



UNIVERSITA' di PADOVA

DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Corso di Tecnica delle Costruzioni

A.A. 2001-2002

Materiale didattico a cura di A. Bernardini

3. PROGETTO DI CAPANNONE INDUSTRIALE CON STRUTTURA PORTANTE DI ACCIAIO

Dott. Ing. Leo Colussi

Cultore della materia,
Dirigente nello Studio Tecnico Ing. G. Romaro, Padova, Italia

Versione : Dicembre 2001

INDICE:

1. Generalità sui capannoni industriali
2. Normativa e Metodi di calcolo
3. Materiali
4. Azioni sulle costruzioni
5. Azioni di calcolo e resistenza di calcolo
6. Caratteristiche strutturali del capannone oggetto dell'esercitazione
7. Verifiche
 - 7.1. manto di copertura
 - 7.2. arcarecci di copertura
 - 7.3. capriate
 - 7.3.1. schema statico ed analisi dei carichi
 - 7.3.2. analisi dei carichi
 - 7.3.3. calcolo degli sforzi agenti nelle aste
 - 7.3.4. verifica del corrente superiore compresso
 - 7.3.5. verifica del diagonale teso più esterno
 - 7.3.6. verifica del corrente inferiore teso
 - 7.4. verifica orditura di parete
 - 7.5. verifica controventi di falda
 - 7.6. verifica delle vie di corsa
 - 7.7. verifica dei controventi verticali
 - 7.8. verifica delle colonne
 - 7.9. verifica della piastra di base e dei tirafondi delle colonne
 - 7.10. verifica di stabilità dei plinti di fondazione.

1. GENERALITÀ SUI CAPANNONI INDUSTRIALI

I capannoni industriali sono normalmente degli edifici monopiano ad una o più navate che racchiudono e ricoprono un'area (di solito rettangolare ma possono avere forma in pianta molto articolata) sulla quale si svolgono generalmente attività manifatturiere o di stoccaggio.

In funzione dell'attività e delle esigenze funzionali alle quali l'edificio deve soddisfare la configurazione dei capannoni industriali può essere la più varia.

Ad esempio:

- per capannoni destinati alle lavorazioni nei quali sia richiesta la movimentazione di masse pesanti (acciaierie, officine per carpenterie meccaniche, depositi di prefabbricati, ecc.) si richiede la presenza d'apparecchi di sollevamento e trasporto. In questi casi il capannone sarà fornito di vie di corsa collegate alle colonne per permettere la movimentazione di carroponti che possono servire l'intera area del capannone senza ingombrare i percorsi a terra.

- per magazzini di stoccaggio la maglia delle colonne è definita dalle modalità di stoccaggio e di prelievo del materiale. E' importante che, compatibilmente con l'economia globale dell'opera, sia la più ampia possibile.

Normalmente il passo delle colonne varia tra 5 e 20 metri, la luce della navata varia tra 15 e 40 metri, l'altezza libera interna oscilla tra 5 e 15 metri.

- in funzione del tipo di lavorazione da svolgere all'interno di un capannone può essere importante assicurare un buon livello di comfort per chi lavora. Ciò determina la scelta dei pannelli di copertura e di parete, del tipo d'illuminazione, del grado di finitura, del tipo di climatizzazione, ecc

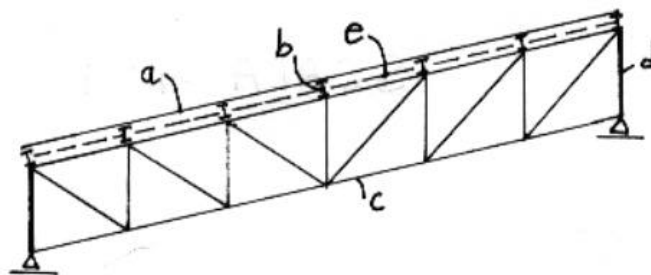
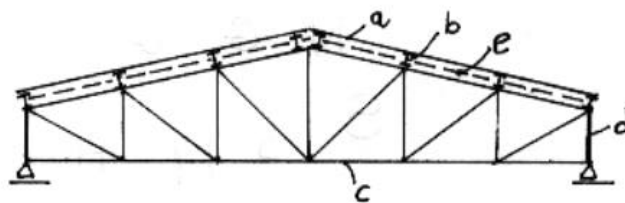
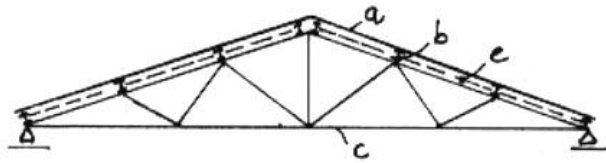
Comunque nel progetto di un capannone industriale, un primo orientamento, il progettista lo riceve dal committente, che in generale ha già stabilito, in base a considerazioni tecnologiche e di funzionamento, la disposizione delle attrezzature e quindi la maglia delle colonne, l'altezza libera interna, il tipo e la portata delle gru, l'isolamento termico desiderato, il grado d'illuminazione richiesta, l'aerazione da assicurare all'ambiente, ecc.

Dal punto di vista statico (che è quello che interessa direttamente il progettista strutturale ed è l'oggetto dell'esercitazione) si possono avere diverse tipologie strutturali. Le più usuali si possono catalogare in base al tipo di copertura ed al modello statico delle colonne e dell'insieme colonne più parte della copertura.

Per quanto riguarda la copertura si possono avere:

1) Coperture a capriate

hanno normalmente capriate reticolari delle forme indicate in figura:

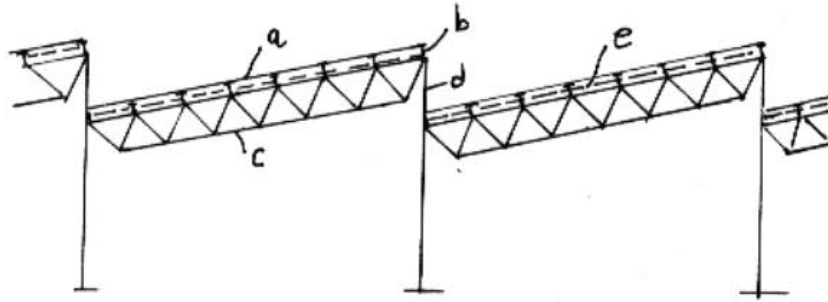


I componenti di questo tipo di copertura sono:

- a) manto di copertura
- b) arcarecci
- c) capriate
- d) travi di falda (quando non tutte le capriate poggiano direttamente sulle colonne)
- e) controventi di copertura.

2) coperture a shed

hanno normalmente la configurazione di figura seguente:



I componenti di questo tipo di copertura sono:

- a) manto di copertura
- b) arcarecci
- c) travi secondarie inclinate (capriatine)
- d) travi principali reticolari (travi portavetro)
- e) controventi di copertura

Per quanto riguarda il modello statico delle colonne si possono avere capannoni con due soli ordini di colonne o con più ordini di colonne con o senza vie di corsa; capannoni con navata della stessa altezza o con altezza variabile.

Comunque gli schemi statici più usuali sono:

- a) colonne incastrate alla base e vincolate in sommità solo da capriate (capriate - bielle)
- b) colonne incastrate alla base solo in una direzione (normalmente la direzione trasversale della navata) e controventate nell'altra;
- c) colonne con portale incastrato formato dall'insieme colonne-capriate.

Passando ad una descrizione per componenti degli elementi costituenti un capannone industriale si ha in generale:

1.1. Arcarecci realizzati con profili laminati a caldo del tipo IPE, CNP; oppure con profili sagomati a freddo ad Ω , a C, a Z, ecc.

Staticamente possono essere semplicemente appoggiati alle estremità o continui su due o più luci.

Se insistono su falde molto pendenti possono necessitare di strutture stabilizzanti supplementari sul piano della falda.

1.2. Capriate realizzate con profili laminati a caldo del tipo L, C NP, HE, ecc.

Sono strutture reticolari saldate o bullonate; sono di solito semplicemente appoggiate alle estremità e sopportano i carichi trasmessi dagli arcarecci situati in corrispondenza dei nodi del corrente superiore.

1.3. Travi di falda e travi reggivetro. Sono strutture reticolari costruttivamente simili alle capriate. Sono di solito semplicemente appoggiate alle estremità sulle colonne e sopportano nei nodi intermedi i carichi trasmessi dalle capriate.

1.4. Controventi. Sono strutture leggere realizzate di solito in angolari o tiranti in tondo ed hanno la doppia funzione: di trasmettere i carichi orizzontali (normalmente da vento) lungo i piani di falda e sui piani verticali; di richiamare la stabilità degli elementi compressi impedendone lo sbandamento per effetto di movimenti che non comportano un sufficiente assorbimento di energia elastica da parte delle strutture.

1.5. Colonne, realizzate normalmente con profili laminati a caldo del tipo HE; IPE accoppiati; travi composte; ecc.

Strutturalmente sono aste incastrate alla base e caricate in sommità dalla copertura. Quando il capannone è servito da carroponi, le colonne reggono anche il carico trasmesso dalle vie di corsa.

1.6. Orditura di parete realizzata con arcarecci strutturalmente simili a quelli di copertura che poggiano direttamente sulle colonne o, nel caso di passo tra le colonne troppo elevato, su elementi verticali di parete denominati false colonne in quanto reggono essenzialmente carichi orizzontali e non i carichi verticali della copertura.

1.7. Manto di copertura e di parete realizzato di solito con lamiera di acciaio nervato semplici, o doppie con interposto materiale isolante.

Sia sulla copertura sia sulle pareti possono essere richieste superfici trasparenti che si realizzano normalmente con laminato plastico traslucido, superfici vetrate, cupolini in plastica trasparente, ecc.

2. NORMATIVA E METODI DI CALCOLO

Dopo aver definito nelle linee essenziali, ed in base alle esigenze funzionali dell'edificio industriale, gli schemi statici principali e le caratteristiche dimensionali, si procede con il dimensionamento ed il calcolo degli elementi strutturali.

A questo scopo si devono determinare essenzialmente le azioni agenti sulla costruzione e la capacità resistente di ogni singolo elemento strutturale.

Per fare ciò ci si avvale, oltre che degli usuali metodi della Scienza delle costruzioni, di normative specifiche in materia.

Queste normative, raccolte per categorie di costruzioni, fanno capo essenzialmente alla legge n. 1086 del 5.11.1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

La legge 1086, oltre a stabilire i compiti e le responsabilità di chi progetta, dirige la costruzione, collauda ed utilizza le opere cui si riferisce; all'art. 21 (Emanazione di norme tecniche) prescrive che siano emanate dal Ministero per i lavori pubblici (sentito il CNR), ogni due anni, le norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni.

Le norme tecniche attualmente vigenti sono:

- D.M. 9.1.96 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- D.M. 16.1.96 "Norme tecniche relative ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni"
- Circolare Ministeriale n. 156 AA.GG./STC del 4.7.96 "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche sui carichi e sovraccarichi sulle costruzioni".

Secondo quanto previsto nel D.M. 9.1.96 il metodo di calcolo da usarsi nelle verifiche è il "METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE". E' però ancora possibile eseguire le verifiche con il "METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI", ed è già ammesso eseguire le verifiche secondo quanto prescritto dalla normativa Europea raccolta negli EUROCODICI (EUROCODICE 3 per le strutture di acciaio) che comunque prevedono l'uso del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Premesso che non è ne logico ne ammesso, usare contemporaneamente più di uno dei suddetti tre metodi di calcolo, si precisa che ciascuno di essi fa riferimento a normative specifiche:

a) per il metodo semiprobabilistico agli stati limite:

-D.M. 9.1.96 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”, completato dove previsto, da CNR 10011/97 “Costruzione di acciaio, istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”

-D.M. 16.1.96 “Norme tecniche relative ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni” e relativa circolare ministeriale n. 156 del 4.7.96 recante istruzioni per l’applicazione.

b) per il metodo delle tensioni ammissibili:

-D.M. 14.2.92 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” ; completato dove previsto, da CNR 10011/88 “Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

-D.M. 16.1.96 “Norme tecniche relative ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni” e relativa circolare ministeriale n. 156 del 4.7.96 recante istruzioni per l’applicazione.

c) per la normativa Europea (EUROCODICI):

-D.M. 9.1.96 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”

-D.M. 16.1.96 “Norme tecniche relative ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni” e relativa circolare ministeriale n. 156 del 4.7.96 recante istruzioni per l’applicazione

-EUROCODICE 3 parte 1-1, UNI-ENV 1993-1-1, con le modifiche ed integrazioni prescritte nella parte II° sezione III° del D.M. 9.1.96.

E’ evidente che, malgrado la quasi totalità della progettazione delle strutture di acciaio sia svolta in Italia ancora con il tradizionale metodo delle tensioni ammissibili, è auspicabile per il futuro l’uso sempre più esteso del metodo semi-probabilistico agli stati limite con riferimento alla normativa europea che permette di ampliare, senza ricorrere a normative nazionali, il raggio d’azione del progettista alla maggioranza degli Stati Europei.

Nella progettazione del capannone industriale si farà comunque ancora riferimento, per la sua immediatezza intuitiva, al metodo delle tensioni ammissibili senza però trascurare qualche considerazione relativamente al metodo semi-probabilistico agli stati limite.

3. MATERIALI

Le strutture in carpenteria metallica di acciaio sono realizzate partendo da elementi laminati a caldo (lamiere e piatti), profilati a caldo (essenzialmente profilati ad I, a C, ad L, e tubi) e sagomati a freddo (profili a C, ad L, a Z, ad Ω , ecc.)

Questi elementi vengono lavorati nelle officine meccaniche mediante taglio e collegamento con saldatura elettrica ad arco o con bullonature.

Il collegamento con chiodatura a caldo, benché ancora previsto, è attualmente usato solo in casi particolari (ad esempio nei ponti ferroviari).

Sia il materiale base che quello dei collegamenti sono raggruppati in funzione delle loro caratteristiche meccaniche e chimiche.

Il materiale base deve appartenere ad uno dei tipi: Fe 360; Fe 430; Fe 51° aventi le caratteristiche meccaniche riportate nella tabella seguente

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		Fe 360 ¹⁾ (Fe 37)	Fe 430 ¹⁾ (Fe 44)	Fe 510 ¹⁾ (Fe 52)	
f_t	R	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione N/mm ²		≥ 360	≥ 430	≥ 510	
f_y	R _s	Tensione (carico unitario) di snervamento N/mm ²		≥ 235 ²⁾	≥ 275 ²⁾	≥ 355 ²⁾	
KV	KV	Resilienza KV	J	B + 20 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
				C 0 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
				D - 20 °C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ϵ_t	A	Allungamento percentuale a rottura ($L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$)					
		— per lamiere — per barre (laminati mercantili), profilati, larghi piatti		≥ 26 ⁴⁾ ≥ 28 ⁴⁾	≥ 23 ⁴⁾ ≥ 24 ⁴⁾	≥ 21 ⁴⁾ ≥ 22 ⁴⁾	

1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7070, anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm².

3) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 30 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 30 mm fino a 50 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

4) Per spessori fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione dell'1%; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione del 2%.

Il materiale di apporto per la saldatura deve avere caratteristiche compatibili con quelle del materiale base in funzione del tipo di saldatura.

Per la bullonatura sono previsti bulloni normali e bulloni ad alta resistenza.

I bulloni normali sono quelli delle classi 4.6; 5.6 e 6.8. I bulloni ad alta resistenza sono quelli delle classi 8.8 e 10.9.

4. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni sulle costruzioni, che sono essenzialmente definite dalle “Norme tecniche relative ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni” sono normalmente per un edificio industriale, le seguenti:

4.1. Pesi propri e carichi permanenti

Si valutano in base ai computi ponderali degli elementi strutturali e degli elementi permanentemente portati.

4.2. Sovraccarichi

I sovraccarichi, chiamati anche carichi accidentali, si suddividono in:

4.2.1. Carichi di esercizio.

Sono i cosiddetti carichi utili, valutati normalmente come carichi distribuiti e concentrati di opportuna entità.

4.2.2. carico da neve.

Il carico da neve sulle coperture (q_s) è dato dalla relazione:

$$q_s = \mu_i ; q_{SK}$$

dove: q_{SK} = carico di neve al suolo

μ_i = coefficiente di forma della copertura

Il carico di neve al suolo dipende dalla zona e dalla quota del sito sul livello del mare (a_s).

Il territorio nazionale, a questo scopo, si suddivide in tre zone:

- zona I°: Nord Italia e versante Adriatico
- zona II°: Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Campania
- zona III°: Italia meridionale e isole.

Per la zona I° e per altitudine fino a 1500 m, si ha:

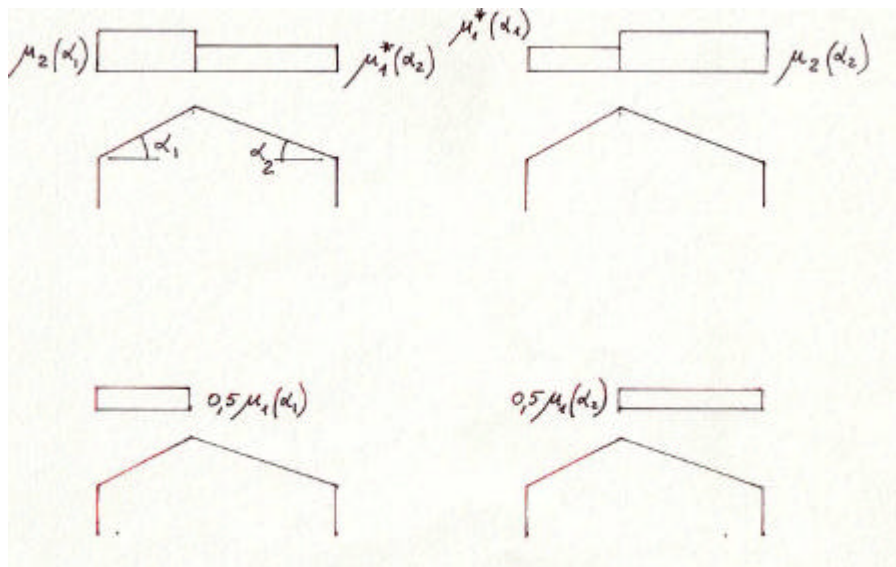
$$q_{SK} = 160 \text{ daN/m}^2 \text{ per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{SK} = 160 + 0,3 (a_s - 200) \text{ daN/m}^2 \text{ per } 200 \text{ m} < a_s \leq 750 \text{ m}$$

$$q_{SK} = 325 + 0,85 (a_s - 750) \text{ daN/m}^2 \text{ per } a_s > 750 \text{ m}$$

Per le zone II° e III° si hanno le stesse relazioni partendo rispettivamente da $q_{sK} = 115 \text{ daN/m}^2$ e $q_{sK} = 75 \text{ daN/m}^2$

Il coefficiente di forma è funzione della configurazione della copertura. Per il caso usuale di copertura rettangolare con due falde con pendenza non superiore a 30° ($\alpha \leq 30^\circ$) si deve considerare la condizione più gravosa tra le seguenti quattro:



dove:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,4 (\alpha - 15) / 30$$

$$\mu_1^* = 0,8$$

$$\mu_1^* = 0,8 \times (60 - \alpha) / 45$$

$$\text{per } \alpha \leq 30^\circ$$

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\text{per } 15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$$

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\text{per } 15^\circ < \alpha \leq 60^\circ$$

4.2.3. Carico da vento

Il carico da vento è un carico di tipo dinamico. Normalmente, per le usuali costruzioni, si considera un carico statico equivalente che si traduce in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici sia interna che esterna degli elementi che compongono la costruzione.

La pressione del vento (p) è data dall'espressione:

$$p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_{ref} = pressione cinetica di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

C_p = coefficiente di forma

C_d = coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento è data dalla relazione: $q_{ref} = \frac{V_{rif}^2}{16}$

dove V_{rif} è la velocità di riferimento e dipende dalla regione geografica e dalla altitudine sul livello del mare (a_s):

$$V_{rif} = V_{rif,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$V_{rif} = V_{rif,0} + K_a (a_s - a_0) \text{ per } a_s > a_0$$

$V_{rif,0}$; K_a ; a_0 sono tabellati in funzione della regione geografica (zona).

Il coefficiente di esposizione dipende dalla altezza della costruzione (Z), dalla rugosità del terreno, dalla quota altimetrica e dall'esposizione del sito.

Si procede nel seguente modo:

- si definisce la zona (da 1 a 9)
- si definisce la classe di rugosità (da A a D)

In funzione della zona, della classe di rugosità, della distanza dal mare e dalla quota altimetrica, si determina la categoria (da I° a V°).

Nota la categoria, dalla tabella si ricavano i valori di K_r , Z_0 , Z_{min} . Quindi il coefficiente di esposizione è dato da:

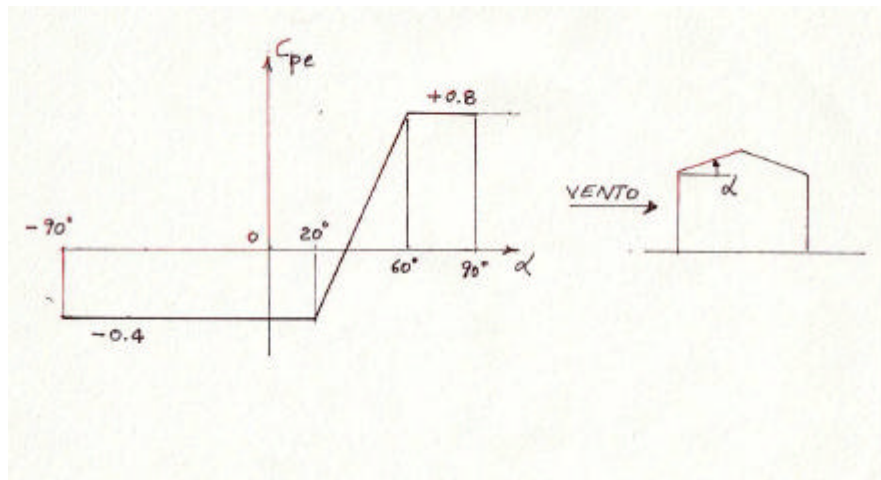
$$C_e(Z) = K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(Z/Z_0) [7 + C_t \cdot \ln(Z/Z_0)] \quad \text{per } Z \geq Z_{min}$$

$$C_e(Z) = C_e(Z_{min}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

dove: C_t = coefficiente di topografia (normalmente $C_t = 1$)

Il coefficiente di forma dipende dalla forma dell'edificio.

Per edifici a pianta rettangolare e con copertura a due falde si hanno i valori del grafico seguente per il coefficiente di forma esterna (C_{pe}):



Per la pressione interna si ha:

- $c_{pi} = 0$ per costruzioni stagne
- $c_{pi} = \pm 0,2$ per costruzioni non stagne
- $c_{pi} = + 0,8$ con parete aperta sopravvento
- $c_{pi} = - 0,5$ con parete aperta sottovento o parallela al vento

Il coefficiente dinamico dipende dal rapporto altezza-larghezza della parete esposta al vento.

Per $h/b = 0,5$ (usuale per un edificio industriale) vale: $c_d = 0,93$

4.3. Altre azioni:

Altre azioni da considerare nella progettazione di edifici industriali sono:

- variazioni termiche:

$\pm 25^\circ\text{C}$ per le strutture in acciaio

- sisma:

nel caso la costruzione sorga in zona dichiarata sismica, per il carico sismico si fa riferimento alla normativa specifica

- carichi da gru od impianti assimilabili: si fa riferimento alla norma CNR 10021

5. AZIONI DI CALCOLO E RESISTENZA DI CALCOLO

Le combinazioni di azioni agenti sulla struttura (F_d = azioni di calcolo) e la capacità resistente degli elementi strutturali (f_d = resistenza di calcolo) sono definite dalla normativa in funzione del metodo di calcolo usato nelle verifiche.

5.1. Metodo semiprobabilistico agli stati limite

5.1.1. Stati limite.

Si fa riferimento a due tipi di stato limite:

SLU = stato limite ultimo

SLE = stato limite di esercizio

Lo stato limite ultimo rappresenta un limite oltre il quale si ha una condizione di pericolo per la resistenza della struttura. Si hanno diversi tipi di stato limite ultimo:

- stato limite elastico
- stato limite di stabilità
- stato limite plastico
- ecc.

Lo stato limite di esercizio rappresenta un limite oltre il quale si ha una condizione non ottimale per l'uso dell'edificio industriale che può in condizione limite impedirne il funzionamento. Anche lo stato limite di esercizio può essere di diversa natura:

- stato limite per deformazione eccessiva
- stato limite per vibrazioni eccessive
- ecc.

5.1.2. Azioni di calcolo

Per gli stati limite ultimi (SLU) le azioni agenti sulla struttura si cumulano nel modo più sfavorevole secondo la combinazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_K + \gamma_p \cdot P_K + \gamma_q [Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{oi} \cdot Q_{iK})]$$

dove: G_K = azioni permanenti ;

P_K = azioni di presollecitazione

Q_{1K} = azione di base di ogni combinazione ; Q_{iK} = azioni variabili tra loro indipendenti

$\gamma_g = 1,4$ (oppure 1 se il suo contributo è a favore della sicurezza)

$\gamma_p = 0,9$ se favorevole; 1,2 se sfavorevole

$\gamma_q = 1,5$ (oppure 0 se il suo contributo è a favore della sicurezza)

$\psi_{oi} = 0,7$

Per gli stati limite di esercizio (SLE) le azioni agenti sulla struttura si cumulano secondo le combinazioni seguenti:

- combinazioni rare:

$$F_d = G_K + P_K + Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{oi} \cdot Q_{iK})$$

- combinazioni frequenti

$$F_d = G_K + P_K + \psi_1 \cdot Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{iK})$$

- combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_K + P_K + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{iK})$$

dove:

$\psi_1 = 0,5$ per i carichi di esercizio; $0,2$ per vento e neve

$\psi_2 = 0,2$ per i carichi di esercizio; 0 per vento e neve.

Per lo stato limite di esercizio relativo alle deformazioni (stato limite di deformazione) che è quello usualmente verificato si fa riferimento alle combinazioni rare.

5.1.3. Resistenza di calcolo

Per gli stati limite ultimi si assume $f_d = f_y / \gamma_m$

dove: f_y = tensione di snervamento

$\gamma_m = 1$ (coefficiente riduttivo della resistenza del materiale)

Per gli stati limite di esercizio si fa riferimento normalmente al caso di deformazione eccessiva imponendo la limitazione delle frecce ai seguenti valori (rapporto tra luce L e deformazione y)

- per le travi principali e limitatamente al solo sovraccarico:

$$y/L \leq 1/400$$

- per gli arcarecci e l'orditura minuta della copertura e con riferimento al carico permanente più il sovraccarico:

$$y/L \leq 1/200$$

5.2. Metodo delle tensioni ammissibili

5.2.1. Azioni di calcolo

Le azioni agenti sulla struttura si raggruppano in due condizioni di carico:

- Condizione di carico I°:

cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti ed accidentali (compresi eventuali effetti dinamici) ad eccezione degli effetti del vento del sisma e degli stati coattivi sfavorevoli (temperatura, cedimenti vincolari, ecc.). Si devono includere nella condizione di carico I° gli effetti del vento (o del sisma) quando le tensioni da essi provocate siano maggiori di quelle dovute agli altri carichi permanenti ed accidentali.

- condizione di carico II°:

cumula nel modo più sfavorevole i carichi permanenti ed accidentali (vento o sisma inclusi).

5.2.2. Resistenza di calcolo.

Per la condizione di carico I° si fa riferimento ai valori σ_{adm} e τ_{adm} riportati in tabella seguente in funzione del tipo di materiale e dello spessore t:

MATERIALE	σ_{adm} [daN/mm ²]	
	t ≤ 40 mm	t > 40 mm
Fe 360	16	14
Fe 430	19	17
Fe 510	24	21

$$\tau_{adm} = 1/\sqrt{3} \cdot \sigma_{adm} = 0,576 \sigma_{adm}$$

Per la condizione di carico II° si fa riferimento ai valori σ_{adm} e τ_{adm} della condizione di carico I° moltiplicati per 1,125.

Per la limitazione delle frecce da deformazione si fa riferimento agli stessi valori previsti nel metodo semiprobabilistico (cfr. punto 5.1.3.)

5.3. EUROCODICE 3.

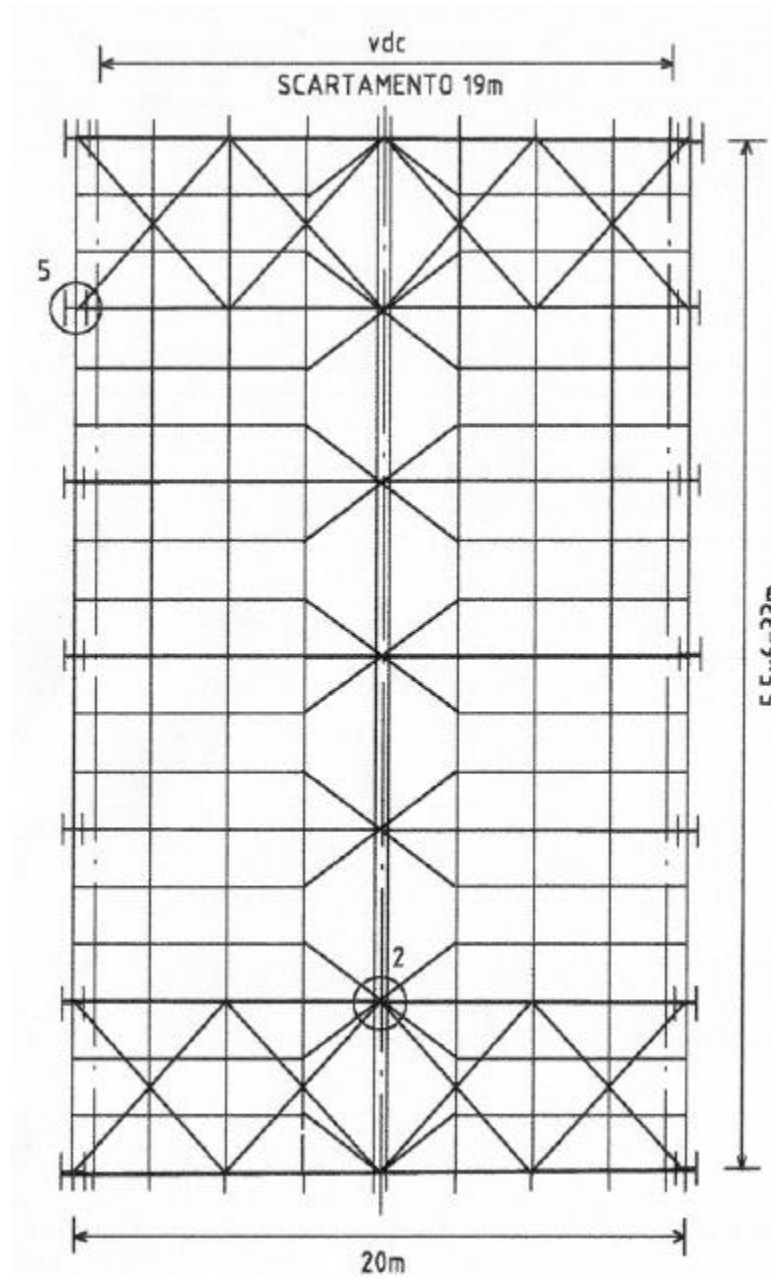
Il procedimento di calcolo è simile a quello previsto con il metodo semiprobabilistico agli stati limite ma con coefficienti moltiplicatori delle azioni e di riduzione della capacità resistente definiti nella sezione III° parte II° delle norme di cui al D.M. 9.1.96.

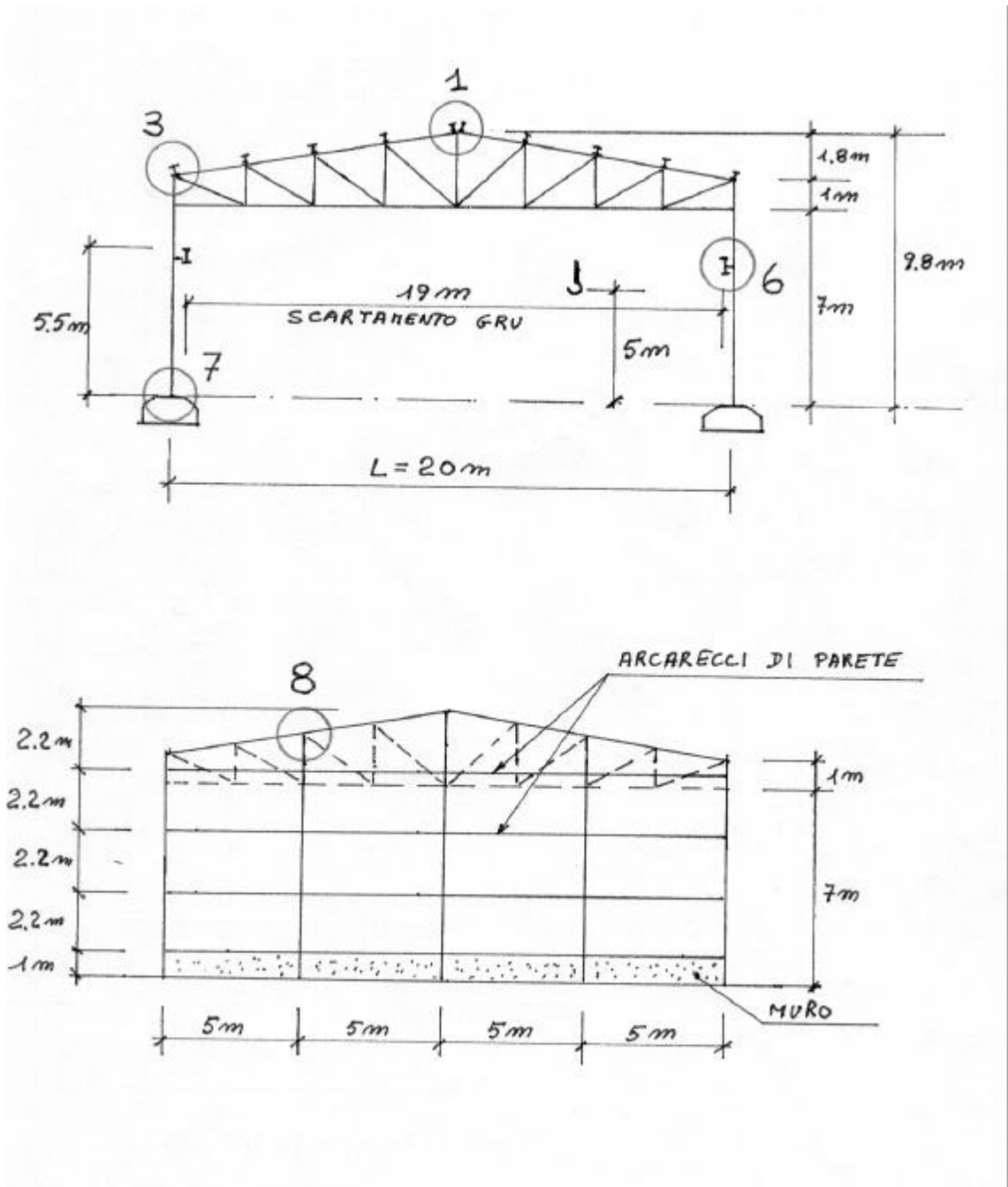
Per il resto si deve fare riferimento ad EUROCODICE 3 parte 1-1 (UNI-ENV 1993-1-1).

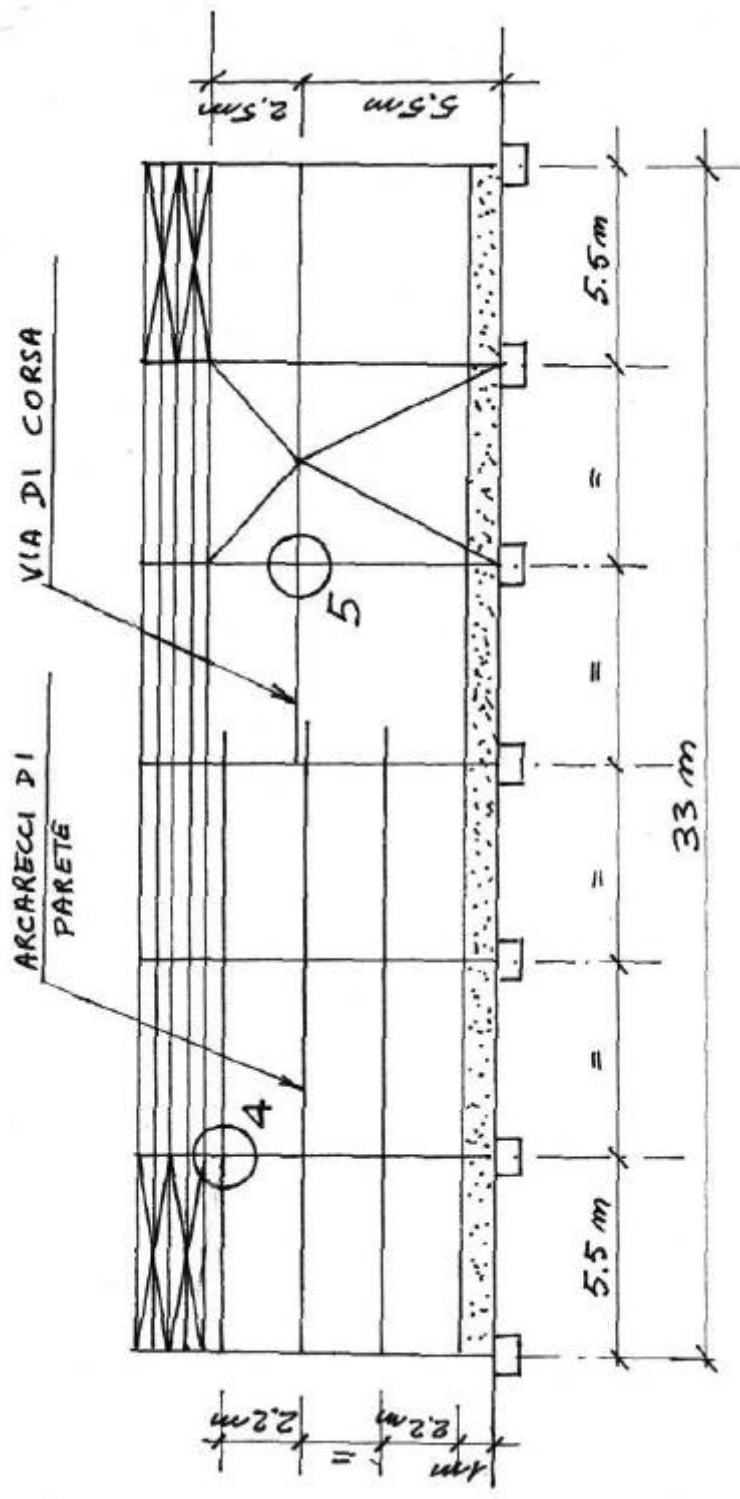
6. CARATTERISTICHE STRUTTURALI DEL CAPANNONE OGGETTO DELLA ESERCITAZIONE

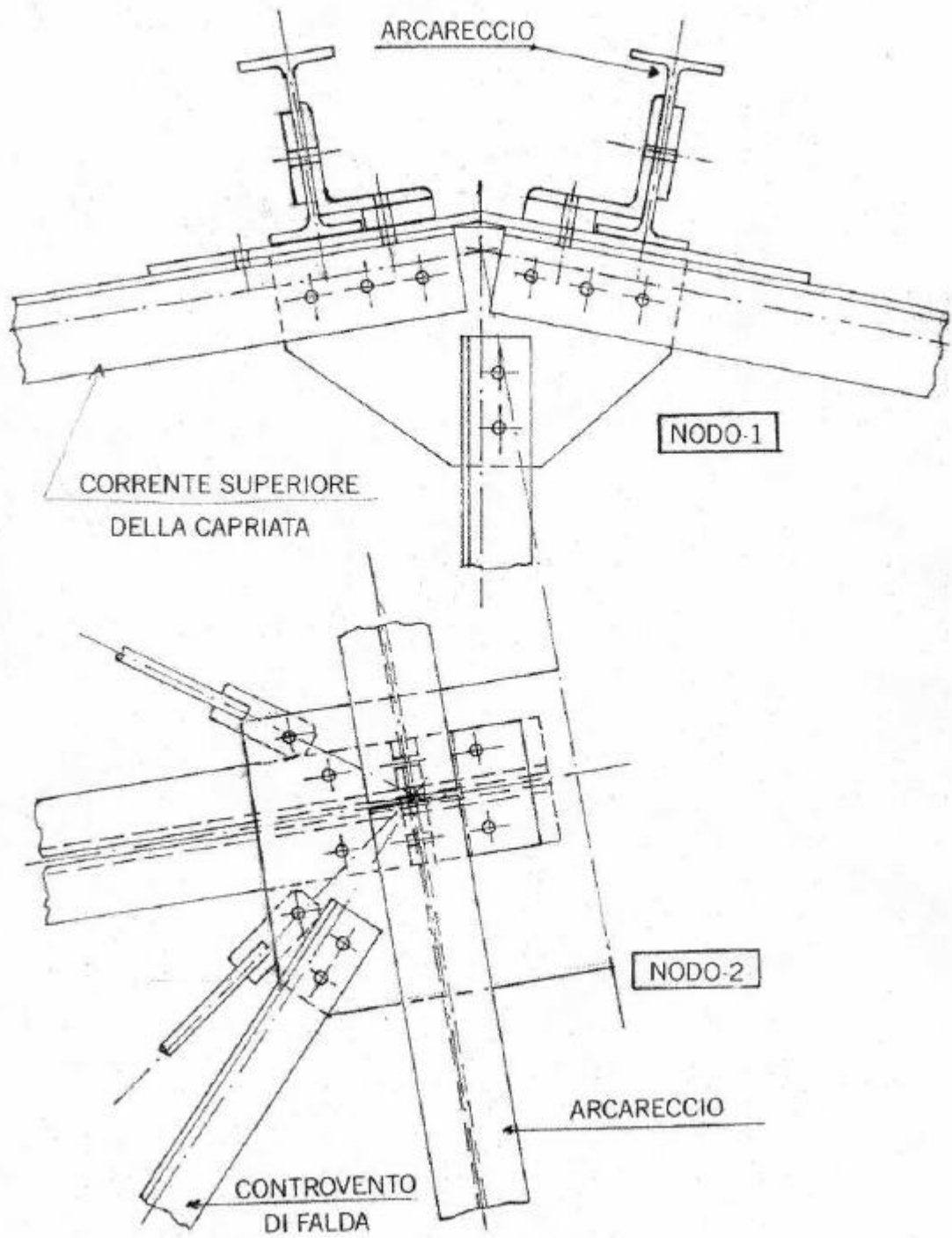
6.1. Schema strutturale e dettagli

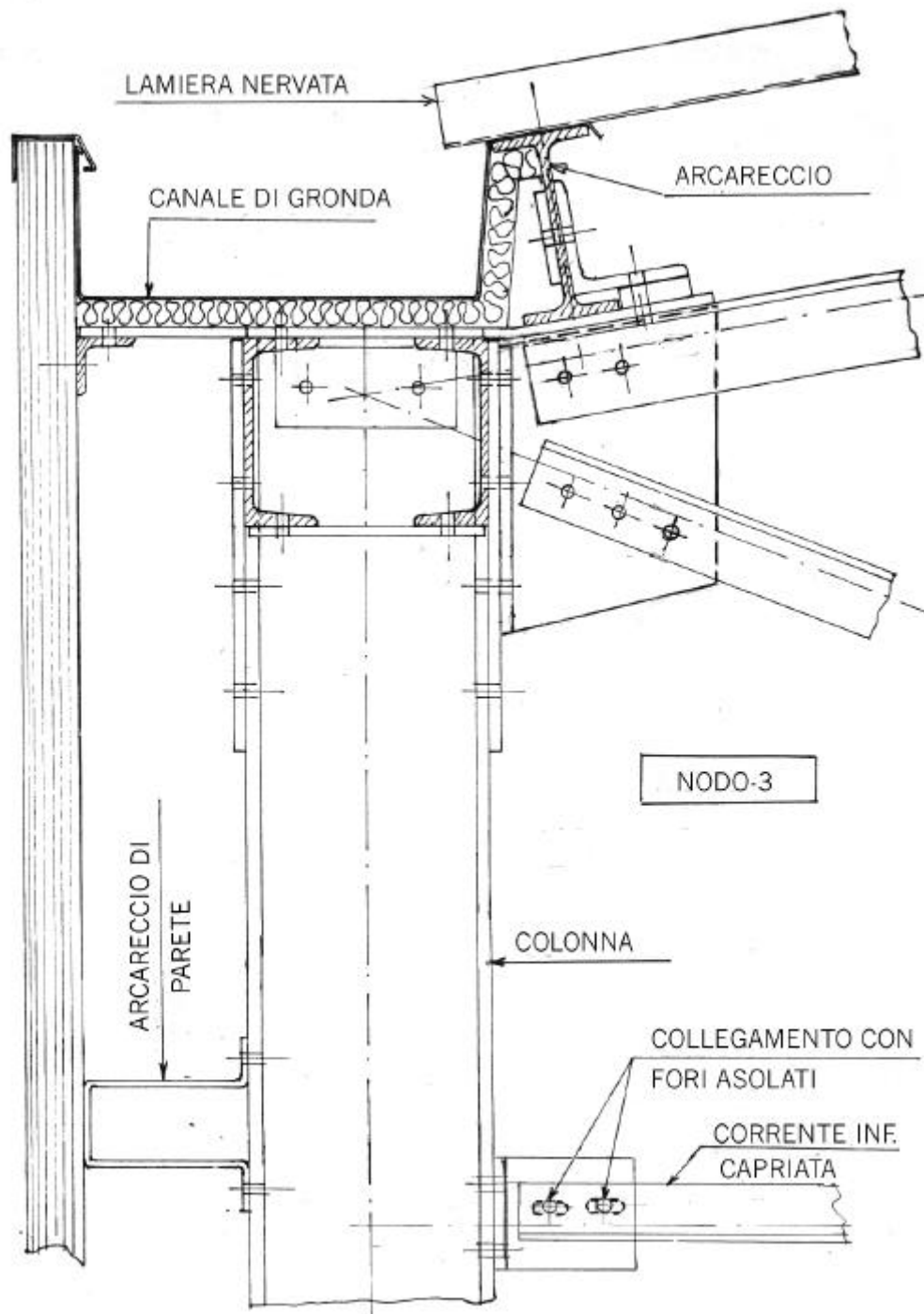
PIANTA COPERTURA

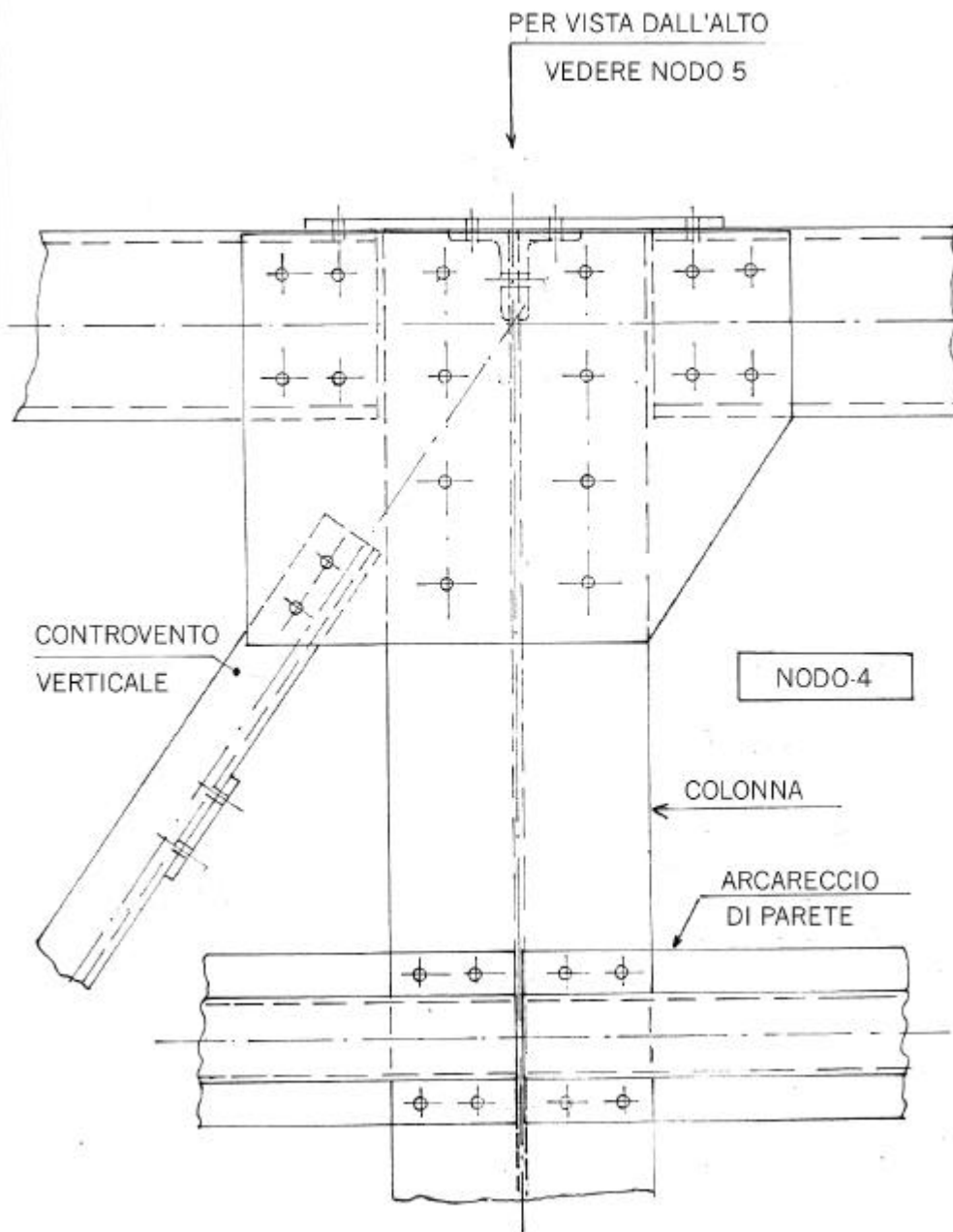


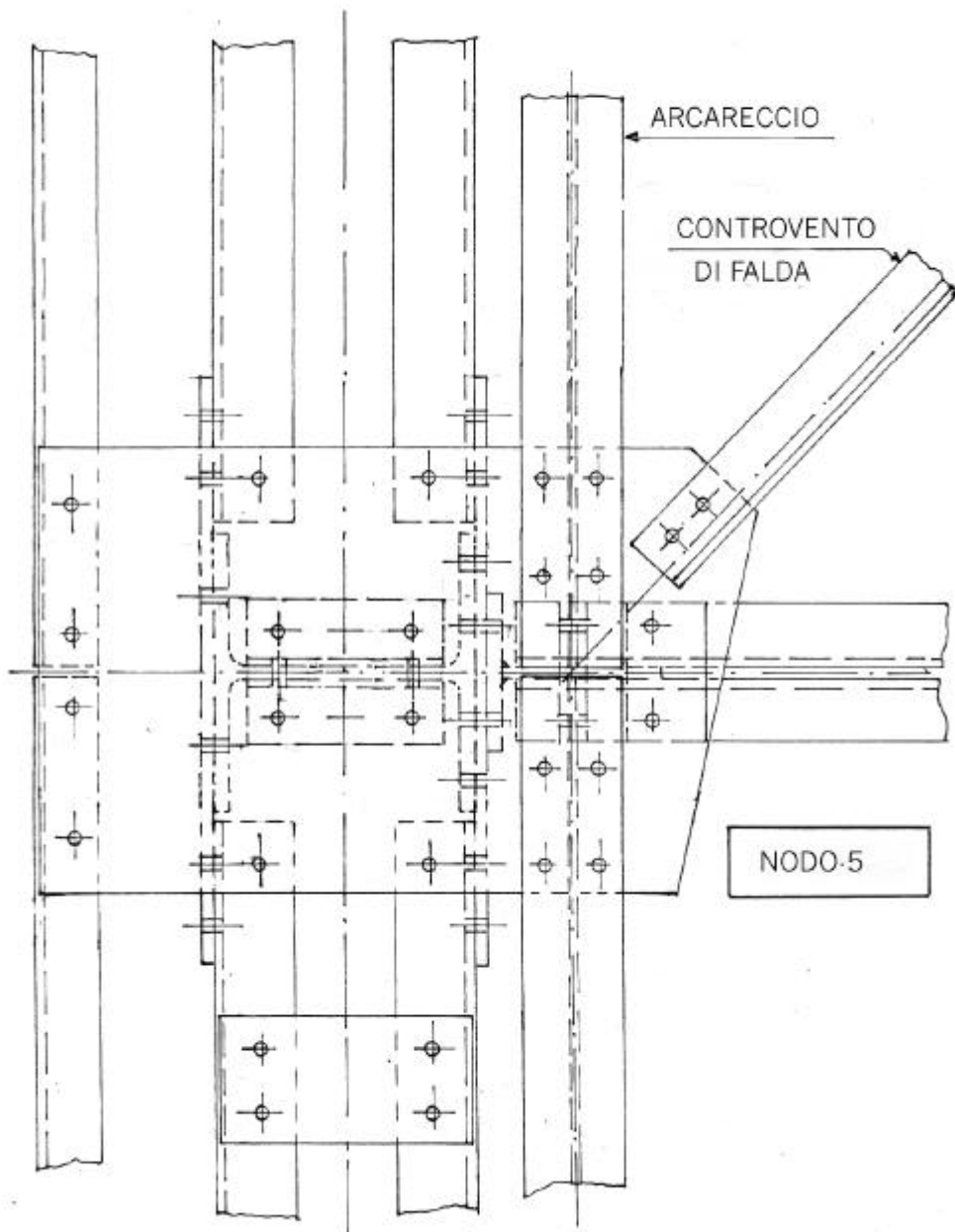


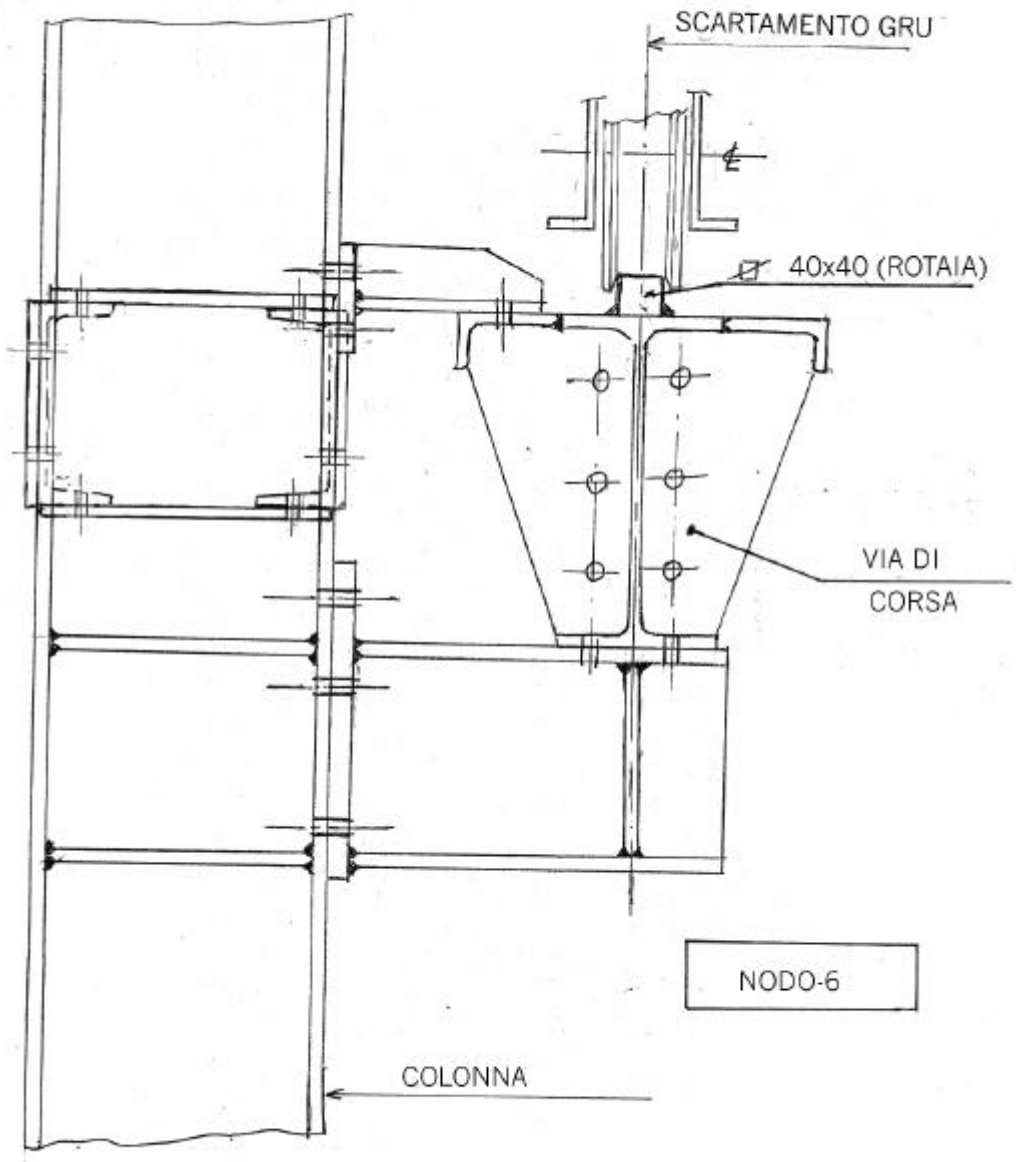


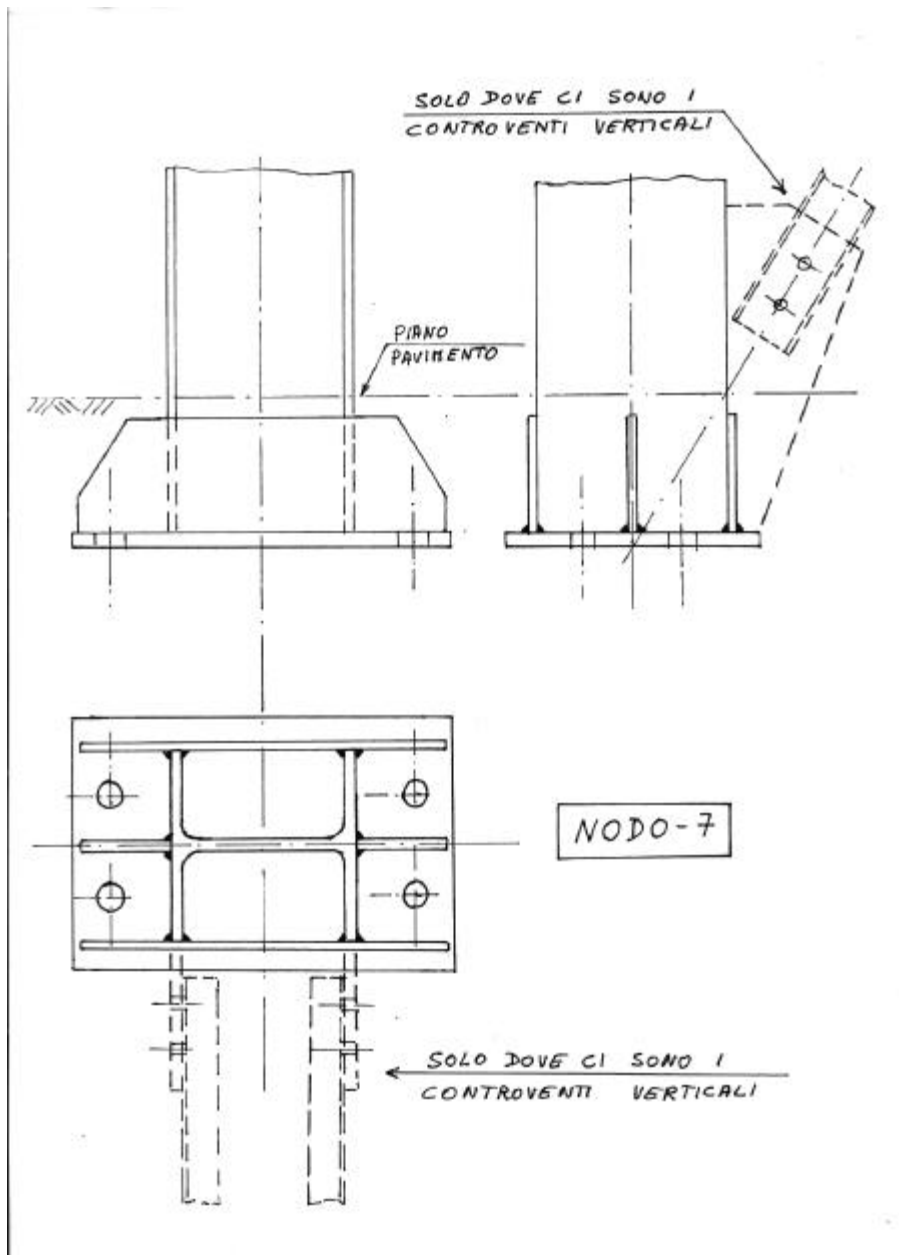


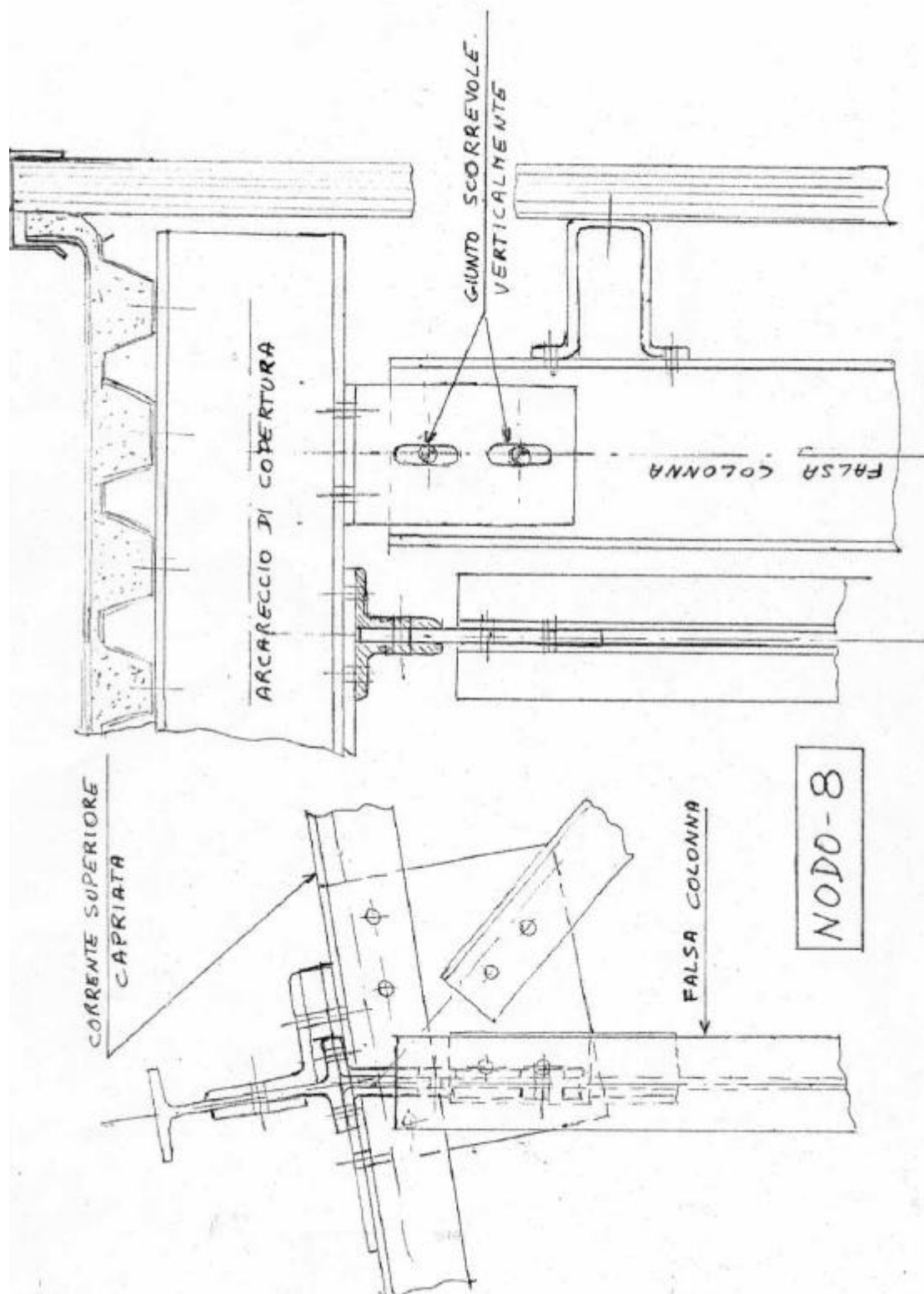






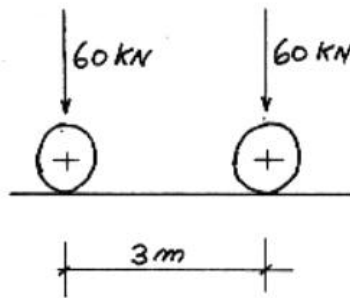






6.2. Dati di calcolo

- Interasse colonne = lunghezza capriata = 20 m
- Passo colonne = interasse capriate = 5,5 m
- Pendenza della falda = 18%
- Altezza libera interna = 7 m
- lunghezza capannone = 33 m
- Scartamento vie di corsa = 19 m
- interasse degli arcarecci di copertura: $b = 2,54$ m
- caratteristiche del carroponete
 - portata: 50 KN
 - classe: A3 secondo CNR UNI 10021
 - carico massimo sulle ruote:



6.3. Analisi dei carichi

6.3.1. Pesi propri e carichi permanenti

Saranno valutati in base al computo metrico ponderale dei singoli elementi

6.3.2. Neve;

$$q_s = \mu_i \cdot q_{SK} = 0,8 \times 160 = 128 \text{ daN/m}^2$$

6.3.3. Vento:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = (25^2/16) \cdot 1,78 \cdot c_p \cdot 0,93 = 64,6 \cdot c_p \text{ daN/m}^2$$

6.3.4. Carroponete.

Si considerano i carichi verticali massimi indicati al precedente punto 6.2.

Per gli altri carichi si fa riferimento alle CNR UNI 10021 (vedere verifica vie di corsa)

6.4. Materiali usati

- materiale base: Fe 360 grado B
- giunti bullonati: bulloni classe 8.8 e 10.9
- giunti saldati: elettrodi o materiali per saldatura automatica o semiautomatica aventi caratteristiche conformi a quelle del materiale base.

6.5. Metodo di calcolo.

Metodo delle tensioni ammissibili.

Pertanto per l'acciaio Fe 360 si ha:

$$\sigma_{adm} = 16 \text{ daN/mm}^2 \text{ per I}^\circ \text{ condizione di carico}$$

$$\sigma_{adm} = 18 \text{ daN/mm}^2 \text{ per II}^\circ \text{ condizione di carico}$$

7) VERIFICHE

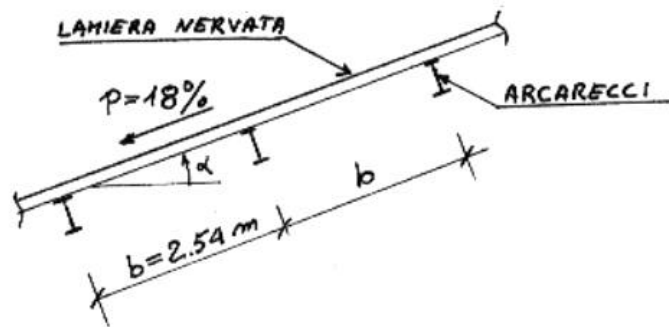
Le verifiche di calcolo degli elementi strutturali di un capannone (ma il procedimento è ovviamente lo stesso per qualsiasi struttura sia essa un edificio, un ponte, ecc.) vengono raccolte in “relazioni di calcolo” che normalmente si compongono delle seguenti parti:

- descrizione generale e tecnica dell'opera
- normativa di riferimento e materiali impiegati
- carichi e sovraccarichi considerati nei calcoli
- schemi statici globali di riferimento e modellizzazioni della struttura
- metodo di verifica
- verifiche dei vari elementi strutturali.

Nei punti seguenti si procede alle verifiche dei vari elementi strutturali partendo dagli elementi secondari e, proseguendo con gli elementi principali fino a concludere con la verifica delle colonne e delle fondazioni che sono gli elementi che raccolgono i carichi riportati da tutti gli altri elementi strutturali.

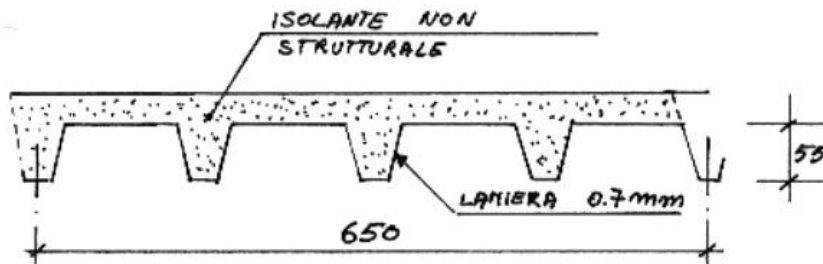
7.1. Manto di copertura

Schema statico



Caratteristiche della lamiera nervata.

Si usa una lamiera nervata di serie prodotta da ditte specializzate avente la seguente conformazione:



e con $J = 42,1 \text{ cm}^4/\text{m}$

$$W_{\min} = 12,5 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\text{peso} = 18 \text{ daN}/\text{m}^2$$

Analisi dei carichi:

Carichi ortogonali alla falda gravanti sul manto di copertura

$$\text{- lamiera nervata: } P_l \cdot \cos \alpha = 18 \cdot 0,9842 = 17,7 \text{ dN}/\text{m}^2$$

$$\text{- neve } P_N \cdot \cos^2 \alpha = 128 \cdot 0,9842^2 = 124,0 \text{ daN}/\text{m}^2$$

$$\text{Totale } q = 141,7 \text{ daN}/\text{m}^2$$

Momento flettente massimo considerando lo schema statico di trave continua su tre appoggi:

$$M_{\max} = 1/8 \cdot q \cdot b^2 = 1/8 \times 141,7 \times 2,54^2 = 114,29 \text{ daNm/m}$$

Tensione massima:

$$\sigma = M_{\max} / W_{\min} = 114,29/12,5 = 9,1 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 16 \text{ daN/mm}^2$$

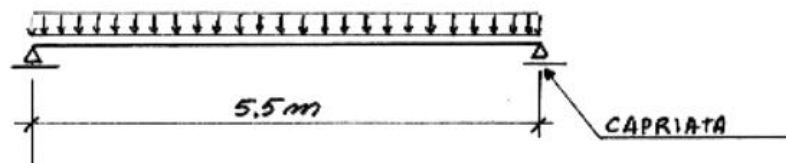
Verifica della freccia:

$$f_{\max} = 2/384 \cdot q \cdot b^4 / E \cdot J = 2/384 \times 1,417 \times 254^4 / 2.100.000 \times 42,1 = 0,34 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = b/200 = 1,27 \text{ cm}$$

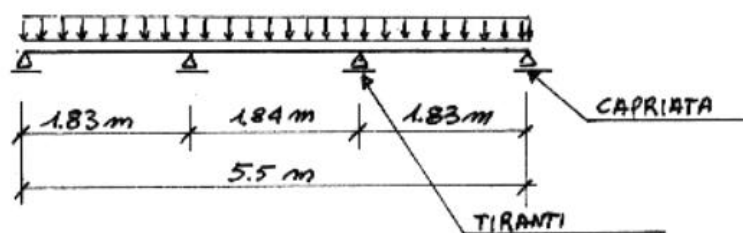
7.2. Arcarecci di copertura

7.2.1. Schemi statici

Schema statico sul piano ortogonale alla falda



Schema statico sul piano di falda dove sono presenti tiranti di stabilizzazione disposti ai terzi della lunghezza dell'arcareccio



7.2.2. Analisi dei carichi:

- peso proprio manto	18 daN/m ²
- peso proprio arcareccio	18 daN/m (si presume idonea una IPE 160)
- neve	128 daN/m ²
- vento	-64,6x0,4 = -25,8 daN/m ²

- Componente dei carichi ortogonale alla falda

- manto: $P_1 \cdot b \cdot \cos\alpha = 18 \times 2,54 \times 0,9842$	= 45,0 daN/m
- arcareccio: $P_a \cdot \cos\alpha = 18 \times 0,9842$	= 17,7 daN/m
- neve: $P_N \cdot b \cdot \cos^2\alpha = 128 \times 2,54 \times 0,9842^2$	= 314,9 daN/m
	<hr/>
	377,6 daN/m

- vento: $-25,8 \cdot b = -25,8 \times 2,54 = -65,5$ daN/m

Poiché il carico da vento ha circa lo stesso valore del carico permanente ($45,0 + 17,7 = 62,7$ daN/m²), con il metodo delle tensioni ammissibili non è dimensionante.

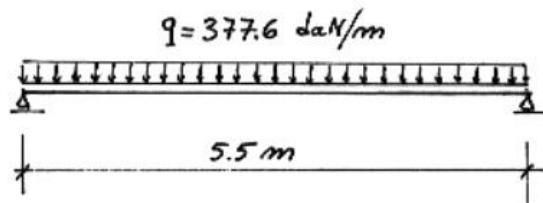
- Componente dei carichi parallela alla falda:

- manto: $P_1 \cdot b \cdot \sin\alpha = 18 \times 2,54 \times 0,1772 =$	8,1 daN/m
- arcareccio: $P_a \cdot \sin\alpha = 18 \times 0,1772 =$	3,2 daN/m
- neve: $P_N \cdot b \cdot \sin\alpha \cos\alpha = 128 \times 2,54 \times 0,1772 \times 0,9842 =$	56,7 daN/m
	<hr/>
	68,0 daN/m

7.2.3. Momenti flettenti indotti dai carichi sugli arcarecci.

Gli arcarecci sono bloccati nel piano di falda con dei tiranti, posti ai terzi della luce, ed a loro volta ancorati alla sommità delle capriate.

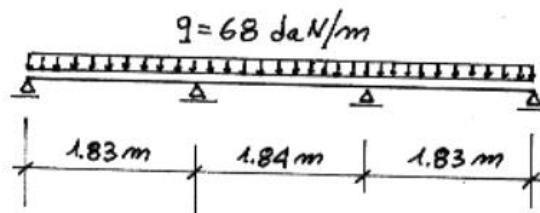
Pertanto i momenti flettenti sul piano ortogonale alla falda valgono:



In mezzeria: $M_y = 1/8 \times 377,6 \times 5,5^2 = 1.427,8 \text{ daNm}$

Ai terzi: $M_y = 1/9 \times 377,6 \times 5,5^2 = 1.269,2 \text{ daNm}$

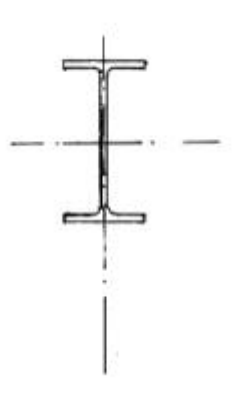
I momenti flettenti sul piano parallelo alla falda valgono



In mezzeria: $M_x = 1/40 \times 68 \times 1,83^2 = 5,7 \text{ daNm}$

Ai terzi: $M_x = -1/10 \times 68 \times 1,83^2 = -22,8 \text{ daNm}$

7.2.4. Caratteristiche geometriche dell'arcareccio (IPE 160)



$$A = 20,1 \text{ cm}^2 \quad J_x = 869 \text{ cm}^4 \quad J_y = 68,3 \text{ cm}^4 \quad W_x = 109 \text{ cm}^3 \quad W_y = 16,7 \text{ cm}^3$$

7.2.5. Tensioni massime in prima condizione di carico:

- Sezione di mezzzeria

$$\sigma_{\max} = M_y/W_x + M_x/W_y = 1.427,8/109 + 5,7/16,7 = 13,1 + 0,3 = 13,4 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

- Sezione ai terzi:

$$\sigma_{\max} = M_y/W_x + M_x/W_y = 1.269,2/109 + 22,6/16,7 = 11,6 + 1,4 = 13,0 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

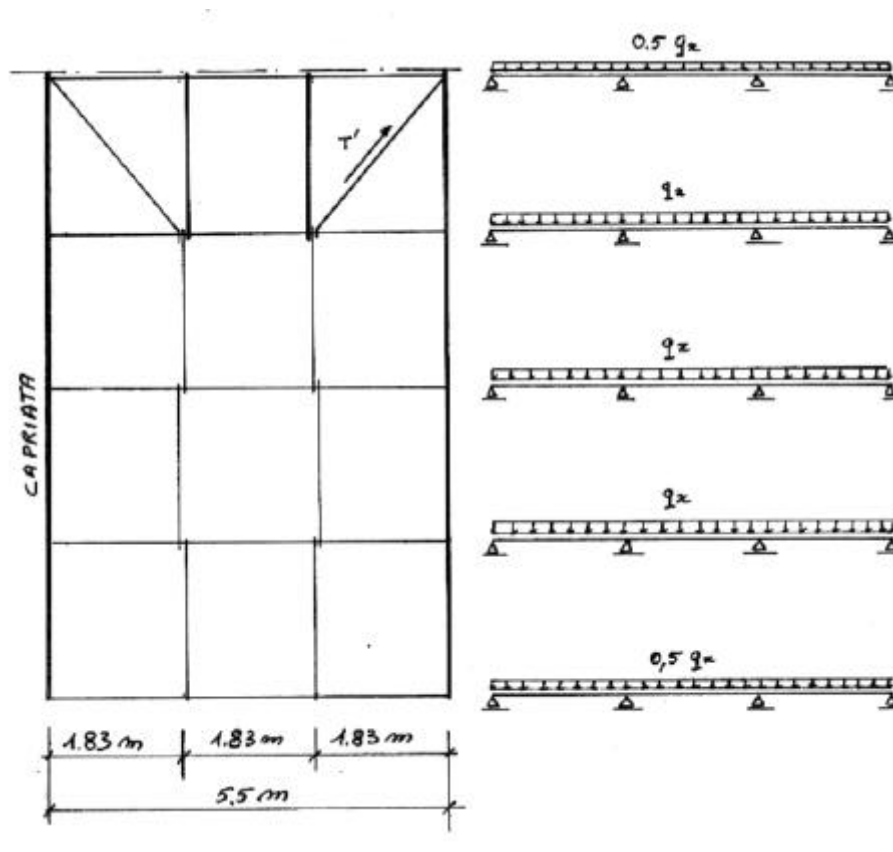
7.2.6. Verifica della freccia.

Trattandosi di elementi secondari si calcola la freccia per il carico complessivo (peso proprio + neve)

$$f = 5/384 \times q l^4/EJ = 5/384 \times 3,776 \times 550^4 / 2.100.000 \times 869 = 2,47 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 550/200 = 2,75 \text{ cm}$$

7.2.7. Verifica dei tiranti di stabilizzazione.

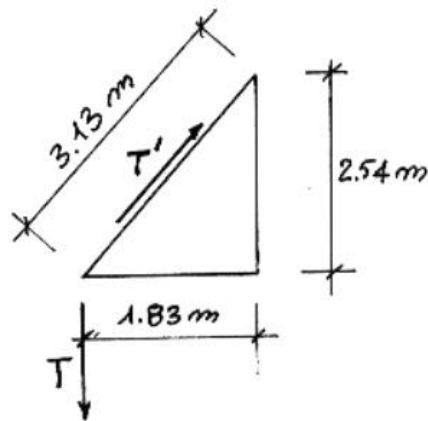
Al fine di realizzare gli appoggi ai terzi sul piano di falda si usano tondi di acciaio aventi funzione di tiranti.



La condizione di carico più gravosa è quella in cui agiscono tutti i carichi ripartiti paralleli alla falda. Pertanto essendo $q_x = 68 \text{ daN/m}$ si ha che la somma delle reazioni intermedie vale:

$$T = 4 (1,1 \times 68 \times 1,83) = 547,5 \text{ daN}$$

Da cui la componente del tiro secondo la direzione inclinata del tirante, che convoglia lo sforzo alla sommità della capriata vale:



$$T' = T \cdot 3,13 / 2,54 = 547,5 \times 3,13 / 2,54 = 674,7 \text{ daN}$$

Usando tondo $\varnothing 10$ filettato alle estremità si ha:

$$A_{\text{utile}} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 674,5 / 50 = 13,5 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

7.2.7. Riverifica degli arcarecci di copertura usando il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Verifica allo stato limite ultimo elastico:

Si usa la relazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_K + \gamma_p \cdot P_K + \gamma_q \left[Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} (\varphi_{oi} \cdot Q_{iK}) \right]$$

che in questo caso diventa:

$$q_{\text{max}} = 1,4 \cdot G_K + 1,5 \cdot Q_N$$

$$q_{\text{min}} = G_K + 1,5 \cdot Q_V$$

dove: G_K = carico permanente

Q_N = carico da neve

Q_V = carico da vento.

Riprendendo i valori numerici già usati si ottiene:

- ortogonalmente alla falda:

$$q_{\max} = 1,4 (45 + 17,7) + 1,5 \times 314,9 = 560,13 \text{ daN/m} ; q_{\min} = 45 + 17,7 - 1,5 \times 65,5 = - 35,55 \text{ daN/m}$$

- parallelamente alla falda:

$$q_{\max} = 1,4 (8,1 + 3,2) + 1,5 \times 56,7 = 100,87 \text{ daN/m} ; q_{\min} = 8,1 + 3,2 = 11,3 \text{ daN/m}$$

I momenti flettenti indotti dai carichi sugli arcarecci, diventano:

- Nel piano ortogonale alla falda con q_{\max} :

$$M_y = 1/8 \times 560,13 \times 5,5^2 = 2.118 \text{ daNm (in mezzeria)} ; M_y = 1/9 \times 560,13 \times 5,5^2 = 1.882,7 \text{ daNm (ai terzi)}$$

- Nel piano ortogonale alla falda con q_{\min} :

$$M_y = - 1/8 \times 35,55 \times 5,5^2 = - 134,4 \text{ daNm (in mezzeria)} ; M_y = - 1/9 \times 35,55 \times 5,5^2 = - 119,5 \text{ daNm (ai terzi)}$$

- Nel piano parallelo alla falda con q_{\max} :

$$M_x = 1/40 \times 100,87 \times 1,83^2 = 8,4 \text{ daNm (in mezzeria)} ; M_x = - 1/10 \times 100,87 \times 1,83^2 = - 33,8 \text{ daNm (ai terzi)}$$

- Nel piano parallelo alla falda con q_{\min} :

$$M_x = 1/40 \times 11,3 \times 1,83^2 = 0,9 \text{ daNm (in mezzeria)} ; M_x = - 1/10 \times 11,3 \times 1,83^2 = - 3,8 \text{ daNm (ai terzi)}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\text{- Sezione di mezzeria: } \sigma_{\max} = 2.118/109 + 8,4/16,7 = 19,4 + 0,5 = 19,9 \text{ daN/mm}^2 \langle f_y = 24 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{- Sezione ai terzi: } \sigma_{\max} = 1.882,7/109 + 33,8/16,7 = 17,3 + 2,0 = 19,3 \text{ daN/mm}^2 \langle f_y = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Si noti che con il metodo semiprobabilistico viene anche evidenziato un momento negativo da peso proprio più vento che vale: $M_y = - 134,4 \text{ daNm (in mezzeria)}$

Considerando che in questo caso si ha la compressione dell'ala inferiore dell'arcareccio, e che non è stabilizzato nel piano di falda, si rende necessaria la verifica di stabilità a svergolamento. Con il metodo previsto in CNR 10011 si ottiene:

$$\sigma = \omega_1 \cdot M_y / W_x = 2,83 \times 134,4 / 109 = 3,5 \text{ daN/mm}^2 \langle f_y$$

dove ω_1 si ricava dal prospetto 7-VI per

$$(h.l) / (b.t_g) = (160 \times 5.500) / (82 \times 7,4) = 1.450$$

Appare evidente che il metodo semiprobabilistico individua una ulteriore verifica, rispetto al metodo delle tensioni ammissibili, cioè la verifica a carico negativo dovuto ad aspirazione da vento.

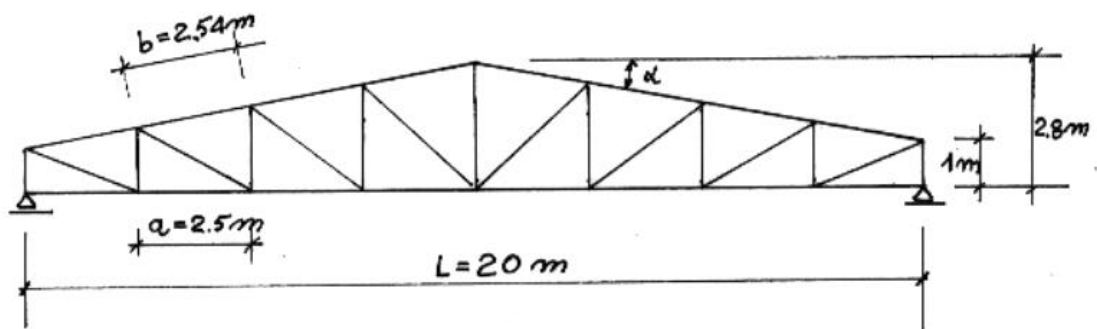
Con ciò non si vuol dire che le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili siano insufficientemente sicure. Si vuol invece far notare che il metodo semiprobabilistico evidenzia una situazione di carico che il progettista accorto avrebbe individuato anche con il metodo delle tensioni ammissibili dopo aver notato che il carico da vento è praticamente uguale al carico da pesi propri (cfr. punto 7.2.2.).

In questo caso infatti, in cui c'è equilibrio tra carichi positivi e negativi, il progettista esperto avrebbe comunque verificato la stabilità a svergolamento dell'arcareccio per carichi negativi.

Si può concludere che il metodo semiprobabilistico, anche se più oneroso in termini di calcolo di quello delle tensioni ammissibili, evidenzia una più ampia casistica di condizioni di carico e che, mediante il "gioco" dei coefficienti variabili, individua con maggior efficacia il grado di sicurezza in alcuni casi particolari che altrimenti richiedono una più vasta esperienza progettuale.

7.3. Capriate.

7.3.1. Schema statico



Passo delle capriate: $i_c = 5,5 \text{ m}$

7.3.2. Analisi dei carichi:

7.3.2.1. Carichi permanenti.

Relativamente ad una capriata intermedia e per una fascia orizzontale di larghezza $a = 2,5 \text{ m}$ si hanno i seguenti carichi:

- manto di copertura

$$P_1 \cdot b \cdot i_c = 18 \times 2,54 \times 5,5 = 252 \text{ daN}$$

- arcarecci, tiranti di sospensione, controventatura (30% in più del peso degli arcarecci):

$$P_a \cdot 1,5 \cdot i_c = 18 \times 1,3 \times 5,5 = 129 \text{ daN}$$

- capriata (15 daN/m² di copertura)

$$P_c \cdot a \cdot i_c = 15 \times 2,5 \times 5,5 = 207 \text{ daN}$$

$$\text{Totale } Q = \underline{\hspace{2cm}} = 588 \text{ daN}$$

Questo carico, ripartito nelle componenti parallela ed ortogonale alla falda, dà:

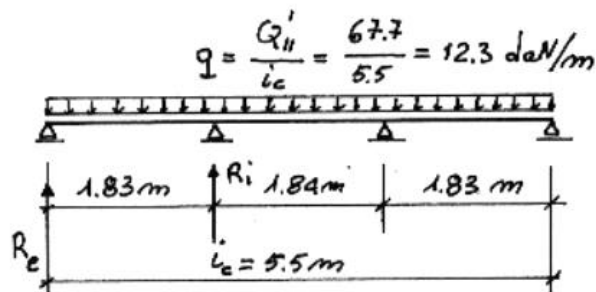
- componente ortogonale alla falda: $Q_I = Q \cdot \cos \alpha = 588 \times 0,9842 = 578,9 \text{ daN}$

- componente parallela alla falda da manto, arcarecci, tiranti e controventi

$$Q'_{II} = (252+129) \cdot \sin \alpha = 381 \times 0,1772 = 67,7 \text{ daN}$$

- componente parallela alla falda da peso proprio della capriata: $Q''_{II} = 207 \cdot \sin \alpha = 36,6 \text{ daN}$

La componente Q'_{II} non agisce direttamente nel nodo di appoggio dell'arcareccio alla capriata, ma agisce su una trave continua a quattro appoggi della quale le due reazioni interne si trasmettono ai nodi di colmo delle capriate tramite i tiranti. Quindi solo le reazioni laterali vanno direttamente nel nodo di appoggio degli arcarecci alle capriate. Numericamente si ha



$$R_e = 0,4 \cdot q \cdot (i_c/3) = 0,4 \times (12,3 \times 5,5/3) = 9,0 \text{ daN}$$

$$R_i = 1,1 \cdot q \cdot (i_c/3) = 1,1 \times (12,3 \times 5,5/3) = 24,8 \text{ daN}$$

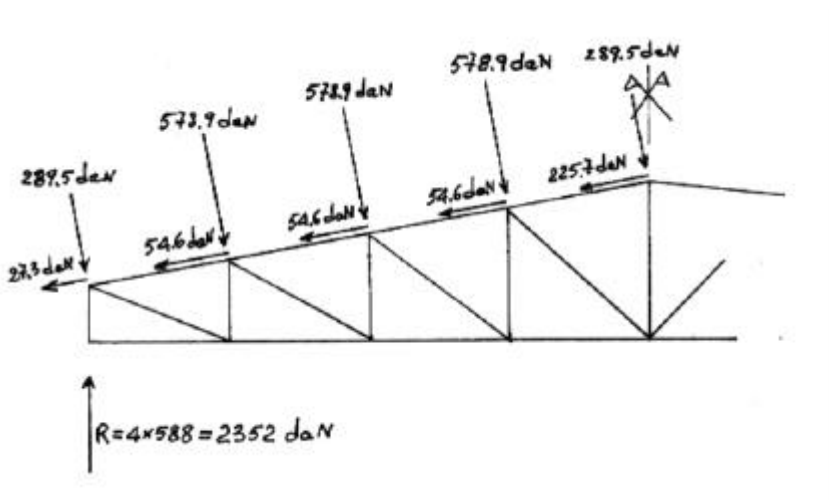
Pertanto i carichi paralleli alla falda, per le capriate intermedie, valgono:

- Nel nodo di gronda: $9 \times 2 \times 0,5 + 36,6 \times 0,5 =$ 27,3 daN

- Nei nodi intermedi: $9 \times 2 + 36,6 =$ 54,6 daN

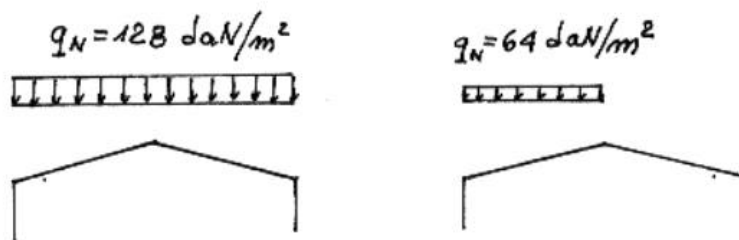
- nel nodo di colmo: $9 \times 2 \times 0,5 + 36,6 \times 0,5 + 24,8 \times 4 \times 2 =$ 225,7 daN

Riepilogando i carichi da pesi propri, si ha:



7.3.2.2. Neve

Secondo normativa, tenuto conto che l'inclinazione delle falda è inferiore a 15° , si considerano i due casi



Per il caso con $q_N = 128 \text{ daN/m}^2$ su tutta la copertura, il carico relativo ad una capriata intermedia e per una fascia orizzontale di 2,5 m, vale:

$$Q_N = q_N \cdot a \cdot i_c = 128 \times 2,5 \times 5,5 = 1.760 \text{ daN}$$

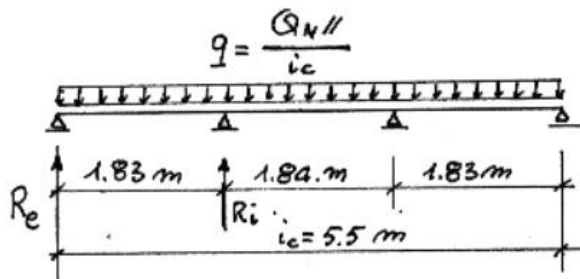
le cui componenti sono:

$$Q_{NI} = Q_N \cdot \cos \alpha = 1.760 \times 0,9842 = 1.732,2 \text{ daN (ortogonale alla falda)}$$

$$Q_{NII} = Q_N \cdot \sin \alpha = 1.760 \times 0,1772 = 311,9 \text{ daN (parallela alla falda)}$$

La componente parallela alla falda, analogamente al caso dei carichi permanenti, dà:

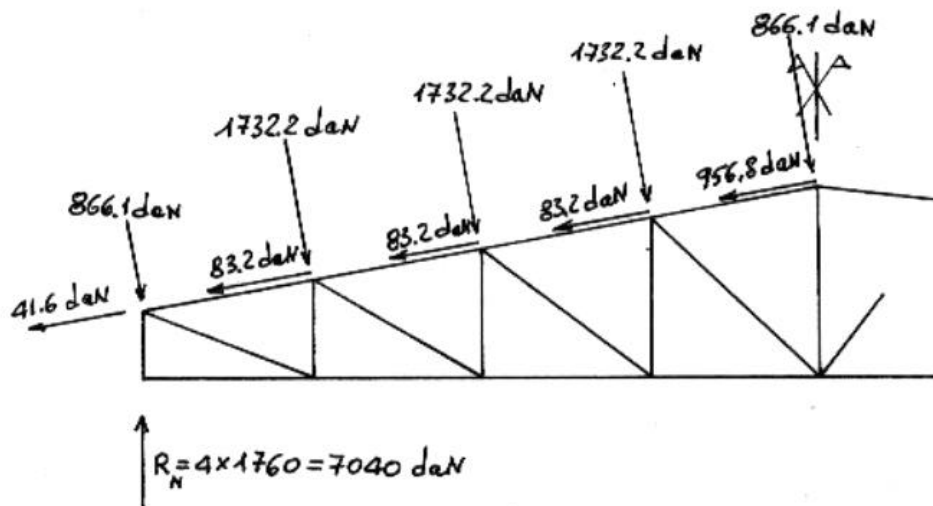
$$R_e = 0,4 \times 311,9/3 = 41,6 \text{ daN} ; R_i = 1,1 \times 311,9/3 = 114,4 \text{ daN}$$



Pertanto i carichi paralleli alla falda, per le capriate intermedie, valgono:

- nel nodo di gronda: $41,6 \times 2 \times 0,5 = 41,6 \text{ daN}$
- nei nodi intermedi: $41,6 \times 2 = 83,2 \text{ daN}$
- nel nodo di colmo: $41,6 \times 2 \times 0,5 + 114,4 \times 4 \times 2 = 956,8 \text{ daN}$

Riepilogando i carichi da neve $q_N = 128 \text{ daN/m}^2$ su tutta la copertura, si ottiene



Per il caso con $q_N = 64 \text{ daN/m}^2$ si procede in modo analogo tenendo conto che è caricata solo una falda.

7.3.2.3. Vento

Il carico da vento è ortogonale alla falda, ed ipotizzando che l'edificio sia una costruzione stagna, si ottiene:

- pressione del vento: $p = 64,6 c_p$

$$c_e = -0,4 \quad (\alpha < 20^\circ)$$

- coefficienti di forma:

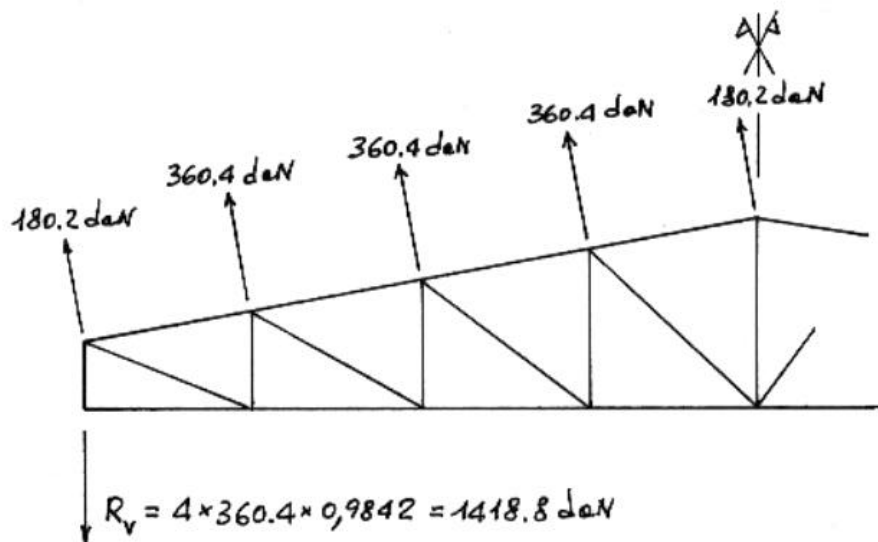
$$c_i = 0 \quad (\text{costruzione stagna})$$

quindi: $p = -64,6 \times 0,4 = -25,8 \text{ daN/m}^2$

e l'azione del vento, relativa ad una capriata intermedia e per una fascia di larghezza $b = 2,54 \text{ m}$, vale:

$$Q_v = p \cdot b \cdot i_c = -25,8 \times 2,54 \times 5,5 = -360,4 \text{ daN}$$

Riepilogando i carichi da vento su tutta la copertura si ottiene:



7.3.3. Calcolo degli sforzi agenti nelle aste:

Noti i carichi agenti nei nodi, si determinano gli sforzi agenti nelle aste della capriata. In questo caso, trattandosi di struttura di tipo isostatico, tale determinazione può essere eseguita con sole equazioni di equilibrio.

I metodi di determinazione di questi sforzi sono usualmente i seguenti:

- metodo grafico: detto “cremoniano”
- metodo analitico: detto “delle sezioni di Ritter”
- metodo numerico: è quello attualmente più usato e prevede l’uso di programmi di calcolo predisposti per l’analisi con calcolatore.

Qualsiasi sia il metodo usato, è conveniente calcolare gli sforzi nelle aste per le condizioni elementari di carico e poi combinarli opportunamente.

Le condizioni elementari di carico in questo caso, sono:

1. carichi permanenti
2. Neve ($q_N = 128 \text{ daN/m}^2$) su tutta la copertura
3. Neve ($q_N = 64 \text{ daN/m}^2$) sulla falda sinistra
4. Neve ($q_N = 64 \text{ daN/m}^2$) sulla falda destra
5. Vento

Al fine di meglio organizzare i dati per la verifica delle aste della capriata, gli sforzi nelle aste vengono raccolti in un tabella riassuntiva del tipo:

ASTA N°	PESO PROPRIO		NEVE			VENTO	SFORZO MAX COMPRES. TRAZIONE
	70%	30%	TUTTA COPERTURA	FALDA SIN	FALDA DX		
1							
2							
3							

La tabella può essere estesa per raccogliere altri dati, come:

- tipo di profilo
- snellezza λ
- coefficiente ω
- tensione σ
- ecc.

Si procede successivamente alla verifica delle aste nel modo seguente:

- Se l’asta è tesa per qualsiasi combinazione di carico si usa la relazione

$$\sigma = N/A < \sigma_{adm}$$

- Se l’asta è compressa per qualsiasi combinazione di carico si usa la relazione:

$$\sigma = (\omega \cdot N) / A < \sigma_{adm}$$

dove ω è un coefficiente moltiplicativo funzione della snellezza, del tipo di profilo e del tipo di materiale. Il coefficiente ω tiene conto del fenomeno di instabilità dell'equilibrio elastico nelle aste compresse (carico di punta).

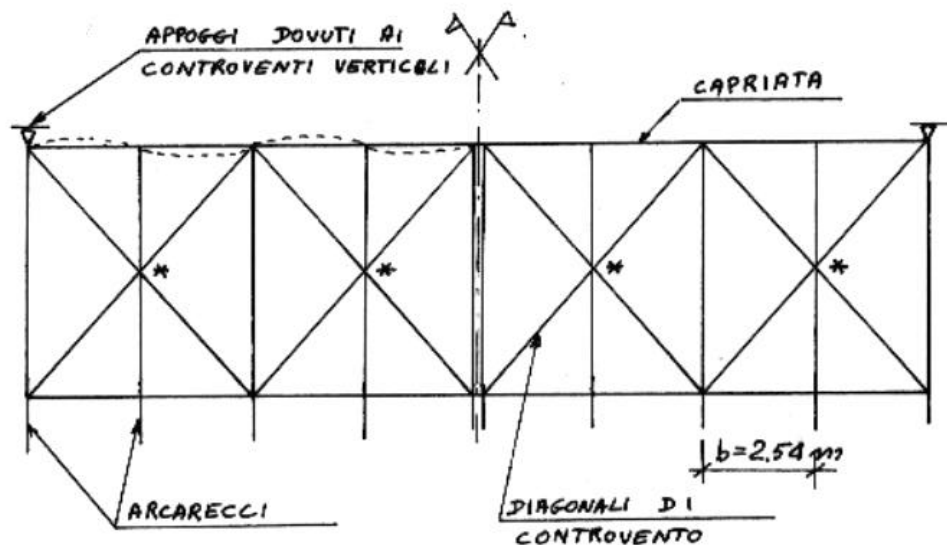
- Se l'asta è tesa per alcune combinazioni di carico e compressa per altre, si eseguono ambedue le verifiche.

7.3.4. Verifica del corrente superiore compresso.

7.3.4.1. Schema statico

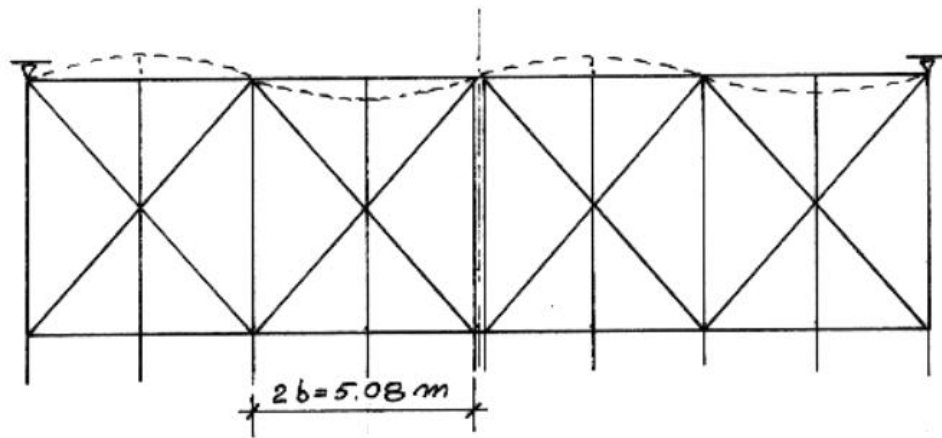
Prima di procedere alla verifica numerica del corrente superiore della capriata occorre individuarne lo schema statico al fine di determinare la lunghezza libera di inflessione sia nel piano della capriata che nel piano di falda.

Nel piano della capriata la lunghezza libera di inflessione è pari all'interasse tra due nodi adiacenti. Nel piano di falda essa dipende dalla configurazione della controventatura. Con la controventatura prevista in questo caso:



si ottiene che anche nel piano di falda la lunghezza libera di inflessione è pari all'interasse tra due nodi adiacenti ($b = 2,54 \text{ m}$) in quanto la controventatura di falda impedisce il movimento relativo di tutti gli arcarecci in direzione longitudinale.

Si fa notare che, se le diagonali di controvento non fossero collegate agli arcarecci nei punti contrassegnati con * in figura, la lunghezza libera di inflessione sul piano di falda diverrebbe doppia (cioè $2b = 2 \times 2,54 = 5,08 \text{ m}$) in quanto si potrebbe avere uno sbandamento del tipo:

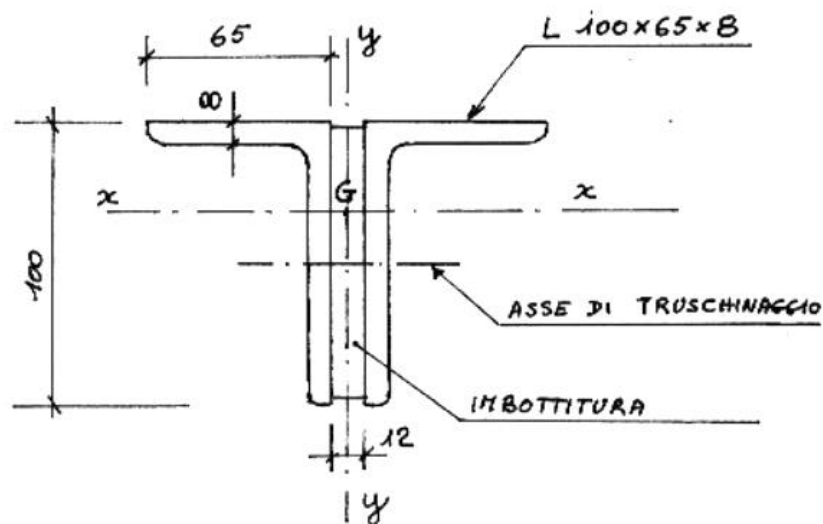


E' pertanto importante individuare correttamente lo schema di bloccaggio realizzato con i controventi di falda al fine di non incorrere in spiacevoli valutazioni errate delle lunghezze libere di inflessione che potrebbero condurre al collasso delle strutture per instabilità.

7.3.4.2. Parametri di sollecitazione e della sezione resistente.

Il massimo sforzo di compressione per il corrente compresso lo si ottiene nel caso di peso proprio più neve su tutta la copertura e vale: $N = 19.797 \text{ daN}$

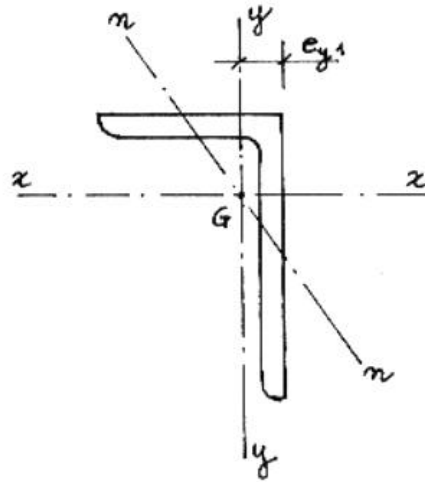
Si realizza il puntone con due profili ad L a lati disuguali (L 100x65x8) disposti come in figura:



Il collegamento trasversale dei due L è realizzato con imbottiture che hanno la funzione statica di contrastare l'inflessione in direzione normale al piano principale di inerzia yy . Le imbottiture devono dividere l'asta in almeno tre campi ed essere distanziata in modo da ottenere campi eguali. Ognuna di esse deve essere

costituita da una piastra saldata o collegata con almeno due bulloni ad attrito o due bulloni in fori calibrati e disposti secondo l'asse dell'asta.

Le caratteristiche inerziali di un L 100x65x8 sono



$$A = 12,7 \text{ cm}^2 \quad J_x = 127 \text{ cm}^4 \quad i_x = 3,16 \text{ cm} \quad J_{y1} = 42,2 \text{ cm}^4 \quad i_{y1} = 1,83 \text{ cm} \quad l_{y1} = 1,55 \text{ cm} \quad i_{\min} = i_n = 1,4 \text{ cm}$$

7.3.4.3. Calcolo della snellezza del profilo composto nei piani xx ed yy.

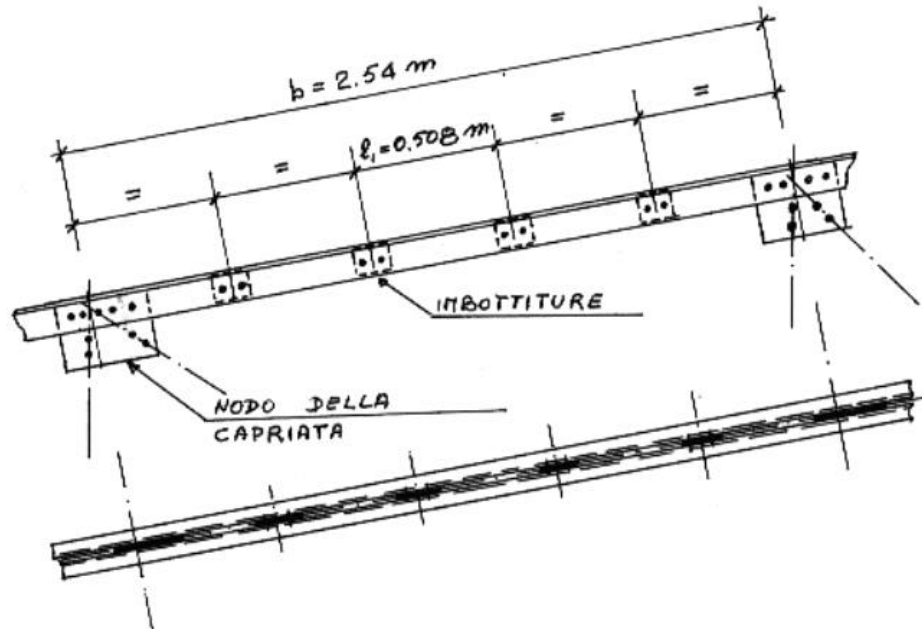
Essendo la lunghezza libera di inflessione (l_c) di 2,54 m sia nel piano xx che nel piano yy, si ha:

- piano yy:

$$\text{Snellezza } \lambda_y = l_c / i_x = 254 / 3,16 = 80,4$$

- piano xx

In questo piano l'asta è suddivisa secondo lo schema seguente:



Sul piano xx la snellezza equivalente è data dalla relazione

$$I_{ef} = \sqrt{I_x^2 + I_1^2} = \sqrt{90,1^2 + 36,3^2} = 97,1$$

dove $\lambda_x = b/i_y = 254/2,82 = 90,1$ è la snellezza di tutta la sezione sul piano xx;

i_y è il raggio di inerzia di tutta la sezione rispetto al piano yy

$\lambda_y = l_1/i_{\min} = 50,8/1,4 = 36,3$ è la snellezza del singolo profilo sulla luce l_1

Per l'acciaio Fe 360 non deve superare 50.

7.3.4.4. Calcolo dei coefficienti ω e della tensione massima.

Essendo le due snellezze sui piani della capriata e di falda pari a:

$$\lambda_y = 80,4 ; \quad \lambda_{ef} = 97,1$$

il coefficiente ω più gravoso si ricava da $\lambda_{ef} = 97,1$ e vale (cfr. prospetto 7-II-C delle CNR 10011-88): $\omega = 1,95$ e la tensione massima risulta:

$$\sigma_{\max} = (\omega \cdot N) / A = (1,95 \times 19.797) / (2 \times 12,7 \times 100) = 15,2 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 16 \text{ daN/mm}^2$$

7.3.4.5. Verifica delle imbottiture.

Secondo quanto specificato nelle CNR 10011-88, i collegamenti trasversali delle aste composte compresse ed i relativi attacchi ai correnti, possono proporzionarsi per la forza:

$$V_{ef} = \omega \cdot N / 100$$

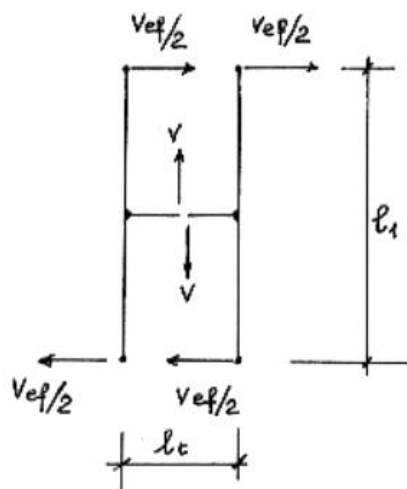
dove ω è funzione della snellezza equivalente λ_{ef} dell'asta ed N è il carico assiale.

Nel caso in esame si ha:

$$V_{ef} = 1,95 \times 19.797 / 100 = 386 \text{ daN}$$

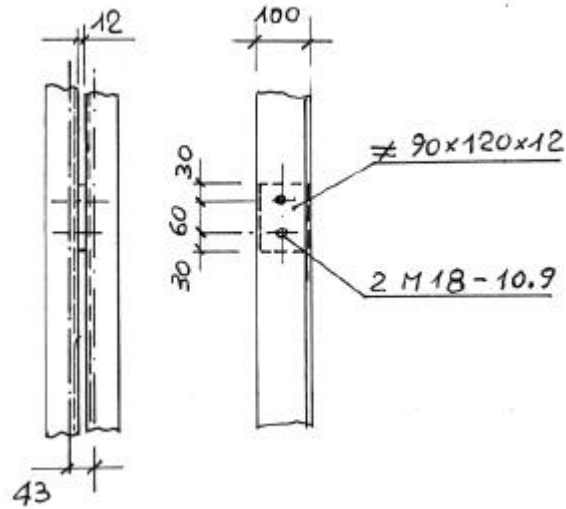
I collegamenti delle imbottiture si calcolano ammettendo che la forza V_{ef} si ripartisca in parti eguali tra i correnti secondo lo schema:

$$V = (V_{ef} \cdot l_1) / l_t$$



Nel caso in esame si ha:

$$V = 386 \times 50,8 / 4,3 = 4.560 \text{ daN}$$



Verificando i bulloni M 18 classe 10.9 ad attrito si ha:

- Forza trasmissibile ad attrito da ciascun bullone e per ogni superficie a contatto:

$$F_f = (1/v_f) \cdot \mu \cdot N_b = (1/1,25) \times 0,3 \times 10.800 = 2.592 \text{ daN}$$

dove:

$v_f = 1,25$ è il coefficiente di sicurezza allo slittamento per condizione di carico I°

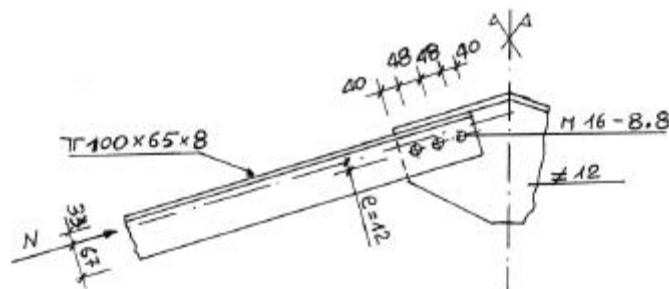
$\mu = 0,3$ è il coefficiente di attrito per superfici non trattate e comunque nelle giunzioni effettuate in opera

$N_b = 10.800 \text{ daN}$ è la forza di trazione nel gambo della vite per effetto del preserraggio; è funzione della classe e del diametro della vite.

Nel complesso i due bulloni portano:

$$V_{adm} = 2 \cdot F_f = 2 \times 2.592 = 5.184 \text{ daN} > V = 4.560 \text{ daN}$$

7.3.4.6. Verifica del giunto bullonato del corrente superiore in corrispondenza del nodo di colmo della capriata.



Prima di eseguire la verifica del giunto si ricordano alcune disposizioni di norma riguardanti la disposizione e l'interasse delle forature per giunti bullonati.

a) i diametri dei bulloni sono normalmente nei valori seguenti espressi in mm:

12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24 - 27 - 30

b) il diametro dei fori deve essere rispetto al diametro dei bulloni:

+ 1 mm fino a $\varnothing 20$

- per giunti a taglio

+ 1,5 mm da $\varnothing 22$

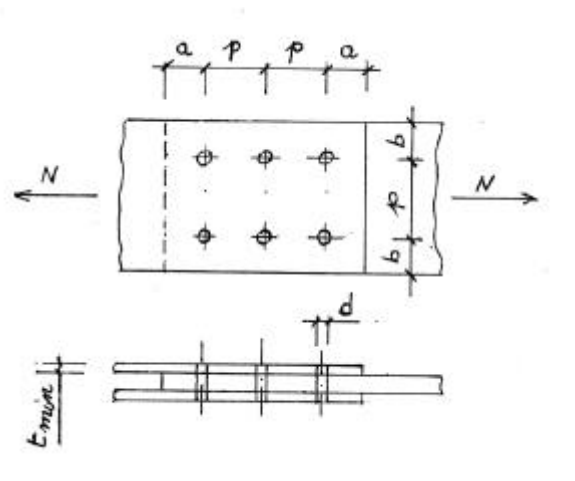
+ 1,5 mm fino a $\varnothing 24$

- per giunti ad attrito

+ 2 mm da $\varnothing 27$

c) la lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella delle parti da serrare e si deve sempre fare uso di rosette. Nel caso in cui più di mezza spira di filetto rimanga compresa nel foro si dovrà considerare nelle verifiche a taglio la sezione ridotta.

d) l'interasse dei fori e la distanza dei margini devono rispettare le limitazioni seguenti:



per elementi compressi: $3d \leq p \leq 15 t_{\min}$

- interasse

per elementi tesi: $3d \leq p \leq 25 t_{\min}$

in direzione della forza: $2d \leq a \leq 6 t_{\min}$

distanza dal bordo

in direzione perpendicolare alla forza: $1,5d \leq a \leq 6 t_{\min}$

Nel giunto in esame, soddisfatte le suddette limitazioni, e trattandosi di asta compressa, è sufficiente la verifica dei bulloni e della piastra di nodo.

Sui bulloni si ha: $N = 17.677 \text{ daN}$

Inoltre si ha il momento secondario dovuto all'eccentricità dell'asse di foratura (detto asse di truschinaggio) rispetto all'asse baricentrico:

$$M = N \cdot e = 17.677 \times 1,2 = 21.212 \text{ daNcm}$$

Per ogni bullone si ha:

- parallelamente all'asse dell'asta: $T_1 = N/3 = 17.677/3 = 5.892 \text{ daN}$

- ortogonalmente all'asse dell'asta (solo per i due bulloni esterni): $T_2 = M / (2 \times 4,8) = 21.212/9,6 = 2.210 \text{ daN}$

L'azione tagliante risultante si ottiene per somma vettoriale di T_1 e T_2 e vale:

$$T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = \sqrt{5.890^2 + 2.210^2} = 6.291 \text{ daN}$$

e la tensione tangenziale media nel bullone è:

$$t_b = \frac{T}{2 \cdot A_b} = \frac{6.291}{2 \times 201} = 15,6 \text{ daN/mm}^2 < t_{badm} = 26 \text{ daN/mm}^2$$

dove:

$A_b = 201 \text{ mm}^2$ (= area del gambo del bullone).

Verifica della pressione sul contorno del foro (verifica a rifollamento).

Con riferimento alla proiezione diametrale della superficie cilindrica del bullone si deve avere:

$$\sigma_{\text{rit}} \leq \alpha \sigma_{\text{adm}} \quad \text{con } \alpha = a/d; \quad \alpha_{\text{max}} = 2,5$$

Nel caso in esame si ha:

- per l'angolare: $\sigma_{rif} = (T/2)/(16 \times 8) = 6.291/256 = 24,6 \text{ daN/mm}^2 < 2 \sigma_{adm} = 32 \text{ daN/mm}^2$

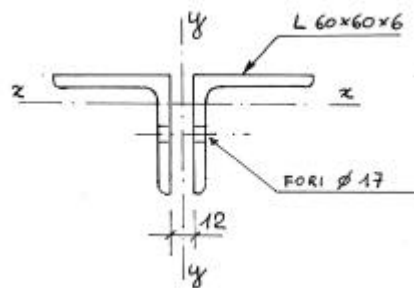
- per la piastra sp. 12: $\sigma_{rif} = T/(16 \times 12) = 6.291/192 = 32,8 \text{ daN/mm}^2 < 2,5 \sigma_{adm} = 40 \text{ daN/mm}^2$

7.3.5. Verifica del diagonale teso più esterno

7.3.5.1. Verifica del profilo.

Il massimo sforzo di trazione per il diagonale teso lo si ottiene nel caso di peso proprio più neve su tutta la copertura, e vale: $N = 15.256 \text{ daN}$

Si realizza il diagonale con due profili ad L a lati eguali disposti come in figura



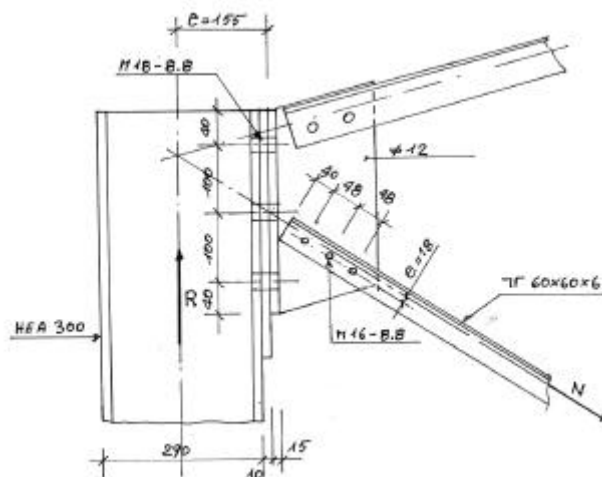
$A = 2 \times 6,91 = 13,82 \text{ cm}^2$;

$A_n = 13,82 - 2 \times 0,6 \times 1,7 = 11,78 \text{ cm}^2$

La tensione massima risulta:

$\sigma = N/A_n = 15.256/1.178 = 13,0 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm}$

7.3.5.2. Verifica del giunto bullonato nel nodo con la colonna.



7.3.5.2.1. Verifica dei bulloni di collegamento del diagonale.

$$N = 15.256 \text{ daN} \quad ; \quad M = 15.256 \times 1,8 = 27.461 \text{ daNm}$$

Per ogni bullone si ha:

- parallelamente all'asse dell'asta: $T_1 = 15.256/3 = 5.085 \text{ daN}$

- ortogonalmente all'asse dell'asta (solo per i due bulloni esterni): $T_2 = 27.461/(2 \times 4,8) = 2.861 \text{ daN}$

Componendo: $T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = \sqrt{5.085^2 + 2.861^2} = 5.835 \text{ daN}$

La tensione tangenziale media sul bullone è:

$$t_b = \frac{T}{2 \cdot A_b} = \frac{5.835}{2 \times 201} = 14,5 \text{ daN/mm}^2 < t_{b,adm} = 26 \text{ daN/mm}^2$$

Verifica della pressione sul contorno del foro:

- per l'angolare : $\sigma_{rif} = T/2 \times 1/(16 \times 6) = 5.835/192 = 30,4 \text{ daN/mm}^2 < 2,5 \sigma_{adm} = 40 \text{ daN/mm}^2$

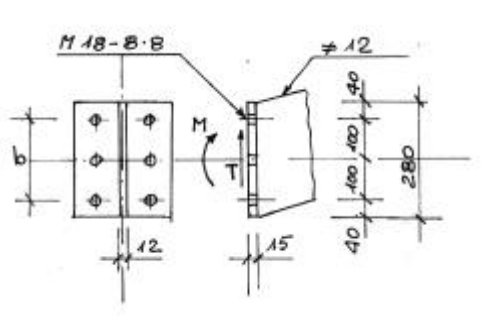
- per la piastra sp. 12: $\sigma_{rif} = T/16 \times 12 = 5.835/192 = 30,4 \text{ daN/mm}^2 < 2,5 \sigma_{adm} = 40 \text{ daN/mm}^2$

7.3.5.2.2. Verifica dei bulloni di collegamento della capriata alla colonna.

Con riferimento alla figura di punto 7.3.5.2. e con i dati dell'analisi dei carichi sulle capriate (punto 7.3.2.) si ha:

$$R = R_{cp} + R_N = 2.352 + 7.040 = 9.362 \text{ daN}$$

e quindi sul giunto bullonato:



$$T = R = 9.392 \text{ daN} \quad ; \quad M = R \cdot e = 9.392 \times 0,155 = 1.456 \text{ daNm}$$

Il calcolo corretto dello sforzo di trazione sui bulloni dovuto al momento M, dovrebbe tener conto della deformabilità dei bulloni, della piastra inflessa sp. 15 e della piastra sp. 12 nella zona compressa.

Usualmente si esegue un calcolo semplificato che prevede (a favore di sicurezza) l'esistenza di un asse neutro in posizione baricentrica rispetto alla bullonatura.

In questo modo nei bulloni più sollecitati si ha:

- sforzo normale: $N_b = M/2b = 1.456/(2 \times 0,2) = 3.640 \text{ daN}$

- sforzo da taglio: $T_b = T/6 = 9.392/6 = 1.565 \text{ daN}$

da cui:

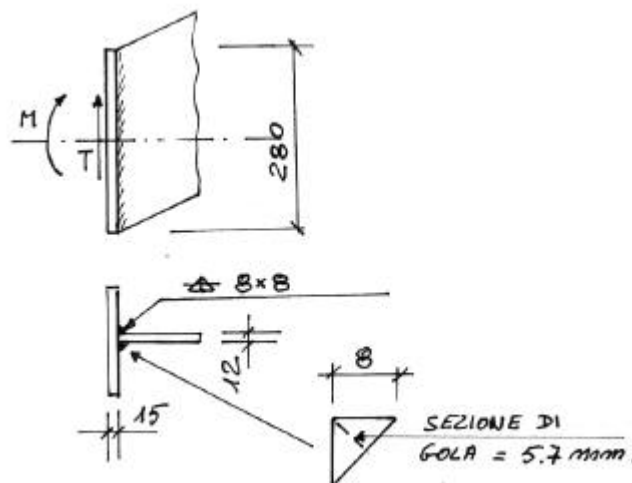
$$\sigma_b = N_b / A_{res} = 3.640/192 = 19,0 \text{ daN/mm}^2 \quad ; \quad \tau_b = T_b / A_b = 1.565/254 = 6,2 \text{ daN/mm}^2$$

Per la verifica si deve avere:

$$\left(\frac{t_b}{t_{badm}} \right)^2 + \left(\frac{s_b}{s_{badm}} \right)^2 < 1$$

cioè: $\left(\frac{6,2}{26} \right)^2 + \left(\frac{19,0}{37} \right)^2 = 0,06 + 0,26 = 0,32 < 1$

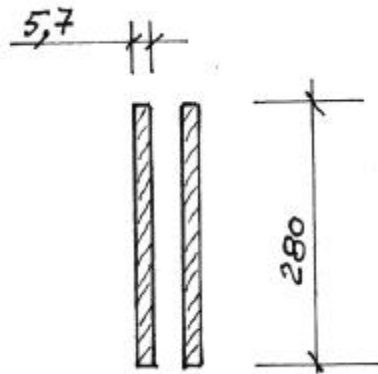
7.3.5.2.3. Verifica del giunto saldato di collegamento tra le due piastre dell'elemento di nodo



$T = 9.392 \text{ daN}$

$M = 9.392 (0,155 + 0,015) = 1.597 \text{ daNm}$

Si esegue la verifica considerando come resistente la sezione di gola del cordone d'angolo. Pertanto la sezione convenzionale resistente è la seguente:



$$A = 28 \times 0,57 \times 2 = 31,9 \text{ cm}^2 \quad ; \quad W = 1/6 \times 0,57 \times 2 \times 28^2 = 149 \text{ cm}^3$$

Si ricava:

$$\sigma_{\perp} = M/W = 1.597/149 = 10,7 \text{ daN/mm}^2 \quad ; \quad \tau_{\parallel} = T/A = 9.392/3.190 = 2,9 \text{ daN/mm}^2$$

Occorre verificare che sia:

$$\sqrt{s_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq 0,85 s_{adm}$$

cioè:
$$\sqrt{10,7^2 + 2,9^2} = 11,1 \text{ daN/mm}^2 < 0,85 \times 16 = 13,6 \text{ daN/mm}^2$$

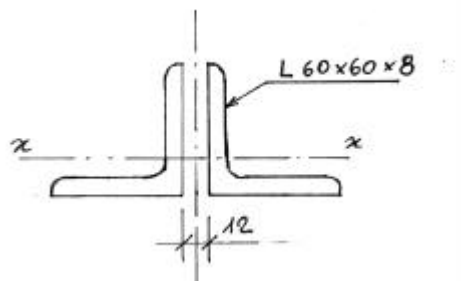
7.3.6. Verifica del corrente inferiore teso

7.3.6.1. Verifica del profilo

Il massimo sforzo di trazione per il corrente teso (tratto centrale) lo si ottiene nel caso di peso proprio più neve su tutta la copertura e vale:

$$N = 18.736 \text{ daN}$$

Si realizza il corrente con due profili ad L a lati eguali disposti come in figura:



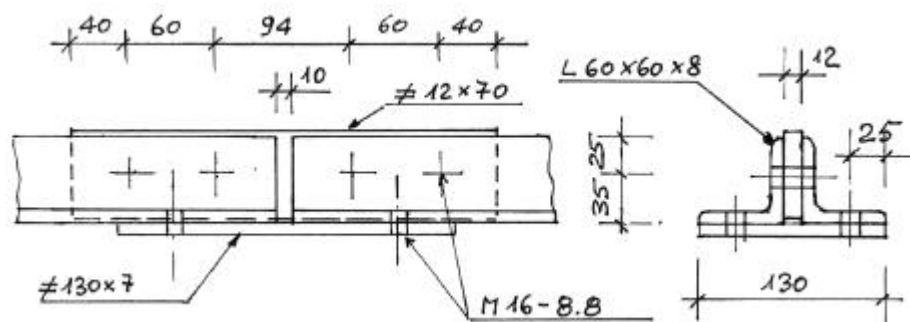
$$A = 2 \times 9,03 = 18,06 \text{ cm}^2$$

La tensione massima risulta:

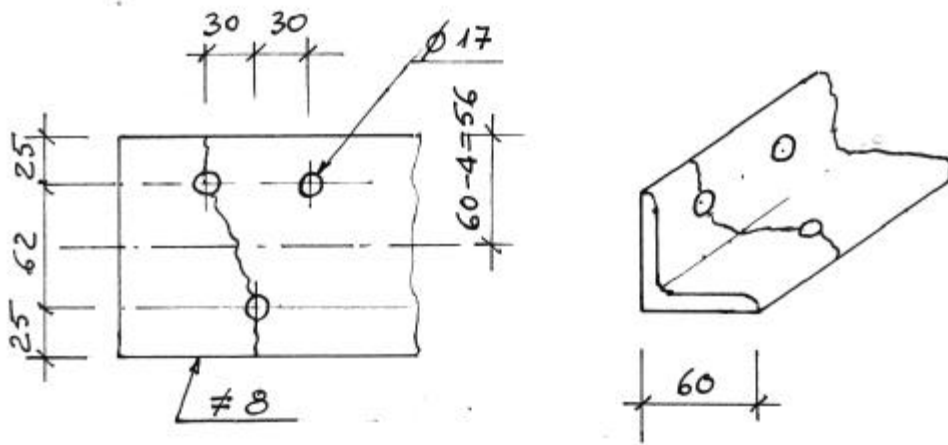
$$\sigma = N/A = 18.736/1.806 = 10,4 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm}$$

7.3.6.2. Verifica del giunto bullonato

Nella sezione interessata dal giunto si ha la riduzione della sezione resistente per la presenza dei fori:



Per il calcolo della riduzione della sezione occorre considerare la più probabile sezione di rottura:



La sezione ridotta, per ogni angolare, vale:

$$A_n = 8(25 + \sqrt{62^2 + 30^2} + 25) - 8 \times 17 \times 2 = 679 \text{ mm}^2$$

e la tensione massima

$$\sigma = N / (2 \cdot A_n) = 18.736 / (2 \times 679) = 13,8 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm}$$

Per ogni sezione a taglio dei bulloni si ha: $T_b = 18.736/6 = 3.123 \text{ daN}$

La tensione tangenziale media sul bullone è: $\tau_b = T_b/A_b = 3.123/201 = 15,5 \text{ daN/mm}^2 < \tau_{b,adm} = 26 \text{ daN/mm}^2$

Verifica della pressione sul contorno del foro:

- per l'angolare $\sigma_{rif} = 3.123/(16 \times 8) = 24,4 \text{ daN/mm}^2 < 2,5 \sigma_{adm} = 40 \text{ daN/mm}^2$

- per i coprigiunti $\sigma_{rif} = (3.123 \times 2) / (16 \times 12) = 32,5 \text{ daN/mm}^2 < 2,5 \sigma_{adm} = 40 \text{ daN/mm}^2$

Verifica dei coprigiunti

$$A = 70 \times 12 + 130 \times 7 = 1.750 \text{ mm}^2$$

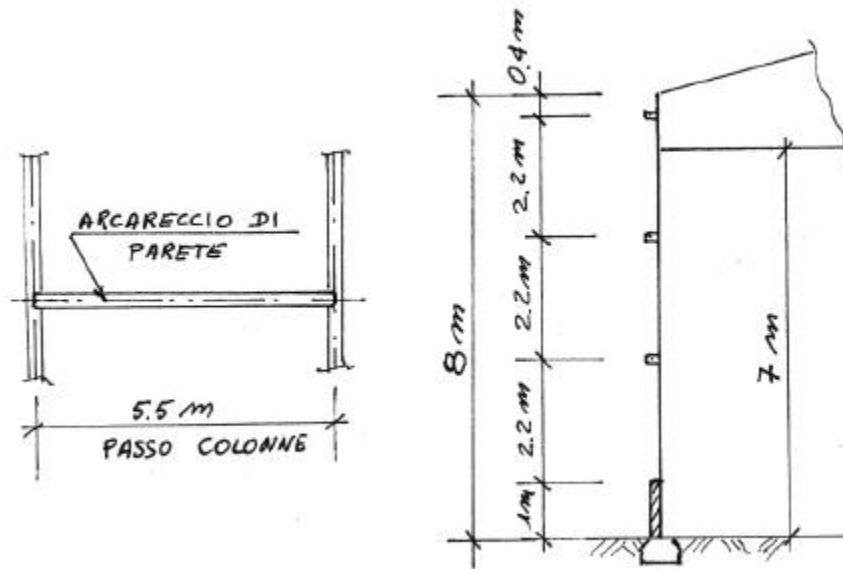
L'area depurata dei fori vale: $A_n = 1.750 - 17 \times 12 - 2 \times 17 \times 7 = 1.308 \text{ mm}^2$

La tensione massima risulta: $\sigma = N/A_n = 18.736/1.308 = 14,3 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm}$

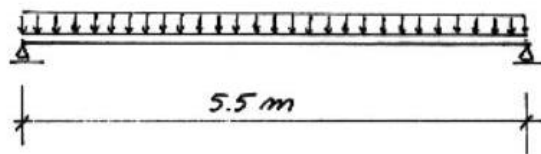
7.4. Verifica orditura di parete

7.4.1. Parete longitudinale

Schema statico ed analisi dei carichi



Lo schema statico degli arcarecci di parete è quello di trave appoggiata su luce di 5,5 metri



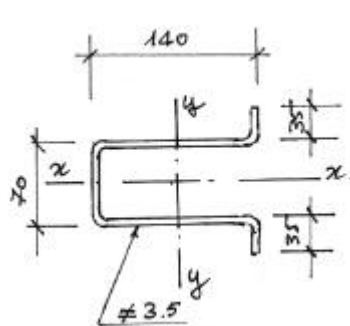
I carichi insistenti su ogni metro di arcareccio sono:

- Orizzontali dovuti al vento: $q_o = 64,6 \cdot c_p \cdot i_t = 64,6 \times 0,8 \times 2,2 = 113,7 \text{ daN/m}$
- Verticali dovuti al peso proprio dell'arcareccio (q_a) e della parete (q_p): $q_v = q_a + q_p \cdot i_t = 13 + 18 \times 2,2 = 52,6 \text{ daN/m}$

I momenti massimi sono:

- Orizzontalmente: $M_o = 1/8 \times 113,7 \times 5,5^2 = 429,9 \text{ daNm}$
- Verticalmente: $M_v = 1/8 \times 52,6 \times 5,5^2 = 198,8 \text{ daNm}$

Usando un profilo stampato a freddo del tipo in figura:



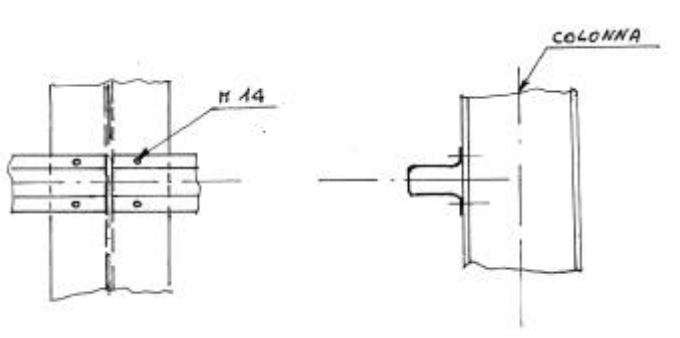
$$A = 14,2 \text{ cm}^2 \quad J_x = 170 \text{ cm}^4 \quad J_y = 361 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 25,6 \text{ cm}^3 \quad W_y = 51,6 \text{ cm}^3$$

La tensione massima risulta:

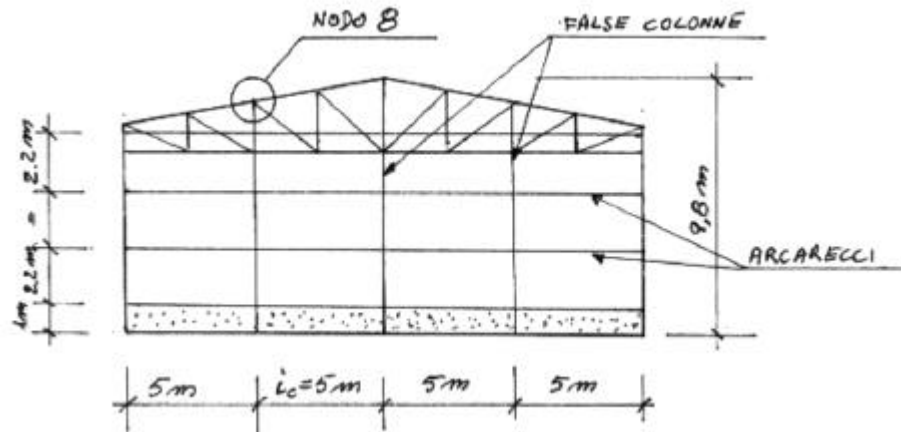
$$\sigma_{\max} = M_o/W_y + M_v/W_x = 429,9/51,6 + 198,9/25,6 = 16,1 \text{ daN/mm}^2 \cong \sigma_{\text{adm}} = 16 \text{ daN/mm}^2$$

Si può realizzare il collegamento arcareccio-colonna come in figura



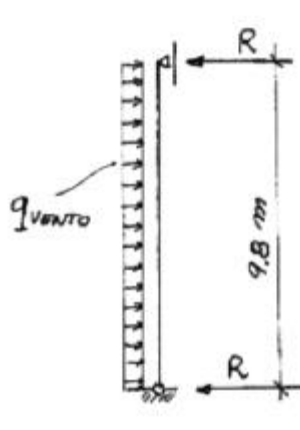
7.4.2. Parete frontale

Schema statico ed analisi dei carichi.



Lo schema statico delle false colonne è quello di trave appoggiata orizzontalmente su luce massima di 9,8 m e caricata con la pressione del vento (cfr. anche nodo 8):

$$q_{\text{vento}} = 64,6 \cdot c_p \cdot i_c = 64,6 \times 0,8 \times 5 = 258,4 \text{ daN/m}$$



Il momento massimo vale: $M = 1/8 \times 258,4 \times 9,8^2 = 3.102 \text{ daNm}$

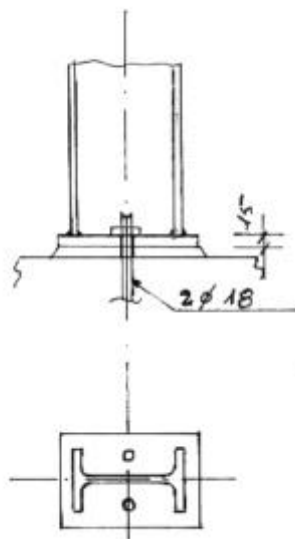
e la reazione in corrispondenza della falda di copertura vale:

$$R = 258,4 \times 9,8/2 = 1.266,2 \text{ daN}$$

Usando un profilo IPE 200 avente: $A = 28,5 \text{ cm}^2$ $J_x = 1.943 \text{ cm}^4$ $W_x = 194 \text{ cm}^3$

La tensione massima è data da: $\sigma = M/W_x = 3.102/194 = 16,0 \text{ daN/mm}^2 = \sigma_{\text{adm}} = 16 \text{ daN/mm}^2$

Il dettaglio di base può essere del tipo in figura:



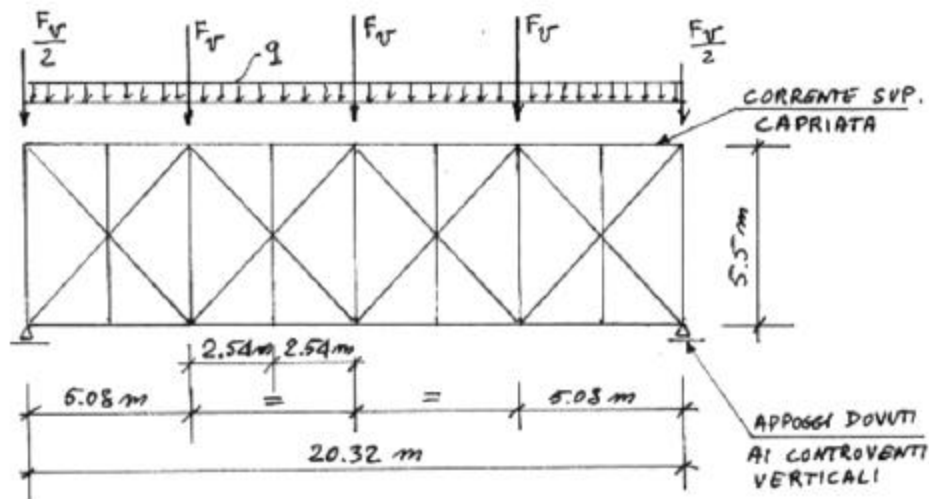
Per gli arcarecci si rimanda alla verifica di cui a punto 7.4.1.

7.5. Verifica dei controventi di falda

I controventi di falda assolvono due funzioni fondamentali:

- Assorbire le azioni del vento trasmesse dalle false colonne della parete frontale, e trasferirle lungo le linee di gronda dove verranno raccolte dai controventi verticali e riportate alla base delle colonne.
- richiamare la stabilità, nel piano della falda, delle briglie superiori compresse delle capriate.

7.5.1. Schema statico ed analisi dei carichi



7.5.1.1. Carichi da vento.

I carichi da vento, F_v , sono riportati alla controventatura dalle false colonne e valgono (cfr. punto 7.4.2.)

$$F_v = 1.286,2 \text{ daN}$$

(NOTA: si fa l'ipotesi cautelativa che ciascuna fascia di controvento sopporti i carichi da vento della parete frontale adiacente).

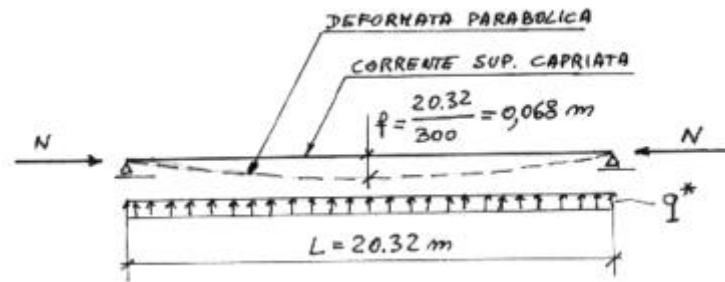
7.5.4.2. Carichi da richiamo di stabilità.

Al fine di garantire che la lunghezza libera di inflessione di ogni corrente compresso delle capriate, possa essere considerato pari alla distanza tra i nodi della controventatura a cui i correnti sono vincolati (cfr. anche punto 7.3.4.1.), si può procedere nel modo seguente (cfr. anche Eurocodice 3):

- si ipotizza una tolleranza massima di planarità della capriata pari a $1/K$ della lunghezza, ed ipotizzando una deformata parabolica (normalmente si assume $K = 300$).

b) si calcola il carico uniformemente distribuito ($q\#$) che equilibria il corrente superiore così deformato e sottoposto al carico assiale massimo di compressione (N).

Nel caso in esame si ricava:



$$q\# = (8 \cdot f \cdot N) / L^2$$

ed essendo $f = L/K$ si ha anche: $q\# = (8 \cdot N) / (K \cdot L) = (8 \cdot N / 300 \cdot L = (1/37,5) \cdot (N/L)$

Essendo $N = 19.797$ daN (cfr. punto 7.3.4.2.) si ottiene infine:

$$q\# = (1/37,5) \times (19.797/20,32) = 26 \text{ daN/m}$$

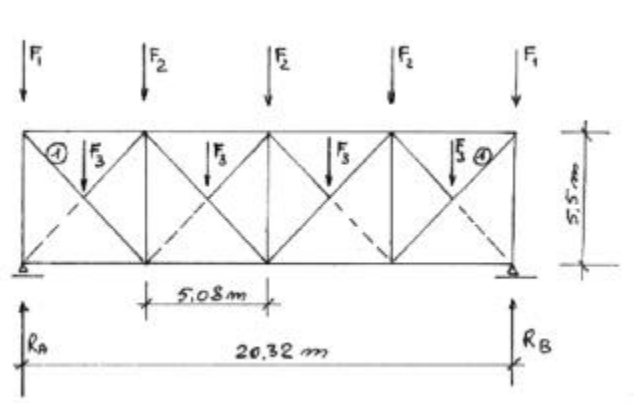
Pertanto la controventatura di falda dovrà reggere un carico complessivo pari a:

$$q = n \cdot q\# = 3 \times 26 = 78 \text{ daN/m}$$

dove: n è il numero dei campi di copertura (passo tra le capriate) stabilizzati da ogni fascia controventante.

7.5.3. Parametri di sollecitazione nelle aste della controventatura

Sommando i carichi da vento e da richiamo di stabilità si ottiene:



$$F_1 = F_v/2 + q \cdot 2,54/2 = 1.266,2/2 + 78 \times 2,54/2 = 732,2 \text{ daN}$$

$$F_2 = 2 F_1 = 2 \times 732,1 = 1.464,4 \text{ daN}$$

$$F_3 = q \cdot 2,54 = 78 \times 2,54 = 198,1 \text{ daN}$$

$$R_A = R_B = 2 F_v + q \cdot 20,32/2 = 1.266,2 \times 2 + (78 \times 20,32)/2 = 3.325 \text{ daN}$$

Poichè i controventi di falda si realizzano normalmente con elementi strutturale molto esili si fa l'ipotesi realistica che siano resistenti a trazione ma non a compressione. Nel caso in esame, togliendo gli elementi compressi (sono le aste tratteggiate in figura) si ottiene una struttura isostatica nella quale si possono ricavare gli sforzi solo con relazioni di equilibrio delle forze.

Per il diagonale più sollecitato (asta (1)) si ha:

$$N = (R_A - F_1) \cdot \frac{\sqrt{5,08^2 + 5,5^2}}{5,5} = (3.325 - 732,2) \times \frac{7,49}{5,5} = 3.531 \text{ daN}$$

Per il corrente superiore della capriata nel tratto più sollecitato:

$$\begin{aligned} N &= [(R_A - F_1) \times 5,08 \times 2 - (F_2 + 2 F_3) \times 5,08] / 5,5 = \\ &= [(3.325 - 732,2) \times 5,08 \times 2 - (1.464,4 + 2 \times 198,1) \times 5,08] / 5,5 = 3.071,1 \text{ daN} \end{aligned}$$

7.5.4. Verifica del diagonale più sollecitato.

Usando un profilo L 45x45x4 collegato con 2 M 14 da un solo lato (cfr. punto 6.1. Nodi 2 e 5), l'area effettiva A# viene assunta come somma dell'area A₁ dell'ala collegata depurata dei fori e dell'area A₂ dell'ala non collegata moltiplicata per il coefficiente di riduzione

$$\eta = 3 A_1 / (3A_1 + A_2)$$

$$\text{Nel caso in esame si ha: } A_1 = (4,5 - 1,5) \times 0,4 = 1,2 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 4,1 \times 0,4 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$\eta = 3 \times 1,2 / (3 \times 1,2 + 1,64) = 0,69$$

$$\text{quindi: } A\# = A_1 + \eta A_2 = 1,2 + 0,69 \times 1,64 = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{e la tensione massima risulta: } \sigma = N/A\# = 3.531/233 = 15,2 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm}$$

7.5.5. verifica del corrente superiore delle capriate interessate dai controventi di falda.

In queste capriate (due per ogni fascia controventante) si ha un ulteriore carico di compressione (o trazione) che, nel caso in esame, vale:

$$N = 3.071,1 \text{ daN}$$

Pertanto, riprendendo i dati di calcolo dal precedente punto 7.3.4.4., la tensione che ne deriva vale:

$$s = \frac{wN}{A} = \frac{1,95 \times 3.071,7}{2 \times 12,7 \times 100} = 2,4 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

e la tensione massima complessiva, dovuta a carichi verticali più carichi orizzontali, diventa

$$\sigma_{\text{tot}} = 15,2 + 2,4 = 17,6 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1,125 \times 16 = 18 \text{ daN/mm}^2$$

7.6. Verifica delle vie di corsa

Il capannone è servito da una gru a ponte avente portata (o carico nominale) di 50 KN e scartamento delle vie di corsa di 19 m (cfr. punto 6.2).

La gru è di classe A3 secondo CNR - UNI 10021.

La classe di una gru, che può variare da A1 fino ad A8, dipende dal regime di carico che è funzione del carico medio sollevato, e dal numero di cicli di sollevamento. Ad esempio, una gru che solleva a ciclo continuo il carico nominale va classificata in A8, mentre una gru che solleva occasionalmente carichi molto ridotti rispetto al nominale va classificata in A1.

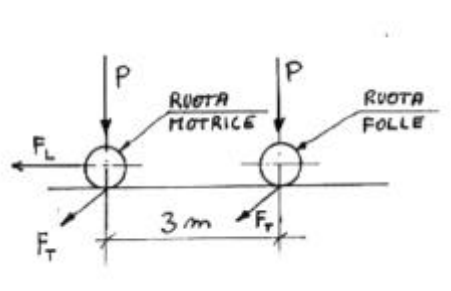
In funzione della classe vengono determinati i coefficienti di maggiorazione (M) dei carichi trasmessi dalla gru alle strutture sulle quali insiste. Per la classe A3 si ha:

$M = 1,05$ per le vie di corsa

$M = 1,02$ per le colonne

$M = 1,0$ per le fondazioni

Schema dei carichi trasmessi dalle ruote alle vie di corsa:



$P_{\max} = 60 \text{ KN}$ (carico verticale massimo)

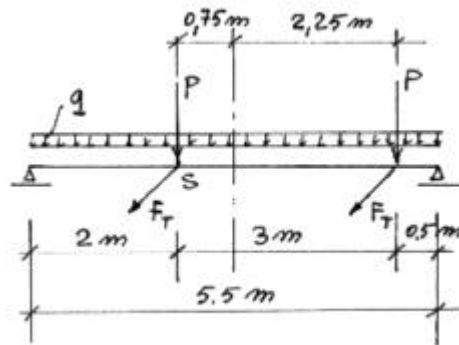
Il carico F_L orizzontale parallelo alla via di corsa è dovuto all'accelerazione o frenatura della ruota motrice e, in mancanza di valori specifici forniti dal costruttore della gru, si assume pari ad $1/7$ del carico verticale (cfr. CNR UNI 10021):

$$F_L = \pm 60/7 = \pm 8,57 \text{ KN}$$

Il carico F_T orizzontale ed ortogonale alla via di corsa è dovuto al "serpeggiamento" della gru, cioè alle forze che i bordini delle ruote esercitano sulla rotaia per mantenere la direzione del movimento ed alle forze di accelerazione o frenatura del carro-argano. In mancanza di valori specifici forniti dal costruttore della gru, si assume F_T pari ad $1/10$ del carico verticale (cfr. CNR UNI 10021):

$$F_T = \pm 60/10 = \pm 6 \text{ KN}$$

7.6.1. Schema statico ed analisi dei carichi:



La posizione dei carichi mobili che da il momento massimo è quella indicata in figura. I carichi valgono:

$$P = 6.000 \times 1,05 = 6.300 \text{ daN} \quad ; \quad F_T = \pm 600 \text{ daN}$$

E da peso proprio della via di corsa: $q = 100 \text{ daN/m}$

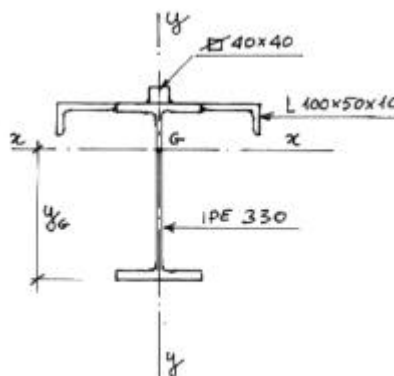
7.6.2. Verifica della via di corsa per carichi verticali:

Reazioni:

$$R_A = 6.300/5,5 (3,5 + 0,5) + 100 \times 5,5/2 = 4.856,8 \text{ daN} \quad ; \quad R_B = 6.300 \times 2 + 100 \times 5,5 - 4.856,8 = 8.293,2 \text{ daN}$$

Momento massimo: $M_S = 4.856,8 \times 2 - 100 \times 2 \times 1 = 9.512 \text{ daN/m}$

La via di corsa è realizzata con una sezione composta del tipo in figura:



$$A = 62,6 + 14,1 \times 2 + 16 = 106,8 \text{ cm}^2$$

$$y_G = (62,6 \times 16,5 + 28,2 \times 31,8 + 16 \times 35) / 106,2 = 23,3 \text{ cm}$$

$$J_x = 11.770 + 23,4 \times 2 + 1/12 \times 4 \times 4^3 + 62,6 \times 6,8^2 + 28,2 \times 8,5^2 + 16 \times 11,7^2 = 18.960 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{sup}} = 18.960/13,7 = 1.384 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = 18.960/23,3 = 813,8 \text{ cm}^3$$

$$J_y = 788 + 141 \times 2 + 1/12 \times 4 \times 4^3 + 28,2 \times 14,4^2 = 6.939 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{orizz, sup}} = 6.939/18 = 385,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{orizz inf}} = 6.939/8 = 867,4 \text{ cm}^3$$

La tensione massima da carichi verticali vale:

$$\sigma_{\text{sup}} = M_3/W_{\text{sup}} = 9.512/1.384 = 6,9 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 16 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M_3/W_{\text{inf}} = 9.512/813,8 = 11,7 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 16 \text{ daN/mm}^2$$

La freccia da carichi verticali non deve essere superiore ad 1/800 della lunghezza della via di corsa.

Nel caso in esame si ricava:

$$f_v = 0,6 \text{ cm} < 550/800 = 0,69 \text{ cm}$$

7.6.3. Verifica della via di corsa per carichi verticali ed orizzontali

Di norma (cfr. CNR UNI 10021) quando si considerano anche i carichi orizzontali non si moltiplicano i carichi verticali per il coefficiente di maggiorazione M e si esegue la verifica in condizione di carico II°.

Nel caso in esame si ha:

- da carichi verticali:

$$R_{AV} = 6.000/5,5 (3,5+0,5) + 100 \times 5,5/2 = 4.638,6 \text{ daN} \quad ; \quad M_{SV} = 4.638,6 \times 2 - 100 \times 2 \times 1 = 9.077,2 \text{ daNm}$$

- da carichi orizzontali:

$$R_{AO} = \pm 600/5,5 (3,5 + 0,5) = \pm 436,4 \text{ daN} \quad ; \quad M_{SO} = \pm 436,4 \times 2 = \pm 872,7 \text{ daNm}$$

La tensione massima risulta:

$$s_{\text{sup}} = \frac{M_{SV}}{W_{\text{sup}}} + \frac{M_{SO}}{W_{\text{orizz, sup}}} = \frac{9.077,2}{1.384} + \frac{872,7}{385,5} = 8,8 \text{ daN/mm}^2 < s_{\text{adm}} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

$$s_{\text{inf g}} = \frac{M_{SV}}{W_{\text{inf}}} + \frac{M_{SO}}{W_{\text{orizz, inf}}} = \frac{9.077,2}{813,8} + \frac{872,7}{867,4} = 12,2 \text{ daN/mm}^2 < s_{\text{adm}} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

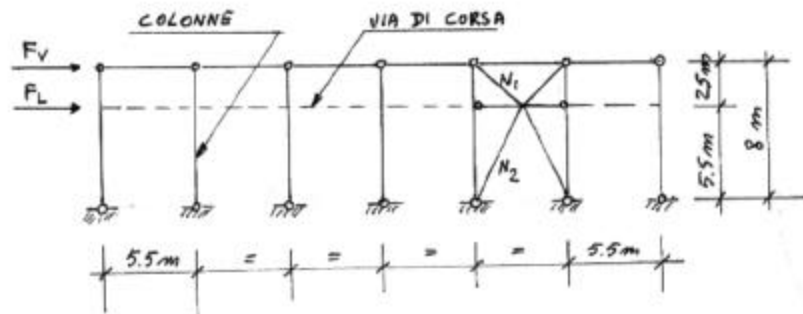
La freccia da carichi orizzontali non deve essere superiore ad 1/1600 della lunghezza della via di corsa.

Nel caso in esame si ricava:

$$f_0 = 0,16 \text{ cm} < 550/1600 = 0,34 \text{ cm}$$

7.7. Verifica dei controventi verticali.

7.7.1. Schema statico ed analisi dei carichi



Il carico F_V da vento è dato dalla relazione:

$$F_V = (0,8 + 0,4) \times 64,6 \times 9,8/2 \times 10 = 3.798,5 \text{ daN}$$

Il carico da gru F_L vale (cfr. punto 7.6):

$$F_L = 875 \text{ daN}$$

NOTA: se la velocità di traslazione della gru fosse superiore a 0,7 m/sec si dovrebbe aggiungere la forza da impatto contro i fincorsa (cfr. CNR UNI 10021).

7.7.2. Verifica dei diagonali di controvento.

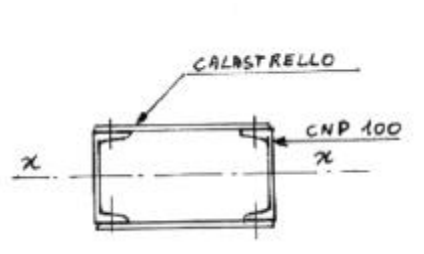
Nei diagonali superiori si ha:

$$N_1 = \frac{F_V}{2} \times \frac{\sqrt{2,5^2 + 2,75^2}}{2,75} = \frac{3.798,5}{2} \times 1,35 = 2.564 \text{ daN}$$

Nei diagonali inferiori si ha:

$$N_2 = \frac{F_V + F_L}{2} \times \frac{\sqrt{5,5^2 + 2,75^2}}{2,75} = \frac{3.798,5 + 875}{2} \times 2,236 = 5.225 \text{ daN}$$

Usando per i diagonali di controvento 2 CNP 100 collegati con calastrelli e disposti come in figura si ottiene:



$$A = 13,5 \times 2 = 27 \text{ cm}^2 \quad ; \quad i_x = 3,91 \text{ cm}$$

$$\text{Luce libera di inflessione :} \quad L_0 = \sqrt{550^2 + 275^2} = 615 \text{ cm}$$

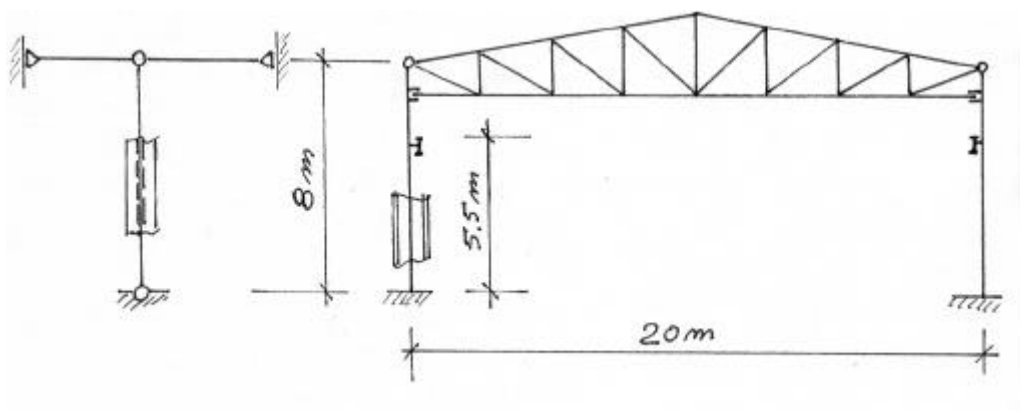
$$\text{Snellezza: } \lambda = 615/3,91 = 157 \quad \text{cui corrisponde: } \omega = 3,73$$

$$\text{La tensione massima risulta: } \sigma = \omega N / A = 3,73 \times 5.225 / 2.700 = 7,2 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

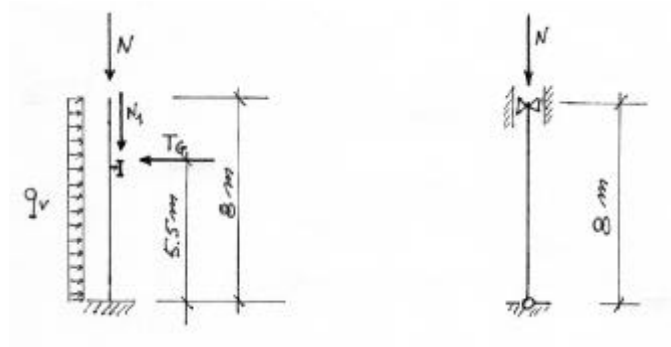
7.8. Verifica delle colonne

7.8.1. Schema statico ed analisi dei carichi

Le colonne sono vincolate come in figura



Pertanto il loro schema statico è il seguente



PIANO TRASVERSALE
(piano delle capriate)

PIANO LONGITUDINALE

La colonna è realizzata con un profilo HEA 300 il cui peso proprio è: $p_c = 88,3 \text{ daN/m}$

I carichi agenti sulla colonna sono i seguenti:

a) carico N dovuto ai carichi permanenti

- da copertura (cfr. p. 7.3.2.1)	2.352,0 daN
- da peso proprio colonna: $8 \times 88,3$	706,4 daN
- da parete (cfr. p. 7.4.1.) $13 \times 3 \times 5,5 + 18 \times 7 \times 5,5$	907,6 daN
Totale $N_{pp} =$	3.966,0 daN

b) carico N dovuto alla neve (cfr. p. 7.3.2.2.)

$$N_n = 7.040 \text{ daN}$$

c) carico N dovuto al vento (cfr. p. 7.3.2.3.)

$$N_v = - 1.418,8 \text{ daN}$$

d) carico N_1 da peso proprio della via di corsa (cfr. p. 7.6.1.) $N_{pp}^1 = 100 \times 5,5 = 550 \text{ daN}$

e) carico N^1 da gru (cfr. p. 7.6.1.)

$$N_{gru} = 6.000 (1 + (2,5/5,5)) = 8.727 \text{ daN}$$

ed incrementato del coefficiente M (cfr. p. 7.6):

$$N_{gru}^1 = 8.727 \times 1,02 = 8.902 \text{ daN}$$

f) carico T_G da gru (cfr. p. 7.6.1.)

$$T_G = \pm 600 \times (1 + (2,5/5,5)) = \pm 873 \text{ daN}$$

Per la colonna opposta i carichi contemporanei da gru sono più piccoli dei valori e) ed f), in quanto i carichi massimi sulle ruote corrispondono al carico massimo, sollevato in prossimità della via di corsa relativa. Nel caso in esame, in mancanza di dati più precisi sulla gru, si assumono per la colonna opposta i carichi e) ed f) ridotti al 50%.

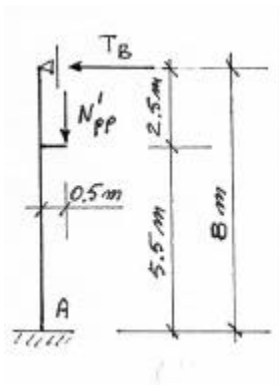
g) carico q_v da vento:

- per la colonna direttamente investita dal vento: $q'_v = 0,8 \times 64,6 \times 5,5 = 284,1 \text{ daN/m}$

- per la colonna opposta (colonna sottovento): $q''_v = 0,4 \times 64,6 \times 5,5 = 142,4 \text{ daN/m}$

7.8.2. Calcolo dei parametri di sollecitazione alla base delle colonne per effetto dei carichi N_1 , T_G , q_v

7.8.2.1. Per effetto di $N'_{pp} = 550 \text{ daN}$, si ha:

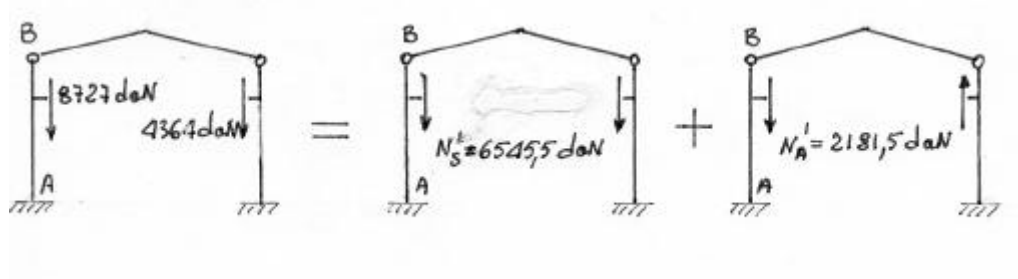


$$N_A = 550 \text{ daN}$$

$$T_A = -T_B = - (550 \times 0,5) \times \frac{3(8^2 - 2,5^2)}{2 \times 8^3} = -46,5 \text{ daN}$$

$$M_A = 550 \times 0,5 - 46,5 \times 8 = -97 \text{ daNm}$$

7.8.2.2. Per effetto di N'_{gru} , scomponendo in simmetrico più antimitrico, si ottiene:



$$N'_S + N'_A = 8.727 \text{ daN}$$

$$N'_S - N'_A = 4.364 \text{ daN}$$

quindi:

$$N'_S = (8.727 + 4.364) / 2 = 6.545,5 \text{ daN}$$

$$N'_A = (8.727 - 4.364) / 2 = 2.181,5 \text{ daN}$$

Per il caso simmetrico, con il procedimento usato per N'_{pp} , si ottiene

$$N_A = 6.545,5 \text{ daN}$$

$$T_A = -T_B = -553,4 \text{ daN}$$

$$M_A = -1.154,3 \text{ daNm}$$

ed incrementato del coefficiente M:

$$N_A = 6.545,5 \times 1,02 = 6.676,4 \text{ daN}$$

$$T_A = -T_B = -553,4 \times 1,02 = -564,5 \text{ daN}$$

$$M_A = 1.154,3 \times 1,02 = -1.177,4 \text{ daNm}$$

Per il caso antimitrico si ottiene:

$$N_A = 2.181,5 \text{ daN}$$

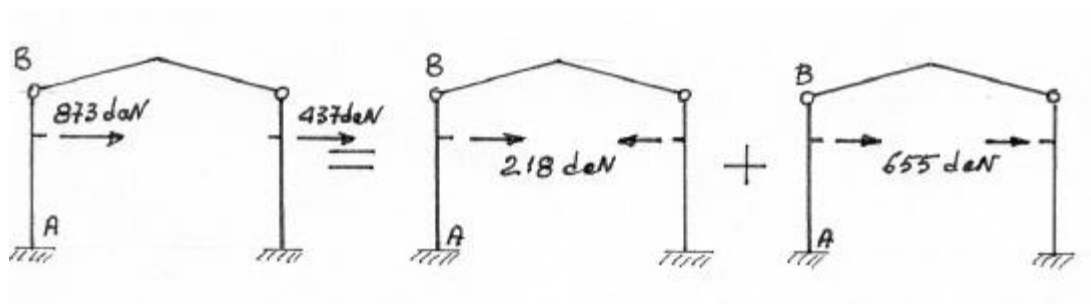
$$M_A = 2.181,5 \times 0,5 = 1.090,8 \text{ daNm}$$

ed incrementato del coefficiente M:

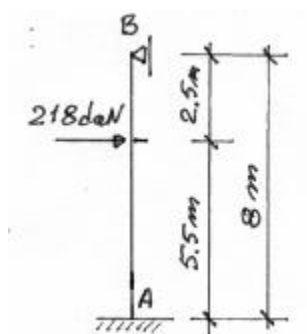
$$N_A = 2.181,5 \times 1,02 = 2.225,1 \text{ daN}$$

$$M_A = 1.090,8 \times 1,02 = 1.112,6 \text{ daNm}$$

7.8.2.3. Per effetto di T_G , scomponendo in simmetrico più antimetrico, si ottiene:



Per il caso simmetrico si ottiene:



$$T_B = 218 \times 5,5^2 (3 \times 8 - 5,5) / 2 \times 8^3 = 119,1 \text{ daN} \quad M_A = 218 \times 5,5 - 119,1 \times 8 = 246,2 \text{ daNm}$$

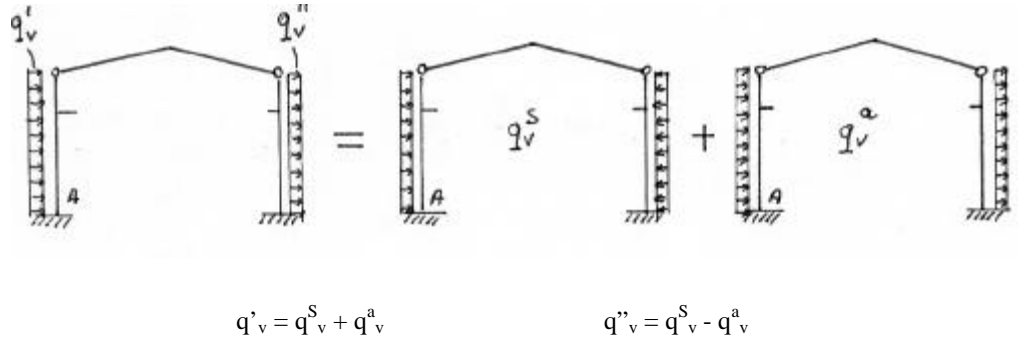
$$T_A = 218 - 119,1 = 98,9 \text{ daN}$$

Per il caso antimetrico si ottiene:

$$M_A = 655 \times 5,5 = 3.602,5 \text{ daNm}$$

$$T_A = 655 \text{ daN}$$

7.8.2.4. Per effetto di q_v , scomponendo in simmetrico più antimitrico, si ottiene:

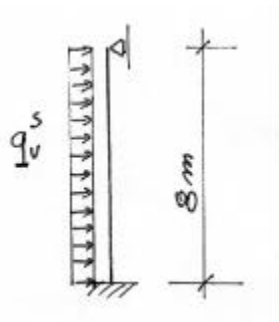


da cui:

$$q^S_v = (284,2 - 142,1) / 2 = 71,1 \text{ daN/m} \qquad q^a_v = (284,2 + 142,1) / 2 = 213,2 \text{ daN}$$

Per il caso simmetrico si ottiene:

$$M_A = 1/8 \times 71,1 \times 8^2 = 568,8 \text{ daNm} \qquad T_A = 5/8 \times 71,1 \times 8 = 355,5 \text{ daN}$$



Per il caso antimitrico si ottiene:

$$M_A = 1/2 \times 213,2 \times 8^2 = 6.822,4 \text{ daNm} \qquad T_A = 1.705,6 \text{ daN}$$

7.8.3. Combinazioni dei parametri di sollecitazione alla base delle colonne:

Al fine di inquadrarli organicamente, i dati calcolati precedentemente si raccolgono in una tabella nel modo seguente:

	PESI PROPRI		NEVE	VENTO	G R U		
	70% perman.	30% accident.			vertic.	vertic. xM	orizzon.
M_A	-68	-29	-	± 7391	-64	-65	± 3849
N_A	-3161	-1355	-7040	+1419	-8727	-8902	-
T_A	-33	-14	-	± 2061	-553	-565	± 754

Si noti che i carichi da pesi propri sono stati scomposti in 70% di permanenti e 30% di accidentali. Ciò ha lo scopo di ridurre cautelativamente l'efficacia dei pesi propri nelle combinazioni in cui il loro contributo è a favore della sicurezza. Anche se non richiesto dalla normativa, quando si usa il metodo delle tensioni ammissibili, questo modo di procedere è senz'altro raccomandabile ed è comunque previsto dal metodo semiprobabilistico dove si usa il coefficiente $\gamma_g = 1,4$ quando il contributo del carico permanente è a sfavore della sicurezza e $\gamma_g = 1$ quando è a favore.

Dalla tabella si possono ricavare facilmente le combinazioni di carico più gravose che sono:

- in condizione di carico I°: peso proprio + neve + carico verticale gruM

$$N = - 3.161 - 1.355 - 7.040 - 8.902 = - 20.458 \text{ daN}$$

$$M = - 68 - 29 - 65 = - 162 \text{ daNm}$$

$$T = - 33 - 14 - 565 = - 612 \text{ daN}$$

- in condizioni di carico II: peso proprio + neve + vento + carico verticale gru + carico orizzontale gru

$$N = - 3.161 - 1.355 - 7.040 + 1.419 - 8.727 = - 18.864 \text{ daN}$$

$$M = - 68 - 29 - 7.391 - 64 - 3.849 = - 11.401 \text{ daNm}$$

$$T = - 33 - 14 - 2.061 - 553 - 754 = - 3.415 \text{ daN}$$

Oppure:

peso proprio + vento + carico verticale gru + carico orizzontale gru

$$N = - 3.161 + 1.419 - 8.727 = - 10.469 \text{ daN}$$

$$M = - 68 - 7.391 - 64 - 3.849 = - 11.372 \text{ daNm}$$

$$T = - 33 - 2.061 - 553 - 754 = - 3.401 \text{ daN}$$

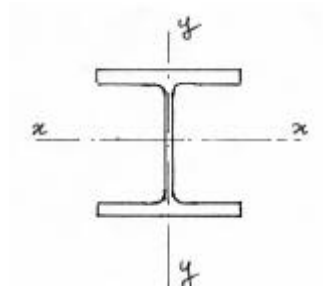
7.8.4. Sezione resistente e tensioni massime.

Si realizza la colonna con un profilo HEA 300 avente:

$$A = 112,5 \text{ cm}^2$$

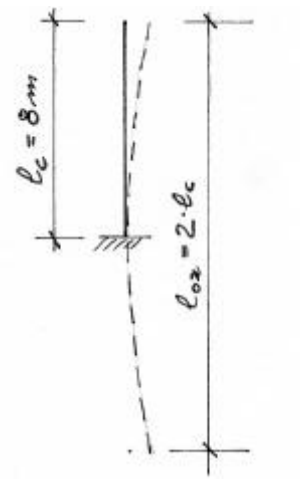
$$J_x = 18.263 \text{ cm}^4 \quad W_x = 1.260 \text{ cm}^3 \quad i_x = 12,7 \text{ cm}$$

$$J_y = 6.310 \text{ cm}^4 \quad W_y = 421 \text{ cm}^3 \quad i_y = 7,5 \text{ cm}$$

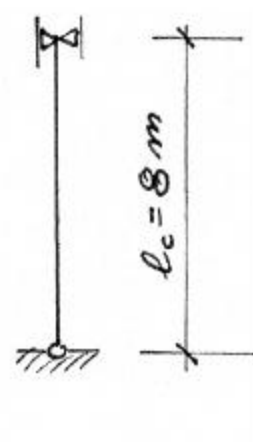


La luce libera di inflessione sul piano trasversale (piano della capriata) vale:

$$l_{ox} = 2 \cdot l_c = 2 \times 800 = 1.600 \text{ cm}$$



La luce libera sul piano longitudinale vale: $l_{oy} = l_c = 800 \text{ cm}$



Le snellezze corrispondenti sono:

- piano trasversale: $\lambda_x = l_{ox} / i_x = 1600/12,7 = 126$

- piano longitudinale: $\lambda_y = l_{oy} / i_y = 800/7,5 = 107$

Trattandosi di un'asta pressoinflessa si esegue la verifica di stabilità con la relazione seguente (cfr. CNR UNI 1011):

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M}{W \left(1 - \frac{1,5N}{\sigma_{cr} A}\right)} \leq \sigma_{adm}$$

dove:

$\omega = 2,65$ è il coefficiente relativo alla snellezza massima dell'asta

$A = 112,5 \text{ cm}^2$ è l'area della sezione resistente

$W = 1.260 \text{ cm}^3$ è il modulo resistente nel piano di flessione

σ_{cr} è la tensione critica di Eulero per la snellezza relativa al piano di flessione.

Nel caso in esame si ha:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E J}{l_{ox}^2} = \frac{3,14^2 \times 2.100.000 \times 18.263}{1.600^2 \cdot 112,5} = 1.313 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Per quanto riguarda il momento flettente M , essendo variabile lungo l'asta, si assume pari a:

$$M_{ef} = 1,3 M_m$$

$$\text{con la limitazione: } 0,75 M_{max} \leq M_{ef} \leq M_{max}$$

ed essendo M_m il valore medio del momento flettente lungo l'asta, e M_{max} il suo valore massimo.

Nel caso in esame si può assumere, con buona approssimazione:

$$M_m = 0,5 M_{max}$$

$$\text{e quindi: } M_{ef} = 1,3 \times 0,5 M_{max} = 0,65 M_{max}$$

$$\text{Pertanto si assume: } M = 0,75 M_{max}$$

Le tensioni massime per la verifica di stabilità valgono:

- in condizione di carico I°:

$$\sigma = \frac{2,68 \times 20.458}{11.250} + \frac{162 \times 0,75}{1.260 \left(1 - \frac{1,5 \times 20.458}{1.313 \times 112,5}\right)} = 4,9 + 0,1 = 5,0 \text{ daN} / \text{mm}^2 \langle \sigma_{adm} = 16 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

- in condizione di carico II°

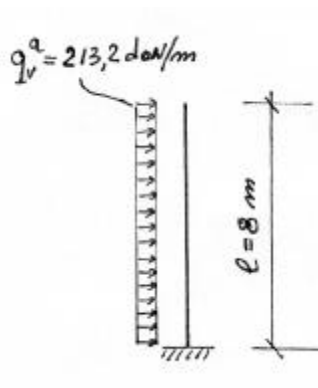
$$s = \frac{2,68 \times 18.864}{11.250} + \frac{11.401 \times 0,75}{1,260 \left(1 - \frac{1,5 \times 18.864}{1,313 \times 112,5}\right)} = 4,5 + 8,4 = 12,9 \text{ daN/mm}^2 < s_{adm} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

Si esegue anche la verifica di resistenza che in condizione di carico II° dà:

$$\sigma = 18.864/11.250 + 11.401/1.260 = 1,7 + 9,0 = 10,7 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

7.8.5. Verifica della freccia della colonna dovuta al vento.

La freccia è data dalla componente antisimmetrica del vento e vale:



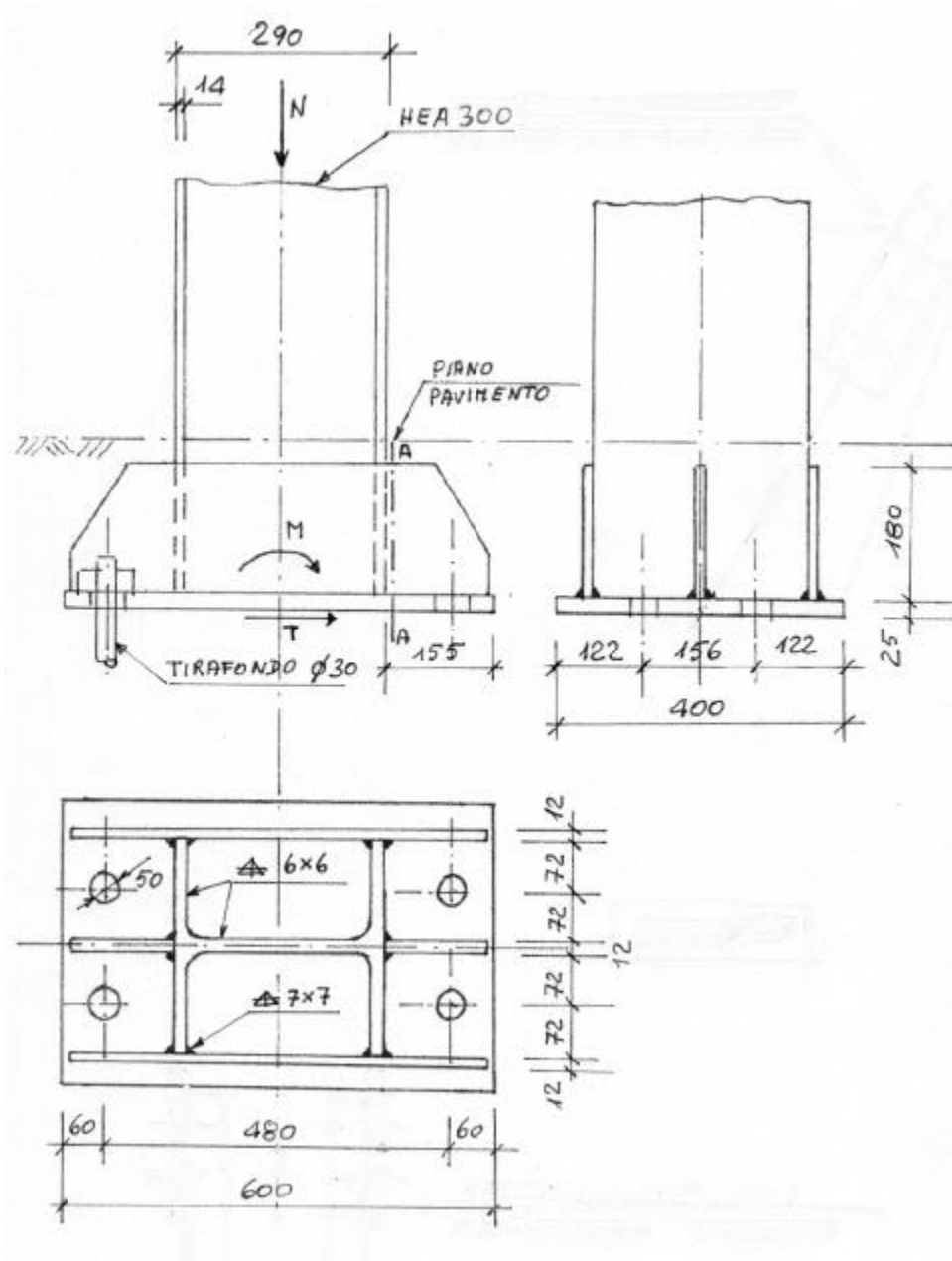
$$f = \frac{ql^2}{8EJ} = \frac{2,13 \times 800^4}{8 \times 2.100.000 \times 18.263} = 2,85 \text{ cm} = \frac{l}{281}$$

Pertanto tenuto conto del valore abbastanza elevato della freccia da vento, non si ritiene opportuno un alleggerimento del profilo usato per la colonna anche se la tensione massima non è molto elevata.

Ciò in quanto una deformabilità eccessiva potrebbe essere causa di un non corretto funzionamento del carroponte (Nel metodo semiprobabilistico sarebbe definito come raggiungimento di uno stato limite di servizio).

7.9. Verifica delle piastre di base e dei tirafondi delle colonne

7.9.1. Dettaglio della base delle colonne



7.9.2. Verifica della saldatura tra le ali della colonna ed i piatti di spessore 12 mm.

Si prevedono saldature con cordone d'angolo aventi:

$$s_u = 7/\sqrt{2} = 5,0\text{mm}$$

La lunghezza di ogni saldatura è 180 mm.

La condizione di carico più gravosa è (cfr. 7.8.3.):

$$N = 18.864 \text{ daN}$$

$$M = 11.401 \text{ daNm}$$

La tensione massima sulla saldatura vale:

$$t = \frac{18.864}{12 \times 5 \times 180} + \frac{11.401}{(0,29 - 0,014) \times 6 \times 5 \times 180} = 1,7 + 7,7 = 9,4 \text{ daN/mm}^2 < 0,85 s_{adm} = 15,3 \text{ daN/mm}^2$$

7.9.3. Calcolo della trazione massima sui tirafondi e della pressione massima sulla piastra di base.

La trazione sui tirafondi e la pressione nella piastra di base sono funzione di molteplici parametri: rigidità delle piastre, del plinto di fondazione, dei tirafondi, ecc. Si tratta di una struttura tridimensionale non risolvibile esattamente con gli usuali metodi di calcolo.

Esistono comunque metodi semplificati sufficientemente attendibili per una soluzione approssimata del problema. Tra questi, un metodo comunemente usato è quello che prevede di assimilare il complesso, piastra di base nervata - tirafondi - fondazione, ad una sezione rettangolare pressoinflessa di calcestruzzo armato ad armatura semplice ed avente le stesse dimensioni della piastra di base. L'armatura è costituita dai tirafondi che reagiscono a trazione per la condizione di carico in esame.

Con i simboli di figura, l'equazione di equilibrio attorno ad x (=posizione della risultante dei carichi) dà:

$$\sigma_c/2 \cdot b \cdot y (d + Y/3) - \sigma_a \cdot A_a (d + h) = 0$$

$$\sigma_a = n \sigma_c \cdot (h - y) / y$$

$$n = E_a/E_c$$

E_a = modulo elastico acciaio

E_c = modulo elastico calcestruzzo

Sostituendo e sviluppando si ricava:

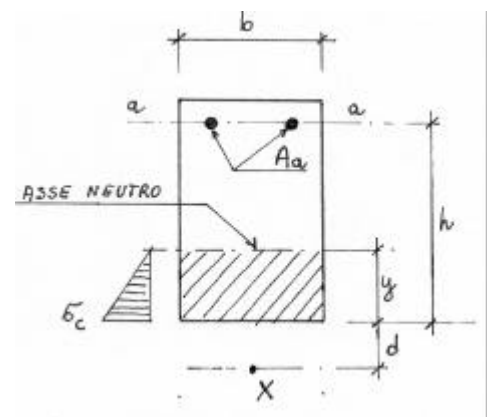
$$1/6 b y^3 + (b \cdot d)/2 \cdot y^2 + n A_a (d + h) y - n A_a h (d + h) = 0$$

Nel caso in esame si ha:

$$b = 40 \text{ cm};$$

$$n = E_a/E_c = 6;$$

$$A_a = 7,06 \times 2 = 14,12 \text{ cm}^2; \quad h = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$$



ed essendo ancora (cfr. 7.8.3.):

- con N_{\max} : $N_{\max} = 18.864 \text{ daN}$

$$e = M/N_{\max} = 0,604 \text{ m}$$

$$M = 11.401 \text{ daNm}$$

- con N_{\min} :

$$N_{\min} = 10.469 \text{ daN}$$

$$e = M/N_{\min} = 1,086$$

$$M = 11.372 \text{ daNm}$$

si ottiene

- con N_{\max} : $d = 60,1 - 60/2 = 30,4 \text{ cm}$

- con N_{\min} : $d = 108,6 - 60/2 = 78,6 \text{ cm}$

e quindi l'equazione di terzo grado in y , con N_{\max} , diventa:

$$6,67 y^3 + 608 y^2 + 7.150 y - 386.120 = 0$$

da cui: $y = 18,5 \text{ cm}$

e con N_{\min} diventa:

$$6,67 y^3 + 1.572 y^2 + 11.234 y - 606.629 = 0$$

da cui: $y = 15,8 \text{ cm}$

Si ricava quindi la pressione massima sul calcestruzzo con la relazione di equilibrio attorno all'asse a-a di figura:

$$\sigma_c/2 \cdot b \cdot y (h - y/3) = N (d + h)$$

cioè:

$$\sigma_c = N \cdot \frac{2(d+h)}{by(h - \frac{y}{3})}$$

e quindi numericamente

$$\text{con } N_{\max}: \sigma_c = 18.864 \frac{2(30,4 + 54)}{40 \times 18,5(54 - \frac{18,5}{3})} = 90,0 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{con } N_{\min} : \sigma_c = 10.469 \cdot \frac{2(78,6 + 54)}{40 \times 15,8 \left(54 - \frac{15,8}{3}\right)} = 90,1 \text{ daN/cm}^2$$

Si ricava infine la forza di trazione complessiva sui tirafondi con la relazione:

$$T = \sigma_a \cdot A_a = n A_a \sigma_c \cdot (h-y) / y$$

e quindi:

$$\text{con } N_{\max} : T = 6 \times 14,12 \times 90,0 \times (54-18,5) / 18,5 = 14.631 \text{ daN}$$

$$\text{con } N_{\min} : T = 6 \times 14,12 \times 90,1 \times (54-15,8) / 15,8 = 18.455 \text{ daN}$$

7.9.4. Verifica dei tirafondi:

Usando tirafondi $\varnothing 30$ aventi:

$$A = 7,06 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_n = 5,61 \text{ cm}^2 \text{ (area di nocciolo nella zona filettata)}$$

La tensione massima risulta: $\sigma = 18.455/(2 \times 561) = 16,4 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{adm}$

Nell'ipotesi che i tirafondi siano immersi nel calcestruzzo del plinto di fondazione per 150 cm, la tensione di aderenza vale:

$$t = \frac{18.455}{2(3 \times 3,14 \times 150)} = 6,5 \text{ daN/cm}^2 \cong t_{adm} = 6 \text{ daN/cm}^2$$

Si rientra nella tensione ammissibile terminando i tirafondi, nella parte inferiore, con un uncino o con una piastra di riscontro.

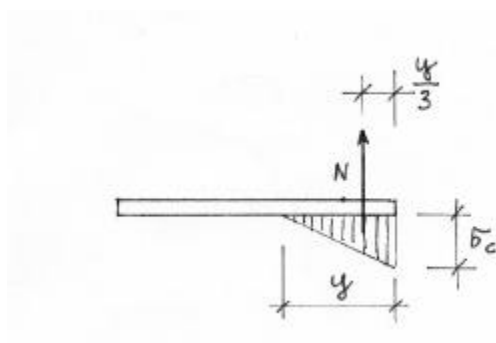
7.9.5. Verifica della piastra di base nervata.

La sezione maggiormente sollecitata è la sezione A-A della figura (cfr. 7.9.1.).

Nella sezione A-A si ha il momento flettente ed il taglio dovuto alla reazione tra piastra di base e calcestruzzo.

Questa reazione si calcola con la relazione:

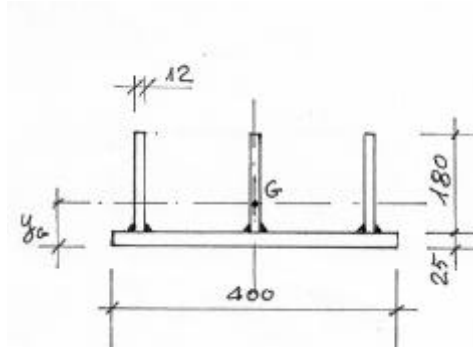
$$N = 1/2 \sigma_c \cdot b \cdot y = 1/2 \times 90 \times 40 \times 18,5 = 33.300 \text{ daN}$$



Pertanto i parametri di sollecitazione nella sezione A-A sono:

$$T = 33.300 \text{ daN} \quad ; \quad M = 33.300 (0,155 - (0,185/3)) = 3.108 \text{ daNm}$$

Parametri della sezione resistente:



$$y_G = (18 \times 1,2 \times 3 \times 11,5 + 40 \times 2,5 \times 1,25) / (18 \times 1,2 \times 3 + 40 \times 2,5) = 5,3 \text{ cm}$$

$$J_G = 3 \times 1/12 \times 1,2 \times 18^3 + 1,2 \times 18 \times 3 \times 6,2^2 + 1/12 \times 40 \times 2,5^3 + 40 \times 2,5 \times 4,05^2 = 5.933 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{sup}} = 5.933/15,2 = 390,3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{\text{inf}} = 5.933/5,3 = 1.119,4 \text{ cm}^3$$

La tensione massima, al lembo superiore, vale:

$$\sigma = M/W_{\text{sup}} = 3.108/390,3 = 8,0 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

La tensione tangenziale massima (nell'asse baricentrico) si ricava con la relazione:

$$t = \frac{TS}{Jb} = \frac{33.300 \times 415,9}{5.933 \times 3,6} = 648 \text{ daN/cm}^2 = 6,48 \text{ daN/mm}^2 < t_{\text{adm}}$$

dove:
$$S = \frac{(20,5 - 5,3)^2 \times 1,2 \times 3}{2} = 415,9 \text{ cm}^3$$

Verifica della saldatura tra piastra di base e nervature verticali:

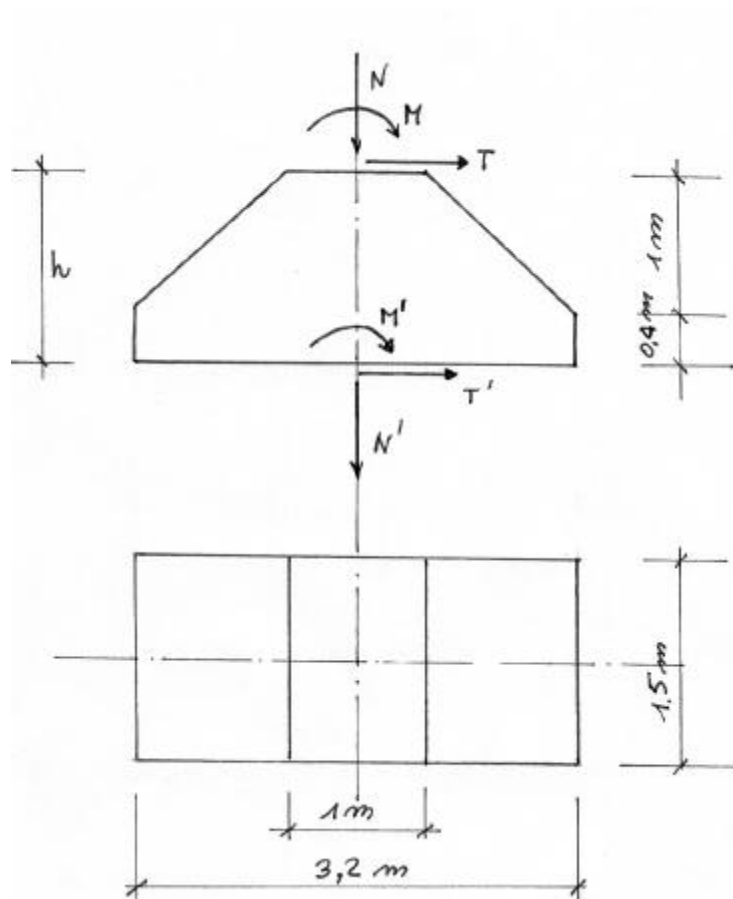
$$t = \frac{TS}{Jb} = \frac{33.300 \times 405}{5.933 \times \frac{0,7}{\sqrt{2}} \times 6} = 756 \text{ daN/cm}^2 = 7,56 \text{ daN/mm}^2 < t_{\text{adm}}$$

dove:

$$S = 40 \times 2,5 \times (5,3 - 1,25) = 405 \text{ cm}^3$$

7.10. Verifica di stabilità dei plinti di fondazione:

7.10.1. Dimensioni e carichi sui plinti



Il peso del plinto vale:

$$N_p = 2.500 [(0,4 \times 1,5 \times 3,2) + 1/2 (1 + 3,2) \times 1 \times 1,5] = 12.675 \text{ daN}$$

Pertanto sotto il plinto si ha (cfr. 7.8.3.)

$$N' = N + N_p = 18.864 + 12.675 = 31.539 \text{ daN} \quad ; \quad M' = M + T \cdot h = 11.401 + 3.415 \times 1,4 = 16.182 \text{ daNm}$$

$$T' = T = 3.415 \text{ daN}$$

oppure, con N_{\min}

$$N' = 10.469 + 12.675 = 23.144 \text{ daN} \quad ; \quad M' = 11.372 + 3.401 \times 1,4 = 16.133 \text{ daNm}$$

$$T' = 3.401 \text{ daN}$$

7.10.2. Verifica di stabilità:

Nel primo caso si ha un'eccentricità del carico pari a:

$$e = 16.182/31.539 = 0,51 \text{ m} < 3,2/6 = 0,54 \text{ m}$$

Quindi la sezione di contatto terreno-plinto (3,2x1,5 m) è tutta reagente e la tensione massima di compressione vale:

$$s = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{31.539}{150 \times 320} + \frac{16.182}{\frac{1}{6} \times 150 \times 320^2} = 1,3 \text{ daN/cm}^2$$

Nel secondo caso si ha un'eccentricità del carico pari a:

$$e = 16.133/23.144 = 0,70 \text{ m} > 3,2/6 = 0,54 \text{ m}$$

Quindi la sezione di contatto si parzializza e la tensione massima è data dalla relazione:

$$s = \frac{2N}{3ub} = \frac{2 \times 23.144}{3 \times 90 \times 150} = 1,14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{dove: } u = 3,2/2 - e = 1,6 - 0,7 = 0,9 \text{ m}$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$