CALCOLO STATICO PER COPERTURA

TORRI DI SOSTEGNO E COPERTURA
Fortezza Medicea Siena
manifestazione VIVI FORTEZZA 2026
24 Luglio – 08 Agosto 2026

RELAZIONE DI CALCOLO

REVISIONE 3

Il calcolatore
Dott. Ing. Pier Giorgio Secci



30 Giugno 2026

CALCOLO DELLA COPERTURA E DELLE TORRI DI SOSTEGNO MANIFESTAZIONE CORTONA COMICS

1) Premessa.

In espletamento all'incarico ricevuto di effettuare il calcolo di verifica della stabilità delle strutture portanti metalliche da installare a servizio di pubbliche manifestazioni che si terranno a presso la Fortezza Medicea di Siena verifica richiesta dalle norme vigenti, il sottoscritto Dott. Ing. Pier Giorgio Secci (Codice Fiscale SCC PGR 55D18 A390Y), con studio professionale in Arezzo Via Giambologna 19 iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Arezzo al n° 524, viste le necessità realizzative per le strutture relative agli allestimenti dello spettacolo di cui all'oggetto, presa visione della documentazione fornita dalla produzione, relativa al materiale prefabbricato della Ditta PILOSIO e LAMA2, produttrice delle componenti strutturali metalliche prefabbricate utilizzate nei suddetti allestimenti ha redatto la presente relazione di calcolo che riguarda palco, 4 torri laterali di sostegno della copertura e copertura del palco stesso.
Gli schemi delle strutture sono presenti in allegato.
Il progetto architettonico è su elaborato grafico a parte.

2) Opere oggetto del calcolo.

2.1 Descrizione delle opere e materiali

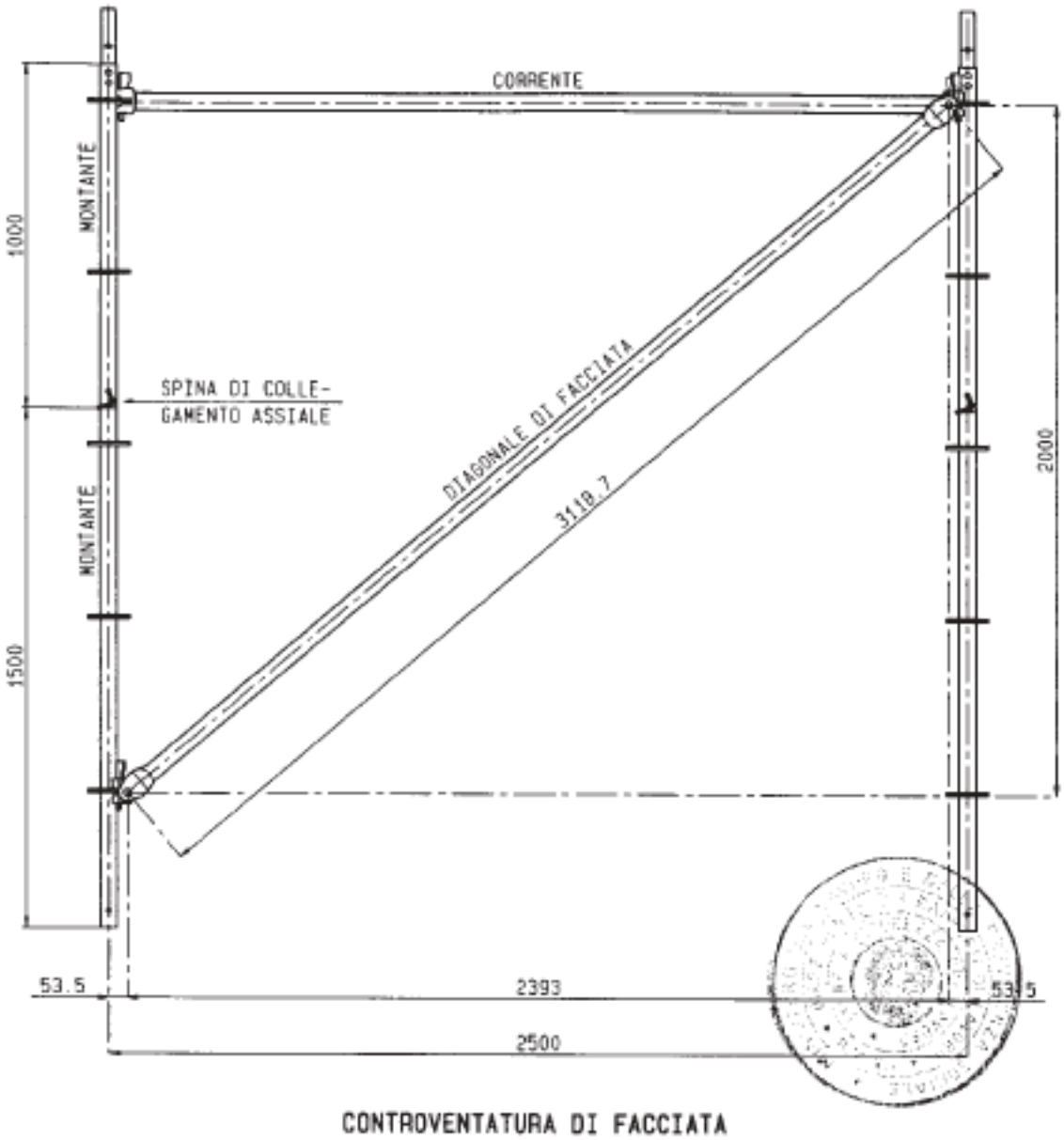
La struttura oggetto della presente relazione è costituita da una copertura sorretta da 4 torri laterali solidali al palco, copertura finalizzata al sostegno dei carichi sospesi illuminotecnici e video mentre le torri laterali sostengono oltre la copertura anche l'impianto audio.

Il sistema PILOSIO (multidirezionale MP) è composto dai seguenti elementi principali statici:

- Montanti Elementi verticali formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,2 mm su cui, ogni 50 cm., e saldato un disco forato (rosetta) per la connessione con gli altri elementi del sistema (correnti e diagonali);

- Correnti Elementi orizzontali formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,2 mm con alle estremità teste speciali con cuneo per la connessione con le rosette dei montanti;

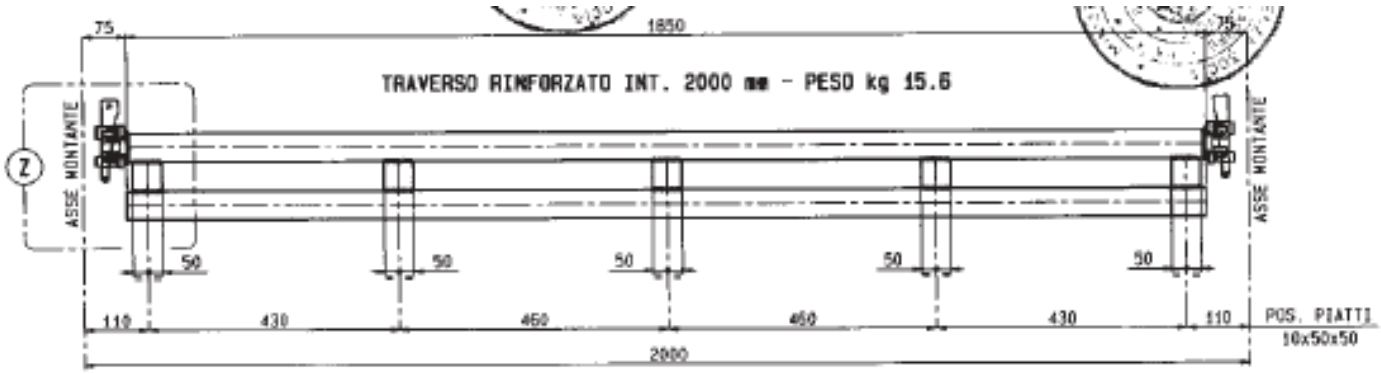
- Diagonali di facciata Elementi irrigidenti formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,2 mm con alle estremità teste snodate con cuneo per la connessione con le rosette dei montanti;



CONTROVENTATURA DI FACCIATA

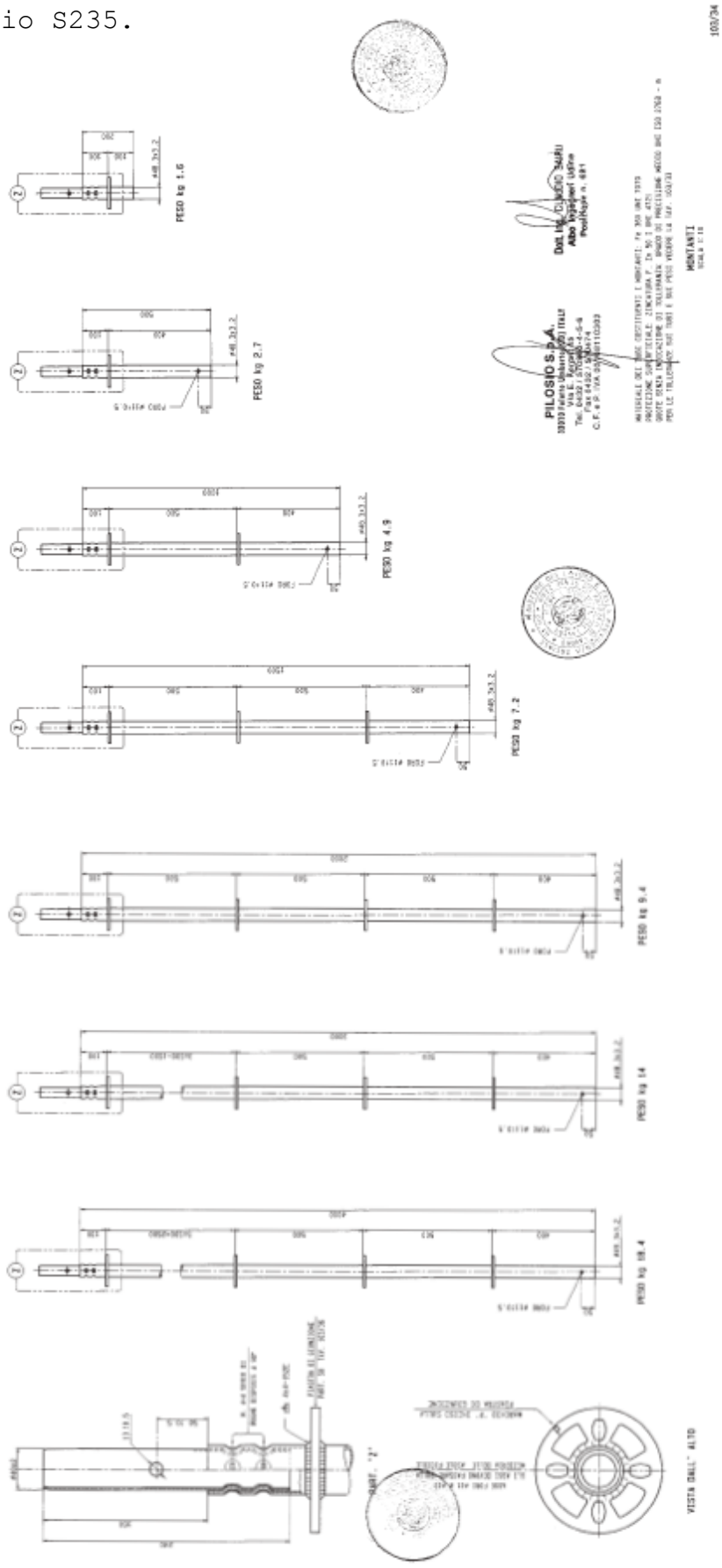
Schema di montaggio in facciata per le torri

- Correnti per impalcati composti da un doppio corrente calestrellato mediante piatti delle dimensioni 50x50x10 chiamati traversi rinforzati con corrente superiore ed inferiore composto da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,2 mm



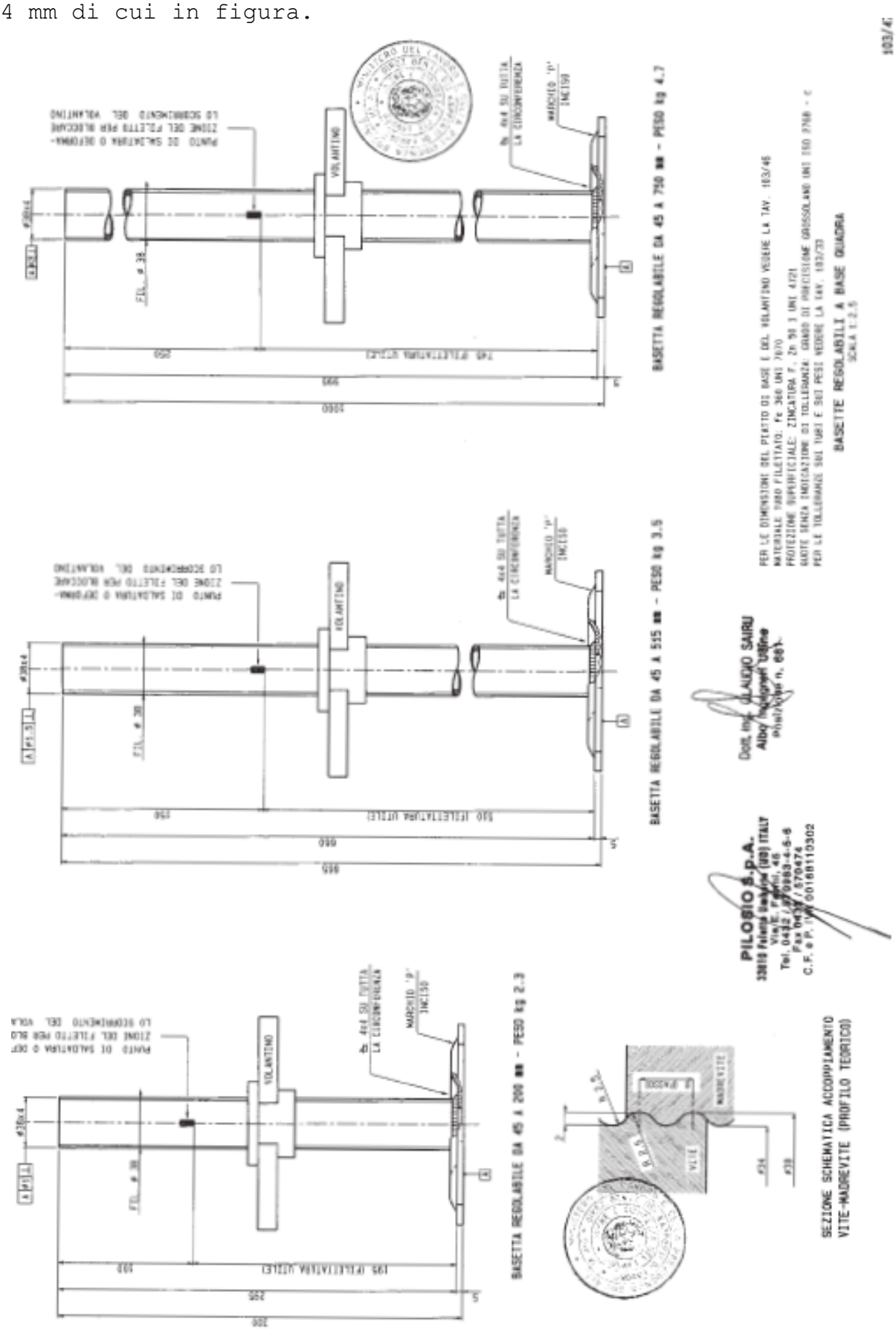
Traverso rinforzato da 2,00 metri

I profilati della ditta PILOSIO sono i modelli della serie MP realizzati in acciaio S235.



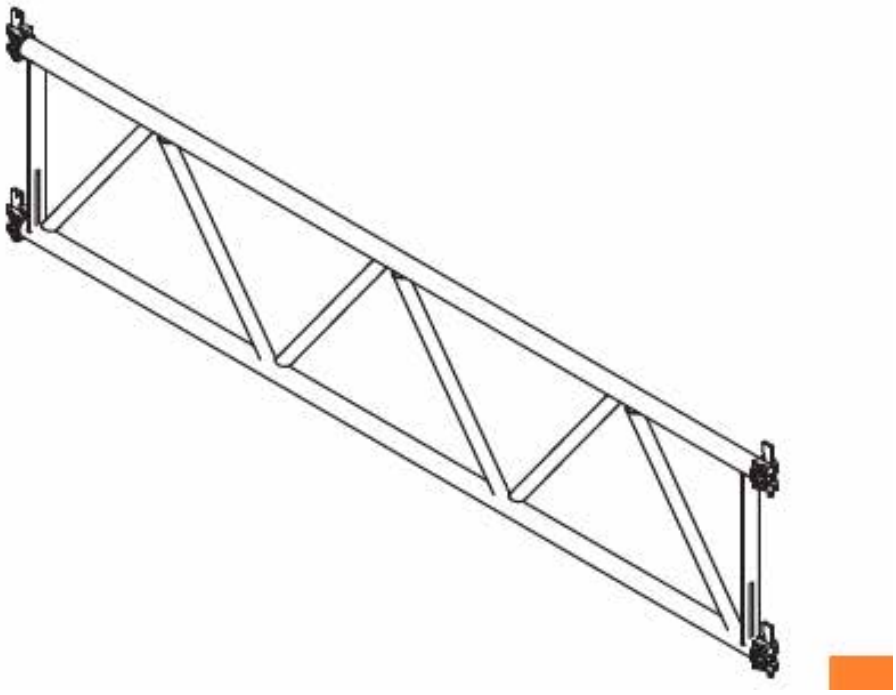
Gli elementi Pilosio

I montanti inoltre poggiano su basette regolabili composte da tubo in carpenteria filettato di diametro Ø 38 x 4 mm, su bozzo di 57 x 4 mm di cui in figura.



- Travi reticolari composte da un corrente superiore e uno inferiore in tubolare di acciaio di diametro Ø 50 x 4 mm e da diagonali che compongono la trave reticolare di diametro Ø 32 x 3,2 mm.

Trave reticolare	L mm	kg	
Lattice beam	6000	64,8	477600
Viga celocia	5000	57,0	477500
	2500	29,6	477250
	2000	26,9	477200
	1800	23,6	477180



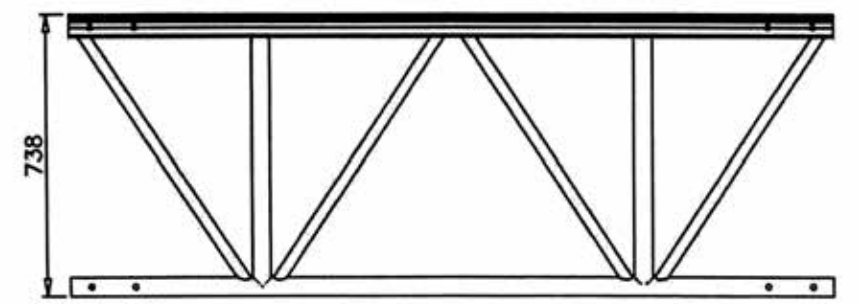
Per il pianale del palco sono utilizzate tavole di legno multistrato spessore 18 mm, fissate ad un telaio delle dimensioni di 2000x500 mm in pianta con longheroni in profilati 80x50x2 mm e testate in angolare di lamiera 80x50x2.5 mm
Le torri hanno misure in pianta di 2,50x2,50 metri alte 10,30 metri.

2.1.2 Copertura LAMA 2

La copertura LAMA DUE è composta dai seguenti elementi principali statici:

-Trave frontale modulare composta da moduli della lunghezza di 2 metri in alluminio. I moduli sono formati da 2 correnti formati

superiormente da un profilato a sezione quadrata con L=48 mm e spessore 4 mm e inferiormente da un tubo di diametro Ø 48,3 x 4,00 mm, 2 montanti formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 4,00 mm e 4 diagonali formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,00 mm come schema di seguito riportato

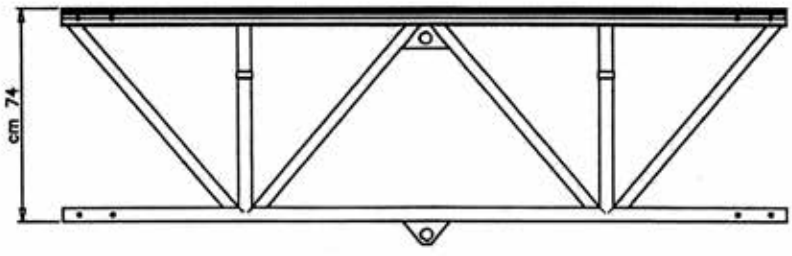


Modulo trave frontale

-Trave laterale modulare composta da moduli della lunghezza di 2,50 metri in alluminio. I moduli sono formati da 2 correnti formati superiormente da un profilato a sezione speciale per il passaggio della teloneria di copertura di cui la casa costruttrice fornisce i seguenti dati:

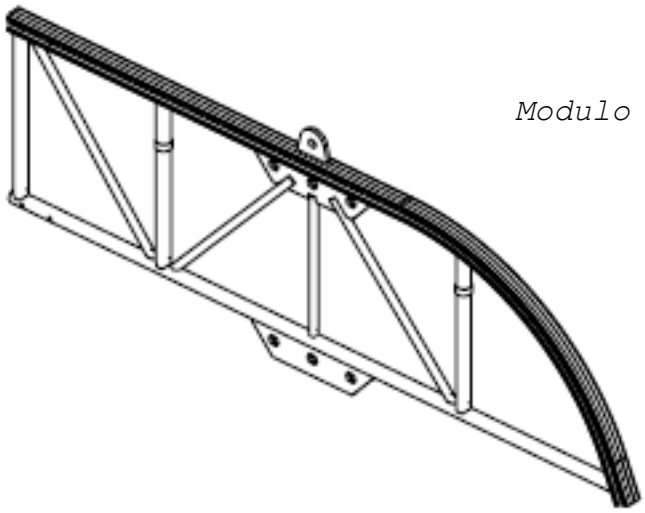
Elemento: Tubo a geometria particolare profilo portatelo	
Area della sezione	$A_r = 1003\ mm^2$
Momento di inerzia	$I_x = 4.63x10^5\ mm^4$ $I_y = 3.54x10^5\ mm^4$
Lunghezza asta	$L_c = 2000\ mm$
Moduli di resistenza	$W_x = 1.551x10^4\ mm^3$ $W_y = 1.162x10^4\ mm^3$
Raggi giratori	$r_x = 21.50\ mm$ $r_y = 18.78\ mm$

assimilabile ad una sezione rettangolare con Base=40 mm Altezzza=67 e spessore 4,8 mm e inferiormente da un tubo di diametro Ø 48,3 x 4,00 mm, 2 montanti formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 4,00 mm e 4 diagonali formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,00 mm come schema di seguito riportato
La trave può presentare 2 (come nelo schema) oppure 4 o 6 flange oltre all'eventuale attacco per il sollevamento



Modulo trave laterale

-Trave terminale a modulo della lungheza di 2,50 ml in alluminio composta un elemento superiore ad arco, da un corrente, un montante e un diagonale. L'elemento ad arco è formato da un profilato a sezione detta "porta telo", il montante è formati da un tubo di diametro Ø 48,3 x 4,00 mm e il diagonale è formato da un tubo di diametro Ø 48,3 x 3,00 mm come schema di seguito riportato.



Modulo terminale

N.B. La copertura è appoggiata su 4 punti delle torri laterali su travi HEA 120. Le HEA sono bloccate sulle travi reticolari mediante cinghie a cricco. La copertura è appoggiata su mensle sempre prodotte dalla ditta Pilosio e impedite nella traslazione da stocco a giunti e tubi.

3) Norme Tecniche.

Nella presente relazione sono state prese in considerazione le seguenti Norme Tecniche vigenti:

- UNI EN 13782:2006
- Eurocodice 1 EN 1991-1-1:2004
- Eurocodice 1 EN 1991-1-4:2010
- Eurocodice 1 EN 1991-1-6:2005
- Eurocodice 9 EN 1999-1-1:2009
- Nota del Ministero dell'Interno, prot. N°1689 del 1 Aprile 2011
- Circolare n°7 del 21/01/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti
- Decreto 17 Gennaio 2018 (Norme Tecniche per le costruzioni, collaudo statico, costruzioni)
- Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni CNR-DT 207/2008 del 19 Febbraio 2009

4) Calcolo delle strutture

4.0) Premessa

La verifica è stata condotta con modellatore tridimensionale "AXIS VM X6" R2b prodotto dalla ditta S.T.A. DATA srl.

4.1) Analisi dei carichi (Peso proprio accidentale palco.

Il peso proprio della struttura è calcolato direttamente dal software di calcolo come carico permanente strutturale.
Le sospensioni non hanno carichi dinamici a parte nel momento del sollevamento.

4.2) Analisi dei carichi (Audio e luci) permanente non strutturale

I carichi sono specificati nella figura successiva e riguardano:
Audio per 330 Kg sulle torri frontali che sostengono la copertura e appesi su putrelle HEA 120.
Per la parte illuminotecnica si suppongono carichi distribuiti.
Non è consentito inserire alcun elemento sugli elementi tubolari terminali della copertura (elemento frontale ed elemento sul retro) a parte il punto terminale della trave perpendicolare al palco

I carichi applicati nelle travi della copertura considerati all'interno del presente calcolo di verifica sono i seguenti:

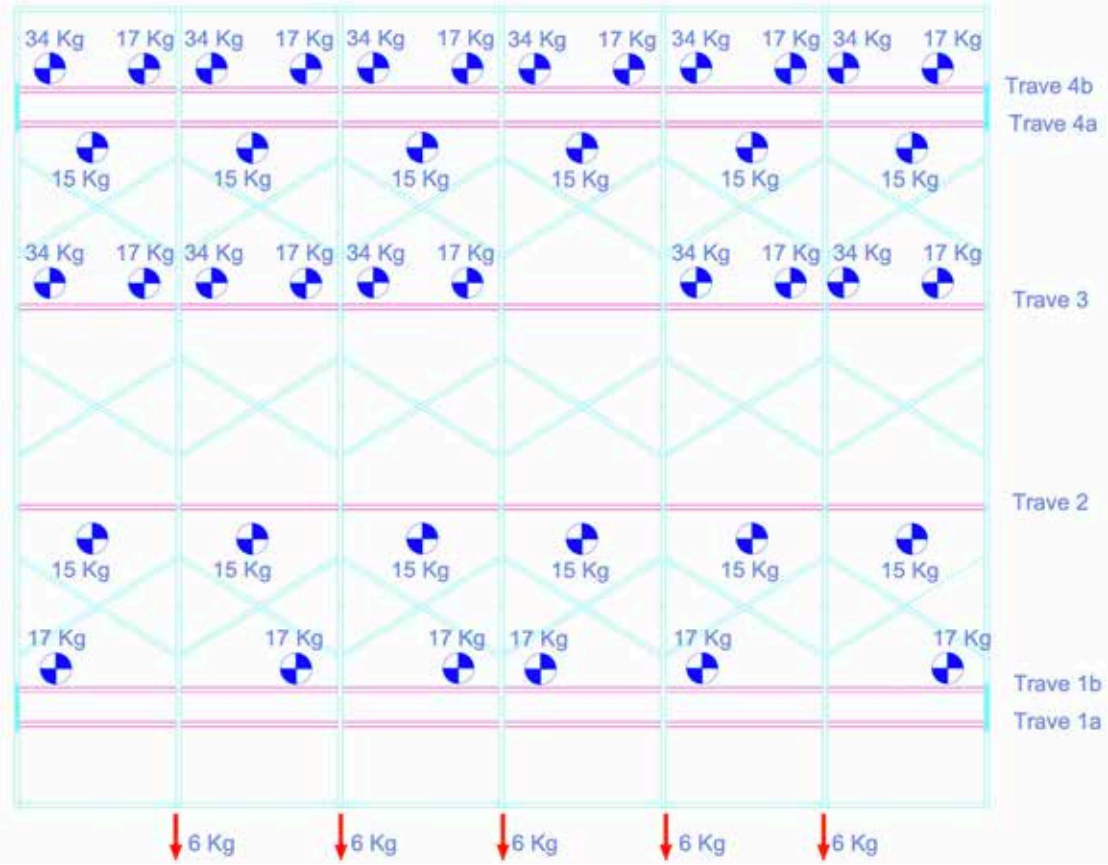
Carichi dovuti alle luci

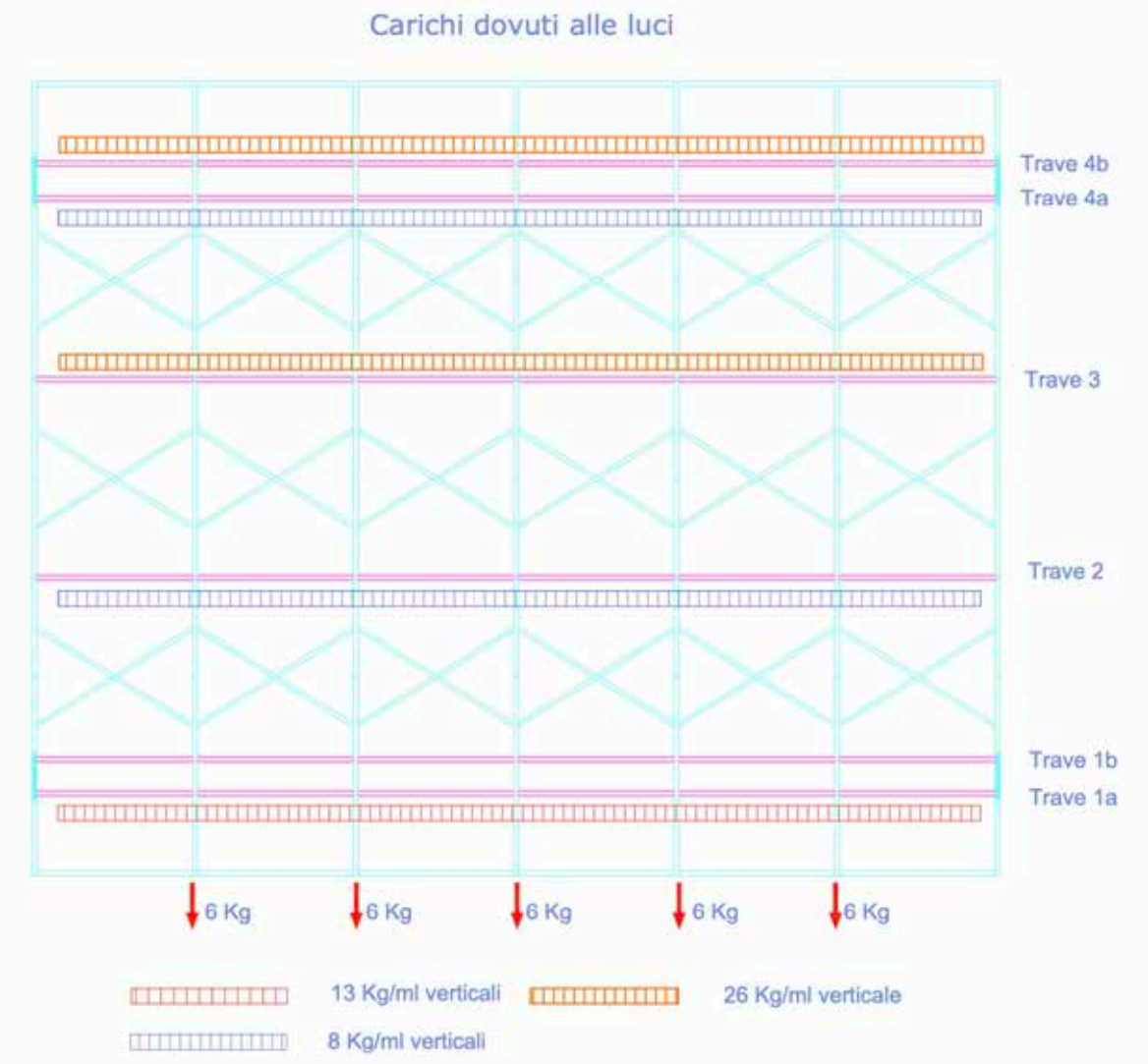
Trave 1a frontale rispetto al fronte 13 kg/ml
Trave 1b scarica
Trave 2 8 Kg/ml
Trave 3 26 Kg/ml.
Trave 4a 8 Kg/ml.
Trave 4b 26 Kg/ml.

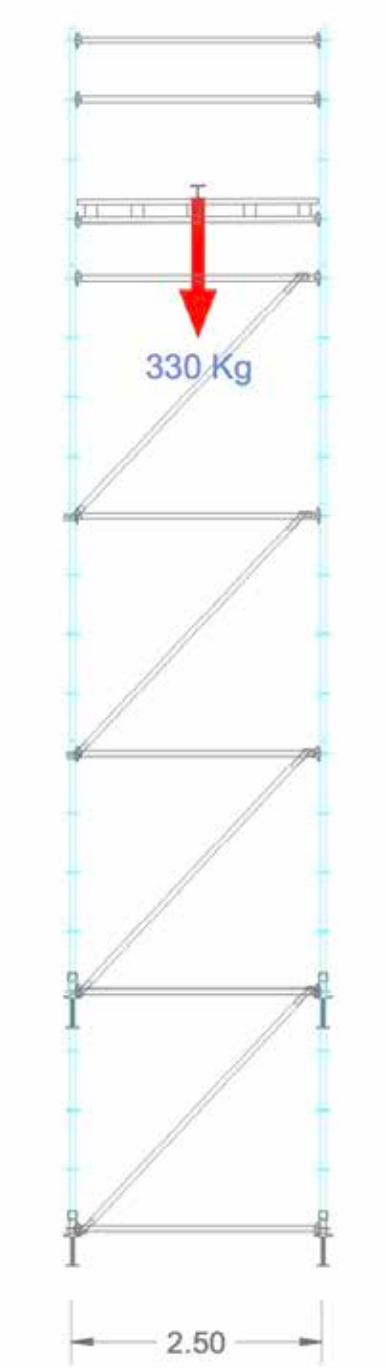
6 carichi nodali da 6 Kg sugli estremi delle travi della copertura perpendicolari al fronte

Le componenti illuminotecniche sono comprese delle caverie, lo schema è riportato nella pagina successiva

Zavorre in numero di 1 su ogni torre da 2000 Kg appoggiate a terra e collegate alla quota di 8,30 metri con 4 cinghie a cricco da 1000 Kg

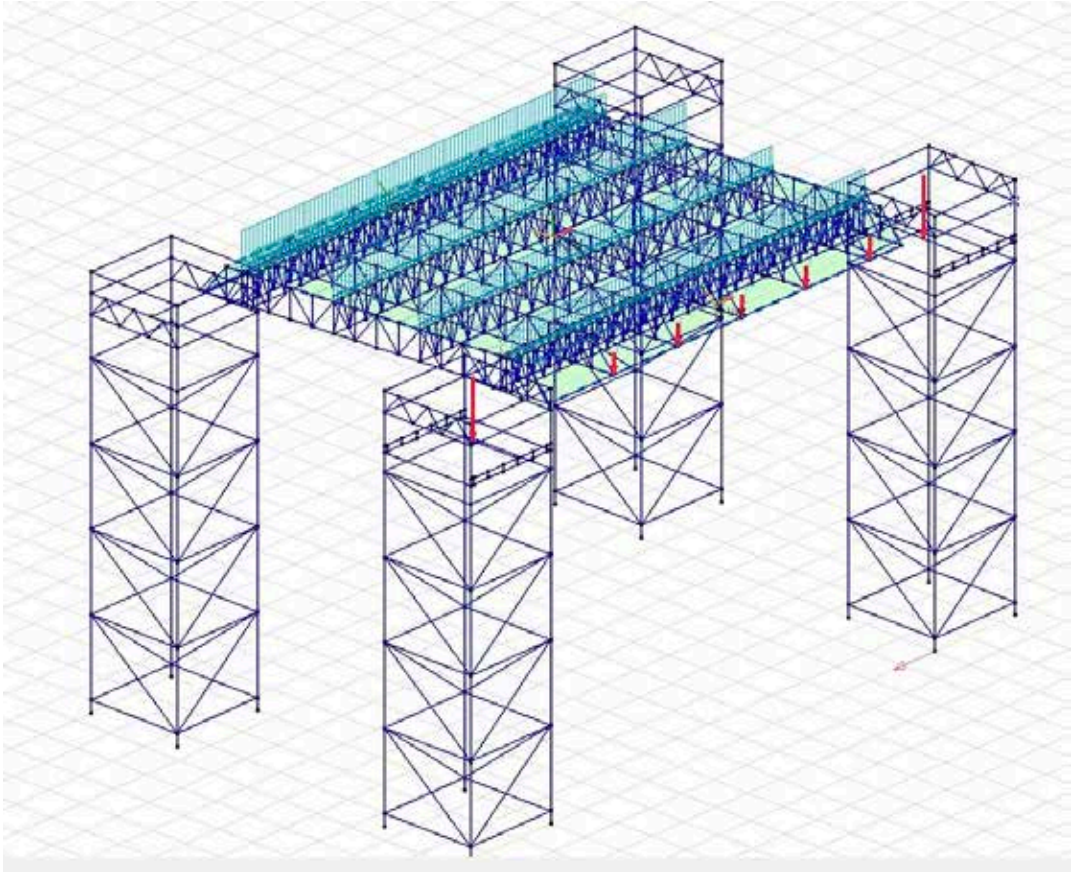

34 Kg
17 Kg
15 Kg
Trave 4b
Trave 4a
Trave 3
Trave 2
Trave 1b
Trave 1a
6 Kg


Carichi dovuti alle luci
Trave 4b
Trave 4a
Trave 3
Trave 2
Trave 1b
Trave 1a
6 Kg
13 Kg/ml verticali
26 Kg/ml verticale
8 Kg/ml verticali

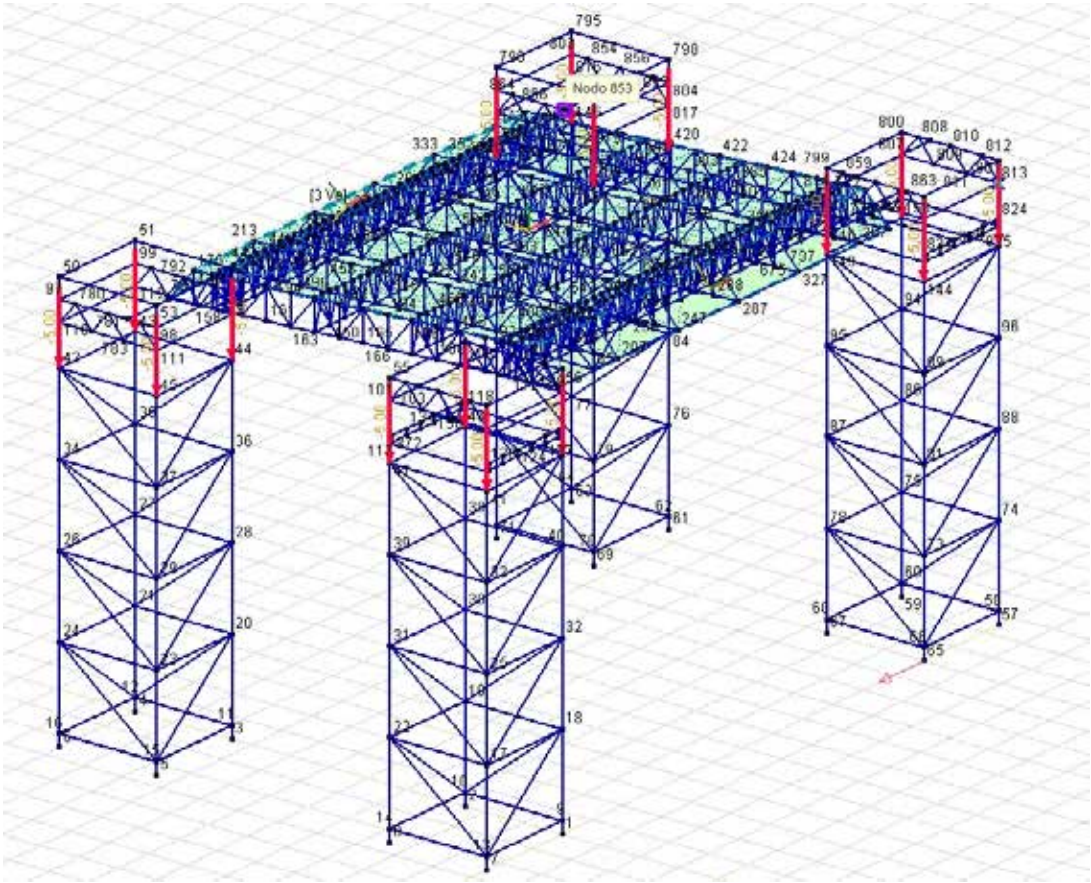


Carichi audio sulle torri frontali

Non si è considerato il sisma in quanto struttura provvisoria e in quanto i carichi derivanti dall'esposizione al vento sono molto superiori a quelli indotti dal sisma.
Di seguito i carichi inseriti sul software di calcolo.



Carico audio luci



I carichi delle zavorre

4.3) Analisi dei carichi (Vento).

Analisi dei carichi (Vento).

I calcoli sono stati effettuati con i metodi della Scienza delle Costruzioni, risolvendo una struttura sottoposta al peso proprio e al carico del vento. Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.

Pressione del vento:

la pressione del vento è data dalla seguente espressione:

P = qb x Ce x Cp x Cd

Dove:

qb è la pressione cinetica di riferimento di cui delle Norme.
Ce è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.3.7 delle Norme.
Cp è il coefficiente di forma.
Cd è il coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

$qb = 1/2 \times a \times Vb^2$

con Vb velocità di riferimento in m/sec

La velocità di riferimento Vb è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m. dal suolo su un terreno di categoria di esposizione data dalla Tab. 3.3.II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

$Vb = Vb,0$ per a_s minore di a_o

$Vb = Vb,0 + Ka\ (a_s - a_o)$ per a_s maggiore di a_o

con a_s altitudine sul livello del mare del sito

con a_0 valore dato dalla Tab.1 in corrispondenza della zona

In funzione delia zona esaminata la tabella 3.3.II allegata alle Norme detta i valori di $Vb,0 - a_o$, Ka.

In funzione delia zona esaminata la tabella 3.3.1 allegata alle Norme detta i valori di $Vb,0$, a_o, Ka.
II caso preso in esame è Zona 3, Toscana

Vref. = 27 m/sec
a_o = 500 ml.

Ka = 0,02 (1/s)

Per le azioni del vento riferite a strutture a carattere provvisorio, si fa riferimento a quanto indicato nell'appendice A delle istruzioni CNR-DT207-2008 in cui l'analisi dipende dalla velocità di riferimento di progetto del vento V_r, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r secondo i criteri indicati al paragrafo 3.2.2.

Il periodo di ritorno convenzionale si valuta secondo quanto indicato nella Tab. A.I

Proprietà della costruzione	T_0 anni
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di un anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

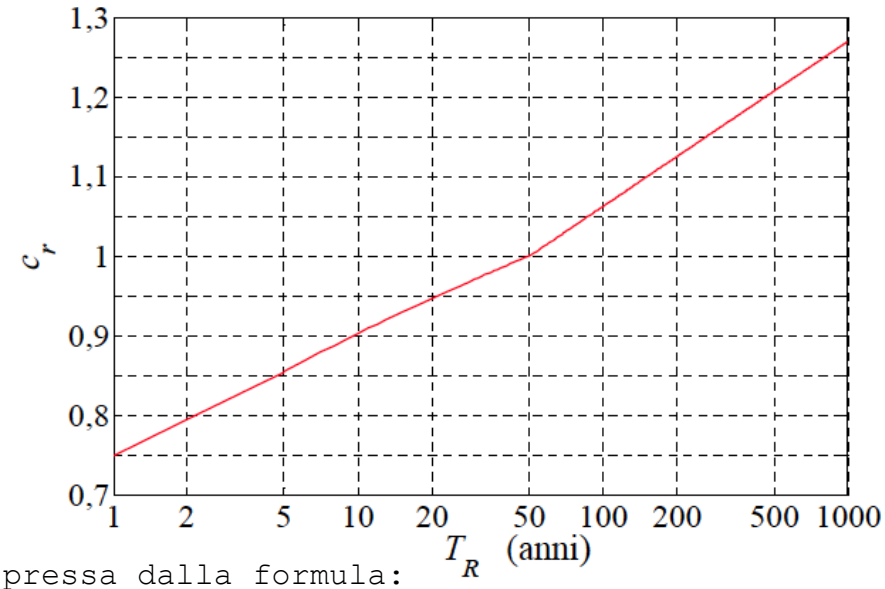
Nel caso in esame si rientra in T_0 = 10 anni

Per valutare, la velocità di riferimento del vento, si procede secondo la formula 3.3:

$V_r = V_b \times C_r$ dove:

V_b è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno TR = 50 anni (paragrafo 3.2.1);

C_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione (Figura 3.2):



Meglio espressa dalla formula:

$$C_r = 0{,}75\times\sqrt{1-0{,}2\times ln\left[-ln\left(1-\frac{1}{Tr}\right)\right]}$$

Da cui si ricava che C_r = 0,906 per cui si ha

$$Vref = 27\ m/s \times (0,906) = 24,5\ m/s$$

$$qb = 1/2 \times 1,25\ [Vref]^2 = 375\ N/mq = 37,5\ Kg/mq$$

Coefficiente di esposizione

$Ce\ (z) = K_r^2 \times Ct \times \ln\ (Z/ZO) \times (7+ Ct\ \ln(Z+ZO))$
per Z maggiore o uguale Zmin

$Ce\ (z) = Ce\ (zmin)$
per Z minore di Z minimo

Kr,ZO,Zmin sono assegnati in tabella 3.II in funzione delia categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione
Ct e il coefficiente di topografia

Nel caso in esame Siena si ha:
altitudine 322 m sul livello del mare, distanza dalla costa più di 30 Km. (classe di rugosità C, zona 3, → categoria di esposizione del sito III → $k_r = 0.20$, $z_0 = 0.1$ m, $z_{min} = 5$ m, $c_t = 1$ in quanto sito non in prossimità di colline o pendii isolati)

Z = 10,30 metri quindi si ha calcolando a vantaggio della sicurezza per tutti gli elementi tale quota:

$Ce(10,30)=0,2^2 \times 1 \times \ln 10,30/0,1 \times (7 + 1\ \ln\ (10,30/0,1))= 2,16$

Torri di sostegno copertura e audio

Per quanto riguarda le torri di sostegno della copertura e dell'audio trattasi elementi prefabbricati Pilosio derivati dal ponteggio multidirezionale MP che formano una struttura a maglia quadrata 2,00x2,00x2,00 per cui si ha sulla lunghezza di due metri con correnti di larghezza 0,0483 mt e diagonali di larghezza di 0,0483 mt. Il calcolo viene effettuato come travi reticolari piani di cui al punto G.9.2 delle CNR-DT 207.

Per le travi reticolari piane la forza agente è quantificata mediante un coefficiente di forza C_{FXo}, generalmente funzione della densità ϕ della trave, della forma degli elementi strutturali e, nel caso di elementi con sezioni arrotondate, del loro numero di Reynolds Re.
Nel caso in esame il numero di Reynolds in funzione dell'altezza è dato da:

$Re(z)= lxV_m(z)/\upsilon$ dove:

l è una dimensione caratteristica della costruzione o dell'elemento considerato;

V_m è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5);
υ è la viscosità cinematica dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione, $\upsilon = 15 \cdot 10\text{-}6$ m2/s.

In questo caso considerando la lunghezza caratteristica per le strutture snelle e gli elementi allungati a sezione circolare sono forniti al paragrafo G.10.6: l è pari al diametro b della sezione corrente della struttura all'altezza z;

in queste condizioni il numero di Reynolds vale 81667.

Per le travi reticolari piane con elementi strutturali a sezione circolare e densità ϕ compresa fra 0,2 e 0,6, il coefficiente di forza C_{FXo} è fornito dalle relazioni (G.14):

La densità delle torri risulta:

$\varphi = A_n/A_c$

con:

A_n l'area netta della proiezione sul piano ortogonale alla direzione del vento dei soli elementi (profili e fazzoletti) della trave

A_c l'area lorda della proiezione dalla trave

$C_{FXo} = 1,1$ per $10^4 \leq Re \leq 10^5$

$C_{FXo} = -1,33 \times \log(Re) + 8,16$ per $2 \times 10^5 \leq Re \leq 5 \times 10^5$ **G.14**

$C_{FXo} = 0,2 \times \log(Re) - 0,57$ per $5 \times 10^5 \leq Re \leq 10^6$

Per il numero di Reynolds della trave in oggetto si ha:

$C_{FXo} = 1,1$

Nel caso di flusso ortogonale al piano medio di più travi reticolari piane disposte in piani paralleli, la forza nella direzione X ortogonale al piano delle travi che agisce sulle travi poste nella scia della prima si riduce rispetto alla forza che agisce sulla trave direttamente investita dal vento secondo l'equazione:
$C_{FX} = C_{FXo} \times \psi_\lambda$

dove:
C_{FXo} è il coefficiente di forza relativo a strutture di dimensioni idealmente infinite;
ψ_λ è il coefficiente di snellezza, che tiene in conto gli effetti riduttivi di bordo.

Il fattore ψ_s è dato dalla relazione:

$\psi_s = 0,75-0,35 \times C_{FXo}$ per $X/d \leq 3$

con:
X distanza della trave considerata dalla trave sopravento
d è la dimensione della trave

nel caso in esame si considera un elemento della trave reticolare che è un cubo di 2 metri di spigolo per cui X/d = 1; quindi:

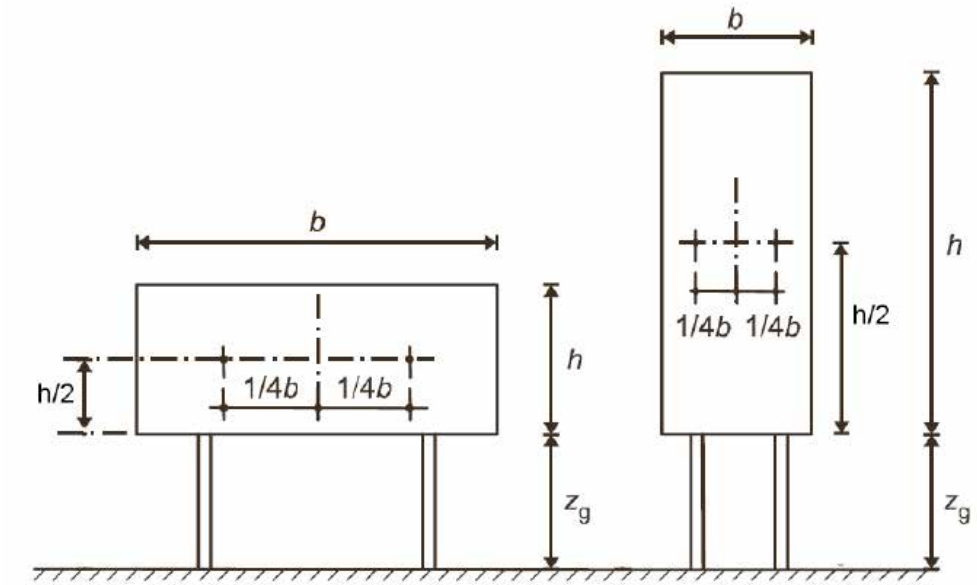
$\psi_s = 0,365$

Si provvede quindi al calcolo della pressione del vento sulle torri verticali sia con vento parallelo al palco sia con vento perpendicolare al palco che data la doppia simmetria delle torri risulta uguale nei due sensi:

$C_{FXo} = 1,1$ per le travi investite frontalmente dal vento

$C_{FXo} = 1,1 \times 0,365 = 0,41$ per la seconda

Per il vento che investe i banner posti sulle torri frontali, si considera quanto previsto dal punto G.7 delle istruzioni del CNR per cui secondo quanto indicato nella figura G.31 si ha:



Microforati

$Z_g = 1,40$ metri (distanza da terra del banner)

H = 8,8 metri (altezza complessiva della torre 10,20 metri.

La quota di riferimento è pari a $Z_g + 0,5xh = 5,8$ metri. L'area di riferimento ossia l'area sulla quale è applicata la forza

risultante è pari a bxh = 2,50x8,8 = 22 mq. Considerando che i banner come precedentemente indicato sono realizzati con tessuto microforato che consente il passaggio del 30% del vento e che la z vale 6,20 si ha:

P(banner) = 37,5x1,8x1,84x0,7 = 87 Kg/mq

Il carico si suppone che sia distribuito sui montanti delle torri quindi su ciascun montante si avrà:

P = 87x1,25/2 = 54 Kg/ml

La pressione sarà calcolata solo per il vento fronte palco

Su ciascun elemento prefabbricato Pilosio delle torri si avranno due casi per gli ultimi 4 metri si ha:

P = 37,5x2,15x1,1 = 87 Kg/mq

Sulla superficie della carpenteria si ha un carico lineare:

87x0,0483 = 4,2 Kg/ml

Per gli elementi successivi rispetto a quelli esposti al vento si ha:

P = 4,2x0,365 = 1,5 Kg/ml

Per gli elementi al di sotto degli ultimi 2 si avrà:

P = 37,5x1,84x1,1 = 76 Kg/mq

Sulla superficie della carpenteria si ha un carico lineare pari a:

76x0,0483 = 3,5 Kg/ml

Per gli elementi successivi rispetto a quelli esposti al vento si ha:

P = 3,5x0,365 = 1 Kg/ml

Tutti i profilati delle greche sono state considerate, a vantaggio della sicurezza, per dimensioni uguali ai profilati della torre Pilosio.

Vento in pressione e depressione sulla copertura:

Trattasi di tettoia piana ad un solo spiovente inclinata di 5° capitolo G.6.1 delle istruzioni del CNR per le quali è possibile effettuare un'analisi globale o approfondire il tema su un'analisi

locale che è dettata dal capitolo H.4.1 in cui la tettoia viene suddivisa in aree di influenza per le quali si hanno C_{pm} in pressione e depressione in funzione della direzione del vento:
Caso vento spirante fronte e retro palco

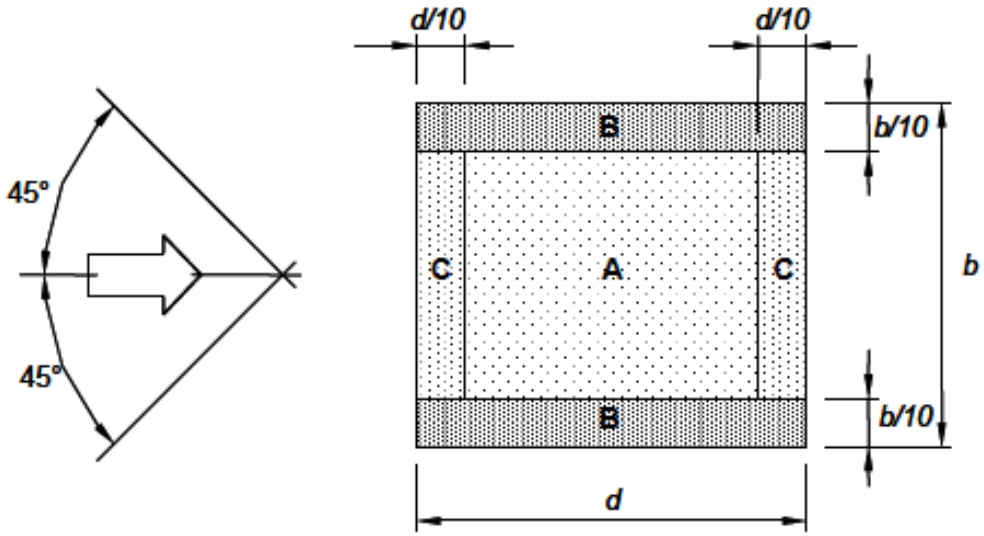


Figura H.18 – Suddivisione delle tettoie a semplice falda in zone di uguale pressione.

Nel nostro caso abbiamo che la copertura del palco presenta:
b = 12,5 metri
d = 12 metri
I coefficienti di pressione si ricavano dalla tabella H.VII e cioè:

Tabella H.VII – Coefficienti di forza e di pressione complessiva per tettoie a semplice falda.

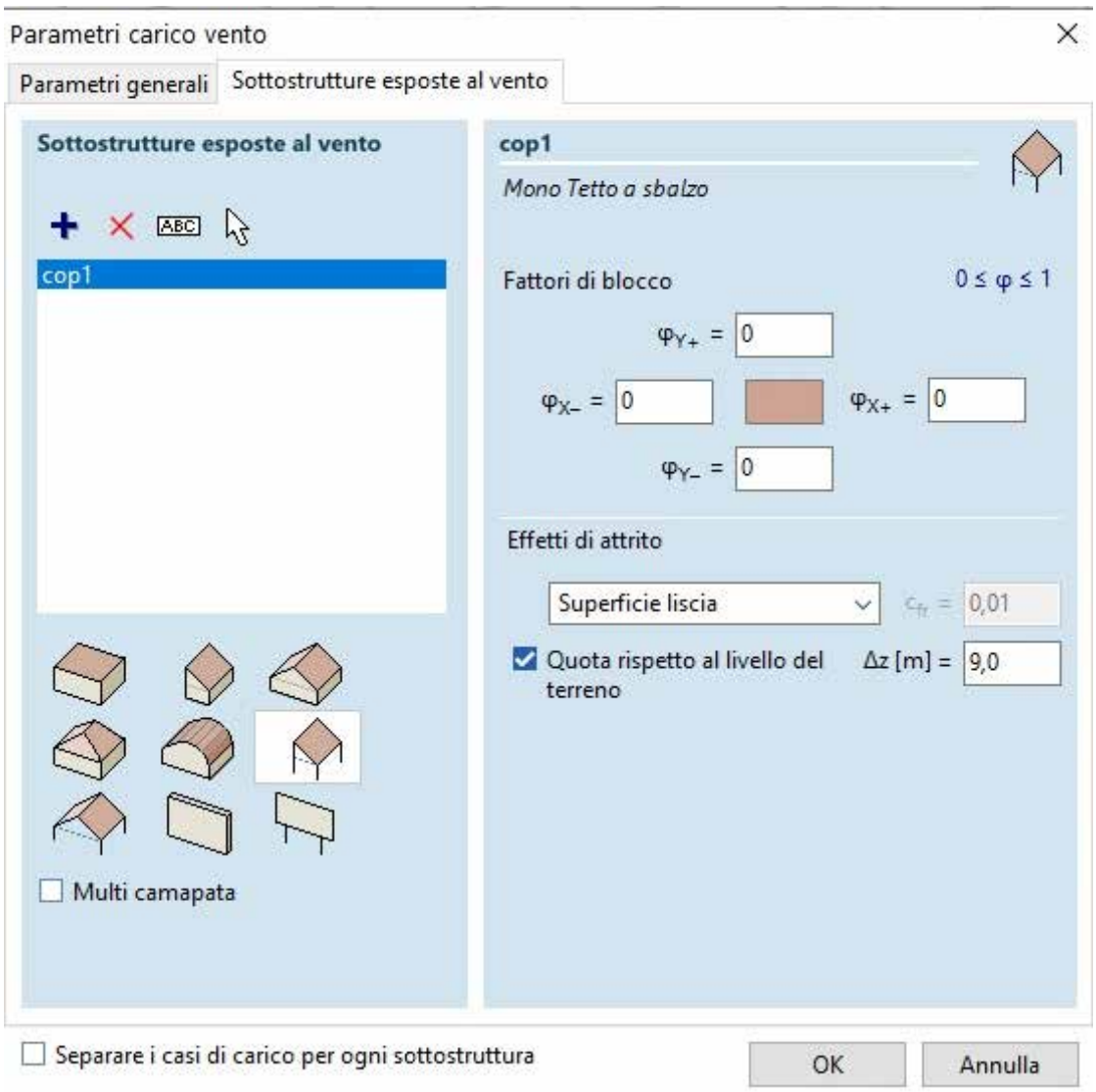
α	Grado di bloccaggio φ	Coefficiente di pressione c_{pn}		
		A	B	C
0°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,5	+1,8	+1,1
	Minimo, φ = 0	−0,6	−1,3	−1,4
	Minimo, φ = 1	−1,5	−1,8	−2,2
5°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,8	+2,1	+1,3
	Minimo, φ = 0	−1,1	−1,7	−1,8
	Minimo, φ = 1	−1,6	−2,2	−2,5
10°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,2	+2,4	+1,6
	Minimo, φ = 0	−1,5	−2,0	−2,1
	Minimo, φ = 1	−2,1	−2,6	−2,7
15°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,4	+2,7	+1,8
	Minimo, φ = 0	−1,8	−2,4	−2,5
	Minimo, φ = 1	−1,6	−2,9	−3,0
20°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,7	+2,9	+2,1
	Minimo, φ = 0	−2,2	−2,8	−2,9
	Minimo, φ = 1	−1,6	−2,9	−3,0
25°	Massimo, tutti i valori di φ	+2,0	+3,1	+2,3
	Minimo, φ = 0	−2,6	−3,2	−3,2
	Minimo, φ = 1	−1,5	−2,5	−2,8
30°	Massimo, tutti i valori di φ	+2,2	+3,2	+2,4
	Minimo, φ = 0	−3,0	−3,8	−3,6
	Minimo, φ = 1	−1,5	−2,2	−2,7

4.3) Carichi permanenti non strutturali in quanto non vengono mutati e sono certi

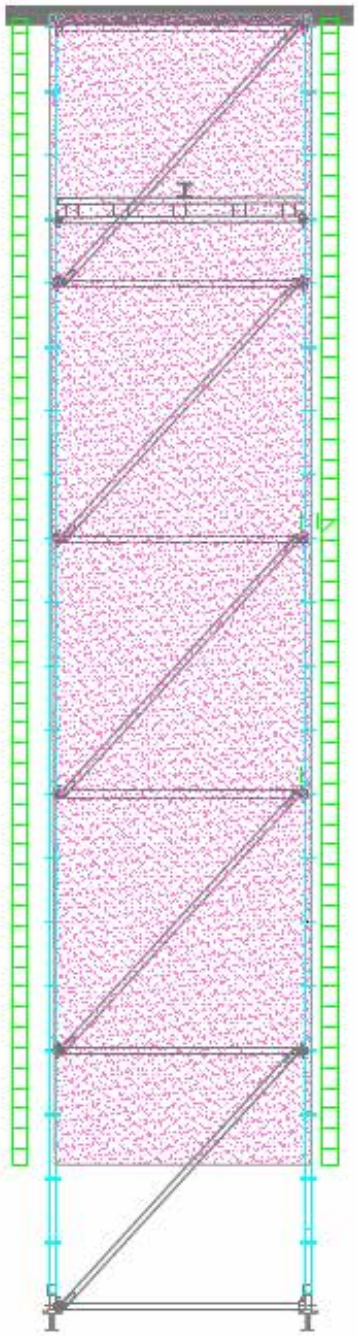
Sono rappresentati dagli elementi in sospensione del service e cioè dall'impianto luci sospeso direttamente alla copertura e dall'impianto audio sospeso sulle torri frontali così come indicato al paragrafo 4.2). Anche per le zavorre si tratta di carichi permanenti non strutturali.

4.4) Carichi sulla copertura dovuti all'azione del vento

Il software di calcolo AXIS VM7 permette di inserire varie tipologie di carico. Nel nostro caso abbiamola tettoia, di seguito lo schema di calcolo.

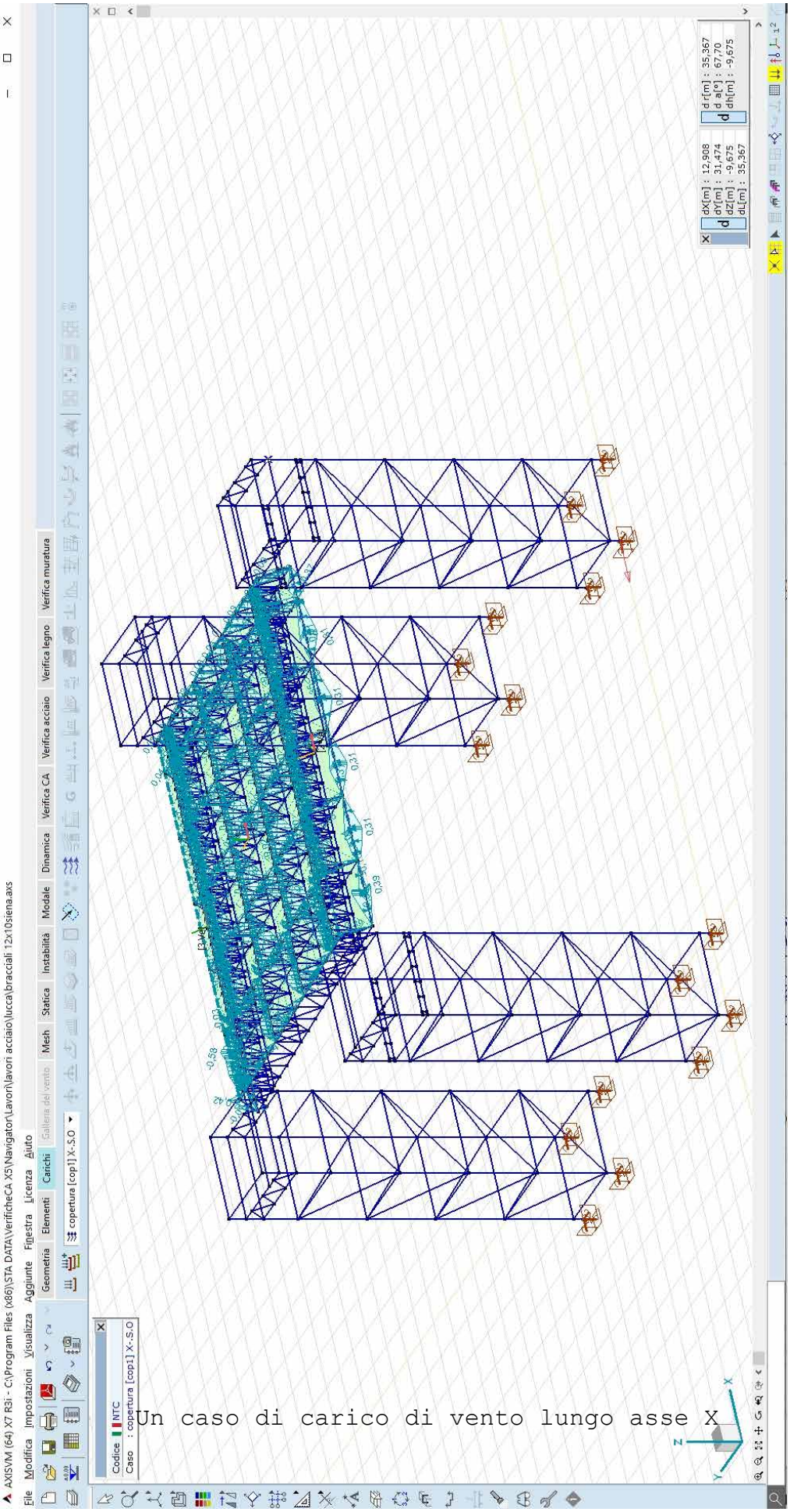


Carichi torri con banner con vento frontale

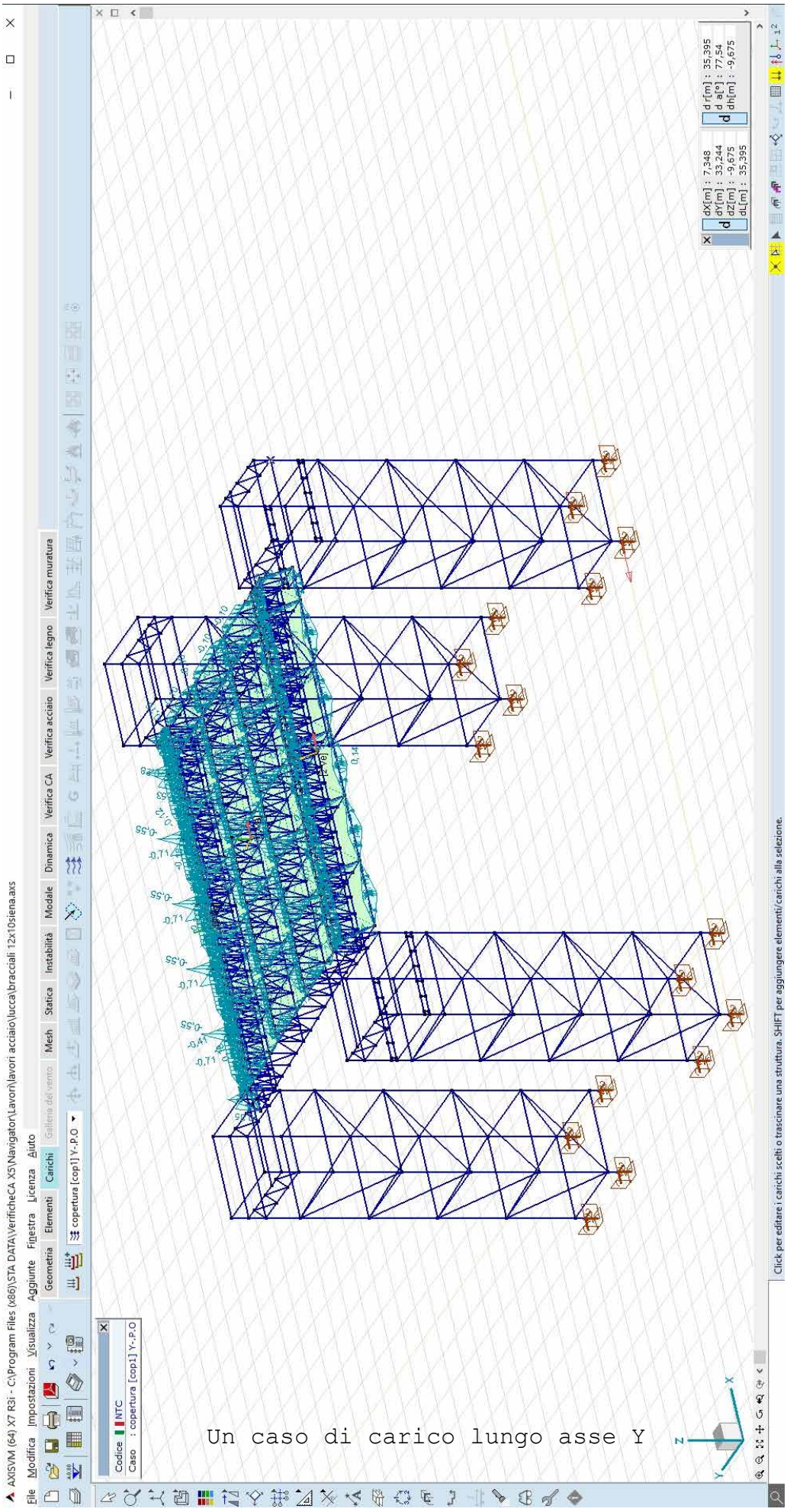


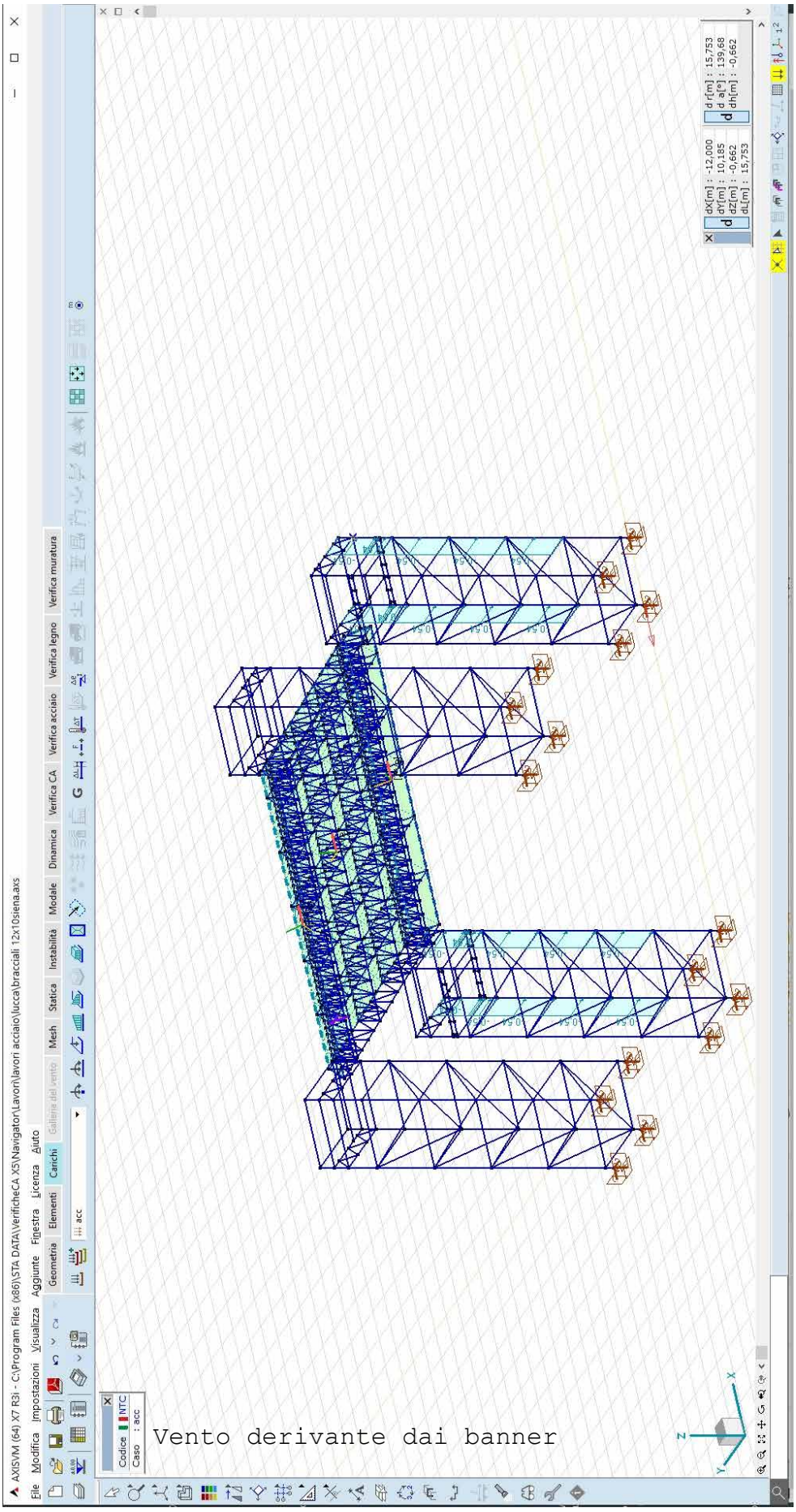
I carichi indicati sono agenti in direzione perpendicolare al foglio.

43,5 Kg/ml



Un caso di carico di vento lungo asse X


Un caso di carico lungo asse Y



5) Verifica della struttura

La verifica è stata condotta con il modellatore tridimensionale AXIS VM X7.

I risultati in uscita dal software di calcolo ci forniscono la verifica della struttura.

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO PER IL MODELLO DI CALCOLO PER LA COPERTURA

CONDIZIONE 1 PESO PROPRIO
CONDIZIONE 2 ACCIDENTALE PALCO
CONDIZIONE 3 AUDIO LUCI
CONDIZIONE 4 VENTO SECONDO ASSE X IN PRESSIONE
CONDIZIONE 5 VENTO SECONDO ASSE X IN DEPRESSIONE
CONDIZIONE 6 VENTO SECONDO ASSE Y IN PRESSIONE
CONDIZIONE 7 VENTO SECONDO ASSE Y IN DEPRESSIONE

Il calcolo è stato sviluppato separatamente per le due condizioni di vento mantenendo costanti le condizioni 1-2-3

5.1) Parametri del software di calcolo

Norme di riferimento

Per i calcoli illustrati in seguito sono state adottate le seguenti norme:
Legge 5/11/1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
DM LL.PP. 14/2/1992 n. 55: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
DM LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 4 LUGLIO 1996, N. 156AA.GG./STC: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei cariche e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
DM LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
Legge 01/02/1974 n: 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
DM LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
CNR-UNI 10024/86 del 23/7/1986: Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
EC 1 UNI-ENV 1991-1 Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture – Parte 1.2, 2.2.
EC 2 UNI-ENV 1992-1 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1.1.
EC 9 UNI-ENV 1999-1-1:2009 - Progettazione delle strutture in alluminio – Parte 1.1
Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14-1-2008
C. S. LL. PP. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14-1-2008
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2018
Al fine di illustrare compiutamente le analisi condotte, si riportano i riferimenti alla normativa utilizzata (Norme Tecniche per le Costruzioni) indicati tra parentesi: es. (3.1.1) intendendo in questo modo riferirsi al Capitolo 3.1.1 delle NTC 2018.

Descrizione del modello strutturale

Il modello di calcolo è costituito da un telaio spaziale che rappresenta gli elementi principali della struttura.
Per la risoluzione del modello ed il calcolo delle sollecitazioni si utilizzerà il "Metodo agli Elementi Finiti",
Gli elementi strutturali sono: elementi prefabbricati in acciaio prodotti dallal ditta Pilosio che costituiscono gli elementi primari dimensionati per sopportare le azioni statiche.
Gli elaborati grafici riportano le caratteristiche geometriche con le relative dimensioni di ogni elemento.

Azioni nelle verifiche agli Stati Limite (2.6)

Stati limite ultimi (2.6.1)

Le verifiche saranno effettuate assumendo l'Approccio 2, utilizzando quindi i coefficienti riportati in tabella 2.6.I nella colonna A1.
STR: stato limite di resistenza compresi gli elementi di fondazione.

Carichi		**Coefficiente**	**A1**
		γ_F	**STR**
Permanenti	favorevoli	γ_{G1}	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,3
Permanenti non strutturali(1)	favorevoli	γ_{G2}	0,8
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5
Variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5

(1)Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Carichi e condizioni di carico

Casi di carico

	Nome	Gruppo	Tipo Gruppo

Gruppi di carico

	Gruppo	Tipo Gruppo	gamma I	gamma F	gamma A	psi0	psi1	psi2	Simultaneo

Combinazioni delle azioni (2.5.3)

Si riportano di seguito le formule utilizzate per le combinazioni delle azioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni:

– Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi di tipo statico (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Tabella 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

Carichi		**Coefficiente**	**A1**	**A2**
		γ_F	**STR**	**GEO**
Permanenti	favorevoli	γ_{G1}	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,3	1,0
Permanenti non strutturali(1)	favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,3
Variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0	0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,3

(1)Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi

coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:
γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Combinazioni critiche calcolate per i casi di carico

	Combinazione critica	Tipo
1	[perm audio luci video zavorre]	SLU
2	[perm audio luci video] 1,5* acc	SLU
3	[perm audio luci video] 1,5* acc (0,9*x pressione)	SLU
4	[perm audio luci video zavorre] 1,5* acc (0,9*x depressione)	SLU
5	[perm audio luci video] 1,5* acc (0,9*y pressione)	SLU
6	[perm audio luci video zavorre] 1,5* acc (0,9*y depressione)	SLU
7	[perm audio luci video] 1,5*x pressione	SLU
8	[perm audio luci video] 1,5*x pressione (1,05*solaio acc)	SLU
9	[perm audio luci video zavorre] 1,5*x depressione	SLU
10	[perm audio luci video zavorre] 1,5*x depressione (1,05*solaio acc)	SLU
11	[perm audio luci video] 1,5*y pressione	SLU
12	[perm audio luci video] 1,5*y pressione (1,05*solaio acc)	SLU
13	[perm audio luci video zavorre] 1,5*y depressione	SLU
14	[perm audio luci video zavorre] 1,5*y depressione (1,05*solaio acc)	SLU
15	[1,3*perm 1,3*audio luci]	SLU
16	[1,3*perm 1,3*audio luci video] 1,5* acc	SLU
17	[1,3*perm 1,3*audio luci video] 1,5* acc (0,9*x pressione)	SLU
18	[1,3*perm 1,3*audio luci video zavorre] 1,5* acc (0,9*x depressione)	SLU
19	[1,3*perm 1,3*audio luci video] 1,5* acc (0,9*y pressione)	SLU
20	[1,3*perm 1,3*audio luci video zavorre] 1,5* acc (0,9*y depressione)	SLU
21	[1,3*perm 1,3*audio luci vido] 1,5*x pressione	SLU
22	[1,3*perm 1,3*audio luci video] 1,5*x pressione (1,05*solaio acc)	SLU
23	[1,3*perm 1,3*audio luci video zavorre] 1,5*x depressione	SLU
24	[1,3*perm 1,3*audio luci video zavorre] 1,5*x depressione (1,05*solaio acc)	SLU
25	[1,3*perm 1,3*audio luci video] 1,5*y pressione	SLU
26	[1,3*perm 1,3*audio luci video] 1,5*y pressione (1,05*solaio acc)	SLU
27	[1,3*perm 1,3*audio luci video zavorre] 1,5*y depressione	SLU
28	[1,3*perm 1,3*audio luci video zavorre] 1,5*y depressione (1,05*solaio acc)	SLU

Materiali

	Nome	Tipo	Normativa nazionale	Codice materiale	Modello	E_x [N/mm²]	E_y [N/mm²]
1	S 235	Acciaio	NTC (Italiane)	UNI EN 10025-2 (Acciaio)	Lineare	210000	210000
2	Al Si1MgMl	Acciaio	NTC (Italiane)	UNI ENV 1999-1-1	Lineare	69500	69500

	Nome	ν	α_T [1/°C]	ρ [kg/m³]	Materiale	Profilo	Tessitura	P_1
1	S 235	0,30	1,2E-5	7850	.....	.....	Steel	f [N/mm²] = 235,00
2	Al Si1MgMl	0,33	2,3E-5	2700	.....	.....	Aluminium	f [N/mm²] = 225,00

	Nome	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9	P_{10}	P_{11}
1	S 235	f_t [N/mm²] = 360,00	f_c [N/mm²] = 215,00	f_c [N/mm²] = 360,00							
2	Al Si1MgMl	f_t [N/mm²] = 270,00	f_c [N/mm²] = 225,00	f_c [N/mm²] = 270,00							

	Nome	P_{12}	P_{13}	P_{14}
1	S 235			
2	Al Si1MgMl			

Nome: Nome materiale; Tipo: Tipo di materiale; Modello: Modello materiale; E_x: Modulo di elasticità di Young in direzione x locale; E_y: Modulo di elasticità di Young in direzione y locale; ν: Coefficente di Poisson; α_T:

Coefficiente espansione termica; ρ: Densità; Materiale: Colore materiale; Profilo: Colore di contorno materiale; P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}, P_{13}, P_{14}: Parametro di progetto;

Profilati

	Nome	Disegno	Processo	Figura	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r_1 [mm]	r_2 [mm]	r_3 [mm]
1	O 57.0 X 4.0		Arrotondato	Tubo	57,0	57,0	4,0	4,0	0	0	0
2	O 48x4		Formato a f.	Tubo	48,3	48,3	4,0	4,0	0	0	0
3	10x50		Arrotondato	Rett.	50,0	10,0	0	0	0	0	0
4	STRIP 10* 50_1		Arrotondato	Rett.	10,0	50,0	0	0	0	0	0
5	O 50x4		Arrotondato	Tubo	50,0	50,0	4,0	4,0	0	0	0
6	IPE 180		Arrotondato	I	180,0	91,0	5,3	8,0	9,0	0	0
7	60x60x4		Formato a f.	Scatolato	60,0	60,0	4,0	4,0	0	0	0
8	48x48x4		Formato a f.	Scatolato	48,0	48,0	4,0	4,0	0	0	0
9	IPE 140		Arrotondato	I	140,0	73,0	4,7	6,9	7,0	0	0
10	HE 120 A		Arrotondato	I	114,0	120,0	5,0	8,0	12,0	0	0

	Nome	Ax [mm^2]	Ay [mm^2]	Az [mm^2]	Ix [mm^4]	Iy [mm^4]	Iz [mm^4]	Iyz [mm^4]
1	O 57.0 X 4.0	665,17	335,74	335,74	469915,5	234591,2	234591,2	0
2	O 48x4	556,58	282,07	282,07	275050,5	137619,8	137619,8	0
3	10x50	500,00	416,67	416,67	14565,4	104166,7	4166,7	0
4	STRIP 10* 50_1	500,00	416,67	416,67	14565,4	104166,7	4166,7	0
5	O 50x4	577,94	292,61	292,61	307782,1	153988,6	153988,6	0
6	IPE 180	2395,05	1328,01	923,11	48001,0	1,3172E+7	1008518,0	0
7	60x60x4	896,00	387,73	387,73	727728,2	470698,7	470698,7	0
8	48x48x4	704,00	308,51	308,51	356699,9	229034,7	229034,7	0
9	IPE 140	1642,80	916,11	633,21	24358,1	5412957,0	449183,5	0
10	HE 120 A	2534,18	1759,06	558,61	60604,8	6062668,0	2308999,0	0

	Nome	I_1 [mm^4]	I_2 [mm^4]	α [°]	Iω [mm^6]	$W_{1el,a}$ [mm^3]	$W_{1el,b}$ [mm^3]	$W_{2el,a}$ [mm^3]	$W_{2el,b}$ [mm^3]
1	O 57.0 X 4.0	234591,2	234591,2	0	0	8231,3	8231,3	8231,3	8231,3
2	O 48x4	137619,8	137619,8	0	0	5698,5	5698,5	5698,5	5698,5
3	10x50	104166,7	4166,7	0	732514	4166,7	4166,7	833,3	833,3
4	STRIP 10* 50_1	104166,7	4166,7	0	732514	4166,7	4166,7	833,3	833,3
5	O 50x4	153988,6	153988,6	0	0	6159,5	6159,5	6159,5	6159,5
6	IPE 180	1,3172E+7	1008518,0	0	7,3156E+9	146351,1	146351,1	22165,2	22165,2
7	60x60x4	470698,7	470698,7	0	416206	15690,0	15690,0	15690,0	15690,0
8	48x48x4	229034,7	229034,7	0	190664	9543,1	9543,1	9543,1	9543,1
9	IPE 140	5412956,0	449183,5	0	1,9489E+9	77327,9	77327,9	12306,4	12306,4
10	HE 120 A	6062668,0	2308999,0	0	6,2739E+9	106362,6	106362,6	38483,3	38483,3

	Nome	W_{1pl} [mm^3]	W_{2pl} [mm^3]	i_y [mm]	i_z [mm]	Hy [mm]	Hz [mm]	yG [mm]	zG [mm]	y_s [mm]	z_s [mm]	β_y [mm]	β_z [mm]	β_w []
1	O 57.0 X 4.0	11253,9	11254,0	18,8	18,8	57,0	57,0	28,5	28,5	0	0	0	0	0
2	O 48x4	7868,9	7868,9	15,7	15,7	48,3	48,3	24,2	24,2	0	0	0	0	0
3	10x50	6250,0	1250,0	14,4	2,9	10,0	50,0	5,0	25,0	0	0	0	0	0
4	STRIP 10* 50_1	6250,0	1250,0	14,4	2,9	10,0	50,0	5,0	25,0	0	0	0	0	0
5	O 50x4	8482,7	8482,8	16,3	16,3	50,0	50,0	25,0	25,0	0	0	0	0	0
6	IPE 180	166440,4	34601,6	74,2	20,5	91,0	180,0	45,5	90,0	0	0	0	0	0
7	60x60x4	18848,0	18848,0	22,9	22,9	60,0	60,0	30,0	30,0	0	0	0	0	0
8	48x48x4	11648,0	11648,0	18,0	18,0	48,0	48,0	24,0	24,0	0	0	0	0	0
9	IPE 140	88356,2	19247,6	57,4	16,5	73,0	140,0	36,5	70,0	0	0	0	0	0
10	HE 120 A	119516,2	58856,8	48,9	30,2	120,0	114,0	60,0	57,0	0	0	0	0	0

audio-luci-video: Carichi nodali

	Nodo	Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	214	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	216	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	254	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	256	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	334	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	336	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	374	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	376	Globale	0	0	-0,88	0	0	0
	774	Globale	0	0	-4,00	0	0	0
	848	Globale	0	0	-3,00	0	0	0

Fx, Fy, Fz: Componente forza di carico; **Mx, My, Mz:** Componente momento di carico;

zavorra: Carichi nodali

	Nodo	Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	41	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	42	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	43	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	44	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	45	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	46	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	47	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	48	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	144	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	145	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	146	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	147	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	148	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	149	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	150	Globale	0	0	-5,00	0	0	0
	151	Globale	0	0	-5,00	0	0	0

Fx, Fy, Fz: Componente forza di carico; **Mx, My, Mz:** Componente momento di carico;

acc: Carichi distribuiti su travi e nervature

	Tipo	Lunghezza [m]	a/d	Pos.	px [kN/m]	py [kN/m]	pz [kN/m]	m_{xx} [kNm/m]	my [kNm/m]	mz [kNm/m]
11	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
21	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
29	Asta G ln.	1,290	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
42	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
44	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
46	Asta G ln.	1,290	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
54	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
58	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
109	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
119	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
133	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
135	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
161	Asta G ln.	0,150	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
179	Asta G ln.	0,150	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
203	Asta G ln.	0,435	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
204	Asta G ln.	0,435	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
206	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
216	Asta G ln.	2,000	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
1640	Asta G ln.	1,290	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
1642	Asta G ln.	1,290	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
1651	Asta G ln.	0,150	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
1669	Asta G ln.	0,150	a	0	0	-0,54	0	0	0	0

	Tipo	Lunghezza [m]	a/d	Pos.	px [kN/m]	py [kN/m]	pz [kN/m]	m_{tor} [kNm/m]	my [kNm/m]	mz [kNm/m]
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
1690	Asta G ln.	0,435	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0
1691	Asta G ln.	0,435	a	0	0	-0,54	0	0	0	0
				1,000	0	-0,54	0	0	0	0

Parametri carico vento [cop1]

	Direzione	Categoria del terreno	z_0 [m]	z_{min} [m]	I_v [kN/m²]	v_m [m/s]	q_p [kN/m²]	φ [°]
	X+	III	0,100	5,000	0,216	24,9	0,97	0
	X–	III	0,100	5,000	0,216	24,9	0,97	0
	Y+	III	0,100	5,000	0,216	24,9	0,97	0
	Y–	III	0,100	5,000	0,216	24,9	0,97	0
	v_{b0} = 27,0 m/s							

z_0, z_{min}: Parametri terreno; **I_v:** Fattore turbolenza; **v_m:** Velocità di progetto del vento; **q_p:** Massima pressione del vento; **φ:** Direzione del vento relativa alla cresta;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] X+.P.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	0,559	0	0,54	0	0,54
A1	10,208	0	0,254	0	0,25	0	0,25
A2	10,208	0	-0,039	0	-0,04	0	-0,04
C2	10,208	0	-0,279	0	-0,27	0	-0,27

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] X+.S.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	-1,400	0	-1,36	0	-1,36
A1	10,208	0	-0,634	0	-0,62	0	-0,62
A2	10,208	0	0,097	0	0,09	0	0,09
C2	10,208	0	0,700	0	0,68	0	0,68

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] X-.P.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	0,559	0	0,54	0	0,54
A1	10,208	0	0,254	0	0,25	0	0,25
A2	10,208	0	-0,039	0	-0,04	0	-0,04
C2	10,208	0	-0,279	0	-0,27	0	-0,27

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] X-.S.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	-1,400	0	-1,36	0	-1,36
A1	10,208	0	-0,634	0	-0,62	0	-0,62
A2	10,208	0	0,097	0	0,09	0	0,09
C2	10,208	0	0,700	0	0,68	0	0,68

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] Y+.P.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	0,559	0	0,54	0	0,54
A1	10,208	0	0,254	0	0,25	0	0,25
A2	10,208	0	-0,039	0	-0,04	0	-0,04
C2	10,208	0	-0,279	0	-0,27	0	-0,27

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] Y+.S.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	-1,400	0	-1,36	0	-1,36
A1	10,208	0	-0,634	0	-0,62	0	-0,62
A2	10,208	0	0,097	0	0,09	0	0,09
C2	10,208	0	0,700	0	0,68	0	0,68

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] Y-.P.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	0,559	0	0,54	0	0,54
A1	10,208	0	0,254	0	0,25	0	0,25
A2	10,208	0	-0,039	0	-0,04	0	-0,04
C2	10,208	0	-0,279	0	-0,27	0	-0,27

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Parametri del caso di carico vento, [cop1], copertura [cop1] Y-.S.O

Zona	z [m]	α [°]	c_{pe}	c_{pi}	w_e [kN/m²]	w_i [kN/m²]	w [kN/m²]
C1	10,208	0	-1,400	0	-1,36	0	-1,36
A1	10,208	0	-0,634	0	-0,62	0	-0,62
A2	10,208	0	0,097	0	0,09	0	0,09
C2	10,208	0	0,700	0	0,68	0	0,68

z: Elevazione della zona; **α:** Angolo del tetto; **c_{pe}:** Fattore pressione esterna; **c_{pi}:** Fattore pressione interna; **w_e:** Pressione esterna del vento; **w_i:** Pressione interna del vento; **w:** Risultante pressione del vento;

Casi di carico

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
1	audio-luci-video	---	---
2	zavorra	perm	Permanente
3	acc	acc vento	accidentale
4	copertura [cop1] X+.P.O	Vento	Vento
5	copertura [cop1] X+.S.O	Vento	Vento
6	copertura [cop1] X-.P.O	Vento	Vento
7	copertura [cop1] X-.S.O	Vento	Vento
8	copertura [cop1] Y+.P.O	Vento	Vento
9	copertura [cop1] Y+.S.O	Vento	Vento
10	copertura [cop1] Y-.P.O	Vento	Vento
11	copertura [cop1] Y-.S.O	Vento	Vento

Nome: Nome caso di carico; **Gruppo:** Gruppo di carico; **Tipo gruppo:** Tipo gruppo di carico;

Gruppi di carico (NTC (Italiane))

	Gruppo	Tipo	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Additivo
1	perm	Permanente	1,300	1,000						1
2	acc vento	accidentale				1,500	0,700	0,700	0,600	0
3	Vento	Vento				1,500	0,600	0,200	0	

Gruppo: Gruppo di carico; **Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2:** Coefficiente Psi; **Additivo:** Casi simultanei di carico;

6.1) Verifica al ribaltamento

Per quanto riguarda la verifica al ribaltamento, nel calcolo non è stata applicata alcuna zavorra; comunque a maggior sicurezza della struttura si prescrive una zavorra di 1000 kg per ogni torre. Per le torri sul retro la zavorra può essere inserita all'interno della torre mentre sul fronte sarà laterale con inclinazione massima sulla verticale di 15°. Le zavorre dovranno essere

appoggiate a terra e strallate con 4 cinghie a cricco con carico di rottura a 2000 Kg posizionate una su ciascun montante della torre corrispondente alla quota di 8,30 metri. In queste condizioni oltre che avere le reazioni vincolari in uscita dal software che dimostrano che non si ha sollevamento della struttura in quanto si hanno solo alcune reazioni vincolari positive che denotano un possibile sollevamento in quei nodi ma tutti quelli prossimi sono positivi (la somma dei valori negativi è superiore ai positivi) si hanno anche le zavorre che rendono quindi verificata al ribaltamento la struttura di riferimento.
La struttura risulta quindi verificata.
Di seguito le reazioni vincolari calcolate dal software nelle varie combinazioni di carico dove sono indicati i valori massimi e minimi.

Reazioni vincoli nodali [Lineare,(Tutti gli SLU) Critico]

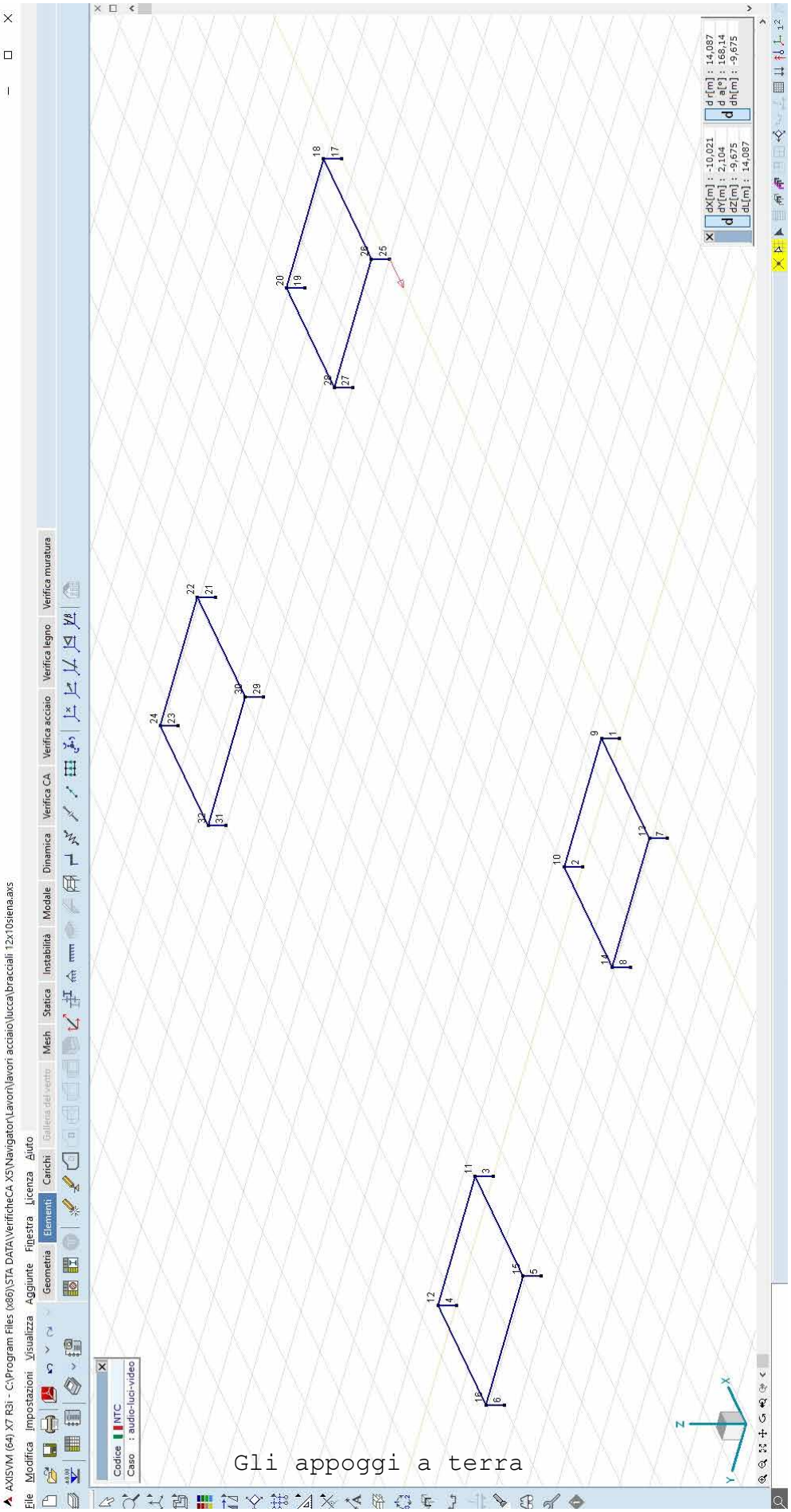
	Nodo	X [m]	Y [m]	Z [m]	Tipo	C	min. max.	Caso	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rr [kN]
1	1	0	0	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.P.O	-0,027	-0,644	**-5,846**	5,881
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	0,045	1,097	**-10,442**	10,500
2	2	0	2,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y+.P.O	-0,012	0,506	**-11,507**	11,518
							max	copertura [cop1] Y+.S.O	0,018	-0,752	**-24,488**	24,500
3	3	0	8,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.P.O	-0,015	-0,646	**-12,499**	12,516
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	0,027	1,100	**-27,028**	27,050
4	4	0	11,000	0	Glob.	Rz	min	zavorra	0	0	**-5,179**	5,179
							max	acc	0,041	-1,048	**-8,334**	8,400
5	5	-2,500	8,500	0	Glob.	Rz	min	acc	-0,019	-0,987	**-7,444**	7,509
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	0,027	1,028	**-5,619**	5,712
6	6	-2,500	11,000	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,046	1,028	**-10,222**	10,273
							max	acc	0,041	-0,987	**7,674**	7,737
7	7	-2,500	0	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y+.S.O	-0,030	-0,704	**-7,551**	7,584
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	0,045	1,028	**-8,044**	8,109
8	8	-2,500	2,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,024	1,028	**-3,617**	3,678
							max	copertura [cop1] Y-.P.O	0,014	-0,603	**-4,986**	5,022
9	57	14,500	0	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y+.S.O	0,035	-0,707	**-6,063**	6,094
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,053	1,031	**-8,040**	8,106
10	59	14,500	2,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.S.O	0,017	1,031	**-3,505**	3,567
							max	copertura [cop1] Y-.P.O	-0,010	-0,606	**-4,937**	4,974
11	61	14,500	8,500	0	Glob.	Rz	min	acc	0,016	-0,992	**-4,467**	4,532
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,019	1,032	**-5,182**	5,284
12	63	14,500	11,000	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.S.O	0,053	1,033	**-6,906**	6,960
							max	acc	-0,040	-0,992	**-7,710**	7,773
13	65	12,000	0	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.P.O	0,031	-0,647	**-5,873**	5,909
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,053	1,102	**-10,517**	10,574
14	67	12,000	2,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y+.P.O	0,009	0,508	**-11,359**	11,370
							max	copertura [cop1] Y+.S.O	-0,014	-0,754	**-24,078**	24,090
15	69	12,000	8,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.P.O	0,011	-0,649	**-12,721**	12,737
							max	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,019	1,105	**-27,534**	27,556

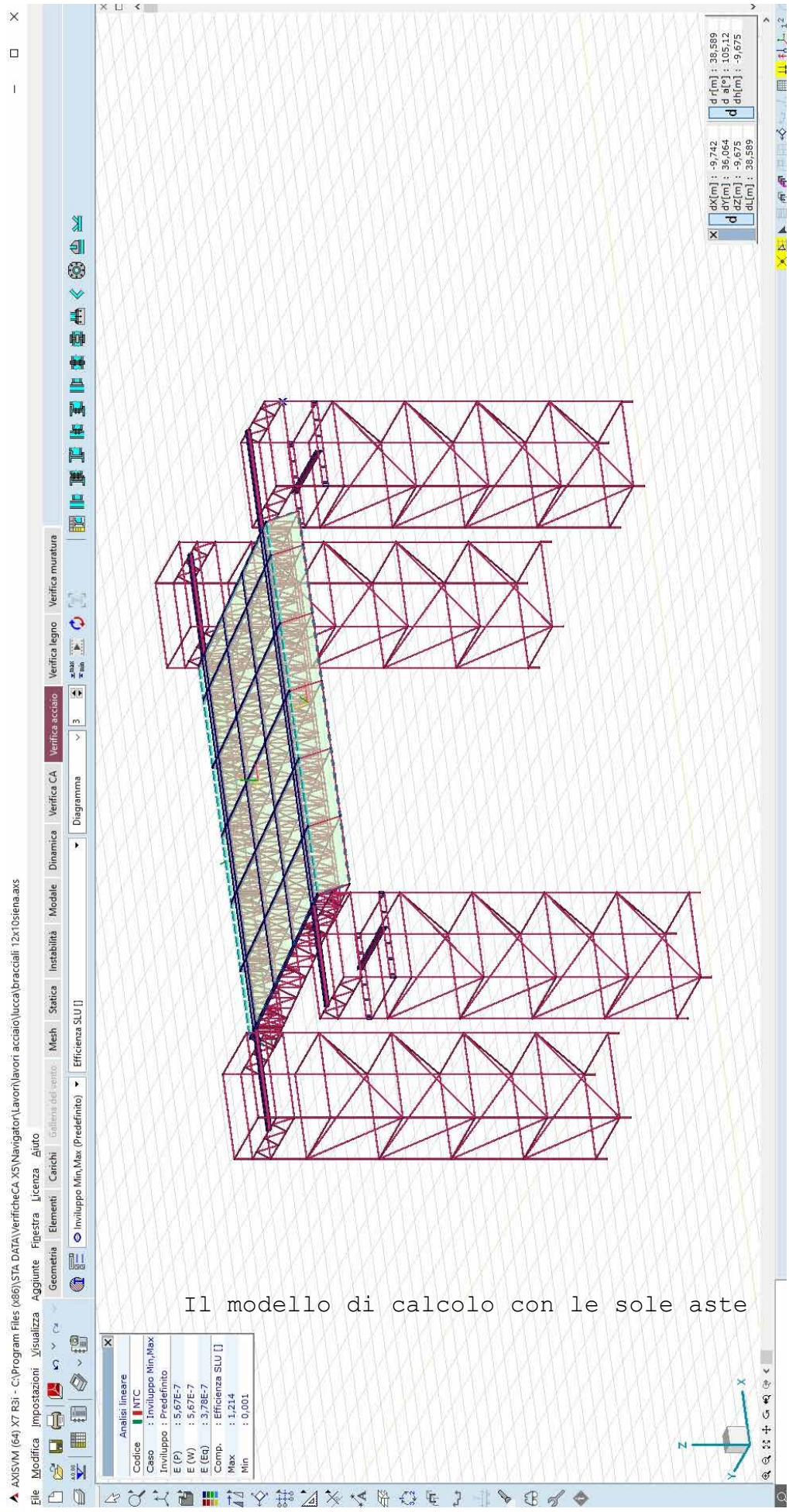
	Nodo	X [m]	Y [m]	Z [m]	Tipo	C	min. max.	Caso	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rr [kN]
16	71	12,000	11,000	0	Glob.	Rz	min	audio-luci-video	0	0	**-5,205**	5,205
							max	acc	-0,040	-1,048	**-8,345**	8,411
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	69	12,000	8,500	0	Glob.	Rz	min	copertura [cop1] Y-.P.O	0,011	-0,649	**-12,721**	12,737
15	69	12,000	8,500	0	Glob.		max	copertura [cop1] Y-.S.O	-0,019	1,105	**-27,534**	27,556

Nodo: Nodo appoggiato; **Tipo:** Tipo appoggio; **C:** Componente estrema; **min. max.:** Tipo estremo; **Caso:** Caso di carico di valore estremo; **Rx:** Componente x della reazione vincolare all'appoggio; **Ry:** Componente y della reazione vincolare all'appoggio; **Rz:** Componente z della reazione vincolare all'appoggio; **Rr:** Reazione vincolare risultante all'appoggio;

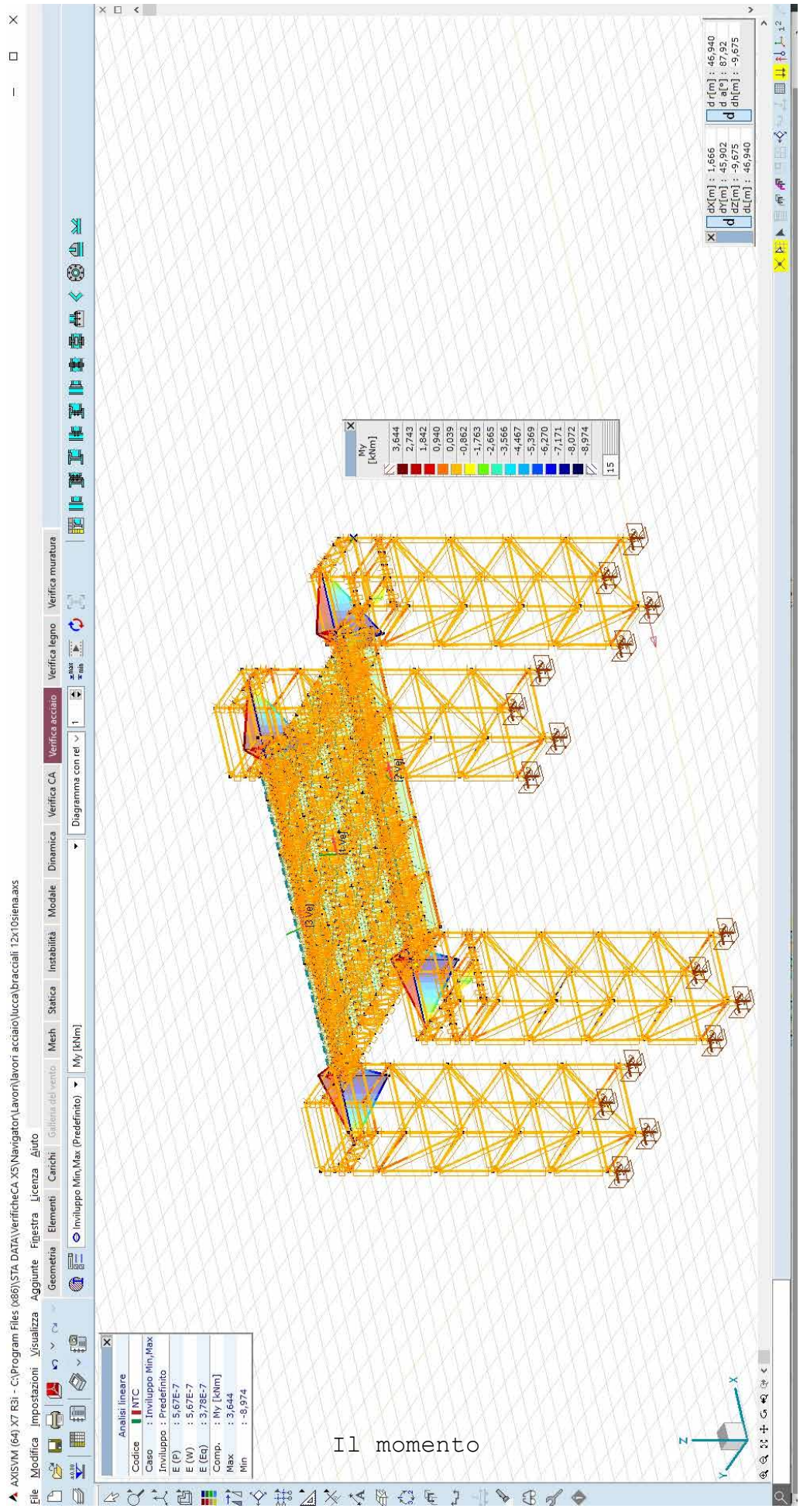
Per quanto riguarda lo scarico a terra dei piedini di appoggio al terreno delle torri si ha che lo scarico massimo a terra è in corrispondenza dei montanti interni delle torri con punte a 2700 Kg pertanto in considerazione che l'appoggio dei montanti è su campo di calcio, si prescrive per i piedini sotto i montanti interni delle torri elementi basette 50x50 cm cm spessore minimo 2 cm

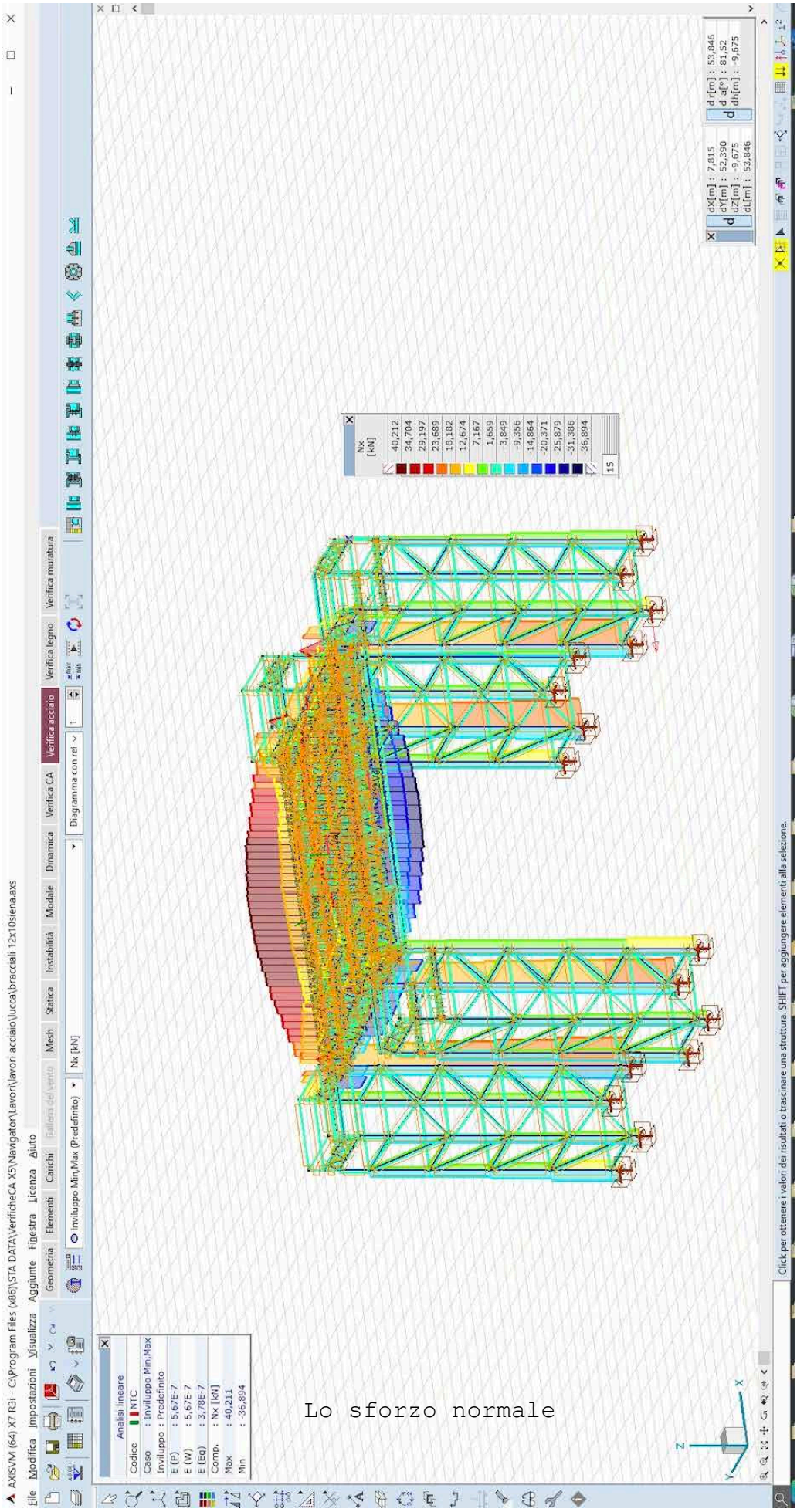
Di seguito la numerazione dei nodi in appoggio sul terreno

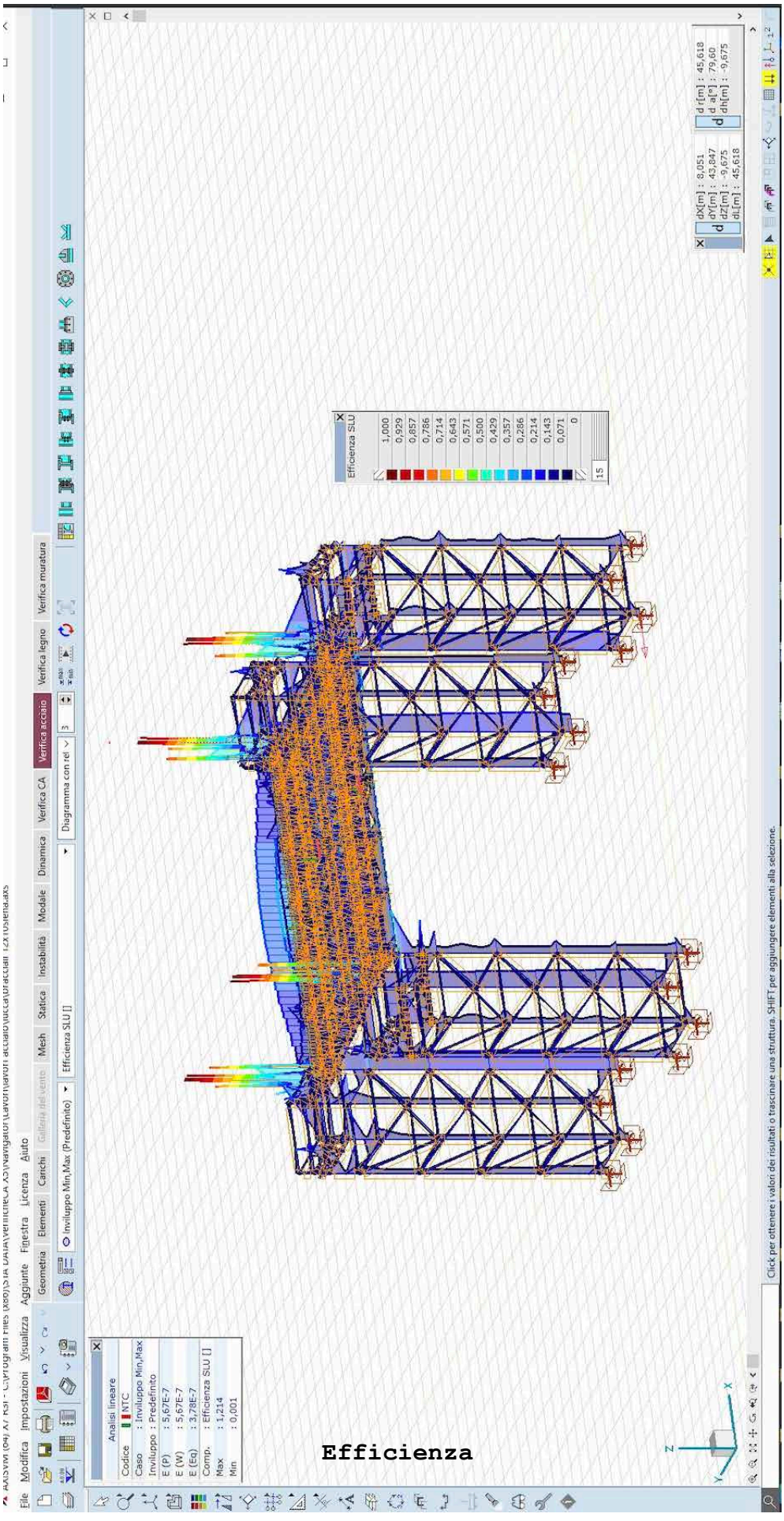

AXISVM (64) X7 R3i - C:\Program Files (x86)\STA DATA\VerificheCA X5\Navigator\Lavori\lavori acciaio\lucca\bracciali 12x10siena.axs
File Modifica Impostazioni Visualizza Aggiunte Finestra Licenza Aiuto
Geometria Elementi Carichi Galleria del vento Mesh Statica Instabilità Modale Dinamica Verifica CA Verifica acciaio Verifica legno Verifica muratura
Codice NTC
Caso : audio-luci-video
dX[m] : -10,021
dY[m] : 2,104
dZ[m] : -9,675
dL[m] : 14,087
d r[m] : 14,087
d a[°] : 168,14
dh[m] : -9,675
Gli appoggi a terra



Il modello di calcolo con le sole aste


Il momento


Lo sforzo normale


Efficienza SLU
1,000
0,929
0,857
0,786
0,714
0,643
0,571
0,500
0,429
0,357
0,286
0,214
0,143
0,071
0
dX[m] : 8,051
dY[m] : 43,847
dZ[m] : -9,675
dL[m] : 45,618
d r[m] : 45,618
d a[°] : 79,60
dh[m] : -9,675
Analisi lineare
Codice : NTC
Caso : Inviluppo Min,Max
Inviluppo : Predefinito
E (P) : 5,67E-7
E (W) : 5,67E-7
E (Eq) : 3,78E-7
Comp. : Efficienza SLU []
Max : 1,214
Min : 0,001
Efficienza

5.2) Verifica del parapetto

IL parapetto è posizionato sul retro e sui lati del palco che trattasi di luogo di lavoro così come definiti dal D.Lgs 81/08 pertanto il carico da applicare risulta 100 Kg/ml condizione per la quale è competente la norma UNI 13374 che scompone la pressione sui correnti in modo uniforme.
I parapetti messi in opera sono realizzati in elementi prefabbricati metallici prodotti dalla ditta Pilosio con le seguenti caratteristiche:

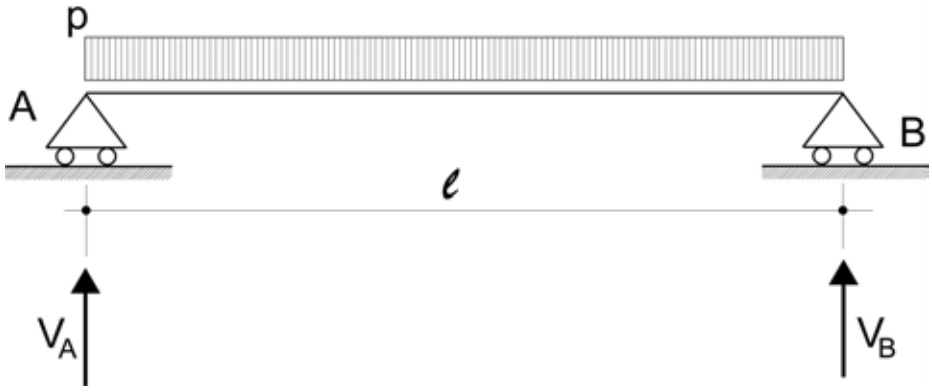
materiale acciaio formato a caldo	S235H con $f_{y,k}$ = 235 N/mm^2
diametro esterno	48,30 mm
spessore s	3,20 mm
peso	54,50 N/ml
area del ferro	453,00 mm^2
momento di inerzia J	115900,00 mm^4
momento resistente w	4800,00 mm^3
raggio giratore r	16,00 mm
Altezza del parapetto	900,00 mm

Per tutti i parapetti lo schema risulta composto da elementi verticali detti montanti ed elementi orizzontali detti traversi. Per tutte le verifiche si assume lo schema appoggio appoggio per il traverso e trave incastrata al piede per il montante.

VERIFICA

Carico accidentale 100 Kg/ml = 0,981 N/mm applicato sul mancorrente.

VERIFICA DEL TRAVERSO



La verifica viene condotta mediante la relazione:

$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1$ con

M_{Ed} = momento di calcolo (progetto)

$M_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo all'inflessione retta

$M_{c,Rd} = (W_{pl} x f_{y,k})/\gamma_{M0}$ per la sezione relativa che risulta di classe 1

Con W_{pl} = 6520 mm^3

F_{yk} = 235 N/mm^2

γ_{M0} = 1,05

$M_{c,Rd}$ = 6520x235/1,05 = 1459238 Nmm

M_{Ed} = 0,981x2000^2/8 = 490500 Nmm

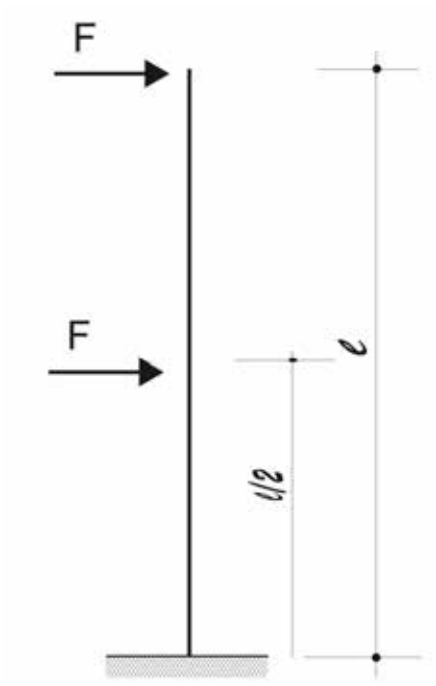
490500/1459238 < 1 verificato

Per quanto riguarda il montante trattasi di asta incastrata con una forza applicata dovuta al mancorrente di 100 Kg/ml (0,981 N/mm) applicata 900 mm dall'incastro.

Le azioni trasmesse dai traversi saranno

$F_1 = F_2 = (pxl/2)x2$ = 0,981x1000x2 N = 1962

VERIFICA DEL MONTANTE



l = 900 mm

l_2 = 400 mm

La verifica viene condotta mediante la relazione:

$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1$ con

M_{Ed} = momento di calcolo (progetto)

$M_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo all'inflessione retta

$M_{c,Rd} = (W_{pl} x f_{y,k})/\gamma_{M0}$ per la sezione relativa che risulta di classe 1

Con W_{pl} = 6520 mm^3

F_{yk} = 235 N/mm^2

γ_{M0} = 1,05

$M_{c,Rd}$ = 6520x235/1,05 = 1459238 N/mm

Il carico si distribuisce per 70% sul mancorrente e 30% sul traverso inferiore

M_{Ed} = 1374x900 + 392x400 = 1393400 N/mm

1393400/1459238 < 1 verificato

5.3) Verifica impalcato di scaglie orientate OSB/4 di spessore 24 mm.

Carico a metro quadrato 520 Kg/mq. (500 k/mq azione variabile specifica per i palchi + peso proprio del pannello 20 Kg/mq)

Schema statico

Trave su due appoggi di luce ml. 0,6 x 1 metro sottoposta a un carico uniformemente distribuito di 520 Kg/mq.

Momento Flettente Massimo

$M = q \times l^2 / 8$ = 520 Kg/ml x $0,6^2$ mq / 8 = 24 Kgm = 2.400 Kgcm.

Considerando una sezione reagente dell'impalcato di cm. 100 di base per cm. 2,4 di altezza risulta un modulo di resistenza pari a:

$W = b \times h^2 / 6$ = 100 cm. x $2,1^2$ cmq: 6 = 96 cm^3

Verifica Stati Limite Ultimi

Resistenza di calcolo

$X_d = (X_r \times K_{mod})/\gamma_M = (245 \times 0,65)/1,4 = 114$ Kg/cmq

γ_M = valore di cui alla Tab. 4.4.III di cui alla circolare 617 per pannelli di scaglie orientate

K_{mod} = Coefficiente correttivo di cui alla tabella 4.4.IV di cui alla circolare 617 per pannelli in scaglie orientate OSB/4 per classi di servizio 2 e carico istantaneo

X_r = valore di cui alla norma UNI EN 300 relativo alla flessione parallela alla fibra per i pannelli di cui sopra.

Condizioni da verificare per flessione retta e deviata:

$$(\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}) + k_m \times (\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1$$

$$k_m \times (\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1$$

Dove

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,y,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione nei piani xz e xy determinate assumento una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione, nel nostro caso avremo flessione retta per cui:

$\sigma_{m,y,d} = 2400/96 = 25$ Kg/cmq

k_m = coefficiente che tiene conto convenzionalmente della distribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale. Per sezioni trsversali rettangolari pari a 0,7. Si ha quindi:

$f_{m,z,d} = (f_{rm,k} \times K_{mod})/\gamma_M = 157$ Kg/cmq

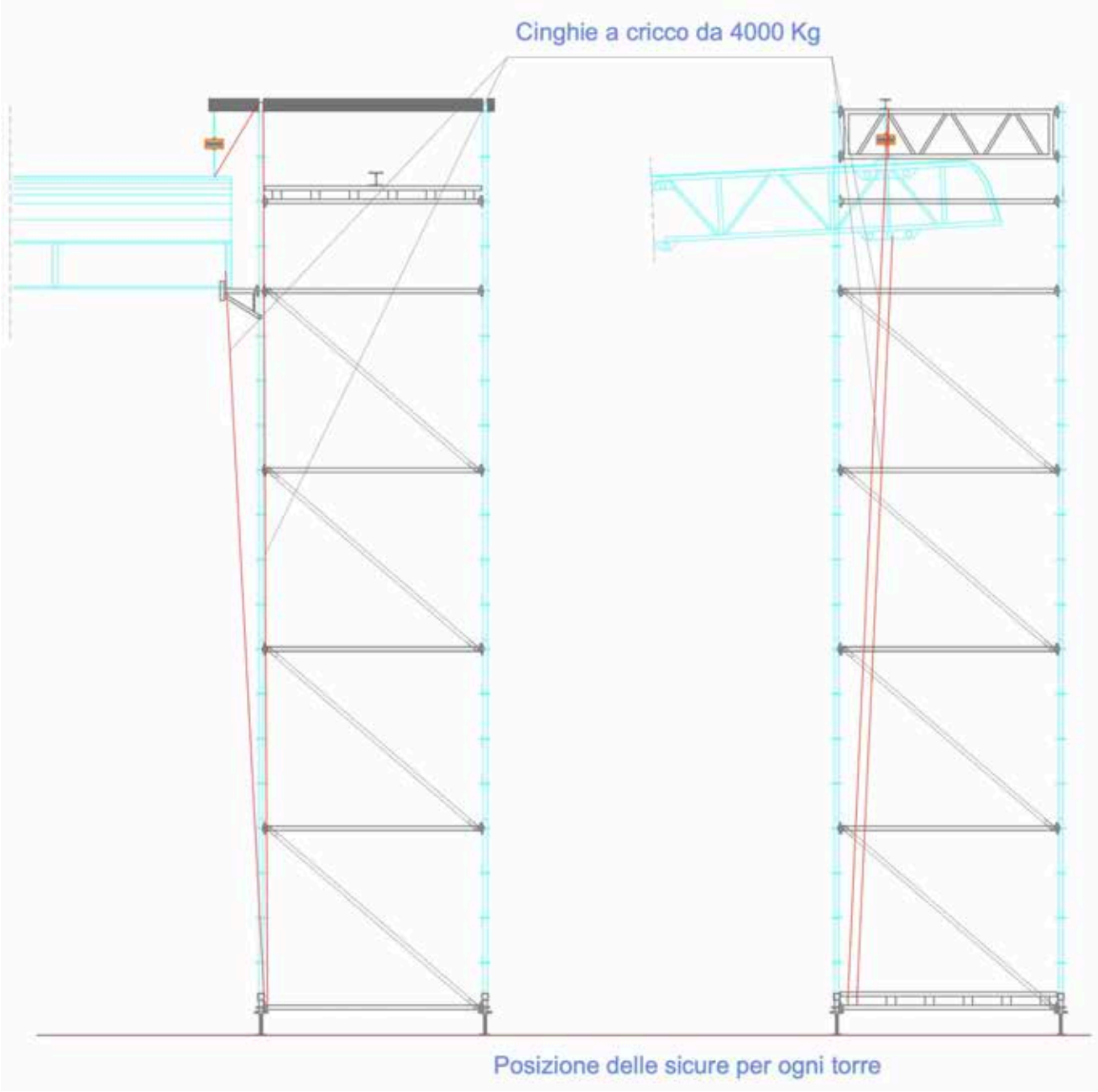
0,7 x 25/114 = 0,15 < 1

VERIFICATO.

5.3) Sicurezza copertura

La cope3tura una volta portata in quota dai paranchi a catena viene mezza in sicurezza attraverso una serie di

cinghie a cricco da 4000 Kg partono in quota e vengono bloccate a sulle greche inferiori delle torri come da schema successivo



6) Conclusioni

Stante quanto sopra esposto, il sottoscritto Dott. Ing. Pier Giorgio Secci, con studio professionale in Arezzo, Via Giambologna n° 19 iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Arezzo al n° 524 dall'anno 1984,

dichiara

con il presente atto che le strutture reticolari metalliche a componenti prefabbricate, assemblate come sopra specificate,

rispettano le Norme vigenti in Italia in materia di strutture provvisionali metalliche, essendo le tensioni indotte in tutte le componenti strutturali inferiori a quelle ammissibili.
E che sono in grado di resistere alle sollecitazioni derivanti dal peso proprio, dai carichi accidentali comprensivi di un vento spirante secondo la normativa vigente.
Si precisa che la presente relazione di calcolo è valida per le strutture in essa descritte. Qualora le stesse subissero modifiche nelle dimensioni, nella tipologia strutturale definita in relazione e nei carichi applicati si renderà necessario adeguare il calcolo alle modifiche stesse.
Si prescrive che per allerta arancione la copertura deve essere abbassata almeno a 2 metri dal palco. Per allerta gialla la scelta se effettuare lo spettacolo sarà demandata al responsabile dellal sicurezza.

Arezzo 30 Giugno 2026

IL TECNICO

