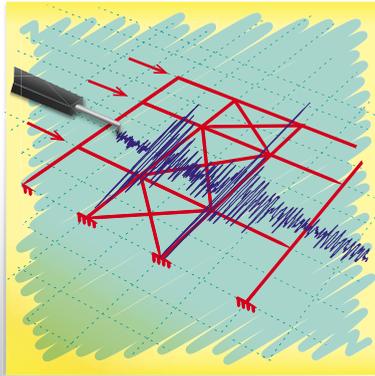


Benedetto Cordova

CALCOLO SISMICO STRUTTURE IN ACCIAIO

DIMENSIONAMENTO SECONDO L'EUROCODICE 8 E LE NORME AISC

- **NORMATIVE** ▪ **SOLLECITAZIONE SISMICA** ▪ **CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E TIPOLOGIE STRUTTURALI** ▪ **MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE, ANALISI E VERIFICHE**
- **CONNESSIONI NELLE STRUTTURE SISMORESISTENTI** ▪ **ESEMPI DI CALCOLO DI STRUTTURE** ▪ **ESEMPI DI CALCOLO DI CONNESSIONI**



SOFTWARE INCLUSO

FOGLI EXCEL PER IL CALCOLO DELLE CONNESSIONI SISMICHE
PREQUALIFICATE SECONDO AISC 358-10



**GRAFILL**

SOMMARIO

| | | |
|--|----|-----|
| 1. LE NORMATIVE | p. | 1 |
| 1.1. Introduzione | " | 1 |
| 1.2. Le NTC2008 e le norme europee..... | " | 2 |
| 1.3. Le normative americane: ASCE7, AISC 341 e 358..... | " | 4 |
| 2. LA SOLLECITAZIONE SISMICA | " | 7 |
| 2.1. Introduzione | " | 7 |
| 2.2. Criteri generali | " | 7 |
| 2.3. La determinazione dello spettro di risposta | " | 9 |
| 2.3.1. Eurocodice 8 | " | 9 |
| 2.3.2. NTC 2008..... | " | 10 |
| 2.3.3. ASCE 7-10 | " | 15 |
| 2.4. Esempi di calcolo di spettri di risposta | " | 20 |
| 2.4.1. L'Aquila (NTC2008)..... | " | 20 |
| 2.4.2. Hi Mountain Potrero, CA – U.S.A. (ASCE 7-10)..... | " | 22 |
| 3. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE | | |
| E TIPOLOGIE STRUTTURALI | " | 24 |
| 3.1. Introduzione | " | 24 |
| 3.2. La gerarchia delle resistenze..... | " | 24 |
| 3.3. Tipologie strutturali sismoresistenti..... | " | 31 |
| 3.3.1. Strutture intelaiate | " | 33 |
| 3.3.2. Telai con controventi concentrici a X | " | 57 |
| 3.3.3. Telai con controventi concentrici a V rovescio | " | 72 |
| 3.3.4. Telai con controventi eccentrici | " | 78 |
| 3.3.5. Strutture a pendolo inverso | " | 91 |
| 3.3.6. Special Truss Moment Frames | " | 94 |
| 3.3.7. Buckling-Restrained Braced Frames | " | 97 |
| 4. LA MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE, | | |
| L'ANALISI E LE VERIFICHE | " | 101 |
| 4.1. I metodi di analisi | " | 101 |
| 4.2. Le irregolarità geometriche e strutturali | " | 108 |
| 4.3. L'eccentricità accidentale..... | " | 113 |
| 4.4. Lo spostamento d'interpiano e gli effetti del second'ordine | " | 114 |
| 4.5. Gli stati limite, le combinazioni di carico e le verifiche | " | 117 |

| | |
|---|---------------|
| 5. LE CONNESSIONI NELLE STRUTTURE SISMORESISTENTI | p. 123 |
| 5.1. Generalità..... | " 123 |
| 5.2. Prescrizioni particolari per bulloni e saldature | " 124 |
| 5.3. Gli attacchi a momento | " 126 |
| 5.4. Le connessioni prequalificate secondo AISC 358..... | " 132 |
| 5.4.1. Welded Unreinforced Flange – Welded Web (WUF-W) | " 132 |
| 5.4.2. Bolted Unstiffened (BUEEP) and Stiffened (BSEEP) Extended End-plate..... | " 133 |
| 5.4.3. Reduced Beam Section (RBS)..... | " 146 |
| 5.4.4. Bolted Flange Plate (BFP) | " 149 |
| 5.4.5. Kaiser Bolted Bracket (KBB) | " 151 |
| 5.4.6. ConXtech ConXL (ConXL)..... | " 152 |
| 5.4.7. Osservazioni conclusive..... | " 155 |
| 5.5. I pannelli d'anima delle colonne..... | " 156 |
| 5.6. Le connessioni dei controventi | " 159 |
| 5.7. Le connessioni controvento/colonna e controvento/trave | " 164 |
| 6. ESEMPI DI CALCOLO DI STRUTTURE..... | " 167 |
| 6.1. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a X concentrici nell'altra – Calcolo secondo NTC2008 / EC8..... | " 167 |
| 6.2. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a X concentrici nell'altra – Calcolo secondo ASCE7-10 e AISC 341 | " 198 |
| 6.3. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a V rovescio concentrici nell'altra | " 220 |
| 6.4. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a V rovescio eccentrici nell'altra..... | " 248 |
| 7. ESEMPI DI CALCOLO DI CONNESSIONI | " 260 |
| 7.1. Nodo trave-colonna..... | " 260 |
| 7.2. Verifica pannello d'anima | " 264 |
| 7.3. Verifica connessione trave mediante Reduced Beam Section (RBS) | " 267 |
| 7.4. Dimensionamento nodo trave-colonna con flangia a 8 bulloni (8ES) secondo AISC 358-10..... | " 270 |
| 7.5. Dimensionamento nodo trave-colonna con Bolted Flange Plate (BFP) secondo AISC 358-10..... | " 276 |
| 7.6. Connessione di controvento..... | " 281 |
| 7.7. Connessione controvento-colonna e controvento-trave..... | " 285 |
| APPENDICE | |
| FATTORI DI STRUTTURA q (EC8) E R (ASCE7-10)..... | " 294 |

| | | |
|--|----|-----|
| BIBLIOGRAFIA | p. | 296 |
| Normativa italiana..... | " | 296 |
| Normativa europea..... | " | 296 |
| <i>Eurocodici</i> | " | 296 |
| <i>Norme relative agli acciai</i> | " | 297 |
| <i>Norme relative alla bulloneria</i> | " | 299 |
| <i>Norme relative alle saldature</i> | " | 299 |
| <i>Norme relative ai controlli non distruttivi</i> | " | 300 |
| Normativa americana..... | " | 301 |
| <i>Normative strutturali</i> | " | 301 |
| <i>Normativa relativa ai materiali</i> | " | 301 |
| <i>Normativa relativa ai bulloni</i> | " | 302 |
| <i>Normativa relativa alle saldature</i> | " | 303 |
| Pubblicazioni varie..... | " | 303 |
| | | |
| INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO | " | 305 |
| Note sul software incluso..... | " | 305 |
| Requisiti hardware e software..... | " | 305 |
| Installazione ed attivazione del software..... | " | 305 |

6. Esempi di calcolo di strutture

6.1. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a X concentrici nell'altra – Calcolo secondo NTC2008 / EC8

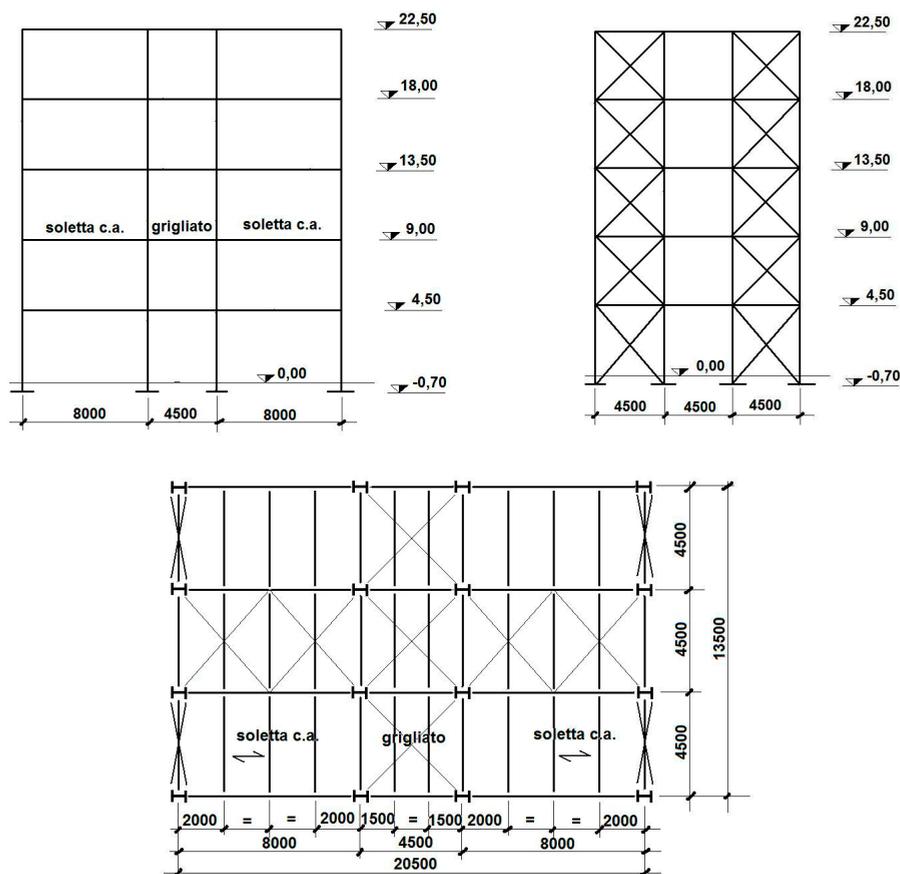


Figura 6.1.1. Edificio in acciaio a telaio in una direzione e con controventi a X nell'altra – Pianta e sezioni

Si tratta di un edificio a struttura in acciaio, misure in pianta 20,50 per 13,50 metri, alto 22,50 metri, con interpiani di 4,50 metri. La struttura è costituita da telai con attacchi a momento sulla lunghezza dei 20,50 metri (telai A) e telai con controventi a X sulla lunghezza di 13,50 metri (telai B). Gli impalcati sono realizzati in parte con soletta in c.a. su lamiera grecata, in parte con grigliato. L'edificio è ad uso industriale.

I carichi verticali sono i seguenti:

PERMANENTI STRUTTURALI

a) zona con soletta:

| | |
|---|------------------------|
| Soletta 0,15 x 25,00 = | 3,75 kN/m ² |
| Pavimentazione + tramezzi | 1,00 " |
| Peso proprio travi impalcato | 2,00 " |
| (1,50 kN/m ² per le secondarie e 2,00 per le principali e i telai) | |

a) zona con grigliato:

| | |
|--|------------------------|
| Grigliato | 0,50 kN/m ² |
| Peso proprio travi impalcato | 1,50 " |
| (1,20 kN/m ² per le secondarie e 1,50 per le principali ed i telai) | |

PERMANENTI MACCHINARI

| | |
|------------------------------|------------------------|
| a) Travi secondarie: | 6,00 kN/m ² |
| b) Travi principali e telai: | 3,00 " |

PERMANENTI NON STRUTTURALI

| | |
|-------------------------------------|------------------------|
| a) Pannelli di tamponamento | 0,30 kN/m ² |
| b) Elementi di sostegno tamponatura | 0,20 " |

SOVRACCARICHI

| | |
|------------------------------|------------------------|
| a) Travi secondarie: | 3,00 kN/m ² |
| b) Travi principali e telai: | 2,00 " |

I permanenti rappresentanti macchinari variano, diminuendo, da trave secondaria a travi principali e telai, per la minore probabilità che hanno questi ultimi di avere l'area di competenza interamente ricoperta dal carico.

Per la stessa ragione variano anche i sovraccarichi che possono essere interpretati come carichi di smontaggio delle apparecchiature.

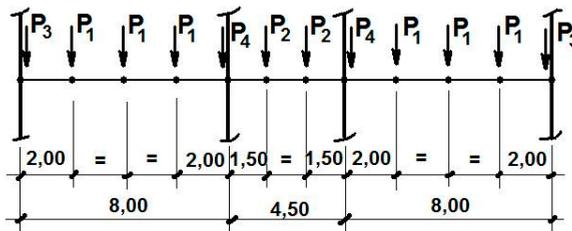


Figura 6.1.2. Distribuzione dei carichi su telaio A

La distribuzione dei carichi sulle travi del telaio A è la seguente (figura 6.1.2):

1) PERMANENTI

a) P₁

$$\text{Permanenti strutturali: } (3,75 + 1,00 + 2,00) \times (2,00 \times 4,50) = 60,8 \text{ kN}$$

$$\text{Permanenti macchinari: } 3,00 \times (2,00 \times 4,50) = 27,0 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE} \quad \quad \quad \mathbf{87,8 \text{ kN}}$$

b) P₂

$$\text{Permanenti strutturali: } (0,50 + 1,50) \times (1,50 \times 4,50) = 13,5 \text{ kN}$$

$$\text{Permanenti macchinari: } 3,00 \times (1,50 \times 4,50) = 20,3 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE} \quad \quad \quad \mathbf{33,8 \text{ kN}}$$

c) P₃

$$\text{Permanenti strutturali: } (3,75 + 1,00 + 2,00) \times (1,00 \times 4,50) = 30,4 \text{ kN}$$

$$\text{Permanenti macchinari: } 3,00 \times (1,00 \times 4,50) = 13,5 \text{ kN}$$

$$\text{Permanenti non strutturali (pannellature):} \\ (0,30 + 0,20) \times 4,50 \times 4,50 = 10,1 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE} \quad \quad \quad \mathbf{54,0 \text{ kN}}$$

d) P₄

$$\text{Permanenti strutturali: } 60,8 / 2 + 13,5 / 2 = 37,2 \text{ kN}$$

$$\text{Permanenti macchinari: } 27,0 / 2 + 20,3 / 2 = 23,6 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE} \quad \quad \quad \mathbf{60,8 \text{ kN}}$$

2) VARIABILI

a) P₁

$$2,00 \times (2,00 \times 4,50) = \mathbf{18,0 \text{ kN}}$$

b) P₂

$$2,00 \times (1,50 \times 4,50) = \mathbf{13,5 \text{ kN}}$$

c) P₃

$$2,00 \times (1,00 \times 4,50) = \mathbf{9,0 \text{ kN}}$$

d) P₄

$$2,00 \times [(2,00+1,5)/2 \times 4,50] = \mathbf{15,8 \text{ kN}}$$

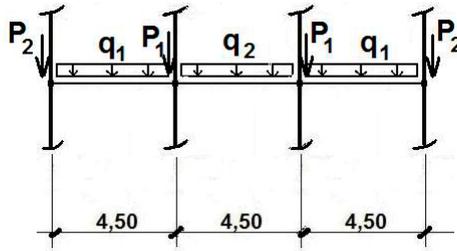


Figura 6.1.3. Distribuzione dei carichi su telaio B

La distribuzione dei carichi sulle travi del telaio B è la seguente (figura 6.1.3):

1) PERMANENTI

a) $q_1 = q_2$

Permanenti strutturali: $(3,75 + 1,00 + 2,00) \times (2,00 / 2) = 6,75 \text{ kN/m}$
 Permanenti macchinari: $3,00 \times (2,00 / 2) = 3,00 \text{ kN/m}$

TOTALE 9,75 kN/m

b) P_2

Permanenti strutturali:
 $(3,75 + 1,00 + 2,00) \times [4,50 / 2 \times (8,00 - 2,00) / 2] = 45,6 \text{ kN}$
 Permanenti macchinari: $3,00 \times [4,50 / 2 \times (8,00 - 2,00) / 2] = 20,3 \text{ kN}$
 Permanenti non strutturali (pannellature):
 $(0,30 + 0,20) \times 4,50 \times (4,50 + 4,00) = 19,1 \text{ kN}$

TOTALE 85,0 kN

c) P_1

Permanenti strutturali:
 $(3,75 + 1,00 + 2,00) \times [4,50 \times (8,00 - 2,00) / 2] = 91,1 \text{ kN}$
 Permanenti macchinari: $3,00 \times [4,50 \times (8,00 - 2,00) / 2] = 40,5 \text{ kN}$
 Permanenti non strutturali (pannellature):
 $(0,30 + 0,20) \times 4,50 \times 4,50 = 10,1 \text{ kN}$

TOTALE 141,7 kN

2) VARIABILI

a) $q_1 = q_2$ $2,00 \times (2,00 / 2) = 2,0 \text{ kN/m}$

b) P_2 $2,00 \times [4,50 / 2 \times (8,00 - 2,00) / 2] = 13,5 \text{ kN}$

c) P_1 $2,00 \times [4,50 \times (8,00 - 2,00) / 2] = 27,0 \text{ kN}$

Sollecitazione sismica

Sito: L'Aquila
 Terreno: B
 Categoria topografica: T1

Sisma di progetto (vedi §2.4.1):

| Stato Limite | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 | T^*_C [s] |
|--------------|--------------|-----------|-------|-------------|
| SLD | 50 | 0,104 | 2,332 | 0,281 |
| SLV | 475 | 0,261 | 2,364 | 0,347 |

Classe di duttilità: CD''B'' $q = 4$ (entrambe le direzioni)

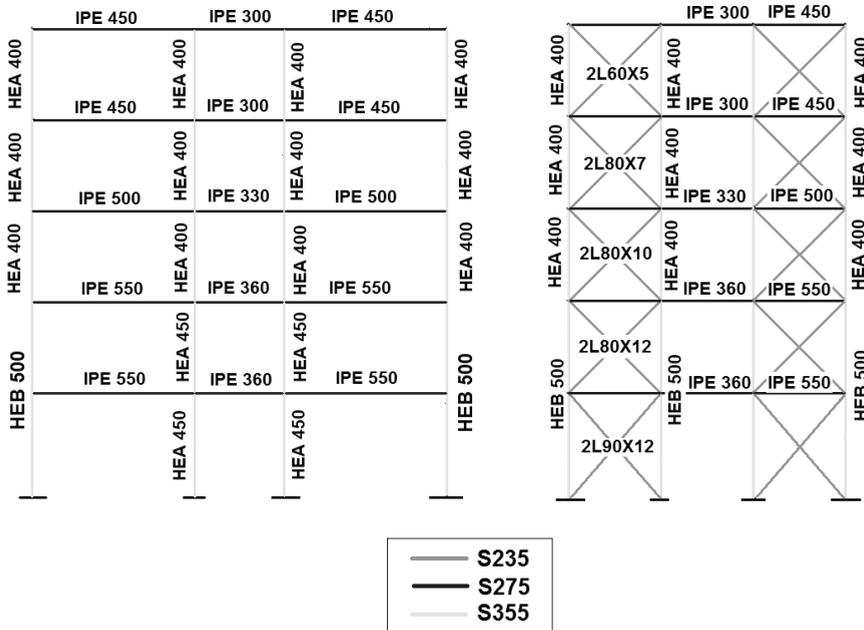


Figura 6.1.4. Profili per telai A e B

In figura 6.1.4 riportiamo la scelta dei profili ai quali siamo pervenuti dopo il dimensionamento. Prima di illustrare passo passo come siamo arrivati a questo dimensionamento, facciamo qualche considerazione di carattere generale:

- Abbiamo impiegato acciaio a snervamento più basso per gli elementi duttili rispetto a quello impiegato per gli elementi sovraresistenti: infatti nel telaio A le travi, che devono consentire la formazione di cerniere plastiche alle estremità, sono in S275 e,

nel telaio B, i controventi che devono plasticizzarsi in trazione sono in S235, mentre le colonne, elementi sovraresistenti, sono in S355.

- La scelta di cui sopra aiuta nella scelta dei profili per attuare i meccanismi di trave debole – colonna forte, o controvento debole – colonna forte, evitando di dover scegliere per le colonne profili troppo robusti.
- La scelta aiuta anche nel realizzare dei nodi con piatti di non esagerato spessore, tramite anche qui la scelta di un materiale con snervamento più elevato di quello dei profili connessi (come vedremo parlando in seguito delle connessioni).
- A causa della necessità di avere coefficienti di sovraresistenza delle aste Ω non troppo diversi tra loro, al fine di garantire una omogenea diffusione delle plasticizzazioni (vedi capitolo 3), essendo i tagli sismici, e conseguentemente le azioni nelle aste, crescenti dall'alto al basso, si è stati costretti ad aumentare i profili dall'alto al basso, cosa che è più evidente per i controventi dove le regole da rispettare sono più vincolanti (vedi ad esempio le considerazioni di tabella 3.13).

Iniziamo adesso a illustrare i dimensionamenti effettuati.

Abbiamo cercato di mantenere i calcoli molto semplici, aiutati in ciò dalla regolarità della struttura scelta. È chiaro che le strutture in realtà sono molto più complesse di quella qui trattata, ma ai fini didattici la semplicità aiuta ad evidenziare i problemi.

Essendo la struttura regolare in pianta, usiamo dunque per le analisi dinamiche due modelli piani (telaio A e telaio B).

Usiamo anche il metodo delle forze statiche equivalenti, più semplice di quello dell'analisi modale.

Per il calcolo del periodo proprio della struttura, usiamo per entrambi i telai piani il *metodo di Rayleigh*, che per strutture regolari in altezza è molto preciso. Esso si applica nel modo seguente:

- Si costruisce un modello dell'intera struttura;
- Si carica il modello ad ogni piano con forze orizzontali P_i pari al peso della massa sismica agente al piano (permanente + 80% del carico variabile nel nostro caso, essendo un edificio ad uso industriale);
- Si analizza il modello e si trovano gli spostamenti ad ogni piano δ_i ;
- Infine si calcola il periodo proprio T_1 con la seguente formula:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i P_i \delta_i^2}{g \sum_i P_i \delta_i}} \quad (6.1.1)$$

Iniziamo a calcolare il periodo proprio nella direzione in cui agiscono i telai con attacchi a momento. Invece di modellare l'intero edificio in 3D, usiamo il modello piano del telaio A al quale attribuiamo 1/4 della massa totale, essendo 4 il numero dei telai di tipo A:

MASSA SISMICA DA APPLICARE AD OGNI PIANO PER CALCOLO T_1 CON METODO DI RAYLEIGH (massa totale divisa per 4 telai)

a) Permanenti strutturali:

$$(3,75 + 1,00 + 2,00) \times (2 \times 8,00) \times 13,50 / 4 = 364,5 \text{ kN}$$

$$(0,5 + 1,5) \times 4,50 \times 13,50 / 4 = 30,4 \text{ kN}$$

b) Permanenti macchinari:

$$3,00 \times (2 \times 8,00 + 4,50) \times 13,50 / 4 = 207,6 \text{ kN}$$

c) Permanenti non strutturali (pannellature):

$$(0,30 + 0,20) \times 4,50 \times (2 \times 20,50 + 2 \times 13,50) / 4 = 38,3 \text{ kN}$$

d) Carichi variabili:

$$(0,8 \times 2,00) \times (2 \times 8,00 + 4,50) \times 13,50 / 4 = 110,7 \text{ kN}$$

TOTALE PER PIANO: 751,5 kN

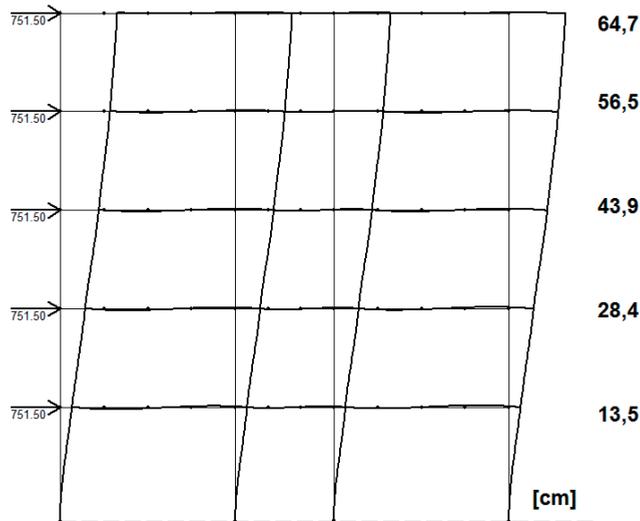


Figura 6.1.5. Spostamenti orizzontali per il calcolo del periodo proprio con il metodo di Rayleigh – telaio A

Gli spostamenti trovati sono rappresentati in figura 6.1.5.

Calcoliamo i prodotti $P \times \delta^2$ e $P \times \delta$ da introdurre nella (6.1.1), come riportato in tabella 6.1.1.

Tabella 6.1.1. Calcolo delle forze orizzontali per periodo proprio con metodo di Rayleigh

| Piano | P [kN] | δ [cm] | $P \times \delta^2$ [kNm ²] | $P \times \delta$ [kNm] |
|---------|----------|---------------|---|-------------------------|
| 5 | 751,5 | 64,7 | 314,6 | 486,2 |
| 4 | 751,5 | 56,5 | 239,9 | 424,6 |
| 3 | 751,5 | 43,9 | 144,8 | 329,9 |
| 2 | 751,5 | 28,4 | 60,6 | 213,4 |
| 1 | 751,5 | 13,4 | 13,5 | 100,7 |
| Totali: | | | 773,4 | 1554,9 |

Calcoliamo infine il periodo proprio:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i P_i \delta_i^2}{g \sum_i P_i \delta_i}} = 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{773,4}{9,81 \times 1554,9}} = 1,415 \text{ sec}$$

Calcoliamo i valori di accelerazione spettrale:

Valore dello spettro SLV con $q = 4$:

$$S_{SLV,q=4}(1,415 \text{ sec}) = 0,0593g$$

Valore dello spettro SLD con $q = 1$:

$$S_{SLD,q=1}(1,415 \text{ sec}) = 0,0820g$$

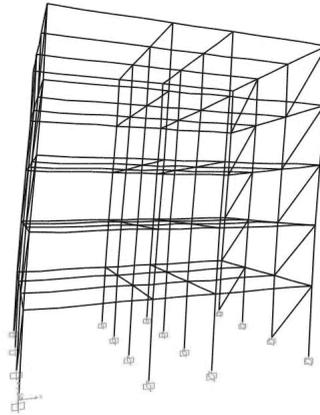


Figura 6.1.6. Modello 3D per il calcolo del periodo proprio con analisi modale – telaio A

Abbiamo, per confronto, calcolato il periodo proprio con un modello 3D usando un programma che esegue l'analisi modale (figura 6.1.6). I risultati sono stati i seguenti:

$$T_1 = 1,47 \text{ sec}$$

Valore dello spettro SLV con $q = 4$:

$$S_{SLV,q=4}(1,47 \text{ sec}) = 0,0570g$$

Valore dello spettro SLD con $q = 1$:

$$S_{SLD,q=1}(1,47 \text{ sec}) = 0,0790g$$

Come si vede sono abbastanza simili a quelli ottenuti col metodo di Rayleigh. Nel seguito useremo i valori ottenuti con tale metodo, più semplice da usare.

Analizziamo adesso il telaio A interno, perché ha una massa di pertinenza maggiore di quello di estremità.

Poiché la struttura è regolare in altezza, usiamo, per calcolare le azioni sismiche, il metodo dell'analisi lineare statica equivalente (NTC2008 §7.3.3.2).

Calcoliamo il coefficiente di maggiorazione δ che tiene conto dell'eccentricità accidentale:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{X}{L_e} = 1 + 0,6 \times \frac{2,25}{13,5} = 1,1$$

Esso incrementerà le forze statiche equivalenti.

Il peso da considerare ad ogni piano, costante, è:

$$W_i = 971,1 \text{ kN}$$

Esso deriva dal seguente conteggio:

**MASSA SISMICA DA APPLICARE AD OGNI PIANO
PER CALCOLO AZIONI SISMICHE (massa pertinente al telaio)**

a) Permanenti strutturali:

$$(3,75 + 1,00 + 2,00) \times (2 \times 8,00) \times 4,50 = 486,0 \text{ kN}$$

$$(0,5 + 1,5) \times 4,50 \times 4,50 = 40,5 \text{ kN}$$

b) Permanenti macchinari:

$$3,00 \times (2 \times 8,00 + 4,50) \times 4,50 = 276,8 \text{ kN}$$

c) Permanenti non strutturali (pannellature):

$$(0,30 + 0,20) \times 2 \times 4,50 \times 4,50 = 20,2 \text{ kN}$$

d) Carichi variabili:

$$(0,8 \times 2,00) \times (2 \times 8,00 + 4,50) \times 4,50 = 147,6 \text{ kN}$$

TOTALE PER PIANO:

971,1 kN

Notare che è diverso dal P_i (= 751,5 kN) che abbiamo usato per il calcolo del periodo proprio, perché qui usiamo l'area d'influenza del portale che è di 4,5 metri. Calcoliamo la forza sismica statica equivalente totale:

$$F_h = S_{q=4}(T_1) \cdot W \cdot \lambda = 0,0593 \cdot (5 \cdot 971,1) \cdot 1 = 287,9 \text{ kN}$$

Il coefficiente λ è stato assunto pari a 1 pur avendo più di 3 piani perché $T_1 > 2T_C$ (1,415 sec $> 2 \times 0,472 = 0,944$ sec).

Le forze ai vari piani i si calcolano con la formula:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \cdot \delta$$

Dove z_i è la quota del piano i -esimo misurata dal terreno. Il calcolo è riportato in tabella 6.1.2.

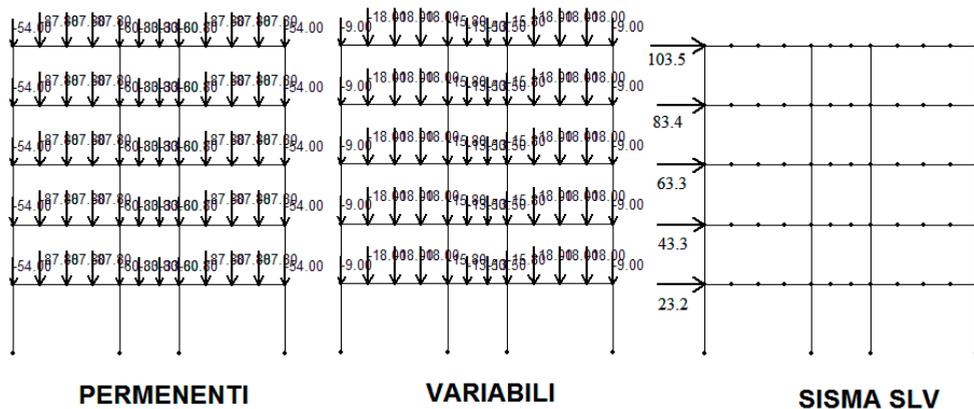
Tabella 6.1.2. Calcolo delle forze statiche equivalenti

| Piano | W_i [kN] | z_i [m] | $W_i \times z_i$ [kNm] | δ | F_i [kN] |
|---------|------------|-----------|------------------------|----------|------------|
| 5 | 971,1 | 23,2 | 22529,5 | 1,1 | 103,5 |
| 4 | 971,1 | 18,7 | 18159,6 | 1,1 | 83,4 |
| 3 | 971,1 | 14,2 | 13789,6 | 1,1 | 63,3 |
| 2 | 971,1 | 9,7 | 9419,7 | 1,1 | 43,3 |
| 1 | 971,1 | 5,2 | 5049,7 | 1,1 | 23,2 |
| Totali: | | | 68948,1 | | 316,7 |

Creiamo ora un modello 2D del telaio e carichiamolo con 3 condizioni di carico (figura 6.1.7):

- permanenti;
- sovraccarichi;
- sisma (forze statiche equivalenti).

In figura 6.1.8 sono rappresentati gli spostamenti dovuti alle forze sismiche (statiche equivalenti). Attenzione, perché gli spostamenti calcolati non sono quelli reali, poiché sono calcolati con uno spettro ridotto del fattore q . Gli spostamenti reali, cioè quelli elastici, si ottengono moltiplicando quelli ottenuti per il valore di q .

**Figura 6.1.7.** Condizioni di carico – telaio A

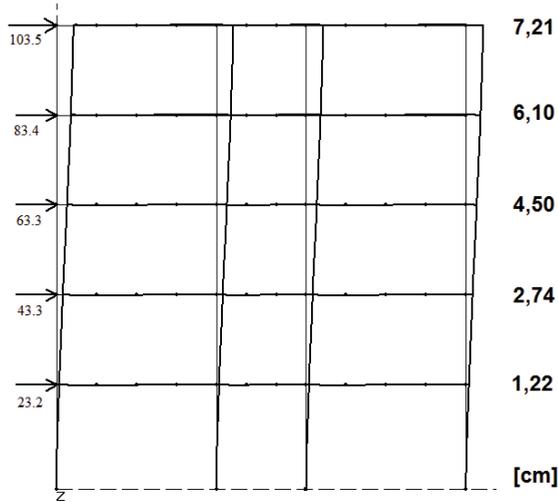


Figura 6.1.8. Spostamenti sismici – telaio A

Dobbiamo adesso verificare se la struttura è abbastanza cedevole lateralmente da dover tenere in conto gli effetti del second'ordine. Invece di effettuare una analisi di *buckling*, usiamo il metodo semplificato delle NTC2008 §7.3.1, che consiste nel valutare, piano per piano, il parametro θ , definito nella formula (4.30). Il calcolo è riportato in tabella 6.1.3.

Bisognerebbe amplificare gli effetti dell'azione sismica moltiplicandoli per il valore $1/(1-\theta)$ che varia da piano a piano. Per semplicità scegliamo il valore massimo di 1,21 uguale per tutto il telaio (non molto lontano dal valor medio), e introduciamolo come coefficiente moltiplicativo nella combinazione di carico.

Tabella 6.1.3. Calcolo degli effetti del second'ordine – telaio A

| Piano | P_{tot} [kN] | V_{tot} [kN] | H [m] | spost. pl. [cm] | spost. el. [cm] | d_r [cm] | θ | $1/(1-\theta)$ |
|-------|-------------------|-------------------|------------|--------------------|--------------------|---------------|----------|----------------|
| 5 | 971 | 107,7 | 4,5 | 7,21 | 28,84 | 4,44 | 0,09 | 1,10 |
| 4 | 1942 | 194,5 | 4,5 | 6,10 | 24,40 | 6,40 | 0,14 | 1,17 |
| 3 | 2913 | 260,4 | 4,5 | 4,50 | 18,00 | 7,04 | 0,18 | 1,21 |
| 2 | 3884 | 305,5 | 4,5 | 2,74 | 10,96 | 6,08 | 0,17 | 1,21 |
| 1 | 4856 | 329,6 | 5,2 | 1,22 | 4,88 | 4,88 | 0,14 | 1,16 |

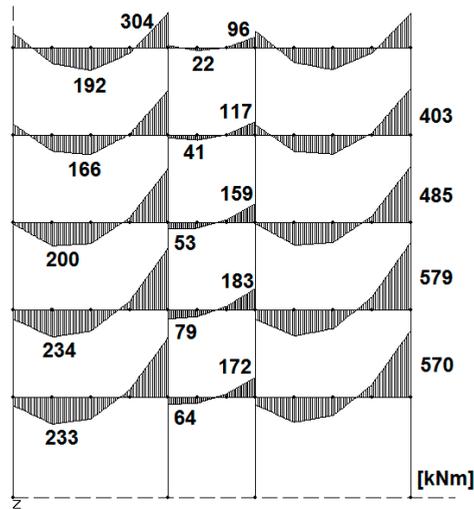


Figura 6.1.9. Diagramma dei momenti flettenti nelle travi – telaio A

Procediamo ora alla verifica degli elementi dissipativi, cioè le travi.

In figura 6.1.9 abbiamo riportato il diagramma dei momenti flettenti delle travi, generato secondo la combinazione di carico:

$$M_{Ed,G} + 0,8M_{Ed,Q} + 1,21M_{Ed,E}$$

Dove il suffisso G sta per permanenti, Q per carichi variabili e E per carichi sismici. Il coefficiente 0,8 è l'opportuno ψ (tabella 4.7), mentre il coefficiente 1,21 tiene conto degli effetti del second'ordine (tabella 6.1.3).

Le verifiche a flessione da eseguire sono le normali verifiche a resistenza e stabilità nei confronti dell'instabilità flessotorsionale. Nel nostro caso, essendo le travi ben tenute dalle travi secondarie, consideriamo il fenomeno dell'instabilità flessotorsionale come non dimensionante e perciò facciamo solo verifiche di resistenza. Verifichiamo cioè:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 0,8M_{Ed,Q} + 1,21M_{Ed,E} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Per quel che riguarda invece azione assiale e azione tagliante, dobbiamo rispettare le (3.2) e (3.3) che per chiarezza riportiamo qui ancora:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 0,8N_{Ed,Q} + 1,21N_{Ed,E} \leq 0,15N_{pl,Rd}; \quad \text{dove: } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Ed,G} + 0,8V_{Ed,Q} + \frac{2M_{pl,Rd}}{L_{trave}} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}; \quad \text{dove: } V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Le verifiche a flessione e per azione assiale sono riportate nelle tabelle 6.1.4a e 6.1.4b.

Come si può vedere dall'esame dei coefficienti di sovrarresistenza Ω per ogni trave, il minore di essi vale 1,11 ed è relativo alle travi laterali di piano 4.

Usiamo dunque 1,11 per amplificare gli sforzi degli elementi sovraresistenti, cioè le colonne. È buona norma cercare di mantenere tutti gli Ω il più vicino possibile, in modo da non avere zone troppo resistenti rispetto ad altre poco resistenti, e quindi garantire una plasticizzazione diffusa durante l'evento sismico. Ciò è abbastanza rispettato per le travi laterali, presumibilmente sede delle plasticizzazioni più importanti, per le quali, a parte la trave dell'ultimo piano, le altre hanno coefficienti variabili tra 1,11 e 1,28.

Le verifiche a taglio sono riportate nelle tabelle 6.1.5a e 6.1.5b.

Notare come il taglio dovuto al sisma ricavato dal calcolo sia stato sostituito con il taglio che equilibra il momento plastico: $2M_{pl}/L$.

Tabella 6.1.4a. Travi laterali – Verifiche per M ed N (Acciaio S275)

| Piano | Profilo | A [cm ²] | W_{pl} [cm ³] | M_{pl} [kNm] | M_{Ed} [kNm] | Ω_i | $0,15N_{pl}$ [kN] | N_{Ed} [kN] |
|-------|---------|---------------------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|------------|----------------------|------------------|
| 5 | IPE 450 | 98,8 | 1702 | 445,8 | 304 | 1,47 | 388,2 | 184 |
| 4 | IPE 450 | 98,8 | 1702 | 445,8 | 403 | 1,11 | 388,2 | 51 |
| 3 | IPE 500 | 115,5 | 2194 | 574,6 | 485 | 1,18 | 453,8 | 61 |
| 2 | IPE 550 | 134,4 | 2787 | 729,9 | 579 | 1,26 | 528,0 | 60 |
| 1 | IPE 550 | 134,4 | 2787 | 729,9 | 570 | 1,28 | 528,0 | 38 |

Tabella 6.1.4b. Travi centrali – Verifica per M ed N (Acciaio S275)

| Piano | Profilo | A [cm ²] | W_{pl} [cm ³] | M_{pl} [kNm] | M_{Ed} [kNm] | Ω_i | $0,15N_{pl}$ [kN] | N_{Ed} [kN] |
|-------|---------|---------------------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|------------|----------------------|------------------|
| 5 | IPE 300 | 53,8 | 628,4 | 164,6 | 96 | 1,71 | 211,4 | 82 |
| 4 | IPE 300 | 53,8 | 628,4 | 164,6 | 117 | 1,41 | 211,4 | 49 |
| 3 | IPE 330 | 62,6 | 804,3 | 210,7 | 159 | 1,32 | 246,0 | 37 |
| 2 | IPE 360 | 72,7 | 1019,0 | 266,9 | 183 | 1,46 | 285,7 | 39 |
| 1 | IPE 360 | 72,7 | 1019,0 | 266,9 | 172 | 1,55 | 285,7 | 2 |

Tabella 6.1.5a. Travi laterali – Verifica al taglio (Acciaio S275)

| Piano | Profilo | A_v [cm ²] | $V_{Ed,G+Q}$ [kN] | $2M_{pl}/L$ [kNm] | V_{Ed} [kN] | $0,50V_{pl,Rd}$ [kN] |
|-------|---------|-----------------------------|----------------------|----------------------|------------------|-------------------------|
| 5 | IPE 450 | 50,9 | 156 | 111,4 | 267,4 | 384,5 |
| 4 | IPE 450 | 50,9 | 155 | 111,4 | 266,4 | 384,5 |
| 3 | IPE 500 | 59,9 | 154 | 143,7 | 297,7 | 452,6 |
| 2 | IPE 550 | 72,3 | 157 | 182,5 | 339,5 | 546,9 |
| 1 | IPE 550 | 72,3 | 157 | 182,5 | 339,5 | 546,9 |

Tabella 6.1.5b. Travi centrali – Verifica al taglio (Acciaio S275)

| Piano | Profilo | A_v [cm ²] | $V_{Ed,G+Q}$ [kN] | $2M_{pl}/L$ [kNm] | V_{Ed} [kN] | $0,50V_{pl,Rd}$ [kN] |
|-------|---------|-----------------------------|----------------------|----------------------|------------------|-------------------------|
| 5 | IPE 300 | 25,7 | 45 | 73,1 | 118,1 | 194,2 |
| 4 | IPE 300 | 25,7 | 45 | 73,1 | 118,1 | 194,2 |
| 3 | IPE 330 | 30,8 | 45 | 93,6 | 138,6 | 232,9 |
| 2 | IPE 360 | 35,1 | 45 | 118,6 | 163,6 | 265,7 |
| 1 | IPE 360 | 35,1 | 45 | 118,6 | 163,6 | 265,7 |

Passiamo adesso alla verifica degli elementi sovrarresistenti, cioè le colonne.

In figura 6.1.10 sono riportati il diagramma dei momenti flettenti ed i principali valori di azione assiale (numeri scritti in verticale) per la combinazione di carico:

$$M_{Ed,G} + 0,8M_{Ed,Q} + 1,70M_{Ed,E}$$

I valori tra parentesi si riferiscono alla sola componente sismica ($1,70M_{Ed,E}$).

Perché il coefficiente 1,70 ad amplificare gli sforzi sismici?

Le colonne sono elementi sovrarresistenti, pertanto le loro azioni interne N , M e V relative alla azione sismica devono essere maggiorate moltiplicando i valori ottenuti dal calcolo ed usati per verificare le travi per il coefficiente amplificativo:

$$1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega = 1,1 \times 1,15 \times 1,11 = 1,404$$

Da notare che, se si progettasse con l'Eurocodice 8, il coefficiente γ_{Rd} (=1,15 per l'S275 secondo le NTC) dovrebbe essere assunto pari a 1,25 e conseguentemente si avrebbe un coefficiente di maggiorazione delle azioni sismiche sulle colonne più alto.

Poiché le azioni sismiche di calcolo erano già amplificate di un fattore 1,21 anche per le travi per tener conto degli effetti del second'ordine, il calcolo delle sollecitazioni per le colonne si deve fare con una combinazione che vede le azioni sismiche incrementate di $1,21 \times 1,404 = 1,70$.

Faremo la verifica delle colonne dopo aver risolto il telaio B, perché dobbiamo combinare le azioni dei sismi nelle due direzioni.

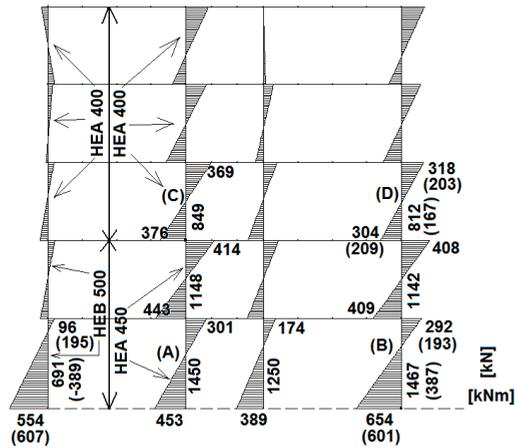


Figura 6.1.10. Diagramma dei momenti flettenti ed azioni assiali nelle colonne – telaio A

Riportiamo infine in tabella 6.1.6a il calcolo degli spostamenti d'interpiano (*drift*).

Gli spostamenti per l'SLD sono ricavati semplicemente da quelli del sisma relativo all'SLV (spostamenti per $q = 4$, quindi non veri) calcolati precedentemente, amplificandoli nel rapporto dell'accelerazione spettrale, cioè di $0,0820 / 0,0593$.

I valori degli spostamenti d'interpiano ottenuti sono sotto il valore ammissibile delle NTC2008 che pongono il limite di $0,005H$ per tamponature non flessibili, e quello di $0,01H$, per le tamponature flessibili (vedi §4.4 e §4.5).

In tabella 6.1.6b riportiamo il calcolo del *drift* d'interpiano secondo le regole dell'EC8 (non applicabili, ricordiamolo, in Italia, perché modificate dagli annessi nazionali). Si sono usati gli spostamenti elastici dell'SLV (unico spettro), ridotti del fattore $\nu = 0,5$ per tener conto che andrebbero calcolati per un sisma di maggior frequenza e minore intensità. Come si nota, si trovano in questo caso particolare valori maggiori del *drift*.

Tabella 6.1.6a. Calcolo degli spostamenti d'interpiano per l'SLD – Telaio A

| Piano | H [m] | spost. pl. SLV [cm] | a_g SLV [g] | a_g SLD [g] | spost. el. SLD [cm] | d_r [cm] | 0,005H | 0,01H |
|-------|-------|---------------------|---------------|---------------|---------------------|------------|--------|-------|
| 5 | 4,50 | 7,21 | 0,0593 | 0,0820 | 10 | 1,6 | 2,25 | 4,50 |
| 4 | 4,50 | 6,10 | | | 8,4 | 2,2 | 2,25 | 4,50 |
| 3 | 4,50 | 4,50 | | | 6,2 | 2,4(*) | 2,25 | 4,50 |
| 2 | 4,50 | 2,74 | | | 3,8 | 2,1 | 2,25 | 4,50 |
| 1 | 5,20 | 1,22 | | | 1,7 | 1,7 | 2,60 | 5,20 |

(*) Valore leggermente più elevato del limite $0,005H$, rilevato nella zona di cambiamento del profilo delle colonne, e comunque ingegneristicamente accettabile.

Tabella 6.1.6b. Calcolo degli spostamenti d'interpiano secondo l'EC8 – Telaio A

| Piano | H [m] | spost. pl. SLV [cm] | spost. el. SLV [cm] | spost. el. SLV $\times v = 0,5$ [cm] | d_r [cm] | 0,005H | 0,01H |
|-------|------------|---------------------------|---------------------------|---|---------------|--------|-------|
| 5 | 4,50 | 7,21 | 28,8 | 14,4 | 2,2 | 2,25 | 4,50 |
| 4 | 4,50 | 6,10 | 24,4 | 12,2 | 3,2 | 2,25 | 4,50 |
| 3 | 4,50 | 4,50 | 18,0 | 9,0 | 3,5 | 2,25 | 4,50 |
| 2 | 4,50 | 2,74 | 11,0 | 5,5 | 3,1 | 2,25 | 4,50 |
| 1 | 5,20 | 1,22 | 4,8 | 2,4 | 2,4 | 2,60 | 5,20 |

Passiamo al telaio B e calcoliamo il suo periodo proprio, anche qui col metodo di Rayleigh.

MASSA SISMICA DA APPLICARE AD OGNI PIANO
PER CALCOLO T_1 CON METODO DI RAYLEIGH,
E PER CALCOLO AZIONI SISMICHE (massa totale divisa per 2 telai)

a) Permanenti strutturali:

$$(3,75 + 1,00 + 2,00) \times (2 \times 8,00) \times 13,50 / 2 =$$

$$729,0 \text{ kN}$$

$$(0,5 + 1,5) \times 4,50 \times 13,50 / 2 =$$

$$60,8 \text{ kN}$$

b) Permanenti macchinari:

$$3,00 \times (2 \times 8,00 + 4,50) \times 13,50 / 2 =$$

$$415,2 \text{ kN}$$

c) Permanenti non strutturali (pannellature):

$$(0,30 + 0,20) \times 4,50 \times (2 \times 20,50 + 2 \times 13,50) / 2 =$$

$$76,6 \text{ kN}$$

d) Carichi variabili:

$$(0,8 \times 2,00) \times (2 \times 8,00 + 4,50) \times 13,50 / 2 =$$

$$221,4 \text{ kN}$$

TOTALE PER PIANO:

$$1503,0 \text{ kN}$$

Si carica il telaio ad ogni piano con forze orizzontali $P_i = 1503,0 \text{ kN}$ pari al peso della massa sismica agente al piano (permanente + 80% del carico variabile) divisa tra i 2 telai tipo B.

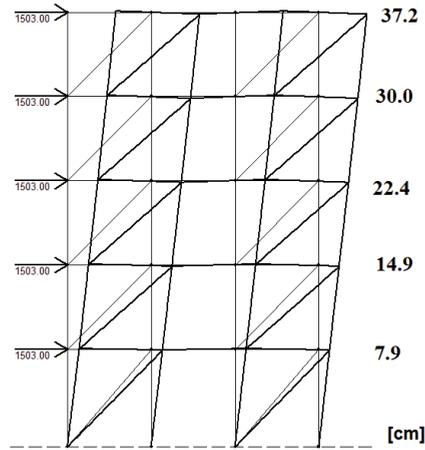


Figura 6.1.11. Spostamenti orizzontali per il calcolo del periodo proprio con il metodo di Rayleigh – telaio B

Gli spostamenti trovati sono rappresentati in figura 6.1.11.

Calcoliamo i prodotti $P \times \delta^2$ e $P \times \delta$ da introdurre nella (6.1.1), come riportato in tabella 6.1.7.

Tabella 6.1.7. Calcolo delle forze orizzontali per periodo proprio con metodo di Rayleigh

| Piano | P [kN] | δ [cm] | $P \times \delta^2$ [kNm ²] | $P \times \delta$ [kNm] |
|---------|--------|---------------|---|-------------------------|
| 5 | 1503,0 | 37,2 | 207,7 | 558,7 |
| 4 | 1503,0 | 30,0 | 135,3 | 450,9 |
| 3 | 1503,0 | 22,4 | 75,5 | 336,8 |
| 2 | 1503,0 | 14,9 | 33,5 | 224,4 |
| 1 | 1503,0 | 7,9 | 9,3 | 118,1 |
| Totali: | | | 461,2 | 1688,9 |

Calcoliamo quindi il periodo proprio:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i P_i \delta_i^2}{g \sum_i P_i \delta_i}} = 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{461,2}{9,81 \times 1688,9}} = 1,048 \text{ sec}$$

Calcoliamo i valori di accelerazione spettrale:

Valore dello spettro SLV con $q = 4$:

$$S_{SLV,q=4}(1,048\text{sec}) = 0,0802g$$

Valore dello spettro SLD con $q = 1$:

$$S_{SLD,q=1}(1,048\text{sec}) = 0,1107g$$

Calcolando il periodo proprio con un modello 3D ed usando l'analisi modale, si otterrebbe un valore di $T_1 = 1,001$ sec, quindi molto simile.

Poiché la struttura è regolare in pianta, usiamo, per calcolare le azioni sismiche, il metodo dell'analisi lineare statica equivalente (NTC2008 §7.3.3.2).

Calcoliamo il coefficiente di maggiorazione δ che tiene conto dell'eccentricità accidentale:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{X}{L_e} = 1 + 0,6 \times \frac{10,25}{20,5} = 1,3$$

Esso incrementerà le forze statiche equivalenti.

Il peso da considerare ad ogni piano, costante, è:

$$W_i = 1503 \text{ kN}$$

Calcoliamo la forza sismica statica equivalente totale:

$$F_h = S_{q=4}(T_1) \cdot W \cdot \lambda = 0,0802 \cdot (5 \cdot 1503) \cdot 1 = 602,7 \text{ kN}$$

Il coefficiente λ è stato assunto pari a 1 pur avendo più di 3 piani perché $T_1 > 2T_C$ ($1,048 \text{ sec} > 2 \times 0,472 = 0,944 \text{ sec}$).

Le forze ai vari piani i si calcolano con la formula:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \cdot \delta$$

Dove z_i è la quota del piano i -esimo misurata dal terreno. Il calcolo è riportato in tabella 6.1.8.

Tabella 6.1.8. Calcolo delle forze statiche equivalenti – telaio B

| Piano | W_i [kN] | z_i [m] | $W_i \times z_i$ [kNm] | δ | F_i [kN] |
|---------|------------|-----------|------------------------|----------|------------|
| 5 | 1503,0 | 23,2 | 34869,6 | 1,3 | 256 |
| 4 | 1503,0 | 18,7 | 28106,1 | 1,3 | 206,4 |
| 3 | 1503,0 | 14,2 | 21342,6 | 1,3 | 156,7 |
| 2 | 1503,0 | 9,7 | 14579,1 | 1,3 | 107 |
| 1 | 1503,0 | 5,2 | 7815,6 | 1,3 | 57,4 |
| Totali: | | | 106713 | | 783,5 |

Creiamo ora un modello 2D del telaio e carichiamolo con 3 condizioni di carico (figura 6.1.12):

- permanenti;
- sovraccarichi;
- sisma (forze statiche equivalenti).

In figura 6.1.13 sono rappresentati gli spostamenti dovuti alle forze sismiche (statiche equivalenti). Attenzione, perché gli spostamenti calcolati non sono quelli reali, poiché sono calcolati con uno spettro ridotto del fattore q . Gli spostamenti reali, cioè quelli elastici, si ottengono moltiplicando quelli ottenuti per il valore di q .

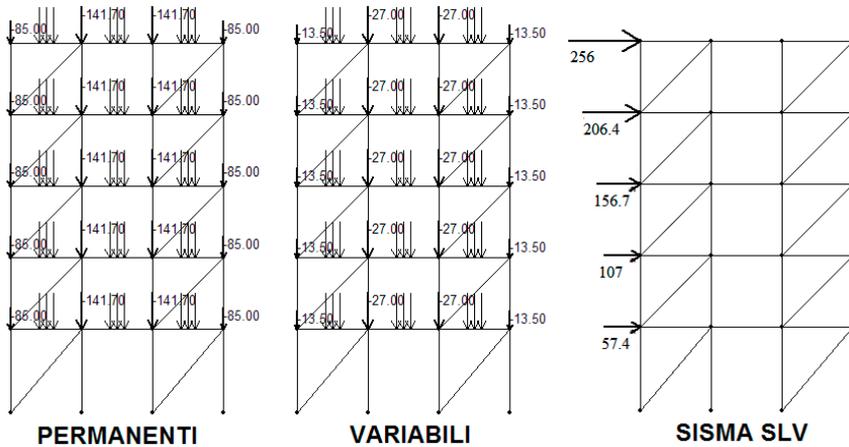


Figura 6.1.12. Condizioni di carico – telaio B

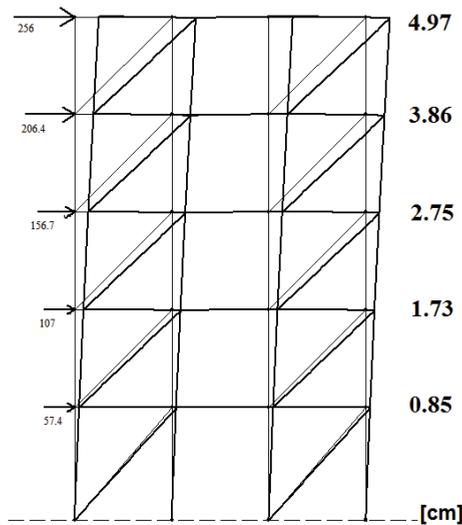


Figura 6.1.13. Spostamenti sismici – telaio B

Dobbiamo adesso verificare se la struttura è abbastanza cedevole lateralmente da dover tenere in conto gli effetti del second'ordine. Invece di effettuare una analisi di *buckling*, usiamo il metodo semplificato delle NTC2008 §7.3.1, che consiste nel valutare, piano per piano, il parametro θ , definito nella formula (4.30). Il calcolo è riportato in tabella 6.1.9.

Bisognerebbe amplificare gli effetti dell'azione sismica moltiplicandoli per il valore $1/(1 - \theta)$ che varia da piano a piano. Per semplicità scegliamo il valore massimo di 1,07 uguale per tutto il telaio (non molto lontano dal valor medio), e introduciamolo come coefficiente moltiplicativo nella combinazione di carico. In realtà, essendo $\theta < 0,1$ avremmo potuto trascurare gli effetti del second'ordine, ma a favore di sicurezza li abbiamo lasciati.

Tabella 6.1.9. Calcolo degli effetti del second'ordine – telaio B

| Piano | P_{tot} [kN] | V_{tot} [kN] | H [m] | spost. pl. [cm] | spost. el. [cm] | d_r [cm] | θ | $1/(1-\theta)$ |
|-------|-------------------|-------------------|------------|--------------------|--------------------|---------------|----------|----------------|
| 5 | 1503 | 256 | 4,5 | 4,97 | 19,88 | 4,44 | 0,06 | 1,06 |
| 4 | 3006 | 462,4 | 4,5 | 3,86 | 15,44 | 4,44 | 0,06 | 1,07 |
| 3 | 4509 | 619,1 | 4,5 | 2,75 | 11 | 4,08 | 0,07 | 1,07 |
| 2 | 6012 | 726,1 | 4,5 | 1,73 | 6,92 | 3,52 | 0,06 | 1,07 |
| 1 | 7515 | 783,5 | 5,2 | 0,85 | 3,4 | 3,4 | 0,06 | 1,07 |

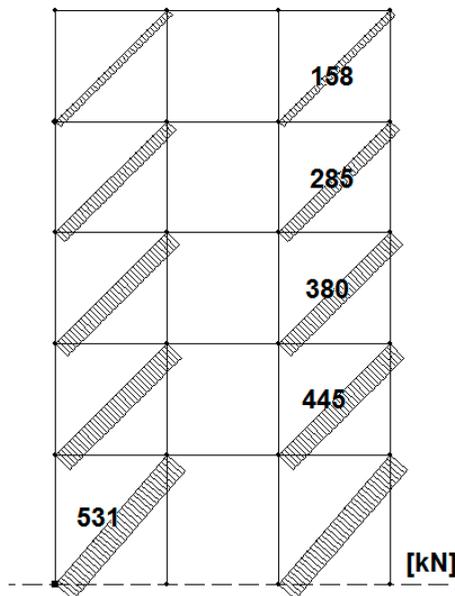


Figura 6.1.14. Azioni assiali nelle diagonali dovute al sisma – telaio B

Iniziamo a verificare le diagonali tese che sono gli elementi dissipativi. In figura 6.1.14 sono riportate le azioni massime nei diagonali tesi dovute alle forze sismiche, amplificate del coefficiente 1,07 che tiene conto, come detto prima, degli effetti del second'ordine.

La verifica da effettuare è semplicemente la seguente verifica in trazione:

$$N_{Ed} = 1,07 N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A_d f_y}{\gamma_{M0}}$$

A_d è l'area di una diagonale, mentre si è scelto $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$. Si è scelto l'S235 come materiale per le diagonali per non avere elementi eccessivamente snelli. L'uso del materiale a più basso snervamento aiuta poi nel progettare i nodi sovreresistenti, perché a parità di profilo si ha una azione di progetto minore.

I risultati del dimensionamento sono riassunti in tabella 6.1.10.

Esaminando tale tabella si può notare che:

$$\Omega_i = \Omega_{\max} / \Omega_{\min} = 1,80 / 1,65 = 1,09 < 1,25 \quad \text{OK}$$

Cioè la (3.48) è rispettata, le sovreresistenze sono ben distribuite, con poca differenza tra massima e minima, ma per ottenere ciò bisogna sempre cambiare profilo da un piano all'altro. Le snellezze delle diagonali poi, essendo esse in acciaio S235, devono essere contenute tra 122 e 188 ($1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,00$).

Tabella 6.1.10. Diagonali – Verifiche per N (Acciaio S235)

| Piano | Profilo | A | N_{pl} | N_{Ed} | Ω_i | L | i_z | β | λ | λ_{\min} | λ_{\max} |
|-------|---------|--------------------|----------|----------|------------|------|-------|---------|-----------|------------------|------------------|
| | | [cm ²] | [kN] | [kN] | | [cm] | [cm] | | | | |
| 5 | 2L60x5 | 11,6 | 260,5 | 158 | 1,65 | 636 | 1,82 | 0,50 | 175 | 122 | 188 |
| 4 | 2L80x7 | 21,6 | 483,4 | 285 | 1,70 | 636 | 2,44 | 0,50 | 130 | 122 | 188 |
| 3 | 2L80x10 | 30,2 | 675,9 | 380 | 1,78 | 636 | 2,41 | 0,50 | 132 | 122 | 188 |
| 2 | 2L80x12 | 35,8 | 801,2 | 445 | 1,80 | 636 | 2,39 | 0,50 | 133 | 122 | 188 |
| 1 | 2L90x12 | 40,6 | 908,7 | 531 | 1,71 | 688 | 2,70 | 0,50 | 127 | 122 | 188 |

Riportiamo in tabella 6.1.11 il calcolo degli spostamenti d'interpiano (*drift*).

Gli spostamenti per l'SLD sono ricavati semplicemente da quelli del sisma relativo all'SLV (spostamenti per $q = 4$, quindi non veri) calcolati precedentemente, amplificandoli nel rapporto dell'accelerazione spettrale, cioè di $0,1107 / 0,0802$.

I valori degli spostamenti d'interpiano ottenuti sono sotto il valore ammissibile delle NTC2008 che pongono il limite di $0,005H$ per tamponature non flessibili, e quello di $0,01H$, per le tamponature flessibili.

Tabella 6.1.11. Calcolo degli spostamenti d'interpiano per l'SLD – Telaio B

| Piano | H [m] | spost. pl. SLV [cm] | a_g SLV [g] | a_g SLD [g] | spost. el. SLD [cm] | d_r [cm] | 0,005H | 0,01H |
|-------|------------|---------------------------|---------------------|---------------------|---------------------------|---------------|--------|-------|
| 5 | 4,50 | 4,97 | 0,0802 | 0,1107 | 6,86 | 1,53 | 2,25 | 4,50 |
| 4 | 4,50 | 3,86 | | | 5,33 | 1,53 | 2,25 | 4,50 |
| 3 | 4,50 | 2,75 | | | 3,80 | 1,41 | 2,25 | 4,50 |
| 2 | 4,50 | 1,73 | | | 2,39 | 1,21 | 2,25 | 4,50 |
| 1 | 5,20 | 0,85 | | | 1,17 | 1,17 | 2,60 | 5,20 |

Passiamo adesso al calcolo degli sforzi degli elementi dissipativi (colonne) ed al loro dimensionamento, componendo gli sforzi sismici che derivano dal telaio A con quelli del telaio B per le colonne che appartengono ad entrambi i telai.

In figura 6.1.15 sono riportate le azioni assiali delle colonne, calcolate per la seguente combinazione di carichi;

$$N_{Ed,G} + 0,8N_{Ed,Q} + 2,33N_{Ed,E}$$

Le azioni assiali tra parentesi sono relative alla sola azione sismica ($2,33N_{Ed,E}$). Essi serviranno per verificare le colonne quando il sisma prevalente è quello nella direzione del telaio A.

Perché le azioni sismiche sono amplificate per 2,33?

Le colonne sono elementi sovraresistenti, pertanto le loro azioni interne N (abbiamo usato uno schema di telaio pendolare, perciò non abbiamo M e V), relative alla azione sismica devono essere maggiorate moltiplicando i valori ottenuti dal calcolo ed usati per verificare le travi per il coefficiente amplificativo:

$$1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega = 1,1 \times 1,20 \times 1,65 = 2,18$$

Poiché le azioni sismiche di calcolo erano già amplificate di un fattore 1,07 anche per le travi per tener conto degli effetti del second'ordine, il calcolo delle sollecitazioni per le colonne si deve effettuare con una combinazione che vede le azioni sismiche incrementate di $1,07 \times 2,18 = 2,33$.

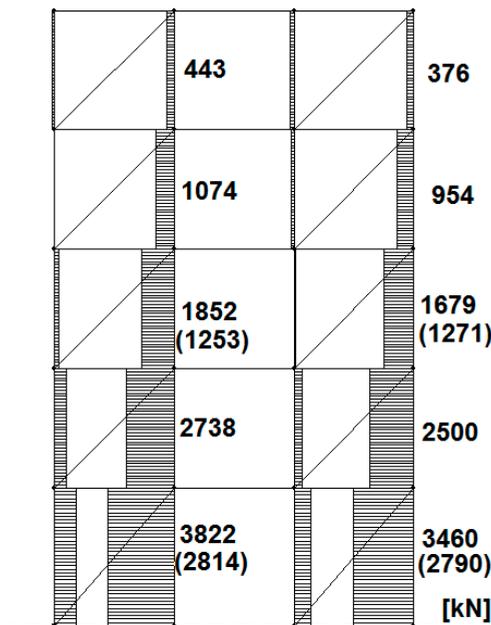


Figura 6.1.15. Azioni assiali nelle colonne
– tra parentesi i valori dovuti al solo sisma – telaio B

Procediamo ora finalmente alla verifica delle colonne. Scegliamo le colonne A, B, C e D, individuate in figura 6.1.10.

COLONNA "A" – HEA450 – S355

Calcolo lunghezze di libera inflessione

Calcoliamo la lunghezza di libera inflessione $L_{cr,y}$ della colonna del 1. piano, attorno all'asse maggiore y-y, considerando che il telaio è a nodi spostabili, e facendo riferimento al metodo esposto nella vecchia edizione dell'EC3 (ENV 1993-1-1:2004) ma non riportato nell'ultima.

Rigidezza della colonna e della colonna superiore (HEA 450):

$$K_c = \frac{I_c}{H} = \frac{63720}{520} = 122,5 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = \frac{I_{c1}}{H} = \frac{63720}{450} = 141,6 \text{ cm}^3$$

Rigidezza della trave laterale (IPE 550):

$$K_{11} = K_{21} = 1,0 \frac{I_b}{L} = 1,0 \times \frac{67120}{800} = 83,9 \text{ cm}^3$$

Rigidezza trave centrale (IPE 360):

$$K_{12} = K_{22} = 1,5 \frac{I_b}{L} = 1,5 \times \frac{16270}{450} = 54,2 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{122,5 + 141,6}{122,5 + 141,6 + 83,9 + 54,2} = 0,657$$

$\eta_2 = 0$; (Colonna incastrata alla base)

$$L_{cr,y} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2}} \cdot L = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \times 0,657}{1 - 0,8 \times 0,657}} \cdot L =$$

$$= 1,35L = 1,35 \times 520 = 702 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = 520 \text{ cm}$$

Verifica a pressoflessione

La verifica necessita degli sforzi derivanti da telaio A solamente, perché la colonna non appartiene anche al telaio B (figura 6.1.16).

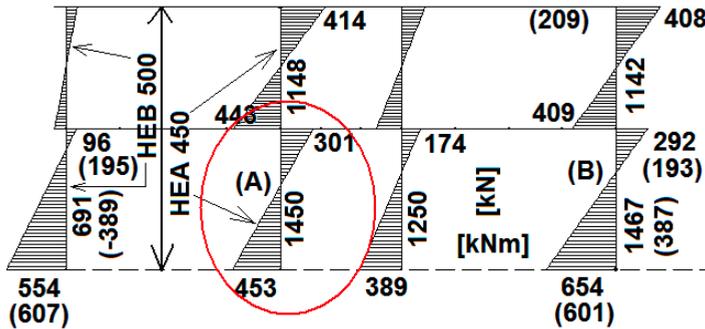


Figura 6.1.16. Sforzi massimi nella colonna “A” – telaio A

$$N = 1450 \text{ kN}$$

$$M_a = 301 \text{ kNm}$$

$$M_b = 453 \text{ kNm}$$

Verifica secondo NTC/Circolare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,38 + 0,18 = 0,56 < 1,00 \text{ OK}$$

Verifica secondo EC3:

Metodo A: $0,26 + 0,37 = 0,63 < 1,00 \text{ OK}$
 $0,38 + 0,19 = 0,57 < 1,00 \text{ OK}$

Metodo B: $0,26 + 0,40 = 0,66 < 1,00 \text{ OK}$
 $0,38 + 0,32 = 0,70 < 1,00 \text{ OK}$

COLONNA “C” – HEA400 – S355

Calcolo lunghezze di libera inflessione

Rigidezza della colonna (HEA 400), della colonna superiore (HEA 400) e della colonna inferiore (HEA 450):

$$K_c = \frac{I_c}{H} = \frac{45070}{450} = 100,2 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = \frac{I_{c1}}{H} = \frac{45070}{450} = 100,2 \text{ cm}^3$$

$$K_2 = \frac{I_{c2}}{H} = \frac{63720}{450} = 141,6 \text{ cm}^3$$

Rigidezza della travi laterali superiori e inferiori (IPE 500 e IPE 550):

$$K_{11} = 1,0 \frac{I_b}{L} = 1,0 \times \frac{48200}{800} = 60,3 \text{ cm}^3$$

$$K_{21} = 1,0 \frac{I_b}{L} = 1,0 \times \frac{67120}{800} = 83,9 \text{ cm}^3$$

Rigidezza travi centrali superiori ed inferiori (IPE 330 e IPE 360):

$$K_{12} = 1,5 \frac{I_b}{L} = 1,5 \times \frac{11770}{450} = 39,2 \text{ cm}^3$$

$$K_{22} = 1,5 \frac{I_b}{L} = 1,5 \times \frac{16270}{450} = 54,2 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{100,2 + 100,2}{100,2 + 100,2 + 60,3 + 39,2} = 0,668$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{100,2 + 141,6}{100,2 + 141,6 + 83,9 + 54,2} = 0,636$$

$$L_{cr,y} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2}} \cdot L = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \times (0,668 + 0,636) - 0,12 \times 0,668 \times 0,636}{1 - 0,8 \times (0,668 + 0,636) + 0,6 \times 0,668 \times 0,636}} \cdot L =$$

$$= 1,80L = \frac{1,80 \times 450}{810} = 810 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = 450 \text{ cm}$$

Verifica a pressoflessione

La verifica necessita degli sforzi derivanti da telaio A solamente, perché la colonna non appartiene anche al telaio B (figura 6.1.17).

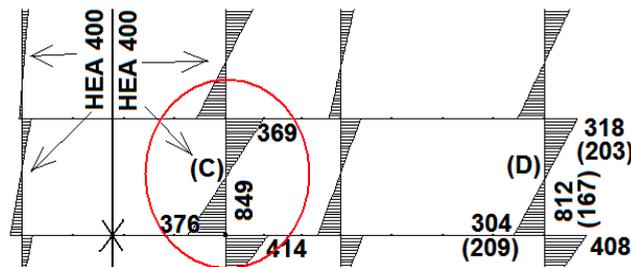


Figura 6.1.17. Sforzi massimi nella colonna "C" – telaio A

$$N = 849 \text{ kN}$$

$$M_a = 369 \text{ kNm}$$

$$M_b = 376 \text{ kNm}$$

Verifica secondo NTC/Circolare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,22 + 0,18 = 0,40 < 1,00 \text{ OK}$$

Verifica secondo EC3:

EC3 Metodo A: $0,18 + 0,38 = 0,56 < 1,00 \text{ OK}$

$0,22 + 0,20 = 0,42 < 1,00 \text{ OK}$

EC3 Metodo B: $0,18 + 0,42 = 0,60 < 1,00 \text{ OK}$

$0,22 + 0,38 = 0,60 < 1,00 \text{ OK}$

COLONNA "B" – HEB500 – S355

Calcolo lunghezze di libera inflessione

Rigidezza della colonna e della colonna superiore (HEB 500):

$$K_c = \frac{I_c}{H} = \frac{107176}{520} = 206,1 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = \frac{I_{c1}}{H} = \frac{107176}{450} = 238,2 \text{ cm}^3$$

Rigidezza della trave laterale (IPE 550):

$$K_{11} = K_{21} = 1,0 \frac{I_b}{L} = 1,0 \times \frac{67120}{800} = 83,9 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11}} = \frac{206,1 + 238,2}{206,1 + 238,2 + 83,9} = 0,841$$

$\eta_2 = 0$; (Colonna incastrata alla base)

$$L_{cr,y} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2}} \cdot L = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \times 0,841}{1 - 0,8 \times 0,841}} \cdot L =$$

$$= 1,59L = 1,59 \times 520 = 827 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = 520 \text{ cm}$$

Verifica a pressoflessione

La verifica richiede di impiegare le azioni del sisma del telaio A (100%) + telaio B (30%) e viceversa (figura 6.1.18).

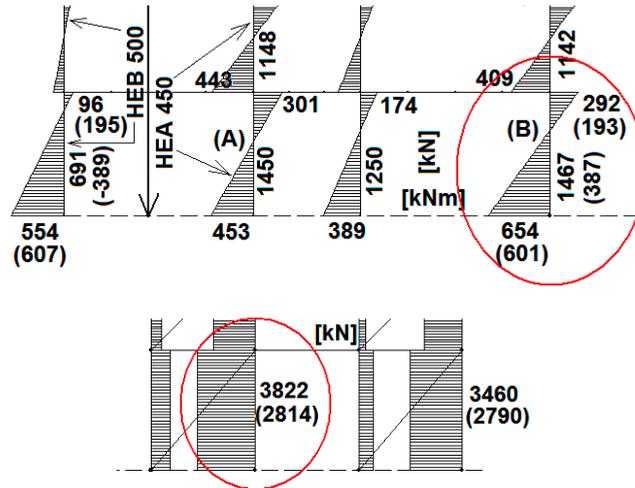


Figura 6.1.18. Sforzi massimi nella colonna “B” – telaio A (sopra) e telaio B (sotto)

$$N = 1467 + 0,3 \times 2814 = 2311 \text{ kN}$$

$$M_a = 292 \text{ kNm}$$

$$M_b = 654 \text{ kNm}$$

Verifica secondo NTC/Circolare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,45 + 0,18 = 0,63 < 1,00 \text{ OK}$$

Verifica secondo EC3:

$$\text{Metodo A:} \quad \begin{aligned} 0,31 + 0,37 &= 0,68 < 1,00 \text{ OK} \\ 0,45 + 0,19 &= 0,64 < 1,00 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\text{Metodo B:} \quad \begin{aligned} 0,31 + 0,40 &= 0,71 < 1,00 \text{ OK} \\ 0,45 + 0,30 &= 0,75 < 1,00 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$N = 0,3 \times 387 + 3822 = 3938 \text{ kN}$$

$$M_a = (292 - 193) + 0,3 \times 193 = 157 \text{ kNm}$$

$$M_b = (654 - 601) + 0,3 \times 601 = 233 \text{ kNm}$$

Verifica secondo NTC/Circolare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,76 + 0,07 = 0,83 < 1,00 \text{ OK}$$

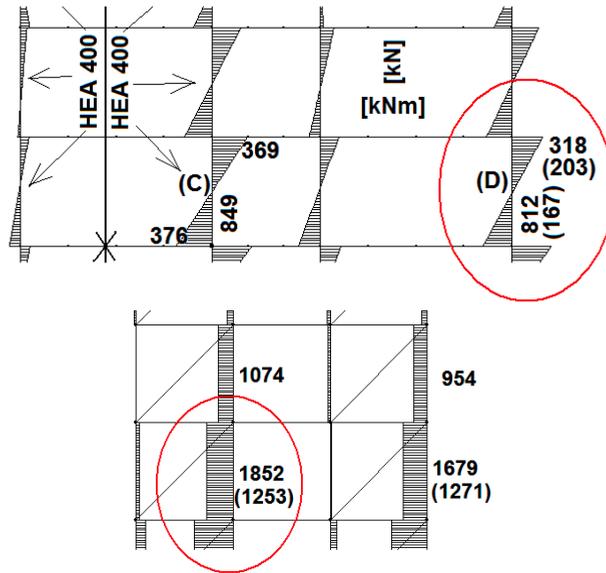


Figura 6.1.19. Sforzi massimi nella colonna "D"
 – telaio A (sopra) e telaio B (sotto)

$$N = 812 + 0,3 \times 1852 = 1368 \text{ kN}$$

$$M_a = 318 \text{ kNm}$$

$$M_b = 304 \text{ kNm}$$

Verifica secondo NTC/Circolare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} = 0,35 + 0,17 = 0,52 < 1,00 \text{ OK}$$

Verifica secondo EC3:

Metodo A: $0,32 + 0,32 = 0,64 < 1,00 \text{ OK}$

$0,35 + 0,18 = 0,53 < 1,00 \text{ OK}$

Metodo B: $0,32 + 0,40 = 0,72 < 1,00 \text{ OK}$

$0,35 + 0,30 = 0,65 < 1,00 \text{ OK}$

$$N = 0,3 \times 167 + 1852 = 1902 \text{ kN}$$

$$M_a = (318 - 203) + 0,3 \times 203 = 176 \text{ kNm}$$

$$M_b = (304 - 209) + 0,3 \times 209 = 156 \text{ kNm}$$

Verifica secondo NTC/Circolare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,49 + 0,10 = 0,59 < 1,00 \text{ OK}$$

Verifica secondo EC3:

Metodo A: $0,45 + 0,17 = 0,62 < 1,00 \text{ OK}$
 $0,49 + 0,09 = 0,58 < 1,00 \text{ OK}$

Metodo B: $0,45 + 0,23 = 0,68 < 1,00 \text{ OK}$
 $0,49 + 0,15 = 0,64 < 1,00 \text{ OK}$

Per garantire che le colonne siano più resistenti delle travi, occorre infine verificare ad ogni nodo trave-colonna la relazione (3.11) che riportiamo ancora per chiarezza:

$$\frac{\sum_i M_{c,N,Rd,i}}{\sum_j M_{b,pl,Rd,j}} \geq \gamma_{RD}$$

Abbiamo assunto di essere in Classe di Duttilità bassa (CD" B"), quindi $\gamma_{RD} = 1,1$.

Verifichiamo il nodo del primo piano delle colonne centrali, dove confluiscono 2 travi, IPE 550 ed IPE 360, mentre la colonna del 1. e del 2. piano è sempre una HEA 450.

La massima compressione della colonna è di 1450 kN, ed il momento ultimo non subisce diminuzioni perché la compressione risulta inferiore al 25% della resistenza plastica:

$$0,25N_{pl} = 0,25 \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{178 \times 35,50}{1,05} = 0,25 \times 6018 = 1504 \text{ kN} > N_{Ed} = 1450 \text{ kN}$$

Pertanto avremo, per l'HEA 450:

$$M_{pl,Rd} = \frac{3215,9 \times 35,50}{1,05} \cdot 10^{-2} = 1087,3 \text{ kNm}$$

Per l'IPE 550:

$$M_{pl,Rd} = \frac{2787 \times 27,50}{1,05} \cdot 10^{-2} = 729,9 \text{ kNm}$$

Per l'IPE 360:

$$M_{pl,Rd} = \frac{1019 \times 27,50}{1,05} \cdot 10^{-2} = 266,9 \text{ kNm}$$

Si avrà:

$$\frac{\sum_i M_{c,N,Rd,i}}{\sum_j M_{b,pl,Rd,j}} = \frac{1087,3 + 1087,3}{729,9 + 266,9} = 2,18 \geq \gamma_{RD} = 1,10$$

Verifichiamo adesso il nodo del 3. piano, dove le travi sono IPE 500 ed IPE 330 e la colonna, sopra e sotto il nodo, è HEA 400. La massima compressione della colonna è di 849 kN (vedi colonna (c)), ed il momento ultimo non subisce diminuzioni perché la compressione risulta inferiore al 25% della resistenza plastica:

$$0,25 N_{pl} = 0,25 \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{159 \times 35,50}{1,05} = 0,25 \times 5375,7 = 1344 \text{ kN} > N_{Ed} = 849 \text{ kN}$$

Pertanto avremo, per l'HEA 400:

$$M_{pl,Rd} = \frac{2561,8 \times 35,50}{1,05} \cdot 10^{-2} = 866,1 \text{ kNm}$$

Per l'IPE 500:

$$M_{pl,Rd} = \frac{2194 \times 27,50}{1,05} \cdot 10^{-2} = 574,6 \text{ kNm}$$

Per l'IPE 330:

$$M_{pl,Rd} = \frac{804,3 \times 27,50}{1,05} \cdot 10^{-2} = 210,7 \text{ kNm}$$

Pertanto:

$$\frac{\sum_i M_{c,N,Rd,i}}{\sum_j M_{b,pl,Rd,j}} = \frac{866,1 + 866,1}{574,6 + 210,7} = 2,21 \geq \gamma_{RD} = 1,10$$

Il requisito è ampiamente soddisfatto.