

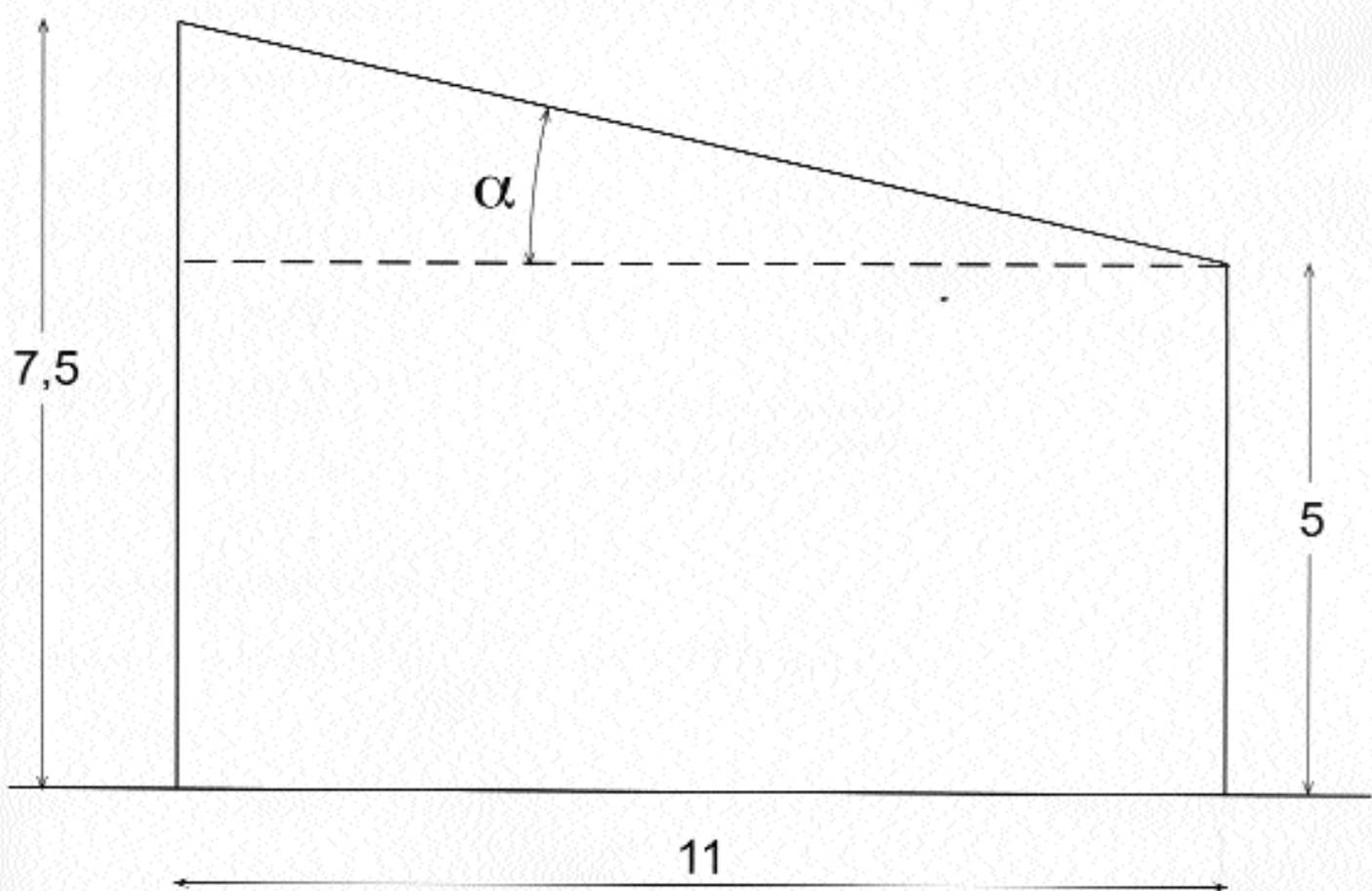
IL SOVRACCARICO DA NEVE NELLE STRUTTURE METALLICHE

L'inverno che stiamo per lasciarci alle spalle si è dimostrato particolarmente rigido e le abbondanti nevicate, che hanno colpito soprattutto il centro e sud Italia, hanno visto l'impegno di alcuni Colleghi nella trattazione di danni dovuti

a sovraccarico da neve.

È pertanto con estremo piacere che, raccogliendo le richieste provenienti da più parti, propongo uno studio relativo al collasso di una struttura metallica attribuito ad un sovraccarico da neve, mentre, come dimo-

Schema della campata



come dimostrato dai calcoli, la precipitazione atmosferica è, in effetti, risultata estranea all'evento.

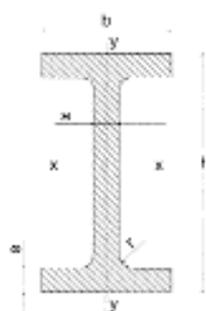
Si premette che la struttura in esame comprende arcarecci IPE 180, le travi di sostegno degli arcarecci, le travi di collegamento delle colonne e le colonne.

Dallo schema abbiamo:

$$\arctan \alpha = \frac{7,5-5}{11}$$

ovvero 13° che, essendo $< 20^\circ$, non si applica il correttivo per l'inclinazione.

Schema arcarecci IPE 180



Dove:

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$b = 91 \text{ mm}$$

$$a = 5,3 \text{ mm}$$

$$e = 8,3 \text{ mm}$$

$$r = 9 \text{ mm}$$

da cui:

$$\text{Sezione } S = 23,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 18,8 \text{ kg/m}$$

Caratteristiche degli assi:

x-x

y-y

$$I_x = 1,317 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 101 \text{ cm}^4$$

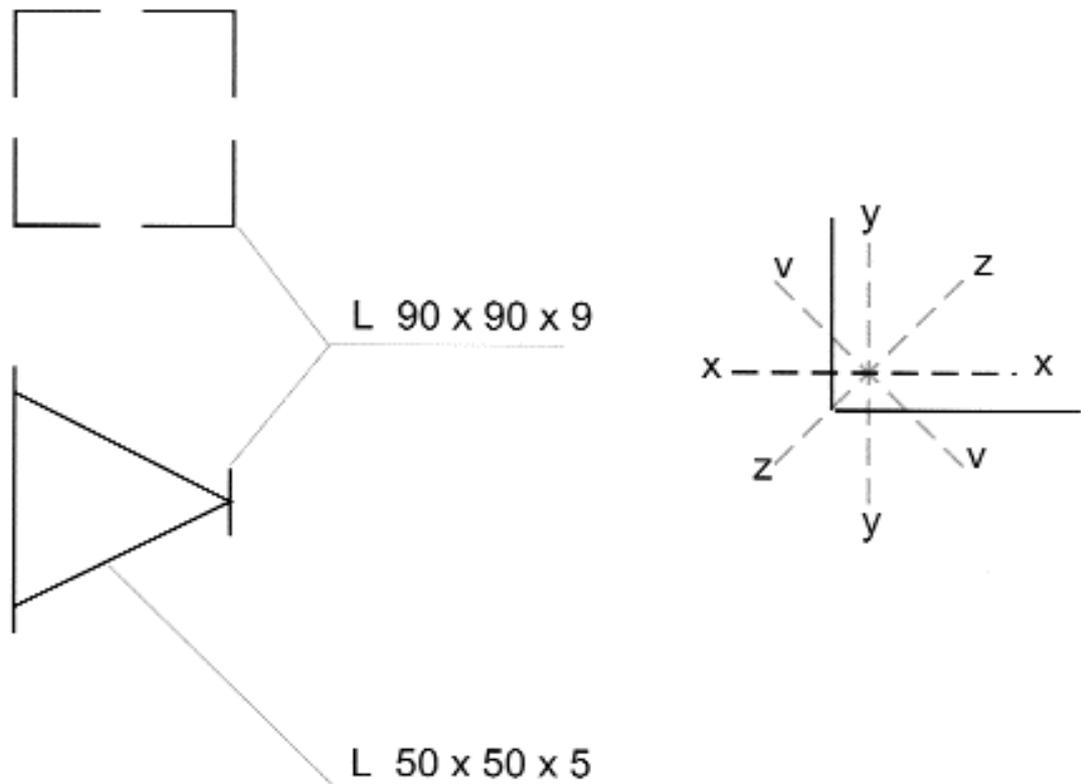
$$W_x = 146 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 22,2 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 7,42 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,05 \text{ cm}$$

Trave di sostegno arcarecci



Caratteristiche degli assi:

Per il profilo L 90x90x9 avremo:

| x-x/y-y | z-z | v-v |
|---------------------------------|--------------------------|---------------------------|
| $I_x = I_y = 116 \text{ cm}^4$ | $I_z = 184 \text{ cm}^4$ | $I_v = 47,8 \text{ cm}^4$ |
| $W_x = W_y = 17,9 \text{ cm}^3$ | = | $W_v = 13,3 \text{ cm}^3$ |
| $i_x = i_y = 2,73 \text{ cm}$ | $i_z = 3,44 \text{ cm}$ | $i_v = 1,76 \text{ cm}$ |

Per il profilo L 50x50x5 avremo:

| Sezione S = 4,80 cm ² | | Peso P = 3,77 kg/cm | |
|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|--|
| x-x/y-y | z-z | v-v | |
| $I_x = I_y = 11,0 \text{ cm}^4$ | $I_z = 17,4 \text{ cm}^4$ | $I_v = 4,54 \text{ cm}^4$ | |
| $W_x = W_y = 3,05 \text{ cm}^3$ | = | $W_v = 2,29 \text{ cm}^3$ | |
| $i_x = i_y = 1,51 \text{ cm}$ | $i_z = 1,90 \text{ cm}$ | $i_v = 0,97 \text{ cm}$ | |

VERIFICA DI STABILITÀ

Si tenga presente che le costruzioni in acciaio relative ad opere di ingegneria civile sono disciplinate dalla legge 1086 del 5/11/1971 e dalla relativa norma tecnica DM 26/3/1980 e successive modifiche.

I valori della tensione di rottura a trazione e di snervamento sono relativi a prodotti sottoposti a prova di qualificazione.

Per quelli non qualificati i valori andranno aumentati di 20 N/mm².

Per tutti gli acciai si ha:

1. Modulo di elasticità normale $E = 206.000 \text{ N/mm}^2$
2. Modulo di elasticità tangenziale $G = 78.400 \text{ N/mm}^2$
3. Massa volumetrica $7,85 \text{ Kg/dm}^3$
4. Coefficiente di variazione termica $- 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

Per gli acciai per strutture saldate necessita avere composizione dinamica entro i limiti indicati in UNI 5132 per le varie classi di elementi impiegati.

TENSIONI AMMISSIBILI

Attualmente risultano adottabili due metodi di calcolo: quello che stabilisce le tensioni massime ammissibili del materiale e quello che applica alla struttura di acciaio i principi di sicurezza cosiddetti semiprobabilistici agli stati limiti convenzionali.

Il metodo più seguito è quello delle tensioni ammissibili.

Secondo tale metodo le strutture in acciaio devono essere progettate per i carichi definiti dal DM 3/10/78 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni a norme tecniche per i carichi ed i sovraccarichi".

E quindi le azioni agenti sulla struttura andranno raggruppate in solo due condizioni di carico.

La prima condizione cumula, nel modo più favorevole, le azioni permanenti ed accidentali (compreso eventuali effetti dinamici), ad eccezione degli effetti del vento e degli stati coattivi sfavorevoli (temperature, cedimento dai vincoli, ecc.).

Si devono includere in questa condizione di carico gli effetti statici e dinamici del vento quando le tensioni provocate siano maggiori di quelle ingenerate da altri fattori (carichi permanenti ed accidentali).

La seconda condizione di carico cumula, nel modo più sfavorevole, i carichi permanenti ed accidentali (vento incluso).

Le tensioni ammissibili a trazione e compressione e la tensione ammissibile si riferiscono alla prima condizione di carico; le corrispondenti tensioni per la seconda condizione di carico sono da assumere pari a 1,125 e 1,125.

Negli stati monoassiali i valori di σ per i vari spessori dei getti di acciaio si assume:

| | | |
|------------------------------|------------------|-----|
| Fe G400 N/mm ² | $\sigma_{adm} =$ | 170 |
| Fe G450 N/mm ² | $\sigma_{adm} =$ | 150 |
| Fe G520 N/mm ² | $\sigma_{adm} =$ | 170 |

VERIFICA STABILITÀ ELASTICA PER ASTE COMPRESSE

Il fenomeno è quello più comune per aste rettilinee compresse lungo l'asse.

La lunghezza libera di inflessione da considerare per asta caricata di punta è:

$$\lambda_x = \beta \cdot l$$

dove β varia a seconda dei vincoli e del tipo di struttura.

Per travi con cerniere e incastro si assume $\beta = 0,8$

Si definisce snellezza di un'asta prismatica in un suo piano principale d'inerzia il rapporto:

$$\lambda = \frac{l_c}{i}$$

dove i = raggio d'inerzia della sezione trasversale giacente sullo stesso piano

La verifica di sicurezza dell'asta compressa si effettua come per le tese, ma ipotizzando che la sezione trasversale sia compressa dalla forza assiale P moltiplicata per un coefficiente $\omega > 1$

Dovrà cioè essere

$$\sigma_{adm} \geq \omega \frac{P}{A}$$

I valori di ω in funzione di λ sono tabellati.

Per sezioni ad L come quelle della nostra struttura valgono i valori della colonna C del manuale dell'ingegnere del Colombo.

Per aste composte da profilati riuniti con calastrelli o traliccetti la verifica all'inflessione laterale in direzione normale ad un asse principale di inerzia $x-x$, che taglia tutte le sezioni degli elementi componenti l'asta, si effettua valutando la snellezza come per un'asta semplice.

Per la verifica dell'inflessione in direzione normale ad un'asse principale d'inerzia $y-y$, che non taglia tutte le sezioni degli elementi componenti l'asta, bisogna distinguere fra collegamenti con calastrelli o con traliccetti.

Ometteremo questa trattazione in quanto, nella fattispecie, non si terrà conto dell'inflessione (tipica per spinte laterali da vento).

CALCOLO DEL PESO GRAVANTE SU OGNI SINGOLA COLONNA

1. carico neve ammissibile
2. lamiere
3. arcarecci
4. 1/2 trave sostegno arcarecci
5. 2*1/2 trave collegamento colonne.

$$(1) = 315 \text{ kg/m}^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,33 \cdot 12 = 10.074 \text{ kg}$$

$$(2) = 10 \text{ kg/m}^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,33 \cdot 12 = 320 \text{ kg}$$

$$(3) = n^{\circ} 7 \text{ arcarecci} \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,33 \cdot 18,8 \text{ kg/m} = 351 \text{ kg}$$

$$(4) = 4 \text{ L } 90 \times 9 + 6 \text{ L } 50 \times 5 = 4 \cdot 12,2 \text{ kg/ml} + 6 \cdot 3,77 \text{ kg/ml} = 71,5 \text{ kg/ml}$$

quindi :

$$(5) = \text{trave di collegamento} = \text{trave di sostegno} = 71,5 \text{ kg/ml}$$

$$5,33 \cdot 71,5 + 12 \cdot \frac{1}{2} \cdot 71,5 = 810 \text{ kg}$$

Il carico P gravante sarò = $P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 11.770 \text{ kg}$
 ovvero $1,15 \times 10^5 \text{ N}$

VERIFICA DI STABILITA'

Va considerata l'asta più lunga

$$L = 7,5 \text{ m} = 750 \text{ cm} \quad \text{Essendo } 4 \text{ L } 90 \times 90 \times 9$$

$$A_T = 4A = 4 \times 15,5 = 62 \text{ cm}^2 = 6200 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_c = \beta \lambda = 0,8 \times 750 = 600 \text{ cm}$$

essendo $i_x = 2,73 \text{ cm}$ avremo una snellezza

$$\lambda = \frac{\lambda_c}{i_x} = \frac{600}{2,73} = 220$$

interpolando avremo $\omega = 6,02$ quindi

$$\sigma = \frac{P\omega}{A} = \frac{1,15 \times 10^5 \cdot 6,02}{6200} = 112 \text{ N/mm}^2$$

lo σ per acciaio Fe 510 è 240 N/mm^2 quindi $\sigma < \sigma_{adm}$.

Il valore calcolato tiene conto di un sovraccarico massimo pari a quello ammesso dalla normativa.

Nel caso che ci occupa, avuto riguardo al fatto che la neve precipitata risultava appesantita dalla pioggia, considereremo un peso di 400 kg/m^2 ovvero $400 \cdot 1,60 = 640 \text{ kg/m}^2$.

Per cui:

$$P = 640 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5,33 \cdot 12 + 320 + 351 + 215 + 810 = 22.163 \text{ kg} \approx 217.199 \text{ N}$$

Quindi

$$\sigma = \frac{P\omega}{A} = \frac{217.199 \cdot 6,02}{6200} = 211 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

Avendo considerato il caso nelle peggiori condizioni di carico e non avendo tenuto conto della resistenza opposta da diagonali e correntini, se ne deve dedurre che le cause del crollo della struttura sono da ricercarsi in eventi estranei alla precipitazione meteorologica.

Felice Iorillo