

Studio Tecnico PARISI Ing. CESARE
Ingegnere Civile - Via Modena San Sperato 1/A – 89133 Reggio Calabria (RC)
Albo degli Ingegneri della provincia di Reggio Calabria sez.B n°124
Tel.3292225757-P.I. 0263878805

RELAZIONE DI CALCOLO DI UNA TENDA CON STRUTTURA PORTANTE IN ALLUMINIO DI LUCE 9 m



Committente: CAMMANAUTICA srl

Il tecnico: Ing. Cesare PARISI

Collaboratore: Dott. Ing. Diego BRUCIAFREDDO

Reggio Calabria, addì 07/03/2011

PARISI Ing. Cesare

Sommario

1. GENERALITÀ	2
1.1 ALTRI DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2. PRESCRIZIONI GENERALI.....	2
3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	2
4. MATERIALI UTILIZZATI E SEZIONI.....	4
5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA	6
6. ANALISI DEI CARICHI.....	8
6.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	8
6.2 SOVRACCARICHI FISSI.....	8
6.3 CARICO DA VENTO	8
6.4 CARICO DA NEVE	10
6.5 CARICO SISMICO	10
7. COMBINAZIONI DI CARICO	10
8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
9. PROGRAMMA DI CALCOLO	12
10. RISOLUZIONE DEGLI SCHEMI STRUTTURALI	12
11. VERIFICA ALL'SLU- STRU	16
12. VERIFICA ALL'SLU-EQU.....	19
13. VERIFICA ALL'SLE	16
14. VERIFICA GIUNTO DI BASE	19

1. GENERALITÀ

Oggetto di questo documento è la verifica strutturale di una tenda con struttura portante in alluminio e acciaio di proprietà della ditta "Cammanautica srl".

Si verifica la capacità della struttura ad assolvere le sollecitazioni indotte dai carichi previsti dalla normativa vigente su suolo italiano NTC08 "D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008", la norma UNI EN-1378:2005 "Strutture temporanee – tende – sicurezza" e la UNI EN 1999 "Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture in alluminio" in previsione di installazioni di breve periodo della tenda (minore di due anni) nel comune di Napoli.

1.1 Altri documenti di riferimento

- Circolare Ministeriale n°617 del 02 Febbraio 2009
- UNI EN 1991 – Eurocodice 1 Azioni sulle strutture
- UNI EN 1993 – Eurocodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio
- UNI EN 1997 – Eurocodice 7 Progettazione Geotecnica

2. PRESCRIZIONI GENERALI

I teli devono essere ben tesi in modo da consentire il rapido ruscellamento delle acque di provenienza meteorica e impedire la formazione di sacche d'acqua.

In presenza di vento, tale da comportare lo scuotimento della struttura portante, si deve provvedere a chiudere tutti gli ingressi il più ermeticamente possibile in modo che all'interno non siano rilevabili correnti d'aria apprezzabili.

Tutti gli elementi uniti a innesto devono essere assicurati contro l'estrazione ed è necessario che i tiranti in acciaio siano adeguatamente tesi.

Durante l'intero periodo di utilizzo della tenda è necessario impedire l'accumulo di neve sulla struttura garantendo, se necessario, un riscaldamento della tenda atto a garantire che il rivestimento del tetto sia in contatto con la temperatura dell'aria interna non minore di 8 °C-12 °C ovunque e che il telo di rivestimento sia confezionato e tensionato in modo tale che non si possa verificare una deformazione eccessiva dello stesso.

Nel caso in cui la tenda, per una qualsiasi ragione, manifesti formazione di importanti sacche d'acqua è fondamentale prevedere lo svuotamento immediato delle stesse, se fosse necessario con tranciatura dei teli, al fine di non creare condizioni di insufficienza per la struttura.

Tutte le suddette prescrizioni devono essere periodicamente verificate.

3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

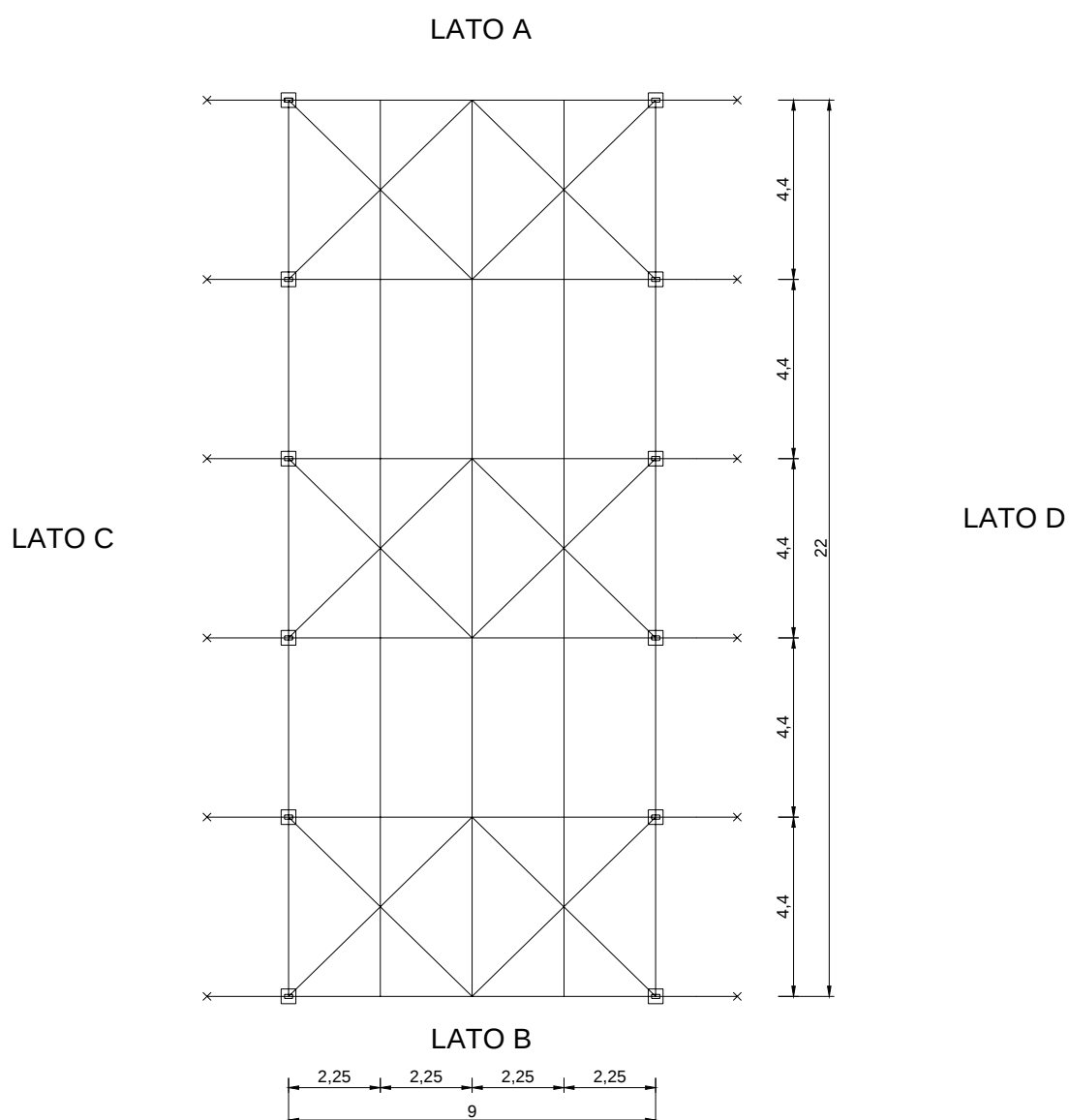
La struttura in esame ha pianta rettangolare di dimensioni 9.00 m x 22.00 m. La copertura è a doppia falda con altezza al piano di gronda di 7.00 m e al colmo 8.00 m. La

struttura portante è costituita da una serie di portali costituiti da elementi in alluminio uniti ad innesto mediante appositi elementi di giunzione in acciaio.

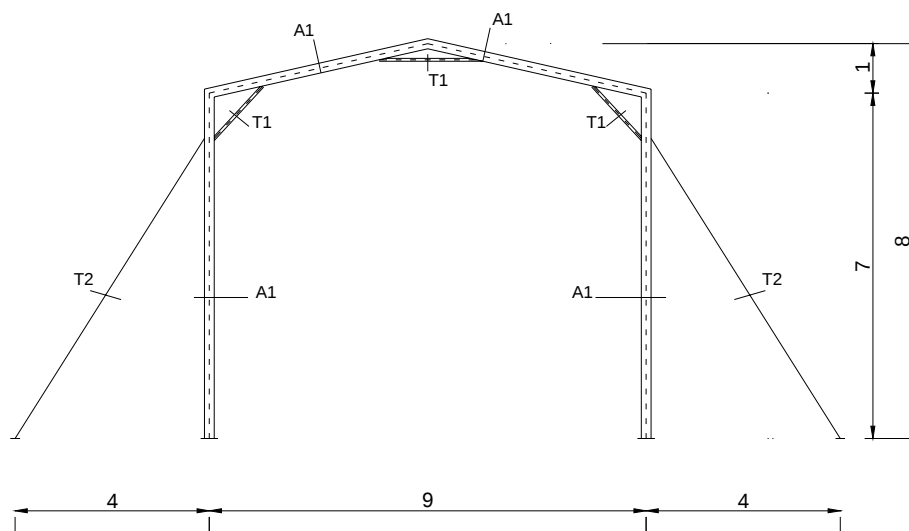
L'assenza di labilità sul lato lungo e del piano di falda è garantito da apposita controventatura. Si riscontra inoltre la presenza di bielle in acciaio poste in corrispondenza dei nodi a guisa di irrigidire la giunzione.

Il suolo su cui insiste la struttura è costituito da una soletta in c.a. dello spessore di 30 cm con calcestruzzo avente un Rck 25 MPa. Il collegamento al suolo è garantito mediante l'infissione di tirafondi del diametro di 20 mm.

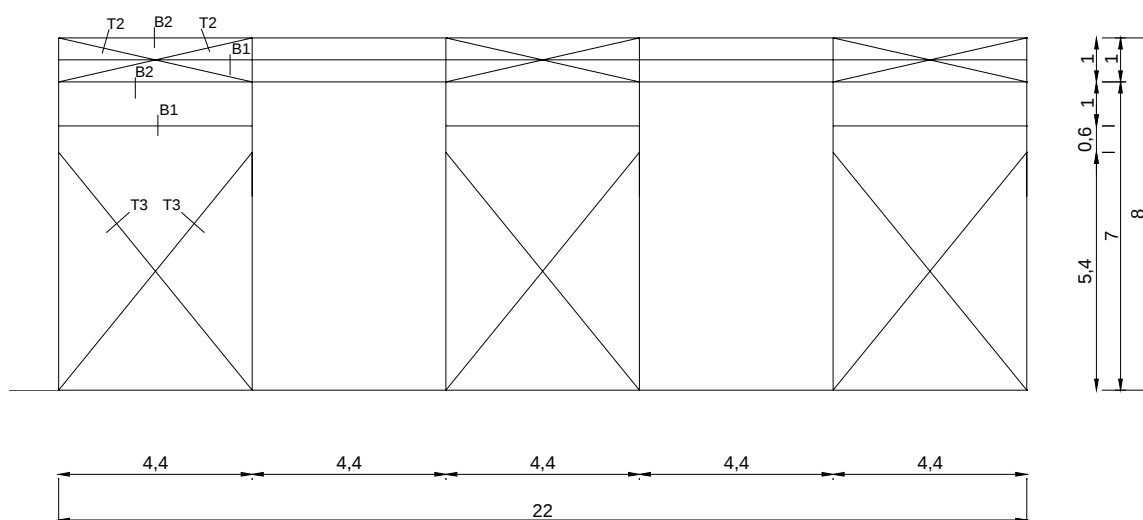
- **Pianta tendostruttura**



- Prospetto lato A – C**



- Prospetto lato B-D**



4. MATERIALI UTILIZZATI

- Acciaio**

Tutti gli elementi strutturali sono in acciaio del tipo S235 conforme alla UNI EN 10025-2. Le caratteristiche meccaniche del materiale sono riportate in tabella.

ACCIAIO S235			
Tensione caratteristica a snervamento	f_{yk}	235	N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	360	N/mm^2
Modulo di Young	E	210000	N/mm^2
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	
Coefficiente di espansione termica	α	$12E - 6$	$^{\circ}C^{-1}$
Densità di massa	ρ	7800	Kg/m^3

Per le verifiche di resistenza e stabilità si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Coefficienti di sicurezza		
Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	γ_{M0}	1.05
Resistenza all'instabilità delle membrature	γ_{M1}	1.05

- **Alluminio**

Le membrature principali sono in alluminio strutturale del tipo EN-AW 6061/T6 e sono del tipo forgiati a caldo con assenza di saldature. In riferimento alla parte 3 della UNI –ENV 1999 – Eurocodice 9 si riportano i valori relativi al materiale

EN- AW 6061-T6 profili estrusi con spessore minore di 25 mm			
0.2% Proof Strength (tabella 3.2b)	f_{02}	240	N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	f_u	260	N/mm^2
Modulo di Young	E	70000	N/mm^2
Coefficiente di Poisson	ν	0.25	
Coefficiente di espansione termica	α	$23E - 6$	$^{\circ}C^{-1}$
Densità di massa	ρ	2700	Kg/m^3

Per le verifiche di resistenza e stabilità si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Coefficienti di sicurezza		
Resistenza e instabilità delle sezioni di classe 1-2-3-4	γ_{M1}	1.10
Resistenza delle sezioni nette in corrispondenza delle forature	γ_{M1}	1.25

- Bulloni**

I bulloni utilizzati sono conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI EN ISO 898-1:2001. La classe della vite è 8.8AR mentre quella del dado 8 AR.

BULLONI 8.8 AR			
Tensione caratteristica a snervamento	f_{yb}	640	N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	f_{tb}	800	N/mm^2

Per le verifica delle unioni si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Coefficienti di sicurezza		
Resistenza dei bulloni	γ_{M2}	1.25
Resistenza a scorrimento SLU	γ_{M3}	1.25
Resistenza a scorrimento SLE	$\gamma_{M3_{serv}}$	1.10
Precarico di bulloni ad alta resistenza	γ_{M7}	1.10

5. SEZIONI

SEZIONE A1:

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 1842 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 1002 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 9111949 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 85033 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 2904984 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 43099 \text{ mm}^3$

SEZIONE B1-T3

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 1842 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 1002 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 9111949 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 85033 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 2904984 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 43099 \text{ mm}^3$

SEZIONE T1

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 1842 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 1002 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 9111949 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 85033 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 2904984 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 43099 \text{ mm}^3$

SEZIONE T2

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 1842 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 1002 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 9111949 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 85033 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 2904984 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 43099 \text{ mm}^3$

6. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

Si adopera il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La verifica di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali di sicurezza” espresso dalla seguente equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [1]$$

in cui

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
 E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di calcolo delle azioni.

In accordo alla UNI13782 § le combinazioni di verifica all'SLU

- **Azioni di calcolo slu (in assenza di forze di precompressione)**

$$F_D = \gamma_G G_k + \sum \gamma_F Q_{ik} \quad [2]$$

- **Azioni di calcolo sle- Combinazione caratteristica rara**

$$F_D = G_K + Q_{1k} + \sum \psi_{0i} Q_{ik} \quad [3]$$

In cui:

- G_K Valore caratteristico dei carichi permanenti
 Q_{1k} Valore caratteristico del carico variabile dominante

Q_{ik}	Valore caratteristico del secondo carico variabile
γ_G	Coefficiente parziale dei carichi permanenti 1.35 se sfavorevole alla sicurezza 1.00 favorevole alla sicurezza
γ_F	Coefficiente parziale per i carichi variabili 1.50 se si considera l'azione di uno solo singolarmente 1.35 per più carichi agenti contemporaneamente
ψ_{0i}	Coefficiente che tiene conto della ridotta probabilità che due azioni si verifichino contemporaneamente coi valori massimi, si assume pari a 0.8.

7. ANALISI DEI CARICHI

In questo paragrafo si riporta la determinazione dei carichi agenti sulla struttura.

7.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è tenuto direttamente in conto dal programma di calcolo.

7.2 Sovraccarichi fissi

I sovraccarichi fissi gravanti sulla struttura sono costituiti dal carico del peso proprio del PVC che assume i seguenti valori:

Sovraccarichi fissi G_{K_teli}			
Telo in PVC copertura 950 gr/m ²	$g_{k_telicop}$	9.32	N/m ²
Telo in PVC laterale 650 gr/m ²	$g_{k_telilat}$	6.38	N/m ²

7.3 Carico da vento

Con riferimento al §6.4.4.2 della UNI13782 è possibile un calcolo semplificato dell'azione del vento qualora la velocità di riferimento, per un periodo di ritorno di 50 anni, nel sito in esame sia inferiore a 28 m/s.

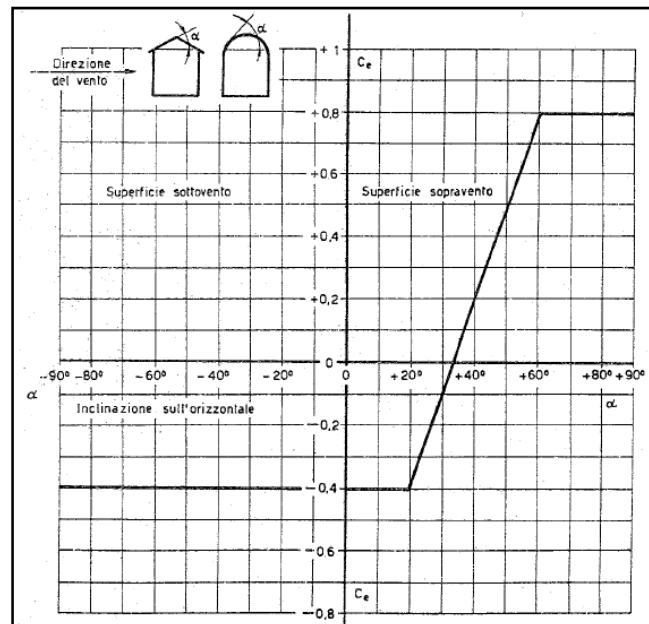
Il comune di Napoli ricade nella zona 3 della classificazione delle NTC08. Per cui si ha:

- Velocità di riferimento $v_b = 27 \text{ m/s}$
- Parametro di altitudine $a_0 = 500 \text{ m}$
- Parametro $k_s = 0.020 \text{ 1/s}$

I valori di riferimento della pressione sono riportati al variare della quota nella seguente tabella.

height: h m	pressure: q N/m ²
$h \leq 5$	500
$5 < h \leq 10$	600
$10 < h \leq 15$	660
$15 < h < 20$	710
$20 < h \leq 25$	760

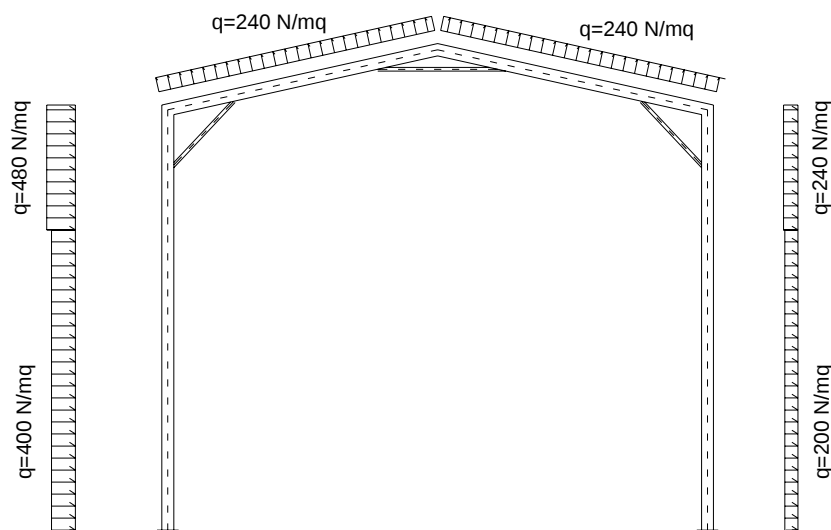
Il coefficiente di forma si evince dal seguente diagramma riportato nella circolare 617 al punto C3.3.10.1.



Per cui si ha:

- parete sopravvento ($\alpha = 90^\circ$): $c_p = +0,8$;
- parete sottovento ($\alpha = -90^\circ$): $c_p = -0,4$;
- capriata sopravvento ($\alpha = 9,5^\circ$) = $-0,4$;
- capriata sottovento ($\alpha = -9,5^\circ$) = $-0,4$;

Nella figura successiva sono riportati i carichi per unità di superficie gravanti sul portale per vento spirante da sinistra.



7.4 Carico da neve

In virtù delle prescrizioni relative agli accorgimenti da prendere per il riscaldamento interno della tenda, il carico da neve può essere trascurato in accordo alla UNI13782 §6.4.3.2.

7.5 Carico sismico

Essendo la struttura classificabile come opera provvisoria con vita nominale minore di 2 anni le verifiche sismiche possono essere omesse come espresso nelle NTC al punto §2.4.1. Si ritiene comunque che questa verifica non sia importante data l'esigua massa e flessibilità della struttura in esame, come rimarcato anche al §6.5 della UNI13782.

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Saranno analizzate le seguenti combinazioni di carico in cui con il segno "+" si intende "combinato con".

- Combinazioni di carico SLU resistenza

N°	Combinazione	Denominazione
1	$1.00 G_k + 1.5 Q_{vento}$	Vento da destra
2	$1.00 G_k + 1.5 Q_{vento}$	Vento da sinistra

- Combinazioni di carico SLU equilibrio

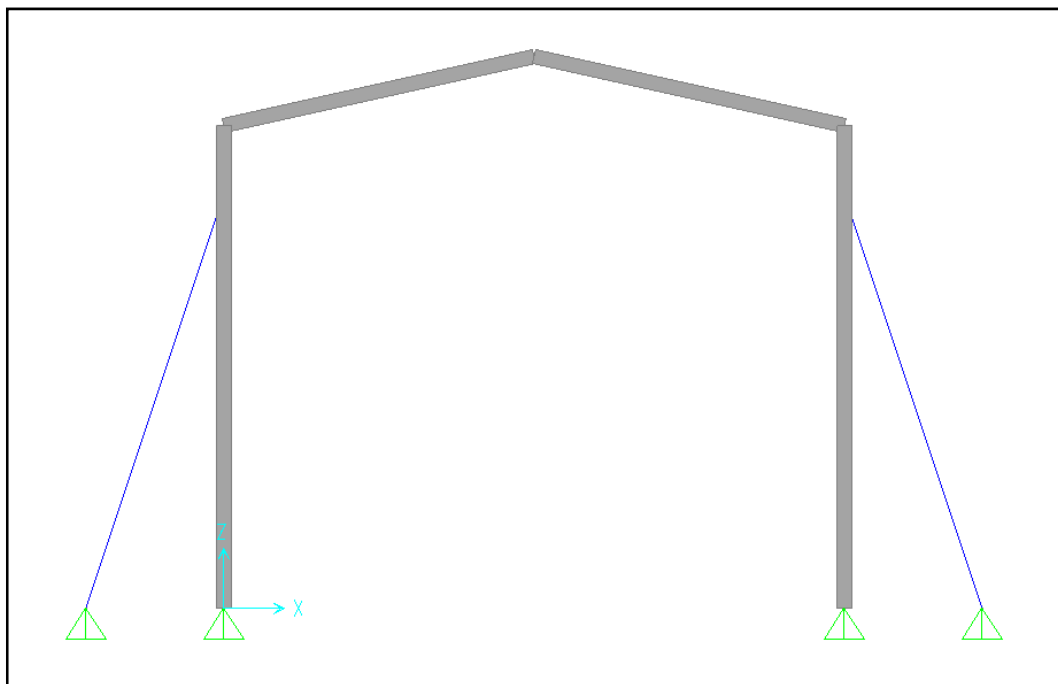
N°	Combinazione	Denominazione
1	$0.9 G_k + 1.5 Q_{vento}$	Vento da dx o sx - EQU

- Combinazioni di carico SLE

N°	Combinazione	Denominazione
1	$G_K + Q_{vento}$	Vento da dx o sx Max spostamento orizzontale

9. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Le travi principali di copertura, tra un portale e il successivo, sono collegate con vincoli assimilabili a cerniera perciò il comportamento globale della struttura può essere compreso mediante lo studio del singolo telaio piano. Si considera un singolo portale intermedio con lunghezza d'influenza per le azioni pari a 4.40 m. Lo schema statico adottato è quello di arco iperstatico incernierato alla base e irrigidito lateralmente da tiranti non resistenti a trazione. L'esigua pretensione dei cavi non è tale da influenzare la risposta statica del telaio per cui non se ne tiene conto nel modello agli elementi finiti. Gli irrigidimenti locali dei nodi sono tenuti in considerazione riducendo la luce libera delle travi costituenti il telaio.



Si effettuano analisi lineari per cui è valido il principio di sovrapposizione degli effetti.

10.PROGRAMMA DI CALCOLO

La risoluzione degli schemi strutturali e il calcolo delle sollecitazioni è qui effettuata mediante il software PROSAP RY2010 (v.8.5) Estremi licenza: ENTRY (build 2010-10-153), di affidabilità internazionalmente riconosciuta (www.2si.it).

11. ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

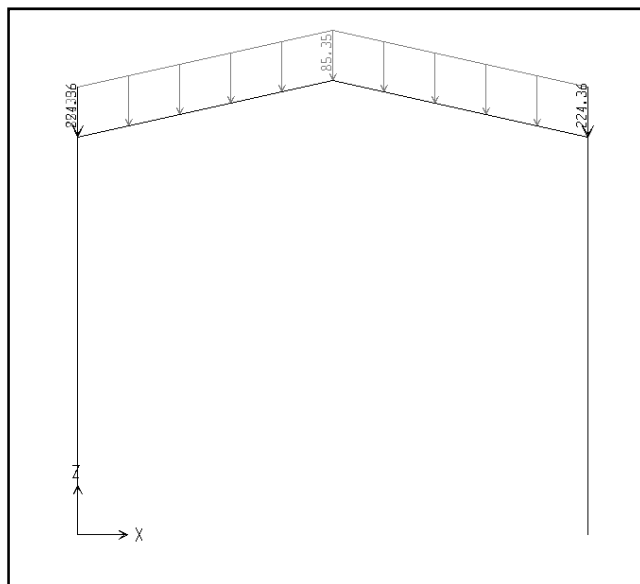
11.1 Risoluzione degli elementi strutturali

- **Schema di carico 1: G_K**

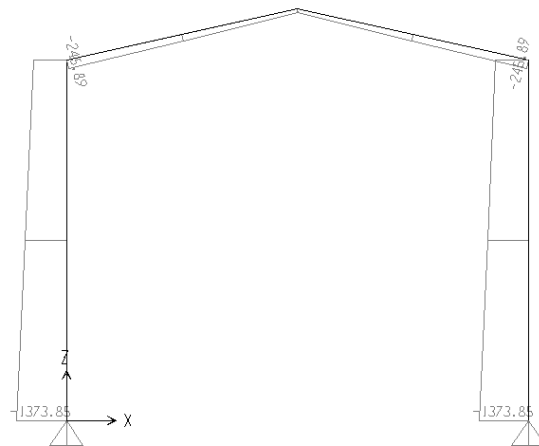
Il peso proprio del portale è calcolato direttamente dal programma di calcolo. Il carico scaricato dalle travi principali di copertura è riportato in tabella, la lunghezza di influenza è 4.4. metri.

Azione scaricata dalla trave principale di copertura				
Peso proprio travi (18.11 N/m)	(ricondotte a carico distribuito)	44.27	N/m	
Telo superiore	$g_{ktelicop} \cdot l_{inf}$	41.08	N/m	

In corrispondenza dell'intersezione trave-pilastro grava il carico del telo laterale ricondotto a un carico concentrato di 224.36 N.

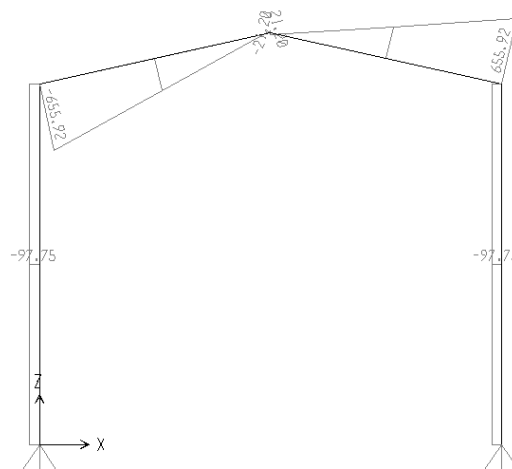


-Sforzo normale



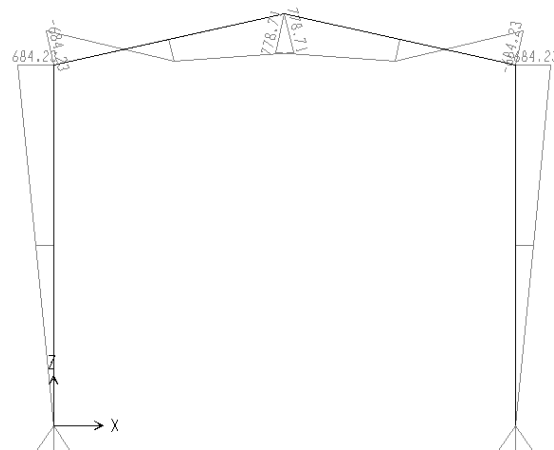
Valore massimo: -1374 N

-Sforzo di taglio



Valore massimo: -655.92 N

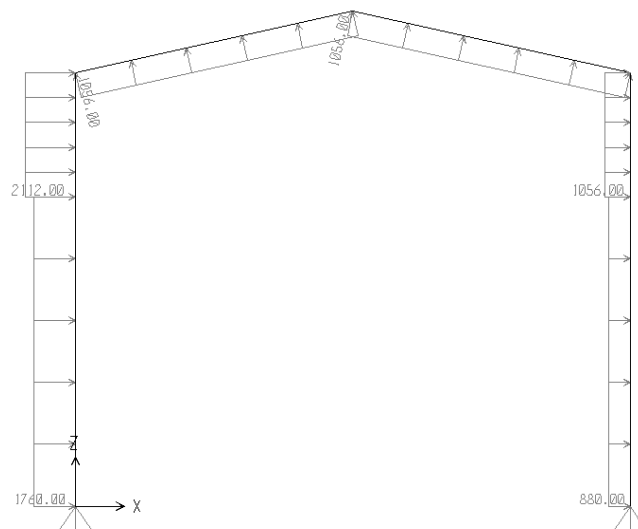
-Momento flettente



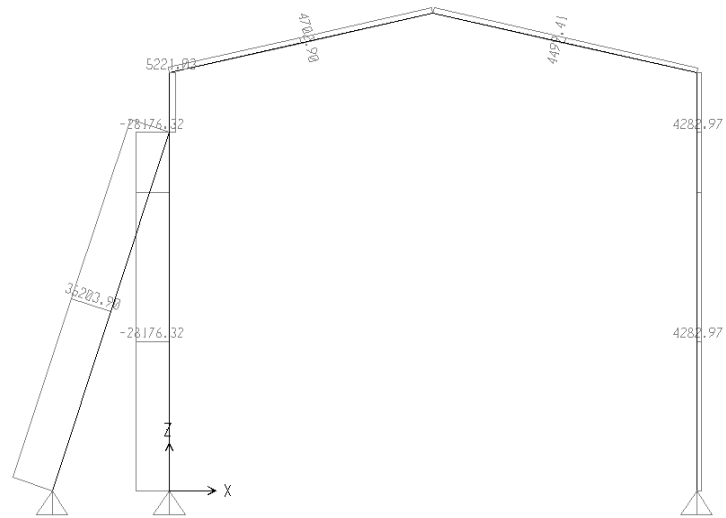
Valore massimo: 684.23 Nm

- Schema di carico 2: Vento da destra**

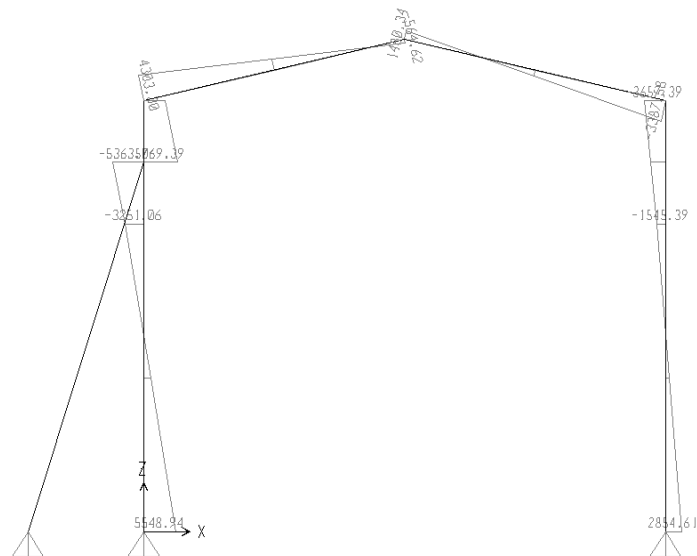
Le forze statiche determinate al §7.3 sono moltiplicate per 4.4 m, ossia la lunghezza di influenza del singolo portale.



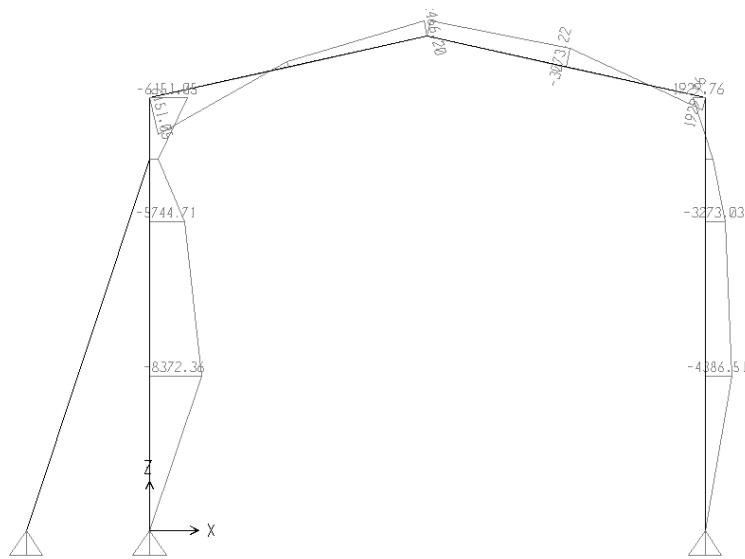
-sforzo normale



-Sforzo di taglio



-momento flettente



12.VERIFICA ALL'SLE

Per edifici industriali monopiano senza carroponte l'NTC08 § 4.2.4.2.2 indica di limitare lo spostamento laterale massimo a $H/150$. Il punto di colmo a quota 8.00 m da cui consegue:

$$\Delta_{max} = \frac{8000}{150} mm = 53 mm > 12 mm \text{ VERIFICATO!}$$

13.VERIFICA ALL'SLU- STRU

Si esegue la verifica per un elemento pilastro ed un elemento trave.

13.1 Verifica pilastro

Sollecitazioni SLU:

$$N_{sd} = 28176 \cdot 1.5 + 1211 \cdot 1.3 = 43838 N$$

$$M_{sd} = 8372 \cdot 1.5 + 243 \cdot 1.3 = 12873 N$$

VERIFICA ELEMENTO

Caratteristiche sezione

B=110 mm

H=203 mm

t= 4 mm

Il profilo si colloca in classe 4

5.4.4

Azione assiale di progetto allo slu

Nd [kN] =43.8

Momento di progetto allo slu sull'asse y

Myd [kNm] =12.9

Momento di progetto allo slu sull'asse z Mzd [kNm] =0
Materiale alluminio EN-AW 6061/T6

Verifica instabilità aste alluminio secondo EC9 #5.9.3 e #5.9.4

Tensione di snervamento	f0 [N/mm2]	=240.00
Modulo elastico 3.2.5	E [N/mm2]	=70000.00
Fattore di sicurezza	gammaM1	=1.10
Area sezione	A [mm2]	=2448.00
Inerzia sezione lungo y	Iy [mm4]	=13820864
Inerzia sezione lungo z	Iz [mm4]	=5293936
Inerzia sezione lungo y (effettiva)	Iye [mm4]	=13357715
Inerzia sezione lungo z (effettiva)	Ize [mm4]	= 4191239
Modulo di resistenza effettivo lungo y	Wy [mm3]	= 128311
Modulo di resistenza effettivo lungo z	Wz [mm3]	=65121
Raggio giratore d'inerzia lungo y	iy [mm]	=75.10
Raggio giratore d'inerzia lungo z	iz [mm]	=46.48
Lunghezza libera d'inflessione lungo y	L0y [mm]	=6000
Lunghezza libera d'inflessione lungo z	L0z [mm]	=6000
Snellezza massima	lambdamax	=118.3
Snellezza limite	lambda1	=60.04
LambdaS=Lambda/lambda1	lambdaS	=1.97
Coefficiente di riduzione chi	fhi	=2.63
Azione assiale resistente	Nrd [kN]	=97.70
Azione flettente resistente lungo y	Myrd [kNm]	=28.00
Azione flettente resistente lungo z	Mzrd [kNm]	=14.21

Verifica all'instabilità piana Nd < Nrd
Nd < Nrd
43.8 < 77.63 ok

Verifica a compressione ed azione flettente biassiale
 $(Nd/Nrd/xsimin)^{0.8} + ((Myd/Myrd)^{1.7} + (Mzd/Mzrd)^{1.7})^{0.6} < 1$
0.96 < 1 ok

13.2 Verifica trave

Sollecitazioni SLU:

$$N_{sd} = 5221 \cdot 1.5 + 246 \cdot 1.3 = 8151 \text{ N}$$

$$M_{sd} = 6161 \cdot 1.5 + 684 \cdot 1.3 = 10130 \text{ N}$$

VERIFICA ELEMENTO**Caratteristiche sezione**

B=110 mm
H=203 mm
t= 4 mm

Sollecitazioni

Azione assiale di progetto allo slu	Nd [kN]	=52.9
Momento di progetto allo slu sull'asse y	Myd [kNm]	=0.00
Momento di progetto allo slu sull'asse z	Mzd [kNm]	=0.00
Taglio di progetto allo slu sull'asse y	Vyd [kN]	=0.00
Taglio di progetto allo slu sull'asse z	Vzd [kN]	=0.00

Verifica elementi tesi secondo EC3 #5.1.3

Tensione di snervamento	f0 [N/mm ²]	=235.00
Modulo elastico 3.2.5	E [N/mm ²]	=200000.00
Fattore di sicurezza	gammaM0	=1.05
Area sezione	A [mm ²]	=78.54
Azione assiale resistente	Npl,rd [kN]	=17.58

Verifica membratura tesa Nd < Npl,rd
0.63 < 17.58 ok

14.VERIFICA ALL'SLU-EQU

Si verifica la stabilità globale della tenda nei confronti del ribaltamento rispetto al piede del pilastro. La tensione di aderenza f_{bd} dei tirafondi con il cls vale:

$$f_{bd} = \frac{2.25 * f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = \frac{2.25 * 1.59 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 2.39 \text{ N/mm}^2$$

Il momento instabilizzante dovuto al carico da vento vale:

$$M_{rib} = 600 \cdot 5 \cdot 22 \cdot \frac{5}{2} + 720 \cdot 3 \cdot 22 \cdot \left(8 - \frac{3}{2}\right) + 240 \cdot 4.61 \cdot 2 \cdot 22 \cdot \cos(12.52^\circ) \cdot 4.5 \\ = 687737 \text{ N m}$$

Il contributo stabilizzante in condizioni di incipiente ribaltamento è dato dal peso proprio e dall'aderenza massima dei tirafondi col cls infissi per 400 mm nel calcestruzzo. Il peso del portale è 8408 N.

$$M_{stab} = 0.9 \cdot 8408 \cdot 11 + 2.39 \cdot \pi \cdot 20 \cdot 400 \cdot 4 \cdot 22 = 5366477 \text{ Nm} > M_{rib} \text{ VERIFICA!}$$

15.VERIFICA GIUNTO DI BASE

Il giunto è realizzato con tirafondi del diametro di 20 mm ancorati per una lunghezza pari a 400 mm. Si verifica la parte della piastra su cui insiste l'azione centrata di un elemento del

traliccio. L'azione massima vale 37566 N e il calcestruzzo della fondazione ha resistenza di progetto a compressione di 11.83 Mpa. Lo spessore medio del letto di malta sotto la piastra è 50 mm e la sua resistenza caratteristica è di 10 Mpa.

1. Determinazione della resistenza di contatto del giunto

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} = \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 11.83 = 7.84 \text{ MPa}$$

2. Area effettiva interessata dal meccanismo di trasferimento

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 7.84 \cdot 1.05}} = 61.69 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{eff} &= (40 + 61.69 \cdot 2) \cdot (61.69 \cdot 2 + 4) + \left(40 - \frac{61.69}{2} + 61.69\right) \cdot 2 \cdot 61.69 \\ &= 29489 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3. La capacità del giunto di base vale

$$N_{rd} = A_{eff} \cdot f_j = 29489 \cdot 7.84 = 231393 > 37566 \text{ VERIFICA!}$$

Si valuta la resistenza allo sfilamento dei tirafondi. L'azione di trazione massima sopportabile vale:

$$N_{tRd} = f_{bd} \pi d l_{ancoraggio} = 2.39 \cdot 3.14 \cdot 20 \cdot 450 = 67540 \text{ N} > 62704 \text{ N VERIFICA!}$$