ciò ottimizza il funzionamento delle travi reticolari, dal momento che le diagonali hanno una maggiore lunghezza libera di inflessione e, quindi, un più basso valore di instabilità associata a carico di punta.

## 2.2 ANALISI DEI CARICHI

Con riferimento a quanto disposto dalla vigente normativa e alle caratteristiche della struttura in esame, sono stati determinati i valori unitari delle seguenti azioni applicate sulla struttura:

- **Carichi permanenti strutturali  $g_1$**  (peso proprio degli elementi portanti, travi, correnti, montanti, diagonali);



- **Carichi permanenti non strutturali  $g_2$ .** In generale sotto tale voce sono ricompresi massi, intonaci, pavimenti, manto di copertura, ecc. Nel caso in esame si considera la lamiera grecata di copertura, l'isolamento, l'impermeabilizzazione e il peso degli impianti;
- **Carichi variabili:**  $q_e$  (sovraccarichi di esercizio),  $q_n$  (azione della neve),  $q_v$  (azione del vento).

### 2.2.1 Valutazione del carico da vento

In accordo con il § 3.3 delle NTC 2018, il sito d'intervento (ubicato nella Regione Basilicata) rientra nella zona 3, per cui si ha:

$$v_{b0} = 27 \text{ m/s};$$

$$a_0 = 500 \text{ m};$$

$$k_s = 0,37.$$

Considerando che l'**altitudine del sito  $a_s$  è pari a 726 m** e quindi  $a_s > a_0$ , si ha:

$$c_a = 1 + k_s (a_s / a_0 - 1) = 1 + 0,37 \times (726 / 500 - 1) \approx 1,17;$$

e quindi:

$$v_b = v_{b0} \times c_a = 27 \text{ m/s} \times 1,17 \approx 32 \text{ m/s};$$

La velocità di riferimento  $v_r$  è pari a:

$$v_r = v_b \times c_r = 32 \text{ m/s} \times 1 = 32 \text{ m/s}$$

( $c_r = 1$  per il periodo di ritorno pari a 50 anni, cfr. NTC 2018 al § 3.3.2).

Nota la velocità di riferimento, si può valutare la pressione del vento  $p$ , che risulta pari a:

$$p = q_r \times c_e \times c_p \times c_d;$$

$$\text{con: } q_r = 0,5 \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \text{ kg/m}^3 \times 32^2 = 640 \text{ N/m}^2 = \mathbf{0,64 \text{ kN/m}^2}.$$

Il **coefficiente di esposizione  $c_e$**  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

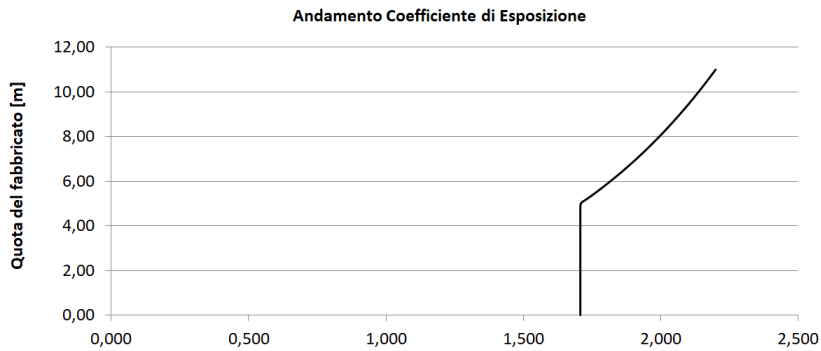
In assenza di analisi specifiche, la topografia è valutata mediante il coefficiente topografico che tipicamente è assunto sempre con valore unitario, mentre la categoria di esposizione è funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno (cfr. NTC 2018, § 3.3.7).

La categoria di esposizione è assegnata dalle NTC 2018 in funzione della classe di rugosità del terreno (cfr. NTC 2018, Tab. 3.3.III) e della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione (cfr. NTC 2018, Fig. 3.3.2).

Nel caso in esame, essendo uno dei lati della palestra esposto al vento, a vantaggio di sicurezza si assume di rientrare nella classe D, sottoclasse c): *"Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati"*. Dal momento che la distanza dalla costa supera i 60 km, è necessario considerare la colonna della tabella fra i 500 m e i 750 m di altezza e dunque la categoria di esposizione nel caso in esame è dipendente dall'altitudine del sito.

Tanto premesso, **la classe di rugosità del terreno corrisponde alla classe D; la categoria di esposizione è la III.**





Si segnala che l'assegnazione della classe

di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno e che, come indica la circolare, laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, è preferibile assegnare la classe più sfavorevole.

Determinato che la **categoria di esposizione del sito è la III**, si ricavano i seguenti parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (cfr. NTC 2018, Tab. 3.3.II):

$k_r = 0,20$ ;  $z_0 = 0,10$  m;  $z_{min} = 5,0$  m; ed è quindi possibile determinare il **coefficiente di esposizione  $c_e$** :

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

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

Come si vede dalle espressioni, tale coefficiente dipende, oltre che dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) anche dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato e dalla topografia del terreno (misurata dal coefficiente topografico).

Nel caso in esame, assumendo il piano di imposta della palestra a quota di circa 0 m e il colmo a quota pari a circa 11 m, si ha l'andamento di  $c_e$  al variare di  $z$  indicato nel grafico a fianco.

I valori del coefficiente di esposizione ottenuti sono, quindi, i seguenti:

- Coefficiente di esposizione minimo:  $c_{e,min} = 1,7$  (per  $z \leq 5$  m);
- Coefficiente di esposizione al colmo:  $c_{e,colmo} \approx 2,2$  (per  $z = 11$  m);

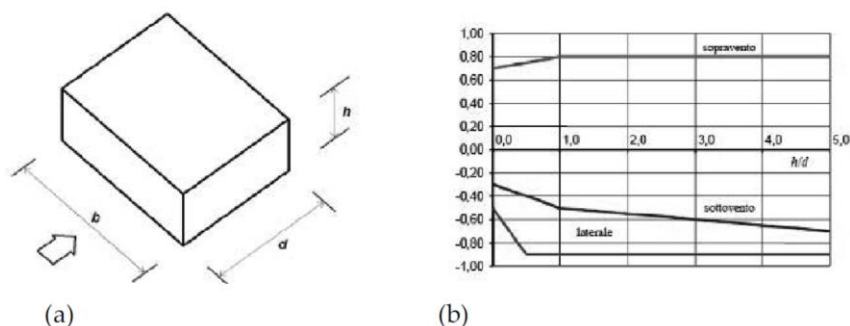
In mancanza di più raffinate valutazioni si assume inoltre che  $c_d$ , il coefficiente dinamico, è unitario:  **$c_d = 1$** .

Per quanto riguarda il coefficiente di pressione (o aerodinamico)  $c_p$ , in assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati al § C3.3.8 della CIRC 2019, con l'avvertenza che **SI INTENDONO POSITIVE LE PRESSIONI DIRETTE VERSO L'INTERNO DELLE COSTRUZIONI**.

Nel seguito si farà riferimento ai coefficienti globali  $c_{pe}$ , che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura.

#### **Pareti verticali**

I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito (cfr. § C3.3.8.1.1 della CIRC 2019).



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$ : $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$ : $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

- 1) Considerando il **vento agente in direzione  $\pm X$**  si ha:

$$b = 20 \text{ m};$$

$$d = 32 \text{ m};$$

$$h = 11 \text{ m};$$

$$h/d = 11/32 = 0,34;$$

Nella faccia sopravvento  $C_{pe}$  vale:

$$C_{pe, X} = 0,7 + 0,1 \times h/d = 0,7 + 0,1 \times 0,34 \approx 0,73.$$

Nella faccia sottovento  $C_{pe}$  vale:

$$C_{pe, X} = -0,3 - 0,2 \times h/d \approx -0,37.$$

Tanto premesso, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_{pe} \times c_d;$$

e, quindi:

$$p_1 = 0,64 \times 2,2 \times 0,73 \times 1 \approx 1,03 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sopravvento);}$$

$$p_2 = 0,64 \times 2,2 \times (-0,37) \times 1 \approx -0,52 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sottovento);}$$

- 2) Considerando il **vento agente in direzione  $\pm Y$**  si ha:

$$b = 32 \text{ m};$$

$$d = 20 \text{ m};$$

$$h = 11 \text{ m};$$

$$h/d = 11/20 = 0,55;$$

Nella faccia sopravvento  $C_{pe}$  vale:

$$C_{pe, Y} = 0,7 + 0,1 \times h/d = 0,75.$$



Nella faccia sottovento Cpe vale:

$$C_{pe}, Y = -0,3 - 0,2 \times h/d = -0,40.$$

Tanto premesso, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_{pe} \times c_d;$$

e, quindi:

$$p_1 = 0,64 \times 2,2 \times 0,75 \times 1 \approx 1,06 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sopravento);}$$

$$p_2 = 0,64 \times 2,2 \times (-0,40) \times 1 \approx -0,56 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sottovento);}$$

### Copertura

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra  $-5^\circ$  e  $+5^\circ$ . L'altezza di riferimento per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali  $C_{pe}$  da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito (cfr. § C3.3.8.1.2 della CIRC 2019).

Sulla falda sopravento si ha:

$$C_{pe,A} = -0,80;$$

Sulla falda sottovento si ha:

$$C_{pe,B} = \pm 0,20.$$

Si evidenzia che nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

Tanto premesso, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_{pe} \times c_d;$$

e, quindi:

$$p_1 = 0,64 \times 2,2 \times (-0,8) \times 1 \approx -1,1 \text{ kN/m}^2 \text{ (falda sopravento);}$$

$$p_2 = 0,64 \times 2,2 \times (\pm 0,2) \times 1 \approx \pm 0,3 \text{ kN/m}^2 \text{ (falda sottovento);}$$

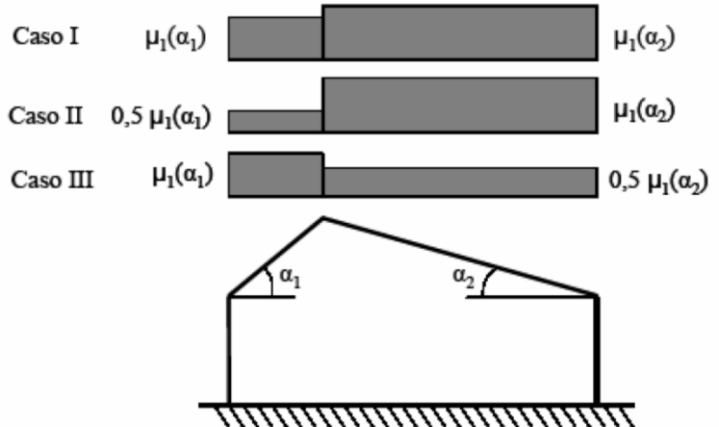
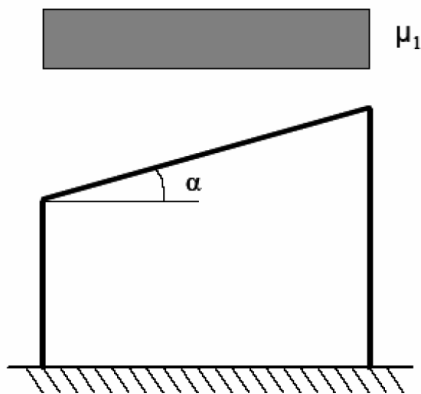
### **2.2.2 Valutazione del carico da neve**

In accordo con il § 3.4 delle NTC 2018, il sito d'intervento rientra nella **zona III** (Comune di Potenza), per cui si ha:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_E \times C_t;$$

$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (a_s/481)^2] = 0,51 \times [1 + (726/481)^2] \approx 1,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (considerando che l'altitudine del sito } a_s = 726 \text{ m).}$$

$\mu_i$  è il coefficiente di forma delle coperture. Nel § 3.4.3 delle NTC 2018 sono indicati i coefficienti di forma  $\mu_i$  per le coperture in funzione del numero delle falde. Per quanto riguarda il caso di specie, di copertura tendenzialmente piana, si può considerare una sola condizione di carico (cfr. NTC 2018, § 3.4.3.2), rappresentata per chiarezza nella figura sottostante. Si precisa che nel caso in esame  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha \approx 5^\circ$ , per cui il coefficiente di forma  $\mu_1 = 0,8$  (per  $0 < \alpha < 30^\circ$ ).



$C_E = 1,0$  (aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, di altre costruzioni o di alberi). In realtà l'area in esame è sottoposta al vento, ma a vantaggio di sicurezza, non essendo disponibili formulazioni *ad hoc* particolarmente attendibili, si assume unitario il coefficiente di esposizione.

$C_t = 1$  (coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico della neve a causa del suo scioglimento. In assenza di uno specifico documento si deve porre pari a 1, cfr. NTC 2018 § 3.4.5).

$$q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_t = 1,7 \text{ kN/m}^2 \times 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \approx 1,4 \text{ kN/m}^2.$$

In definitiva l'azione caratteristica della neve vale:

$$q_s = 1,4 \text{ kN/m}^2 = 140 \text{ daN/m}^2.$$

### 2.2.3 Analisi dei carichi caratteristici sulle travi secondarie di copertura a metro quadrato

Si considera l'analisi dei carichi a metro quadro sulle travi secondarie di copertura. Considerando il caso in esame di copertura piana, il carico valutato coincide direttamente con la sua proiezione orizzontale:

*Carichi permanenti strutturali g1 (\*)*:

Lamiera grecata sandwich di chiusura (con isolante, sp. 160 mm): = 25 daN /m<sup>2</sup>;

**Carico a metro quadrato G<sub>1k</sub> =** = 25 daN/m<sup>2</sup>;

*Carichi permanenti NON strutturali g2:*

Incidenza controsoffitti: = 40,00 daN /m<sup>2</sup>;

Incidenza degli impianti: = 60,00 daN /m<sup>2</sup>;

**Carico a metro quadrato G<sub>2k</sub> =** ≈ 100 daN/m<sup>2</sup>;

*Carichi accidentali (in proiezione orizzontale):*

Carico di esercizio minimo (\*) Q<sub>ES</sub>: = 50,00 daN /m<sup>2</sup>;

Carico da vento (\*\*) Q<sub>V</sub>: = 110,00 daN /m<sup>2</sup>;

Carico da neve Q<sub>N</sub>: = 140,00 daN /m<sup>2</sup>.

(\*) Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione, cfr. NTC 2018, Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.



(\*\*) nel prospetto riassuntivo è stato inserita per brevità l'azione più intensa sulla falda di copertura, ma in realtà il carico da vento, come visto, dipende dalla falda considerata e incide anche sulle pareti verticali (cfr. paragrafi precedenti).

Definite le azioni a metro quadro dei carichi permanenti strutturali e no, e dei carichi accidentali, è possibile ottenere i carichi distribuiti agenti sulle travi secondarie di copertura.

In particolare si definiscono le azioni trasferite sulle travi secondarie maggiormente sollecitate, ossia quelle che evidenziate in figura.

Nel caso in esame  $i = 2,5$  m, per cui si ha:

- **Allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara):**

Per le verifiche a deformabilità, si considera la combinazione rara che corrisponde alla combinazione fondamentale allo SLU ma con i coefficienti  $\gamma$  posti pari a uno:

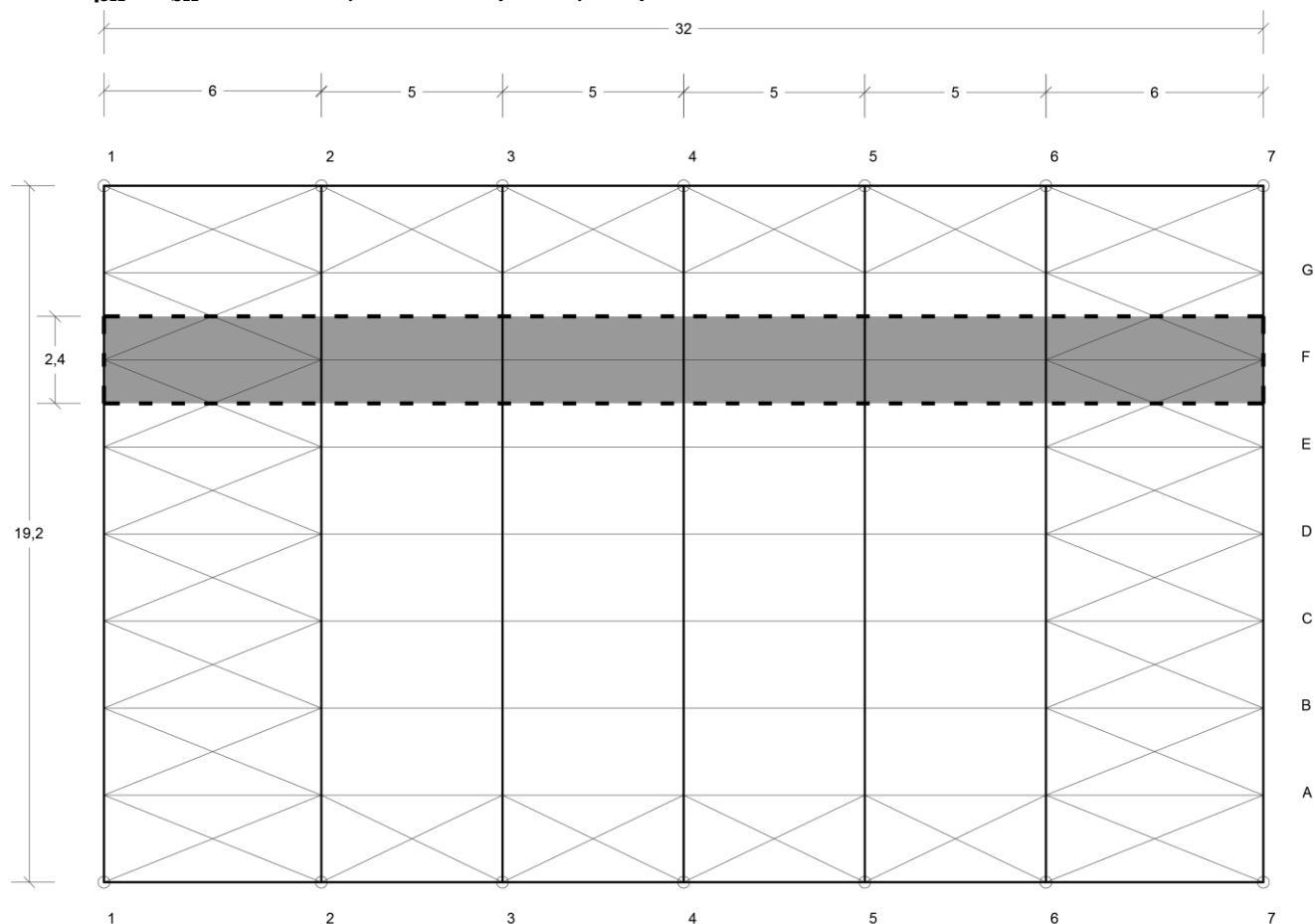
$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{0j} Q_{ki}$$

Al permutare dei coefficienti, la combinazione che dà luogo alla condizione più gravosa in termini di abbassamenti della trave è la seguente:

$$Q_{SLE} = G_{1k} + G_{2k} + Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_v = 25 + 100 + 140 + 0 \times 50 + 0,6 \times 110 = 331 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto,  $i = 2,5$  m, per cui si ha:

$$q_{SLE} = Q_{SLE} \times i = 331 \times 2,5 \approx 827 \text{ daN/m} \approx 8,3 \text{ kN/m}.$$





- **Allo Stato Limite Ultimo (combinazione fondamentale):**

Ciascuna delle azioni caratteristiche sopra indicate è stata poi moltiplicata per i rispettivi coefficienti che gli competono nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma$ , relativo alla natura dell'azione considerata, e coefficiente di combinazione  $\psi$ ), con riferimento allo Stato Limite di Resistenza della Struttura (STR). In particolare, ai fini delle verifiche agli stati limite, si definisce in accordo con il § 2.5.3 delle NTC 2018 la seguente **combinazione fondamentale** delle azioni:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni, scritti nelle verifiche SLU, sono da assumersi come quelli relativi allo stato limite di resistenza della struttura (STR), cfr. NTC 2018 al §2.6.1.

Per la progettazione di componenti strutturali, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_f$  riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I delle NTC 2018, ossia:

**In caso di condizioni favorevoli:**

- i.  $\gamma_{G1}$  relativo al peso degli elementi strutturali è pari a 1,0;
- ii.  $\gamma_{G2}$  relativo al peso degli elementi non strutturali è pari a 0,8;
- iii.  $\gamma_{Q1}$  relativo al peso dei sovraccarichi accidentali è pari a 0,0.

**In caso di condizioni sfavorevoli:**

- i.  $\gamma_{G1}$  relativo al peso degli elementi strutturali è pari a 1,3;
- ii.  $\gamma_{G2}$  relativo al peso degli elementi non strutturali è pari a 1,5;
- iii.  $\gamma_{Q1}$  relativo al peso dei sovraccarichi accidentali è pari a 1,5.

Al permutare dei coefficienti, la combinazione che dà luogo alla condizione più gravosa in termini di sollecitazioni sulla trave secondaria è la seguente:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_v) = 1,3 \times 25 + 1,5 \times 100 + 1,5 \times 140 + 1,5 \times 0 \times 50 + 1,5 \times 0,6 \times 110 = 491,5 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto,  $i = 2,5 \text{ m}$ , per cui si ha:

$$q_{SLU} = Q_{SLU} \times i = 491,5 \times 2,5 \approx 1229 \text{ daN/m} = 12,3 \text{ kN/m}.$$

## 2.2.4 Valutazione dell'azione sismica

Dal momento che l'area da gioco della Palestra presenta anche gli spalti per il pubblico (**n. 80 persone**), la struttura in esame rientra nella **Classe d'Uso III** (cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U=1,5$ ); inoltre è caratterizzata da una vita nominale  $V_N = 50$  anni, ciò che dà luogo a un periodo di riferimento  $V_R$  rispetto al quale calcolare l'azione sismica pari a  $V_R = C_U \times V_N = 1,5 \times 50 = 75$  anni.

Atteso che lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) ha una probabilità di superamento pari al 10%, il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica vale, nel caso in esame:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{75}{\ln(0,9)} = 712 \text{ anni}$$

Come detto la costruzione è ubicata nella città di Potenza alla **via Zara**. In particolare, il sito è individuato dalle seguenti **coordinate geografiche: 40,6430556° latitudine nord; 15,8002778° longitudine est**.

Note le coordinate e il periodo di ritorno, è possibile desumere i valori dei seguenti parametri della pericolosità sismica di base, riferiti all'azione orizzontale:

- Accelerazione orizzontale massima al sito  **$a_g = 0,237 \text{ g}$** ;

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



- Massimo fattore di amplificazione spettro

$$F_0 = 2,440;$$

- Periodo di inizio del tratto a velocità costante

$$T_c^* = 0,387 \text{ s.}$$

Dai risultati della prova di cross – hole (cfr. l'elaborato *indagini geotecniche*) si ricava che il sottosuolo su cui sarà edificata la costruzione rientra nella categoria di sottosuolo di tipo B, da cui si ricava (cfr. NTC 2018, § 3.2.3.2, Tab. 3.2.IV):

$$S_s = 1,40 - 0,40 \times F_0 \times a_g/g = 1,40 - 0,40 \times 2,440 \times 0,237 \approx 1,1687;$$

$$C_c = 1,10 \times T_c^{*(-0,20)} = 1,10 \times 0,387^{*(-0,20)} = 1,330.$$

Dal momento che a 3 m circa dalla Palestra è presente un muro di contenimento, a vantaggio di sicurezza si assume la classe topografica T2, cui corrisponde  $S_T = 1,20$ .

Per cui si ha:

$$S = S_s \times S_T = 1,1687 \times 1,20 = 1,402.$$

Si riportano di seguito i punti dello **spettro di accelerazione orizzontale elastico** per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) desumibile dai parametri di pericolosità sismica di base e del sito, con le assunzioni poste.

Si evidenzia che i periodi sono misurati in secondi, mentre lo spettro di accelerazione in  $g$ .

T	Sa(T)	T	Sa(T)	T	Sa(T)	T	Sa(T)
0	0.3324	0.5865	0.5475	1.224	0.2623	1.8615	0.1725
0.0255	0.3757	0.612	0.5247	1.2495	0.257	1.887	0.1702
0.051	0.419	0.6375	0.5037	1.275	0.2518	1.9125	0.1679
0.0765	0.4623	0.663	0.4843	1.3005	0.2469	1.938	0.1657
0.102	0.5057	0.6885	0.4664	1.326	0.2422	1.9635	0.1635
0.1275	0.549	0.714	0.4497	1.3515	0.2376	1.989	0.1614
0.153	0.5923	0.7395	0.4342	1.377	0.2332	2.0145	0.1594
0.1716	0.6238	0.765	0.4197	1.4025	0.2289	2.04	0.1574
0.1785	0.6238	0.7905	0.4062	1.428	0.2249	2.0655	0.1555
0.204	0.6238	0.816	0.3935	1.4535	0.2209	2.091	0.1536
0.2295	0.6238	0.8415	0.3816	1.479	0.2171	2.1165	0.1517
0.255	0.6238	0.867	0.3704	1.5045	0.2134	2.142	0.1499
0.2805	0.6238	0.8925	0.3598	1.53	0.2099	2.1675	0.1481
0.306	0.6238	0.918	0.3498	1.5555	0.2064	2.193	0.1464
0.3315	0.6238	0.9435	0.3403	1.581	0.2031	2.2185	0.1447
0.357	0.6238	0.969	0.3314	1.6065	0.1999	2.244	0.1431
0.3825	0.6238	0.9945	0.3229	1.632	0.1968	2.2695	0.1415
0.408	0.6238	1.02	0.3148	1.6575	0.1937	2.295	0.1399
0.4335	0.6238	1.0455	0.3071	1.683	0.1908	2.3205	0.1384
0.459	0.6238	1.071	0.2998	1.7085	0.1879	2.346	0.1369
0.4845	0.6238	1.0965	0.2928	1.734	0.1852	2.3715	0.1354
0.51	0.6238	1.122	0.2862	1.7595	0.1825	2.397	0.134
0.5147	0.6238	1.1475	0.2798	1.785	0.1799	2.4225	0.1325
0.5355	0.5996	1.173	0.2737	1.8105	0.1774	2.448	0.1312
0.561	0.5724	1.1985	0.2679	1.836	0.1749	2.4735	0.1298



Considerato che la struttura dell'area gioco della palestra è un corpo ad un piano unico, ai fini della valutazione dell'azione sismica si applica (nella prima fase di dimensionamento di massima delle membrature) l'analisi lineare statica, la quale consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. Successivamente, con l'ausilio del software di calcolo, le membrature portanti saranno verificate utilizzando l'analisi modale con spettro di risposta.

Si determina il peso sismico della costruzione secondo la combinazione delle azioni indicata dalle NTC 2018 al § 2.5.3, equazione 2.5.7:

$$G_{1k} + G_{2k} + (\psi_{21} Q_N + \psi_{22} Q_{ES} + \psi_{23} Q_v)$$

I coefficienti di combinazione valgono (NTC 2018, Tab. 2.5.I):

$\psi_{21} = 0$  (associato alla neve a quota inferiore a 1.000 m s.l.m.);

$\psi_{22} = 0$  (associato al carico di esercizio per coperture accessibili per la sola manutenzione);

$\psi_{23} = 0$  (associato al vento).

Pertanto si ha che il carico superficiale in copertura vale:

$$G_{COP} = G_{1k} + G_{2k} + 0,6 Q_e = 25 + 100 + 0,6 \times 50 = 155 \text{ daN/m}^2;$$

Considerato che l'area della copertura vale circa:  $A_{COP} = 20 \times 33,0 \approx 660 \text{ m}^2$ .

Il peso sismico associato al livello di copertura vale:

$$W_{COP} = G_{COP} \times A_{COP} = 155 \times 660 \approx 1.020 \text{ kN}.$$

A tale peso si somma, come è noto, il peso delle travi e il peso della metà superiore delle colonne (dai paragrafi seguenti è possibile ricavare che le travi secondarie sono **HEA 260** aventi peso pari a circa 68 kg/m, le travi principali sono travi reticolari costituite da profilati cavi **D 219,1 mm - spessore 8,0 mm** aventi peso pari a circa 42 kg/m, le colonne sono profilati cavi **D 355,6 mm** con **spessore t = 12,5 mm**, aventi peso pari a circa 106 kg/m):

$$W^*_{TRAVI} = g_{TR, PRINC} \times L \times n_{TR, PRINC} + g_{TR, SEC} \times L \times n_{TR, SEC} \approx 42 \times 40 \times 7 + 42 \times 66 \times 2 + 68 \times 33 \times 7 \approx 330 \text{ kN}.$$

Si considera il contributo in termini di peso dato dai montanti e dalle diagonali delle travi reticolari con il coefficiente moltiplicativo 1,3:

$$W_{TRAVI} = W^*_{TRAVI} \times 1,3 = 430 \text{ kN}.$$

$$W_{COL} = g_{COL} \times H_{COL} / 2 \times n_{COL} = 106 \times 10,5 / 2 \times 14 \approx 80 \text{ kN}.$$

Il peso sismico della struttura della palestra vale pertanto:

$$W = W_{COP} + W_{COL} + W_{TRAVI} = 1.020 \text{ kN} + 80 \text{ kN} + 430 \text{ kN} = \mathbf{1.530 \text{ kN}}.$$

Si determina innanzitutto il primo periodo di vibrazione della struttura applicando la formula semplificata prevista dalla CIRC 2019 al §C7.3.3.2:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} = 0,050 \times 10,5^{3/4} \approx 0,29 \text{ s (come si vede ai successivi paragrafi tale formulazione sottostima di molto il primo periodo effettivo della struttura)}.$$

Dove  $C_1$  vale 0,050 per costruzioni con struttura di acciaio che non rientra fra quelle a telaio.

Come si vede, confrontando il periodo proprio di vibrazione così valutato con quelli che delimitano il tratto di plateau, a  $T_1$  corrisponde la massima accelerazione spettrale, pertanto l'azione sismica vale (cfr. NTC 2018, § 7.3.3.2):

$$F_h = S_d(T_1) W/g = 0,6238 \times 1.530 \text{ kN} \approx \mathbf{950 \text{ kN}}.$$



## 2.3 CARATTERISTICHE FISICO / MECCANICHE DEI MATERIALI

Le strutture di progetto in acciaio sono realizzate in acciaio da carpenteria metallica per usi strutturali e quindi rispondono a quanto previsto dalle NTC 2018.

In particolare, per le membrature metalliche si prevede l'utilizzo di acciaio di carpenteria metallica di classe S 235 JR (resistenze per sp. < 40 mm) - **Classe di esecuzione EXC 3** (UNI 1090-2).

Si riporta nella tabella seguente l'indicazione dei materiali utilizzati in progetto e le relative caratteristiche fisico - meccaniche, in termini di resistenza e rigidezza elastica.

Materiale	$f_{yk}$	$f_{tk}$	E
-	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Acciaio classe <b>S 235 JR</b>	235	360	210.000

con:

- $f_{yk}$  resistenza caratteristica allo snervamento;
- $f_{tk}$  resistenza caratteristica a rottura;
- E modulo di elasticità normale.

Si precisa che, nel caso di acciaio da carpenteria metallica, i coefficienti parziali di sicurezza e globali **relativi al modello di resistenza adottato** sono tre (cfr. Tab. 4.2.VII – NTC 2018):

- $\gamma_{M0} = 1,05$  relativo alle verifiche di resistenza (nel caso in esame sezioni di classe 1);
- $\gamma_{M1} = 1,05$  relativo alle verifiche di stabilità;
- $\gamma_{M2} = 1,25$  relativo alle verifiche dei collegamenti.

La resistenza di progetto si ottiene dividendo tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio per il coefficiente di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato:

- $f_{yd} = 224$  MPa per le verifiche di resistenza (nel caso in esame sezioni di classe 1);
- $f_{yd} = 224$  MPa per le verifiche di stabilità;
- $f_{yd, coll} = 188$  MPa per le verifiche dei collegamenti.

Le travi di fondazione sono in c.a., calcestruzzo C 25/30, acciaio B450C.

**Per ulteriori dettagli sui materiali di progetto si rimanda alla relazione dei materiali.**

## 2.4 PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Di seguito si mostra il predimensionamento delle strutture, sulla scorta della geometria, delle azioni e delle caratteristiche dei materiali sopra definiti. A tale scopo saranno utilizzati schemi bidimensionali semplificati, rimandando al modello strutturale del software di calcolo per le verifiche di dettaglio.

### 2.4.1 TRAVI SECONDARIE

Le travi secondarie sono caricate dai seguenti carichi uniformemente distribuiti:

- Allo SLE:  $q_{SLE} = 8,3$  kN/m;
- Allo SLU:  $q_{SLU} = 12,3$  kN/m (= 12,3 N/mm).

Ciascuna trave secondaria si può considerare appoggiata – appoggiata alle estremità (in corrispondenza di due successive travi reticolari), per cui la luce della trave secondaria più sfavorita è pari a circa 5,7 m.

Si procede con il predimensionamento allo SLU, per poi verificare il risultato ottenuto allo SLE.

$$M_{sd} = q L^2 / 8 = 12,3 \times 5700^2 / 8 \approx 50.000.000 \text{ Nmm} = 50 \text{ kNm}.$$



$$W_{pl} > M_{sd} / f_{yd} = 50.000.000 / 262 \approx 191.000 \text{ mm}^3 \approx 200 \text{ cm}^3.$$

Per le travi secondarie, prevalentemente soggette a flessione, si prevede l'utilizzo di profilati laminati a caldo del tipo HEA, per cui dal sagomario si sceglie:

**trave HEA 260**, con peso pari a circa 68 kg/m e modulo di resistenza elastico  $W = 836 \text{ cm}^3$  e momento d'inerzia principale pari a  $I = 10.450 \text{ cm}^4$ .

Si procede alla verifica allo SLE assumendo la luce della trave pari a  $L=6,0 \text{ m}$ :

$$q_{SLE} = 8,3 \text{ kN/m} (= 8,3 \text{ N/mm}).$$

$$f = 5/384 \times q_{SLE} \times L^4 / EI = 5 / 384 \times 8,3 \times 6.000^4 / 210.000 / 104.500.000 \approx 7 \text{ mm} < L/300 = 20,0 \text{ mm}.$$

## 2.4.2 TRAVI RETICOLARI PRINCIPALI

Le travi secondarie HEA 260 scaricano sulle travi principali la loro reazione vincolare che vale (trascurando il peso proprio delle travi secondarie e considerando una luce di calcolo pari a 6,0 m):

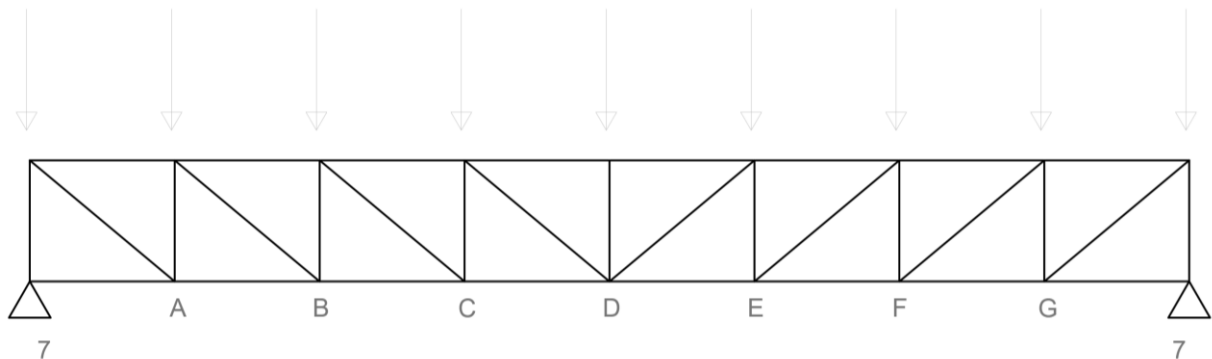
- Allo SLE:  $F_{SLE} = q_{SLE} \times L/2 = 8,3 \times 6 / 2 \approx 25 \text{ kN}$ ;
- Allo SLU:  $F_{SLU} = q_{SLU} \times L/2 = 12,3 \times 6 / 2 \approx 37 \text{ kN}$ .

Se si considera una delle travi reticolari interne, essa sarà caricata da entrambi i lati (destra e sinistra), pertanto su di essa agiranno le seguenti forze in corrispondenza dei nodi:

- Allo SLE:  $F_{SLE} = 50 \text{ kN}$ ;
- Allo SLU:  $F_{SLU} = 74 \text{ kN}$ .

Per semplicità, non si tiene conto del fatto che sui nodi di estremità agiscono forze ridotte a causa del fatto che l'area di influenza in corrispondenza di dette travi è dimezzata.

Dal punto di vista della modellazione, si considerano i due correnti continui, mentre montanti e diagonali incernierati alle estremità.



Le membrature della trave reticolare si ipotizzano con il seguente procedimento allo SLU (considerando una luce di calcolo pari a  $L = 20 \text{ m}$ ):

$$q = 9 \times F_{SLU} / L = 9 \times 74 / 20 \approx 33 \text{ kN/m};$$

da cui:

$$M = q L^2 / 8 = 33 \times 20.000^2 / 8 = 1.650 \text{ kNm}.$$

$$N = M / H = 1.650 / 2 = 825 \text{ kN}.$$

Nell'ipotesi di utilizzare un unico profilato, sia per i correnti tesi che per quelli compressi, il predimensionamento sarà effettuato considerando il corrente superiore compresso che è soggetto a instabilità da carico di punta.



Ciascuna asta che costituisce i correnti si può schematizzare come incernierata alle estremità e di lunghezza pari a 5,0 m (grazie ad appositi ritegni ortogonali che ne limiteranno l'instabilità fuori dal piano). Per cui la lunghezza geometrica dell'asta coincide con la sua lunghezza libera di inflessione.

Il valore di  $\lambda_p = \pi \times (E/275)^{0,5} \approx 87$ .

Si ipotizza un valore di  $\lambda^* = 87$ .

Per cui  $\lambda / \lambda_p = 87 / 87 = 1,0$ .

Dalla tabella, prendendo a riferimento la curva "a" di instabilità, si evince il valore di  $\omega = 1,5024$ .

Per cui la minima area della sezione trasversale del profilato deve valere:

$$A_{\text{MIN}} \geq \omega \times N / f_{yd} = 1,5024 \times 825.000 / 262 \approx 4.731 \text{ mm}^2 = 47,31 \text{ cm}^2.$$

Dal sagomario, si sceglie un profilo tubolare adeguato che tende a tale caratteristica:

**D 219,1 mm - spessore 8,0 mm:** peso  $\approx 42 \text{ kg/m}$ ; Area =  $53,1 \text{ cm}^2$ ;  $I = 2.960 \text{ cm}^4$ ;  $\rho = 7,47 \text{ cm}$ ;  $W_{pl} = 357.000 \text{ mm}^3$ .

Si procede dunque alla verifica della soluzione scelta:

$$\lambda = L_0 / \rho = 500 / 7,47 \approx 67;$$

$$\lambda_p = \pi \times (E/235)^{0,5} \approx 94.$$

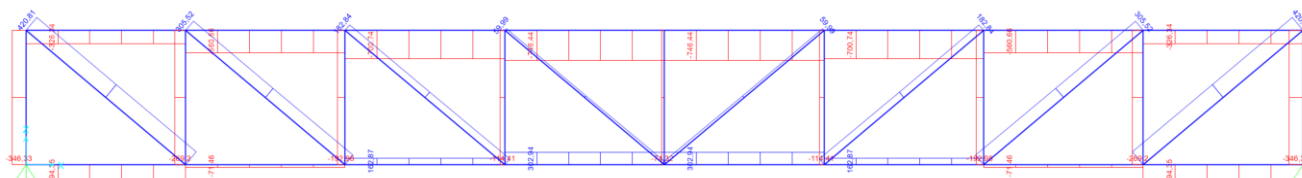
$$\text{Per cui } \lambda / \lambda_p = 67 / 94 \approx 0,7;$$

Dalla tabella, il valore di  $\omega = 1,1796$ .

$$\sigma = \omega \times N_{sd} / A = 1,1796 \times 825.000 / 5.310 \approx 183 \text{ MPa} < f_{yd} = 224 \text{ MPa}.$$

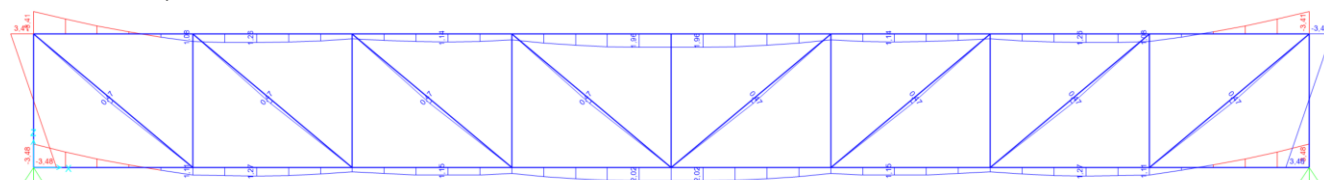
Tanto premesso, si studia la trave reticolare in esame soggetta ai carichi concentrati nei nodi, oltre che al peso proprio delle aste. Allo SLU i carichi concentrati nei nodi sono pari a  $F_{\text{SLU}} = 74 \text{ kN}$ .

**Allo SLU si ha:**



L'elemento maggiormente sollecitato risulta il corrente superiore il quale è soggetto ad uno sforzo assiale di compressione  $N \approx 750 \text{ kN}$  (sforzo simile, ma inferiore allo sforzo assiale utilizzato per il predimensionamento).

Avendo ipotizzato i correnti quali elementi continui e montanti e diagonali come elementi incernierati, si hanno anche momenti flettenti, anche se il loro valore è modesto (cfr. immagine seguente) e tale da non modificare il predimensionamento.



In ogni caso, per completezza, si procede alla verifica per presso-flessione dell'asta maggiormente caricata.

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

$$N \approx 750 \text{ kN};$$

$$M \approx 2 \text{ kNm}.$$



Com'è noto, nel caso di elementi presso-inflessi lo stato tensionale risultante viene approssimato dalla somma di due contributi: il primo legato all'azione assiale e quindi condizionato dai fenomeni di instabilità e il secondo legato al momento flettente. Visto che la distribuzione delle azioni flettenti è molto più variabile lungo l'elemento è necessario riferirsi a un valore di momento opportuno, costante lungo tutta l'asta:  $M_{eq}$ . Nel caso in esame, per semplicità e a vantaggio di sicurezza si assume:

$$M_{eq} = 1,3 \times M = 1,3 \times 2 \approx 2,5 \text{ kNm.}$$

In termini tensionali, la verifica di stabilità è la seguente (nel caso in esame, data la geometria dell'asta non si conduce la verifica ad instabilità laterale):

$$\frac{N}{\chi A} + \frac{M_{eq}}{W_{pl} \left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} \leq f_{yd}$$

Nel caso in esame, con asta **D 219,1 mm - spessore 8,0 mm**: si ha che:

$$f_{yd} = 224 \text{ MPa};$$

$$A = 5.310 \text{ mm}^2;$$

$$W_{pl} = 357.000 \text{ mm}^3;$$

$$EI = 210.000 \times 29.600.000 = 6,216 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2;$$

$$\lambda = L_0 / \rho = 500 / 7,47 \approx 67;$$

$$N_{cr} = \pi^2 EI / L_0^2 = 10 \times 6,216 \times 10^{12} / 2500^2 \approx 9.945 \text{ kN};$$

$$\underline{\lambda} = (A \times f_{yd} / N_{cr})^{0,5} = (5.310 \times 224 / 9.945.000)^{0,5} \approx 0,4;$$

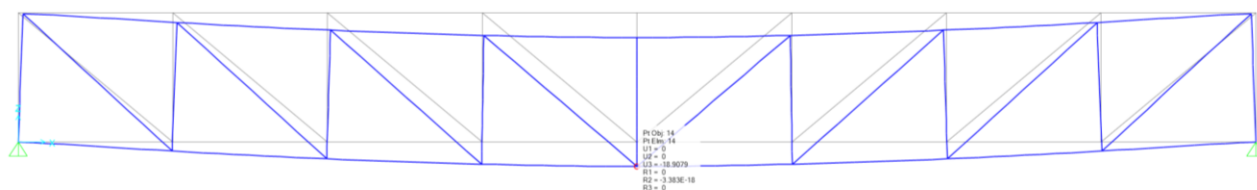
$$\chi \approx 0,95;$$

Tanto premesso si ha:

$$\frac{750.000}{0,95 \times 5.310} + \frac{2,5 \times 10^6}{357.000 \left(1 - \frac{747.000}{9.945.000}\right)} = 156 \text{ MPa} < f_{yd} = 262 \text{ MPa}$$

**per cui la verifica risulta soddisfatta.**

**Allo SLE** si ha che la freccia misura (cfr. immagine seguente) circa 19 mm ed è quindi addirittura inferiore a  $L/500 = 19200/500 \approx 38 \text{ mm}$ , per cui la struttura di copertura non presenta problemi di deformabilità. Si ricorda che allo SLE i carichi concentrati nei nodi sono pari a  $F_{SLE} = 50 \text{ kN}$ .



### 2.4.3 COLONNE

Si procede innanzitutto a determinare le forme di instabilità principali delle colonne, considerate come aste nella struttura. Dal momento che i vincoli reali sono sempre differenti da quelli ipotizzati e, tra l'altro, non sono immutabili durante la vita della struttura, si seguiranno i criteri approssimati, già riconosciuti validi e ormai consolidati nella pratica tecnica, per riconoscere la possibilità dell'instabilità nel caso in esame.



Come è noto, i metodi di comune impiego nella pratica afferiscono essenzialmente alla determinazione della lunghezza libera di inflessione delle colonne e alla valutazione della rigidezza e della resistenza dei vincoli.

Nel caso di specie la generica colonna comprese di lunghezza  $L$ , dotata di vincoli di estremità diversi da cerniere, può essere verificata sulla base di una lunghezza libera di inflessione<sup>1</sup>:

$$L_C = \beta \times L$$

Essendo  $\beta$  un coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo (cfr. immagine a fianco).

Nel caso in esame di colonne incastrate alla base con trave reticolare in sommità e assenza di controventi si ha che  $\beta = 1,0$ . Tuttavia, per tener conto di una non perfetta fissità rotazionale può esser realistico incrementare del 10 – 20% i valori di  $\beta$  determinati nell'ipotesi di vincoli ad incastro perfetto, per cui si pone  $\beta = 1,2$  e, quindi:

$$L_C = \beta \times L = 1,2 \times 10,50 = 12,6 \text{ m.}$$

In merito alla stabilità delle membrature, le NTC 2018 al §4.2.4.1.3 limitano opportunamente la snellezza  $\lambda$  al valore di 200 per le membrature principali, si determina il minimo raggio di inerzia che debbono avere le colonne:

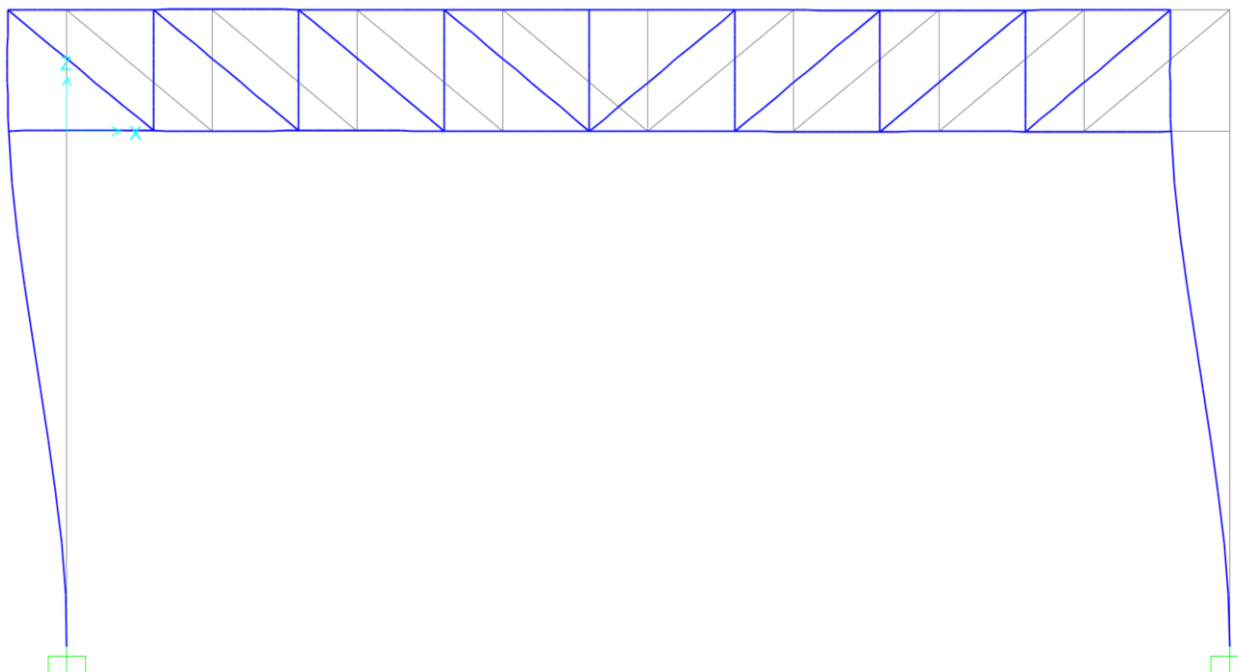
$$\rho_{\min} \geq L_C / \lambda_{\text{LIM}} = 12,6 / 200 = 0,063 \text{ m} = 6,3 \text{ cm.}$$

Dal momento che il tema della stabilità del portale è dirimente per l'ottimale progettazione delle strutture, dal momento che in assenza di controventi di parete la resistenza laterale delle pareti è affidata al comportamento a presso-flessione delle colonne, si valida lo schema appena adottato con l'analisi di buckling della struttura.

Come si vede dalla figura seguente, la prima forma di instabilità dimostra che, in effetti, l'ipotesi di scegliere  $\beta = 1,2$  è realistica.

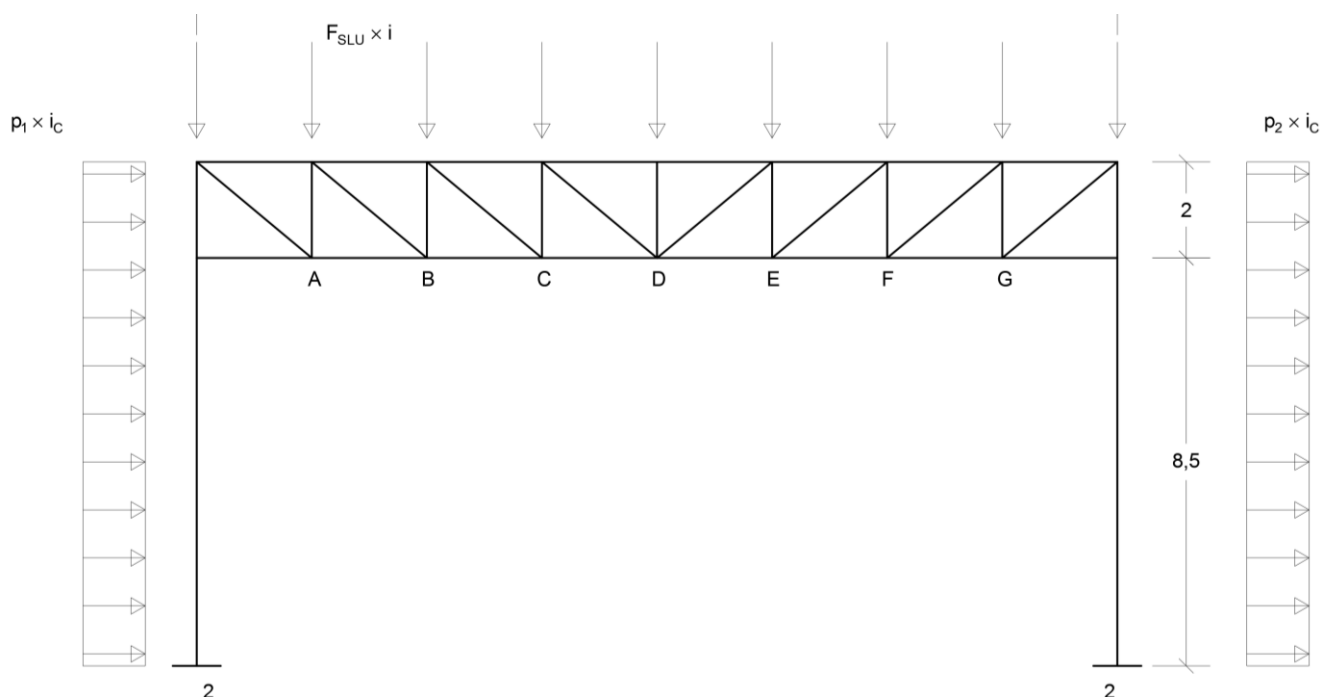
CASO	ESEMPIO	$\beta$
		1,0
		0,7
		2,0
		0,5
		1,0
		2,0

<sup>1</sup> Cfr. pag. 613 di G. Ballio e F.M. Mazzolani, Strutture in acciaio, sistemi strutturali, sicurezza e carichi, materiale, unioni e collegamenti, resistenza e stabilità, Hoepli editore, Ristampa 2011



Dal punto di vista quantitativo, si confronta lo sforzo normale agente sulla colonna in corrispondenza dell'attingimento dell'instabilità globale della struttura con l'analisi di buckling, con il valore del carico critico teorico ricavato ipotizzando la colonna con coefficiente di vincolo  $\beta = 1,2$ .

Sezione	I	$L_0 = \beta \times L$	Pcr, teor	N colonna, buck	Scarto
-	cm <sup>4</sup>	m	kN	kN	%
D 355,6 - s= 12,5 mm	19.852	12,60	2.591	2.392	8%



Il predimensionamento delle colonne si esegue adottando la combinazione fondamentale allo SLU, considerando le colonne cui compete un'area di influenza maggiore.

Sulla trave reticolare saranno considerati agenti le forze concentrate nodali allo SLU, a ciò si aggiunge l'azione del vento sulle pareti verticali che afferiscono direttamente alle colonne considerate (cfr. immagine seguente). Considerando il telaio in direzione trasversale 2 – 2, e ipotizzando che il vento agisca in direzione trasversale (Y), si ha che la colonna di sinistra è sopravento, mentre la colonna di destra sottovento (cfr. immagine antecedente).

Si richiamano le pressioni del vento sulle pareti verticali valutate nei precedenti paragrafi:

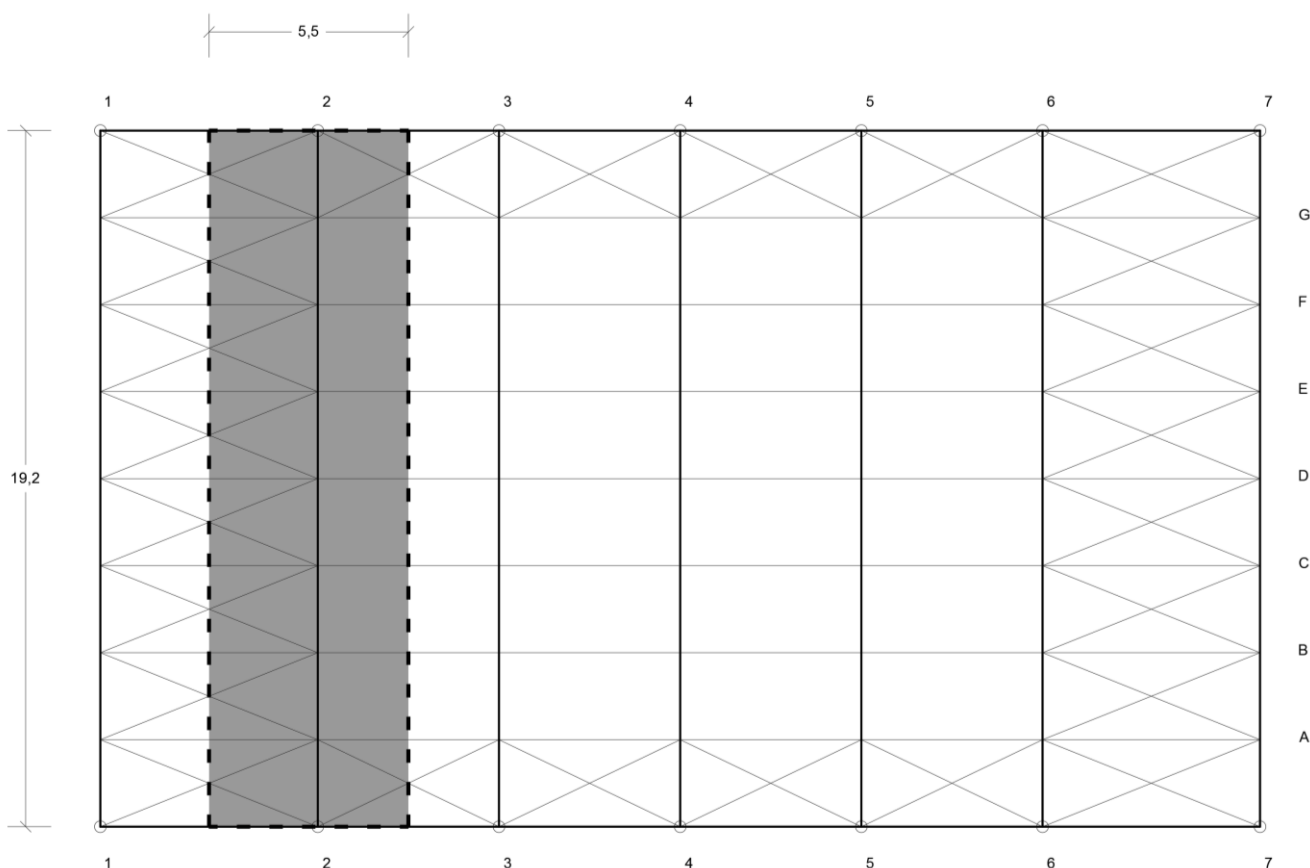
$p_1 = 1,1 \text{ kN/m}^2$  (parete sopravento);

$p_2 = - 1,3 \text{ kN/m}^2$  (parete sottovento);

Essendo l'interasse  $i_c$  fra le colonne mediamente pari a  $i_c = 5,5 \text{ m}$ , si ha:

$q_1 = p_1 \times i_c = 1,1 \times 5,5 \approx \mathbf{6,0 \text{ kN/m}}$  (si intendono **positive** le pressioni dirette **verso l'interno** delle costruzioni);

$q_2 = p_2 \times i_c = - 1,3 \times 5,5 \approx \mathbf{- 7,3 \text{ kN/m}}$  (si intendono **negative** le pressioni dirette **verso l'esterno** delle costruzioni).



Nel caso in esame, è opportuno considerare due distinte combinazioni di carico allo SLU, mutuando la scelta dell'azione accidentale predominante:

1) **COMBINAZIONE SLU N. 1 – Azione della neve predominante**

**1.a Azioni trasmesse in copertura sulle travi reticolari:**

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_V) = 1,3 \times 25 + 1,5 \times 100 + 1,5 \times 140 + 1,5 \times 0 \times 50 + 1,5 \times 0,6 \times 110 \approx 491 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto,  $i = 2,5 \text{ m}$ , per cui si ha:

$$q_{SLU} = Q_{SLU} \times i = 491 \times 2,5 \approx \mathbf{12 \text{ kN/m}} \quad (= 12,1 \text{ N/mm}).$$

Ottenuto il carico uniformemente distribuito sulla trave secondaria si determinano le forze concentrate trasmesse alla trave reticolare interna sottostanti (trave reticolare che sarà caricata da entrambi i lati, destra e sinistra e, pertanto, su di essa agiranno le seguenti forze in corrispondenza dei nodi):

$$F_{SLU} = q_{SLU} \times L/2 \times 2 = 12 \times 6,0 \approx \mathbf{72 \text{ kN}};$$

**1.b Azioni orizzontali trasmesse sulle colonne:**

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite prodotte dal vento e opportunamente fattorizzata mediante i coefficienti di combinazione valgono:

$$q_{1,SLU} = \gamma_{Q1} \times \psi_{03} \times (p_1 \times i_c) = 1,5 \times 0,6 \times 1,06 \times 5,5 \approx \mathbf{5 \text{ kN/m}} \quad (\text{si intendono } \mathbf{positive} \text{ le pressioni dirette } \mathbf{verso} \text{ l'interno delle costruzioni});$$

$$q_{2,SLU} = \gamma_{Q1} \times \psi_{03} \times (p_2 \times i_c) = 1,5 \times 0,6 \times (-0,55 \times 5,5) \approx \mathbf{-2,7 \text{ kN/m}} \quad (\text{si intendono } \mathbf{negative} \text{ le pressioni dirette } \mathbf{verso} \text{ l'esterno delle costruzioni}).$$



## 2) COMBINAZIONE SLU N. 2 – Azione del vento predominante

### 2.a Azioni trasmesse in copertura sulle travi reticolari:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_V + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_N) = 1,3 \times 25 + 1,5 \times 100 + 1,5 \times 110 + 1,5 \times 0 \times 50 + 1,5 \times 0,5 \times 140 \approx 452,5 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto,  $i = 2,4 \text{ m}$ , per cui si ha:

$$q_{SLU} = Q_{SLU} \times i = 452,5 \times 2,4 \approx \mathbf{11 \text{ kN/m}} \quad (= 11,2 \text{ N/mm}).$$

Ottenuto il carico uniformemente distribuito sulla trave secondaria si determinano le forze concentrate trasmesse alla trave reticolare interna sottostanti (trave reticolare che sarà caricata da entrambi i lati, destra e sinistra e, pertanto, su di essa agiranno le seguenti forze in corrispondenza dei nodi):

$$F_{SLU} = q_{SLU} \times L/2 \times 2 = \mathbf{11 \times 6,0 = 66 \text{ kN}};$$

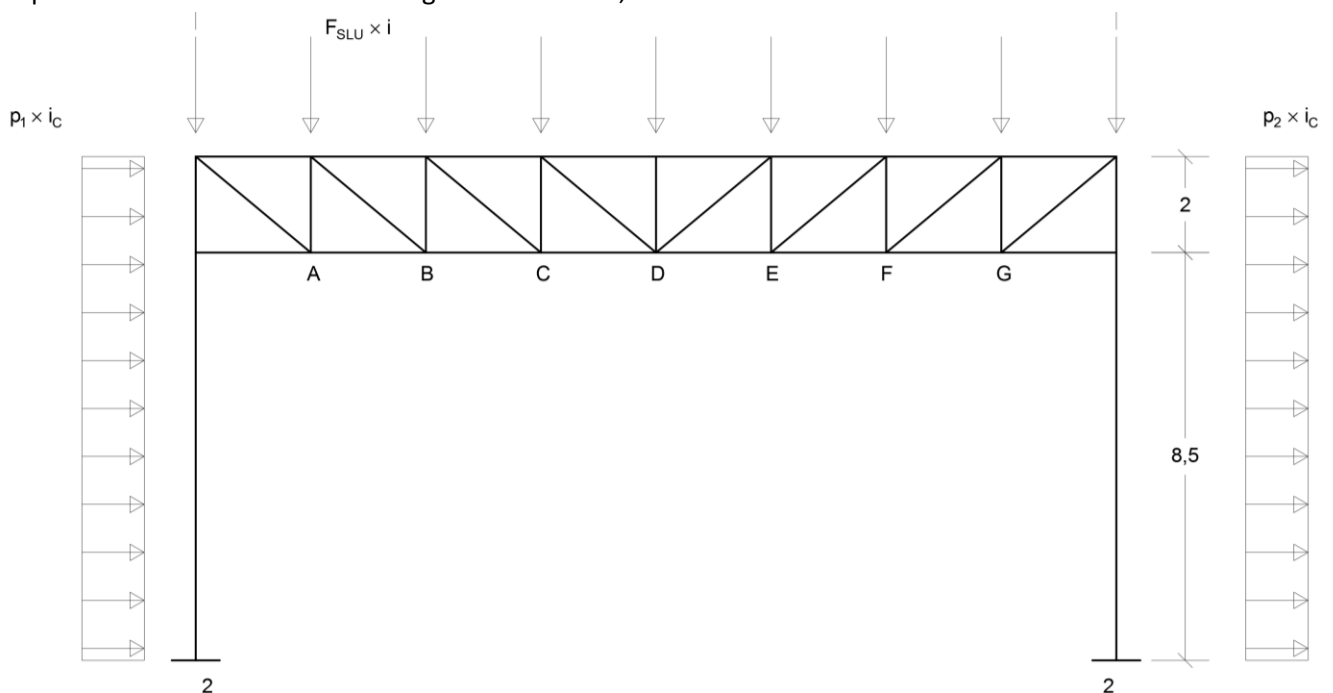
### 2.b Azioni orizzontali trasmesse sulle colonne (vento azione predominante):

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite prodotte dal vento e opportunamente fattorizzata mediante i coefficienti di combinazione valgono:

$$q_{1,SLU} = \gamma_{Q1} \times (p_1 \times i_c) = 1,5 \times 1,06 \times 5,5 \approx \mathbf{9 \text{ kN/m}} \quad (\text{si intendono } \mathbf{positive} \text{ le pressioni dirette } \mathbf{verso l'interno} \text{ delle costruzioni});$$

$$q_{2,SLU} = \gamma_{Q1} \times (p_2 \times i_c) = 1,5 \times (-0,55 \times 5,5) \approx \mathbf{-4,5 \text{ kN/m}} \quad (\text{si intendono } \mathbf{negative} \text{ le pressioni dirette } \mathbf{verso l'esterno} \text{ delle costruzioni}).$$

La prima combinazione massimizza gli sforzi normali, la seconda i momenti flettenti.



Nell'ipotesi di profilato tubolare laminato a caldo **D 355,6 mm** con **spessore  $t = 12,5 \text{ mm}$** , si hanno le seguenti proprietà:

$$A = 13.500 \text{ mm}^2;$$

$$W_{pl} = 1.472.000 \text{ mm}^3;$$

$$I = 198.520.000 \text{ mm}^4;$$

$$\rho = 121 \text{ mm};$$



Per cui si ha:

$$EI = 210.000 \times 198.520.000 = 4,1689 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2;$$

$$\lambda = L_c / \rho = 12.600 / 121 \approx 105;$$

$$\underline{\lambda} = \lambda / \lambda_p = 105 / 94 \approx 1,2.$$

$$N_{cr} = \pi^2 EI / L_c^2 = 10 \times 4,1689 \times 10^{13} / 12.600^2 \approx 2.625 \text{ kN};$$

Si valuta il coefficiente  $\chi$  facendo riferimento alla curva "a" i cui valori sono di seguito riportati:

$\lambda / \lambda_p$	$\chi$	$\omega$
1,2	0,53	1,8868

$\chi = 0,53$ .

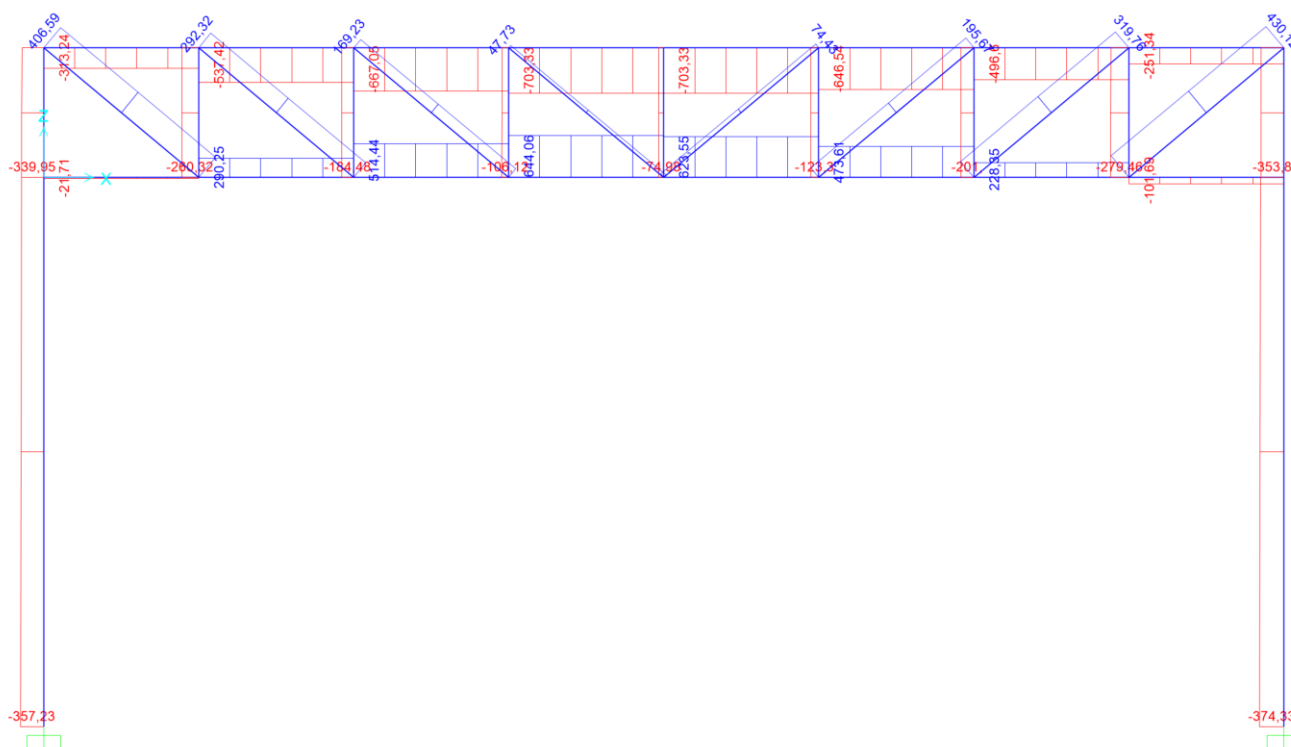
Effettuando le analisi, si ottengono i seguenti valori di sollecitazioni sulla colonna si ottengono i seguenti risultati in termini di sollecitazioni sul portale reticolare.

Per la **combinazione n. 1 (azione della neve predominante)** nella sezione di attacco della colonna di destra si hanno le seguenti massime caratteristiche della sollecitazione (cfr. immagini seguenti):

$N \approx 374 \text{ kN}$ ;

$M \approx 175 \text{ kNm}$ ;

$V \approx 51 \text{ kN}$ ;



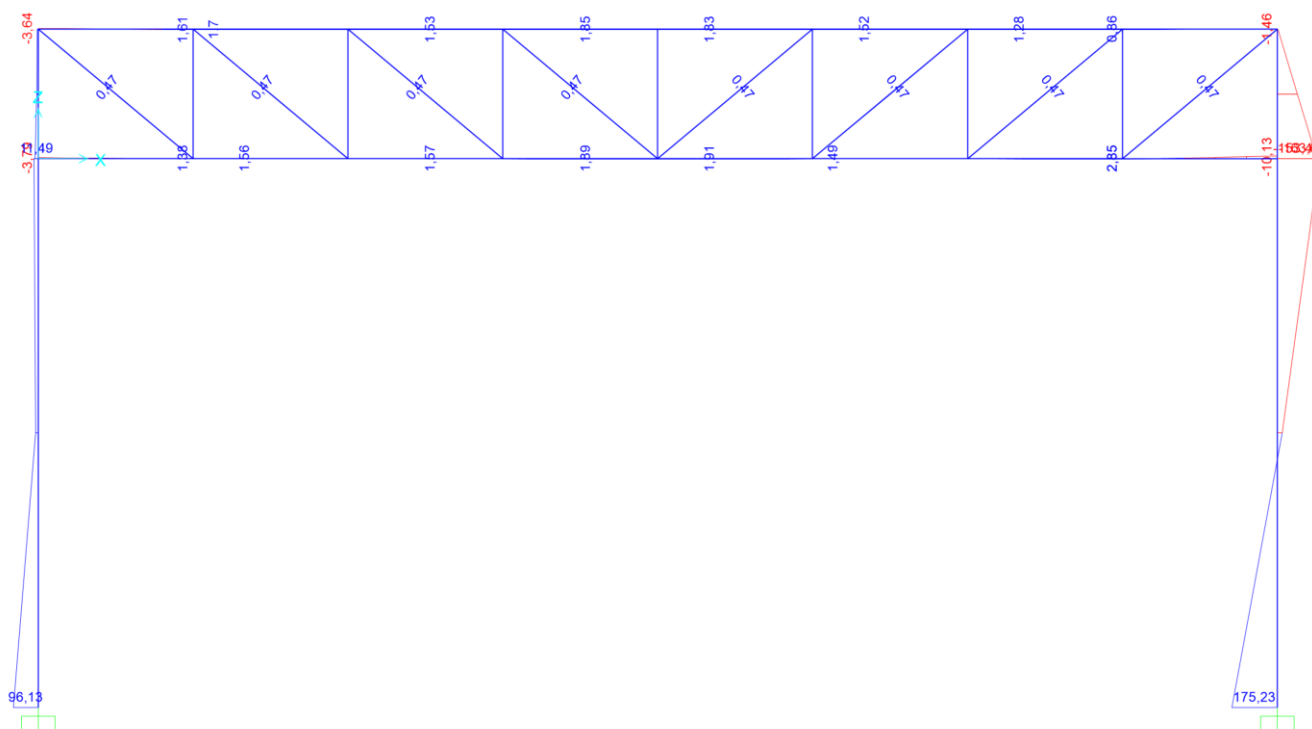
**Combinazione n. 1 allo SLU – Andamento dello sforzo normale di compressione**

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

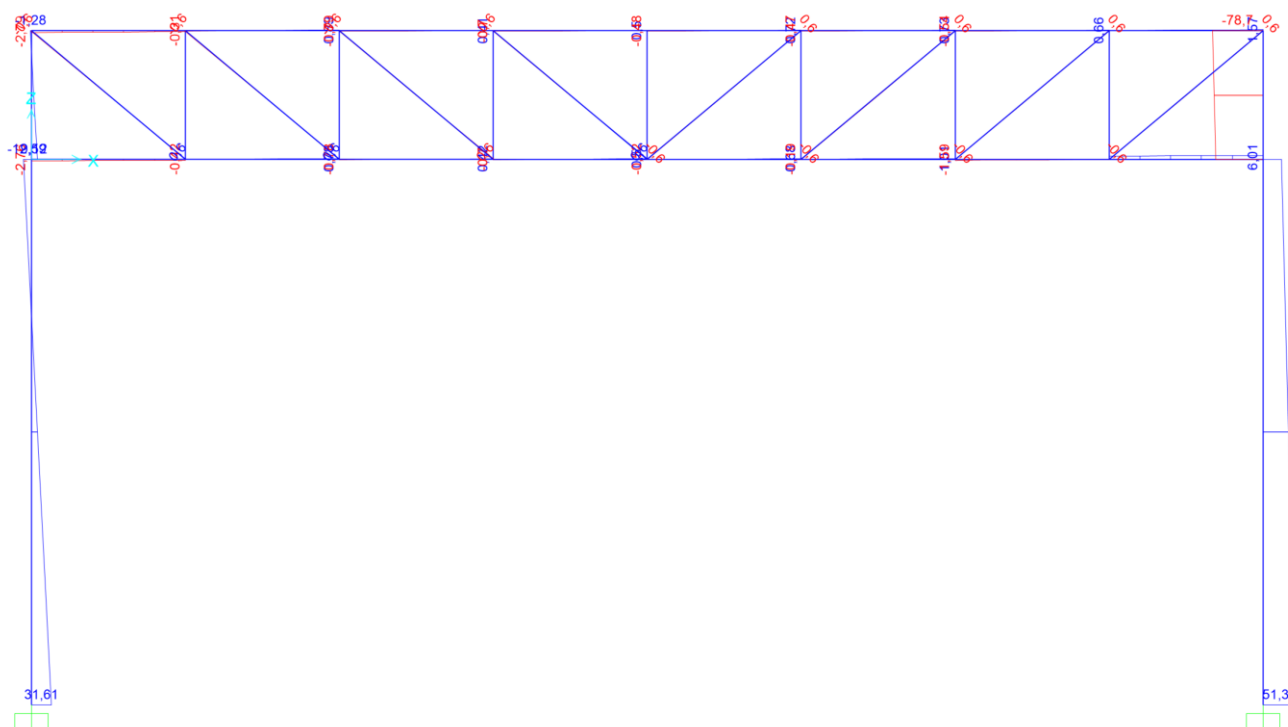
sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



**Combinazione n. 1 allo SLU – Andamento del momento flettente**



**Combinazione n. 1 allo SLU – Andamento del taglio**



**RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)**

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;

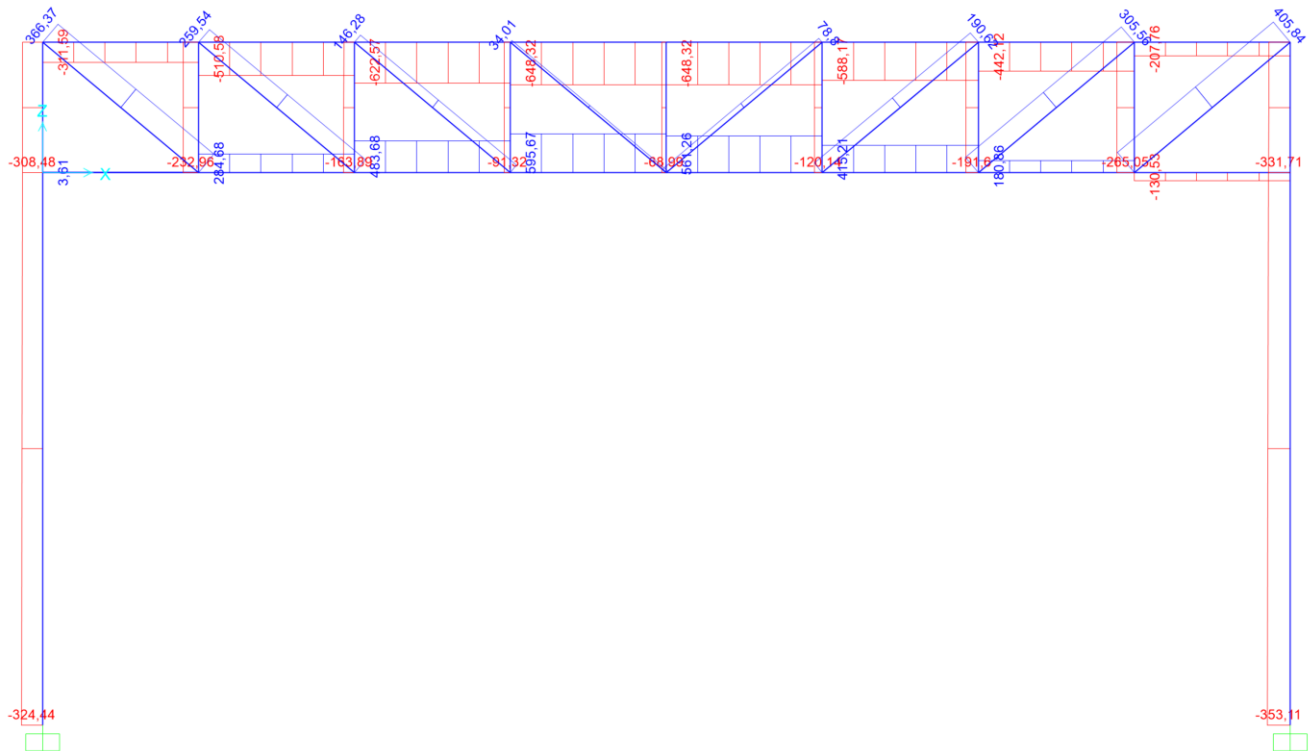


Per la **combinazione n. 2 (azione del vento predominante)** nella sezione di attacco della colonna di destra si hanno le seguenti massime caratteristiche della sollecitazione (cfr. immagini seguenti):

$N \approx 353 \text{ kN}$ ;

$M \approx 257 \text{ kNm}$ ;

$V \approx 74 \text{ kN}$ ;



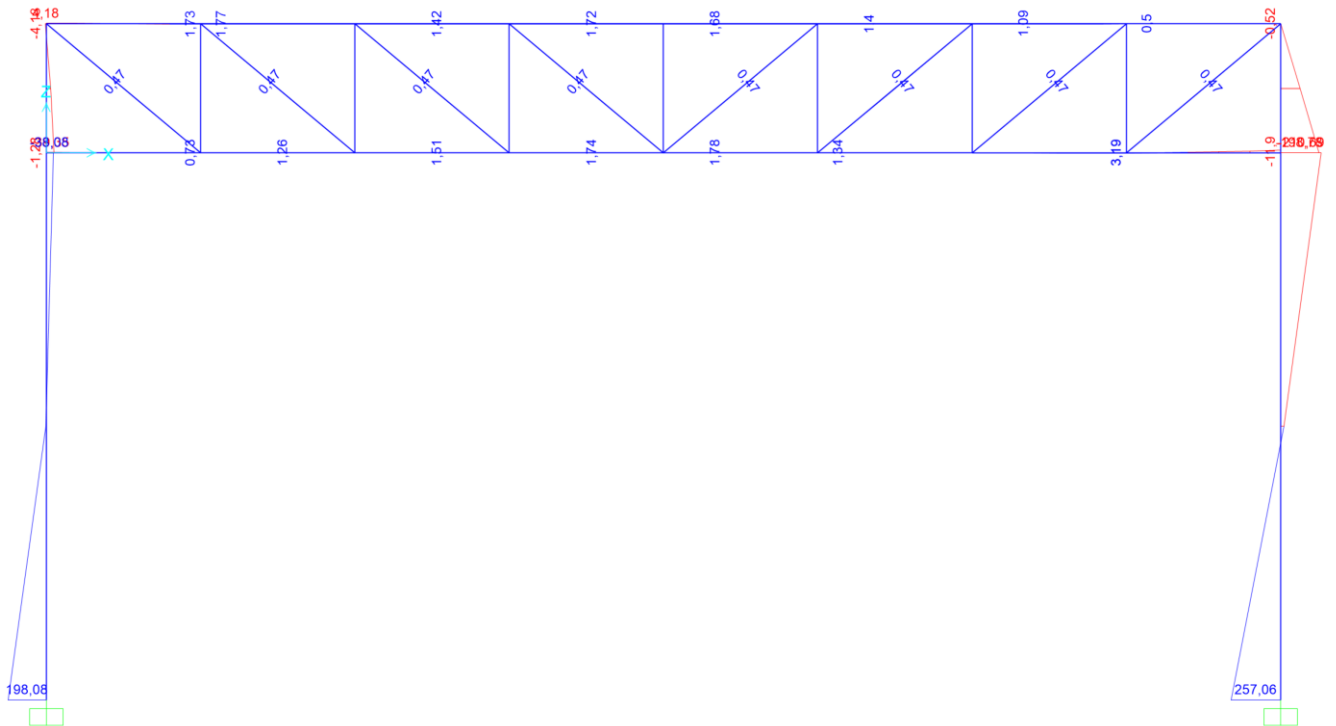
**Combinazione n. 2 allo SLU – Andamento dello *sforzo normale* di compressione**

**RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)**

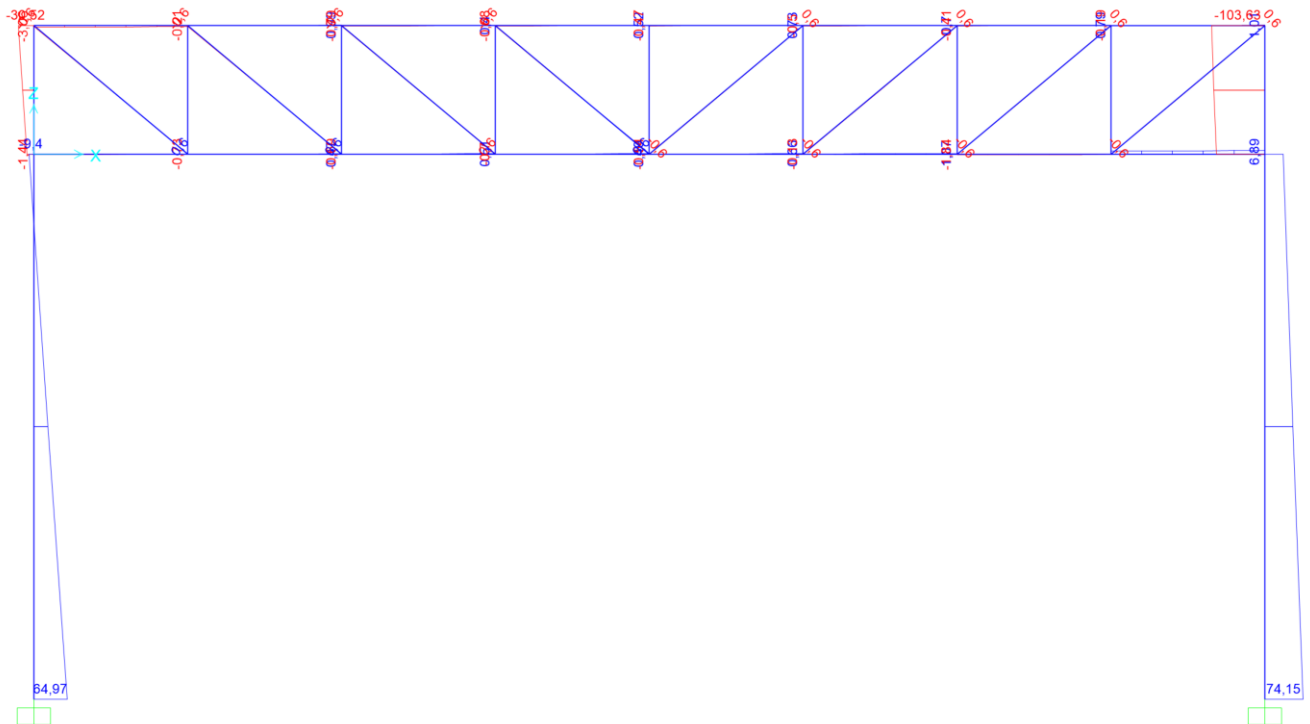
sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



**Combinazione n. 2 allo SLU – Andamento del momento flettente**



**Combinazione n. 2 allo SLU – Andamento del taglio**





### Verifica a instabilità da presso - flessione

Si effettua la verifica per la combinazione n. 2 dal momento che il momento flettente è molto superiore rispetto alla precedente combinazione e, quindi, detta la verifica a instabilità flesso – torsionale.

La coppia di sollecitazioni a presso – flessione è:

$$N \approx 353 \text{ kN}$$

$$M_A = 257 \text{ kNm};$$

Visto che la distribuzione delle azioni flettenti lungo l'asta non è costante ( $M_A = 353 \text{ kNm}$ ,  $M_B = 211 \text{ kNm}$ ), è necessario riferirsi a un valore di momento opportuno, costante lungo tutta l'asta  $M_{eq}$ . Dal momento che per il caso in esame la distribuzione del momento è simile a una distribuzione a farfalla si assume pari a:

$$M_{eq} = \max(0,6 \times M_A - 0,4 \times M_B; 0,4 \times M_A) = \max(0,6 \times 353 - 0,4 \times 211; 0,4 \times 353) \approx 141 \text{ kNm}.$$

Ricordando che:

$$f_{yd} = 224 \text{ MPa};$$

$$\lambda_p = \pi \times (E/235)^{0,5} \approx 94.$$

In termini tensionali, la verifica di stabilità è la seguente (nel caso in esame, data la geometria dell'asta non si conduce la verifica ad instabilità laterale):

$$\frac{N}{\chi A} + \frac{M_{eq}}{W_{pl} \left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} \leq f_{yd}$$

Sostituendo ai simboli i valori si ha:

$$\frac{353.000}{0,53 \times 13.500} + \frac{141 \times 10^6}{1.472.000 \left(1 - \frac{353.000}{2.625.000}\right)} \approx 49 + 111 = 160 \text{ MPa} < f_{yd} = 262 \text{ MPa}$$

Con un rapporto domanda su capacità D/C  $\approx 0,43$ , per cui la verifica risulta soddisfatta rispetto all'instabilità flessionale.

Dal momento che si è in sede di predimensionamento, non si ripete la verifica per la combinazione di carico n. 1 dal momento che, come si vede, la sollecitazione che detta la verifica è la flessione nelle colonne e non lo sforzo normale.

### Verifica per tensioni normali e tangenziali

Si procede alla verifica per tensioni normali e tangenziali, nella sezione di incastro alla base, dal momento che anche lo sforzo di taglio non è trascurabile. Le sollecitazioni valgono:

$$N \approx 353 \text{ kN}$$

$$M_A = 257 \text{ kNm};$$

$$V \approx 74 \text{ kN};$$

La massima tensione normale vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{353.000}{13.500} + \frac{141 \times 10^6}{1.472.000} \approx 122 \text{ MPa}$$

La massima tensione tangenziale vale (considerando che l'area a taglio per una sezione circolare cava è pari a  $A_v = 2 \times A / \pi$ , cfr. NTC 2018, § 4.2.4.1.2.4):

$$\tau = \frac{V}{A_v} = \frac{2 \times 74.000}{\pi \times 13.500} \approx 3 \text{ MPa}$$

**RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)**

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



Applicando il criterio di resistenza di Von Mises si ha:

$$\sigma = \frac{\sigma}{f_{yd}} + \frac{\tau}{f_{yd}/\sqrt{3}} = \frac{122}{224} + \frac{3}{151} \approx 0,6 < 1$$

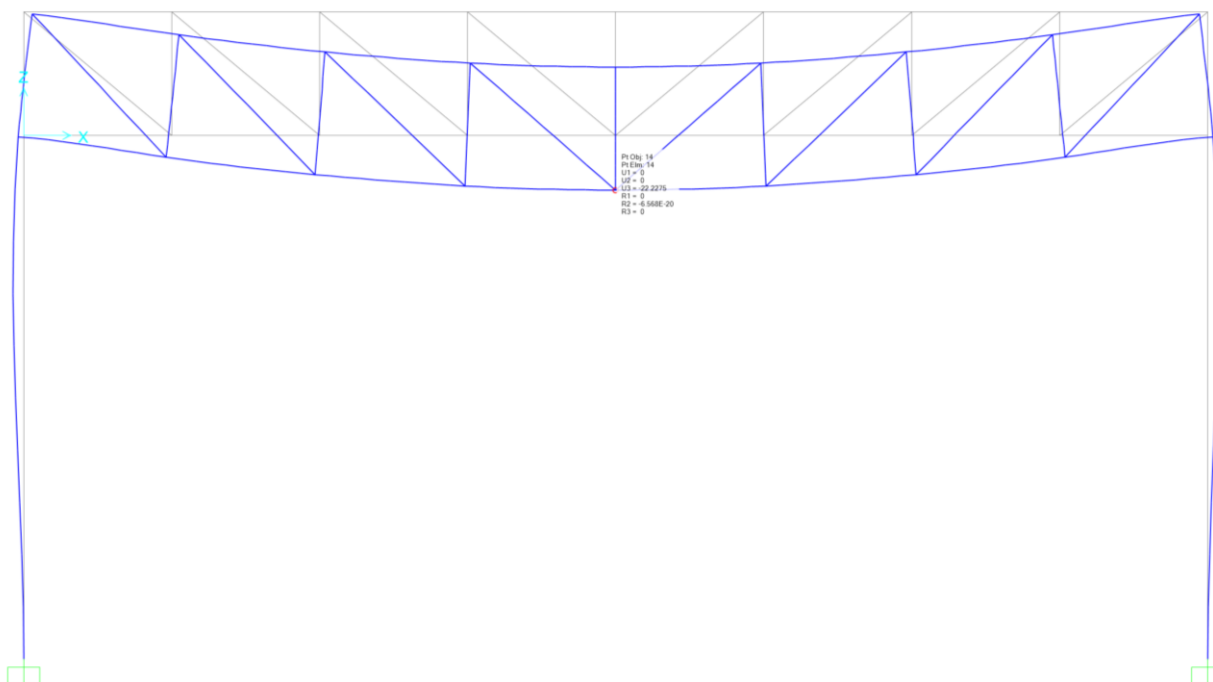
**La verifica risulta soddisfatta.**

### **Verifica dello spostamento verticale della costruzione**

Dal momento che sono state dimensionate anche le colonne e si può tenere conto della loro deformabilità, si ripete la verifica **allo SLE per valutare che la freccia sia compatibile con lo spostamento verticale massimo della costruzione in corrispondenza dell'impalcato di copertura.**

**A tale scopo si considera la combinazione caratteristica con l'azione della neve preponderante, dal momento che è quella che massimizza le azioni gravitazionali duali degli spostamenti verticali.**

Come si evince dall'immagine seguente, si ha che la freccia misura circa 22 mm ed è quindi addirittura inferiore a  $L/500 = 20.000/500 = 40$  mm, per cui la struttura di copertura non presenta problemi di deformabilità.



Si ricorda per completezza che le NTC 2018 richiedono di rispettare uno spostamento limite verticale di  $L/250$ .

### **Verifica dello spostamento laterale della costruzione**

Le NTC 2018 al § 4.2.4.2.2 "Spostamenti laterali" prescrivono che negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le **combinazioni caratteristiche delle azioni** devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII delle stesse NTC 2018.



Nel caso in esame, il limite di deformabilità per la costruzioni soggetta ad azioni orizzontali, ossia lo spostamento limite, è pari a:

$$\Delta = H / 300.$$

Si effettua tale verifica considerando la seguente combinazione caratteristica dei carichi, con l'azione predominante il vento e le azioni gravitazionali considerate con i coefficienti favorevoli al fine di minimizzarne l'entità.

**COMBINAZIONE SLE – Azione del vento predominante**

**Azioni trasmesse in copertura sulle travi reticolari:**

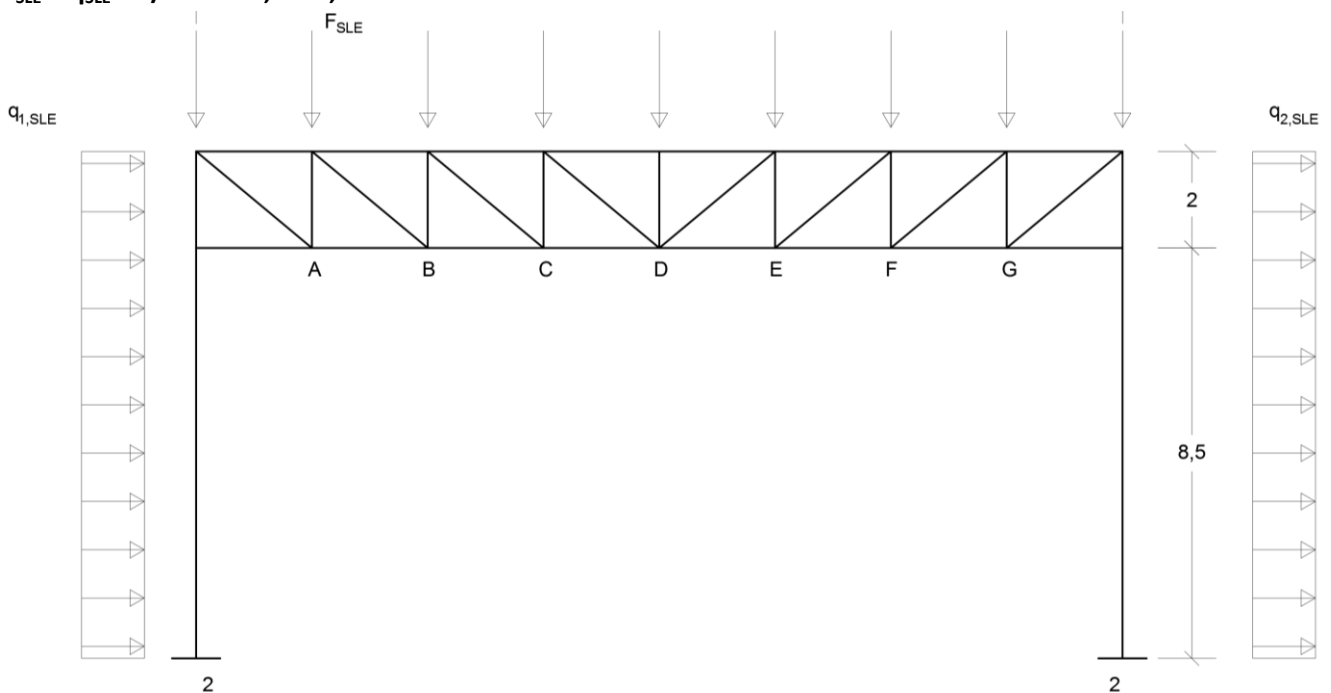
$$Q_{SLE} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_V + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_N) = 1,0 \times 25 + 0,8 \times 100 + 1,0 \times 110 + 0 \times 0 \times 50 + 0 \times 0,5 \times 140 \approx 215 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto,  $i = 2,5 \text{ m}$ , per cui si ha:

$$q_{SLE} = Q_{SLE} \times i = 215 \times 2,5 \approx 5,4 \text{ kN/m}.$$

Ottenuto il carico uniformemente distribuito sulla trave secondaria si determinano le forze concentrate trasmesse alla trave reticolare interna sottostanti (trave reticolare che sarà caricata da entrambi i lati, destra e sinistra e, pertanto, su di essa agiranno le seguenti forze in corrispondenza dei nodi):

$$F_{SLE} = q_{SLE} \times L/2 \times 2 = 5,4 \times 6,0 \approx 32 \text{ kN}.$$



**Azioni orizzontali trasmesse sulle colonne (vento azione predominante):**

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite prodotte dal vento e opportunamente fattorizzata mediante i coefficienti di combinazione valgono:

$$q_{1,SLE} = \gamma_{Q1} \times (p_1 \times i_c) = 1,0 \times 1,06 \times 5,5 \approx 5,8 \text{ kN/m} \text{ (si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni);}$$

$$q_{2,SLE} = \gamma_{Q1} \times (p_2 \times i_c) = 1,0 \times (-0,55 \times 5,5) \approx -3,0 \text{ kN/m} \text{ (si intendono negative le pressioni dirette verso l'esterno delle costruzioni).}$$

Il massimo spostamento laterale vale:  $\Delta \approx 35 \text{ mm}$ ;



Lo spostamento laterale limite, come detto vale:  $H/300$ , per cui si ha:

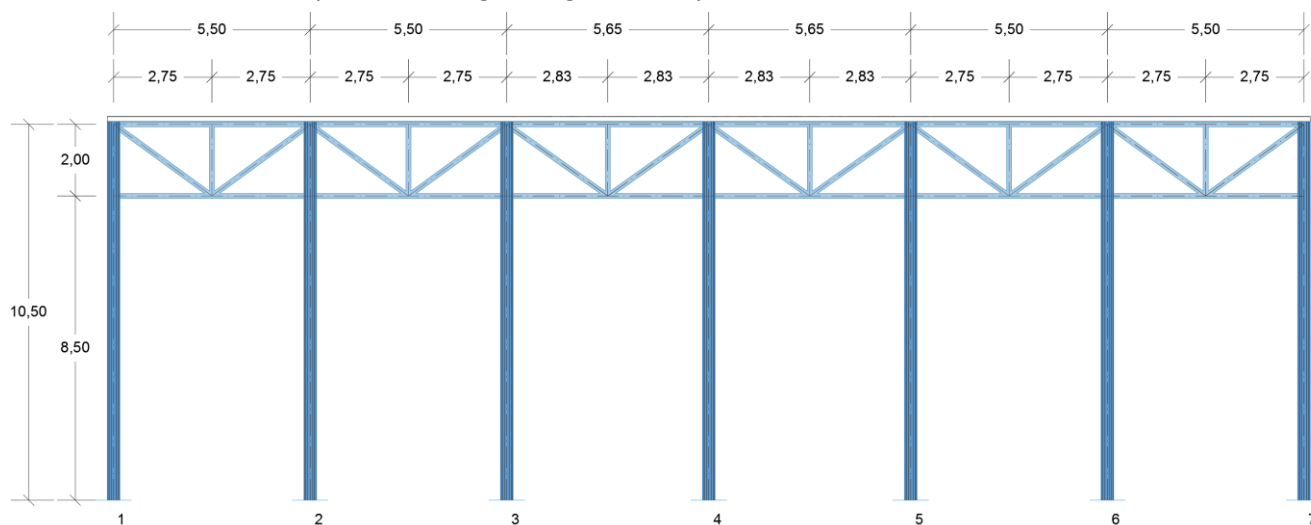
$$\Delta \approx 35 \text{ mm} = H / 300 = 10.500 / 300 = 35 \text{ mm.}$$

**La verifica risulta al limite soddisfatta.**

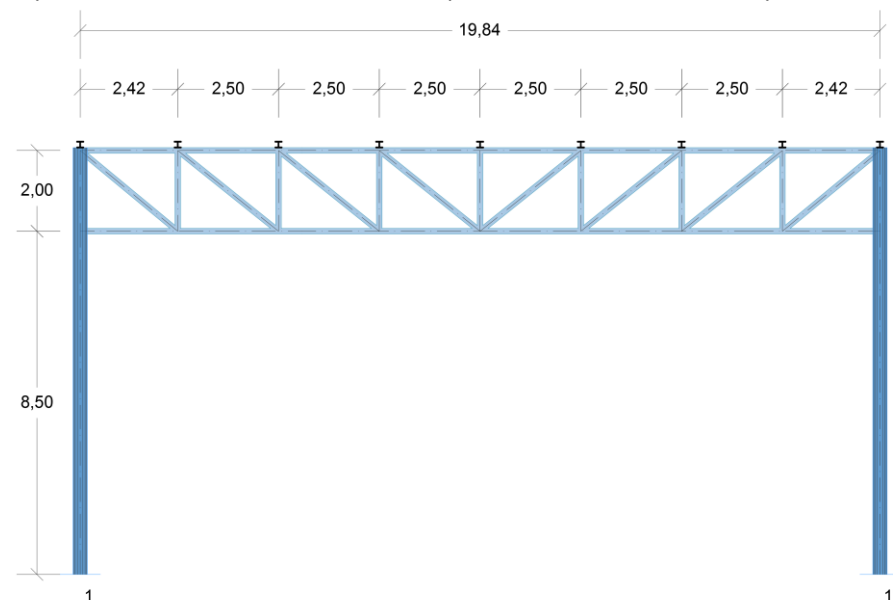
#### 2.4.4 CONTROVENTI DI PIANO

I controventi di piano sono realizzati mediante tondi di acciaio S 235 del diametro di 24 mm. Si rimanda alla loro verifica nel successivo capitolo.

La controventatura di piano in corrispondenza dei correnti superiori delle travi reticolari garantisce contro lo sbandamento laterale di questi. Nella figura seguente si riporta lo schema della controventatura adottata.



Dal momento che a causa dell'azione laterale anche il corrente inferiore può essere soggetto a compressione, si procede con la controventatura di piano con l'inserimento di puntoni di collegamento fra i telai trasversali.





### 3 CONFRONTO FRA I RISULTATI MANUALI E QUELLI CON IL SOFTWARE DI CALCOLO

#### 3.1 Caratteristiche modali della struttura dell'area di gioco

Si verifica innanzitutto se il peso sismico calcolato manualmente è paragonabile con quello ottenuto con il software:

$W_{MAN} = 1.530 \text{ kN};$

$W_{SOFT} = 158.5 \text{ kN/g} \times 9.81 = 1554 \text{ kN}.$

Scarto:  $(1.530 - 1.554) / 1.554 \times 100 \approx 1\%$ , per cui è più che trascurabile.

I dati ottenuti dall'analisi modale al software (cfr. relazione "Calcoli esecutivi delle strutture") sono riportati nella seguente tabella:

Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0,89	99,3%	0%	0,0
2	0,86	0%	99,9%	0,0
3	0,72	0%	0%	83%

Si evince che il primo modo di vibrazione vale  $T_1 = 0,89 \text{ s}$  cui corrisponde la traslazione lungo l'asse X ed è ingegneristicamente coincidente al secondo modo di vibrazione (pari a  $0,86 \text{ s}$ ) cui corrisponde la traslazione lungo l'asse Y. Il terzo modo è rotazionale. Inoltre si vede che i primi 3 modi della struttura sono praticamente disaccoppiati.

Si evidenzia che il valore realistico di  $T_1 = 0,89 \text{ s}$  è sostanzialmente superiore a quello calcolato in prima approssimazione con la formula prevista dalla CIRC 2019 (pari a  $0,29 \text{ s}$ ), e si ha che  $T_1 > T_C$ , quindi l'accelerazione spettrale effettiva è molto inferiore rispetto a quella valutata in prima approssimazione.

T	Sa(T)	T	Sa(T)	T	Sa(T)	T	Sa(T)
0	0.3324	0.5865	0.5475	1.224	0.2623	1.8615	0.1725
0.0255	0.3757	0.612	0.5247	1.2495	0.257	1.887	0.1702
0.051	0.419	0.6375	0.5037	1.275	0.2518	1.9125	0.1679
0.0765	0.4623	0.663	0.4843	1.3005	0.2469	1.938	0.1657
0.102	0.5057	0.6885	0.4664	1.326	0.2422	1.9635	0.1635
0.1275	0.549	0.714	0.4497	1.3515	0.2376	1.989	0.1614
0.153	0.5923	0.7395	0.4342	1.377	0.2332	2.0145	0.1594
0.1716	0.6238	0.765	0.4197	1.4025	0.2289	2.04	0.1574
0.1785	0.6238	0.7905	0.4062	1.428	0.2249	2.0655	0.1555
0.204	0.6238	0.816	0.3935	1.4535	0.2209	2.091	0.1536
0.2295	0.6238	0.8415	0.3816	1.479	0.2171	2.1165	0.1517
0.255	0.6238	0.867	0.3704	1.5045	0.2134	2.142	0.1499
0.2805	0.6238	0.8925	0.3598	1.53	0.2099	2.1675	0.1481
0.306	0.6238	0.918	0.3498	1.5555	0.2064	2.193	0.1464
0.3315	0.6238	0.9435	0.3403	1.581	0.2031	2.2185	0.1447
0.357	0.6238	0.969	0.3314	1.6065	0.1999	2.244	0.1431

**RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)**

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



<b>0.3825</b>	0.6238	<b>0.9945</b>	0.3229	<b>1.632</b>	0.1968	<b>2.2695</b>	0.1415
<b>0.408</b>	0.6238	<b>1.02</b>	0.3148	<b>1.6575</b>	0.1937	<b>2.295</b>	0.1399
<b>0.4335</b>	0.6238	<b>1.0455</b>	0.3071	<b>1.683</b>	0.1908	<b>2.3205</b>	0.1384
<b>0.459</b>	0.6238	<b>1.071</b>	0.2998	<b>1.7085</b>	0.1879	<b>2.346</b>	0.1369
<b>0.4845</b>	0.6238	<b>1.0965</b>	0.2928	<b>1.734</b>	0.1852	<b>2.3715</b>	0.1354
<b>0.51</b>	0.6238	<b>1.122</b>	0.2862	<b>1.7595</b>	0.1825	<b>2.397</b>	0.134
<b>0.5147</b>	0.6238	<b>1.1475</b>	0.2798	<b>1.785</b>	0.1799	<b>2.4225</b>	0.1325
<b>0.5355</b>	0.5996	<b>1.173</b>	0.2737	<b>1.8105</b>	0.1774	<b>2.448</b>	0.1312
<b>0.561</b>	0.5724	<b>1.1985</b>	0.2679	<b>1.836</b>	0.1749	<b>2.4735</b>	0.1298

 **$T_1 = 0,89 \text{ s} \rightarrow Se \approx 0,36 \text{ g}$ ;**Per cui si ha assumendo  $W = 1.530 \text{ kN}$ : **$F_h = S_d(T_1) / g \times W = 0,36 \times 1.530 \text{ kN} \approx 551 \text{ kN}$ .**

Il calcolo manuale porterebbe a  **$F_h = 551 \text{ kN}$  paragonabile al valore di circa 557** ottenuto con il software di calcolo (scarto = 1%).

Si segnala, in ogni caso, che il predimensionamento è stato effettuato allo SLU. In tal caso, per la prima combinazione, l'azione orizzontale complessiva è pari a:  $F_{SLU} = (9 + 4,5) \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m} = 142 \text{ kN} > 560 / 7 = 80 \text{ kN}$ , per cui non si ritiene necessario modificare le sezioni ottenute con il predimensionamento.

**RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)**

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



## 4 CONSIDERAZIONI SUI PESI STRUTTURALI

Dai capitoli precedenti, è possibile ricavare i pesi della struttura in condizioni sismiche.

$W_{\text{SOVRASTRUTTURA}} \approx 1.550 \text{ kN}$ .

A tali pesi, è necessario aggiungere il peso delle strutture di fondazione.

Considerando fondazioni a trave rovescia di altezza pari a 0,90 m e larghezza in corrispondenza del suolo pari a 0,8 m, tenendo conto anche del peso di 10 cm dello strato di magrone, si ha che:

$W_{\text{FONDAZIONE}} \approx 6.000 \text{ kN}$ .

Il peso di progetto complessivamente imposto vale quindi:

$W = W_{\text{SOVRASTRUTTURA}} + W_{\text{FONDAZIONE}} = 1.550 + 6.000 = 7.550 \text{ kN} \approx \mathbf{8.000 \text{ kN}}$ .

Al fine di non gravare sull'esistente muro di contenimento, è stata progettata una fondazione a compensazione, in modo che il peso imposto dalla struttura risulti inferiore al peso del terreno scavato.

Il peso del terreno rimosso vale infatti (nell'ipotesi di  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ), considerando che l'area di scavo si estende per  $660 \text{ m}^2$  e che l'altezza di scavo  $H \approx 1,0 \text{ m}$ :

$W_{\text{TERRENO}} = 660 \times 1,0 \times 20 = 13.200 \text{ kN}$ .

$W / W_{\text{TERRENO}} = 8.000 / 13.200 \times 100 \approx 60\%$ .

Come si vede, il peso imposto è meno di 2/3 di quello del terreno rimosso, per cui **la costruzione della nuova Palestra sicuramente non aggrava la spinta sul muro di sostegno esistente, anzi comporta un sostanziale effetto benefico.**

Considerazioni e conclusioni analoghe potrebbero farsi per il corpo spogliatoi.