

UNIVERSITÀ TELEMATICA INTERNAZIONALE  
UNINETTUNO

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in

Ingegneria Civile con indirizzo Strutture e Infrastrutture

ELABORATO FINALE

in

Architettura tecnica e produzione edilizia

**Progettare una struttura antisismica  
in alluminio per lo spettacolo**

RELATORE

Prof. Gerardo Maria Cennamo

Prof. Luca Placidi

CANDIDATO

Andrea Santello

ANNO ACCADEMICO 2017/18



*Ringrazio...*

## Indice

1. Introduzione.....	9
2. Dati di partenza.....	15
3. Progettazione e dimensionamento .....	19
4. Calcolo definitivo degli elementi .....	27
4.1 Profilo orizzontale 80x80 mm.....	27
4.2 Profilo diagonale 70x70 mm.....	32
4.3 Piatto di collegamento per profilo 80x80 mm.....	37
4.4 Piatto di collegamento per profilo 70x70 mm.....	39
4.5 Corpo centrale del nodo .....	41
5. Calcolo della portata della nuova struttura .....	43
6. Disegno finale della struttura.....	49
7. Sollecitazione sismica.....	55
7.1 Struttura installata presso lo stadio San Siro di Milano .....	56
7.2 Struttura installata presso l'aeroporto di Reggio Emilia (Campovolo).....	66
7.3 Struttura installata presso PalaLottomatica di Roma .....	71
8. Raccolta dati e possibili soluzioni .....	79
8.1 Tubo orizzontale 80x80 mm .....	79
8.2 Tubo diagonale 70x70 mm.....	80
8.3 Torre.....	80
8.4 Controventatura.....	82
9. Conclusioni e sviluppi futuri .....	85
Bibliografia.....	87





## Sommario

Il presente elaborato dà una panoramica dei primi utilizzi dell'alluminio a livello strutturale e ripercorre la nascita e la conseguente crescita delle strutture in alluminio nel mondo dello spettacolo. Come descritto nei primi capitoli, i primi eventi erano poveri di strutture e scenografie, contrariamente ai giorni nostri nei quali sono parte integrante dello spettacolo poiché gli eventi si spingono sempre più verso strutture particolari e dalle prestazioni elevate. Con questo studio si intende progettare una struttura che abbia prestazioni più elevate di quelle presenti nel mercato, ma allo stesso tempo che abbia dei vantaggi a livello di montaggio, trasporto, utilizzo ed estetica maggiori rispetto agli altri. Come modello di partenza per scegliere la fisionomia della struttura si è scelto la centrale ENEL di Torrevaldaliga Nord a Civitavecchia che è la prima grande costruzione in alluminio realizzata. Replicando il concetto di nodi e bielle, è stata creata una struttura unifilare e sono state calcolate le resistenze minime per pareggiare la portata della struttura modulare in alluminio attualmente più prestante nel mercato. Ottenuti i dati di partenza, si è iniziato a creare un profilo che ottimizzasse le caratteristiche meccaniche considerando la parte estetica, funzionale e produttiva. Il passaggio successivo è stato calcolare tramite un foglio elettronico le resistenze per poi confrontarle con i dati di partenza e nel caso irrobustire gli elementi. Si può sostenere che il risultato ottenuto copre tutte le richieste iniziali. La struttura progettata:

- ♦ ha un volume di trasporto estremamente basso;
- ♦ il montaggio è veloce e semplice, poiché composto da bielle unite da perni su nodi multidirezionali;
- ♦ esteticamente è equilibrata nelle geometrie e nelle proporzioni;
- ♦ la portata è superiore a quella delle altre in commercio;
- ♦ gli elementi di servizio (motori ed altro) vengono nascosti all'interno del grid per una maggiore pulizia estetica;
- ♦ gli operatori hanno a disposizione numerosi punti di appendimento distribuiti su tutta la superficie per semplificare l'ancoraggio degli elementi scenici e quindi non necessitano dell'utilizzo di strutture secondarie.

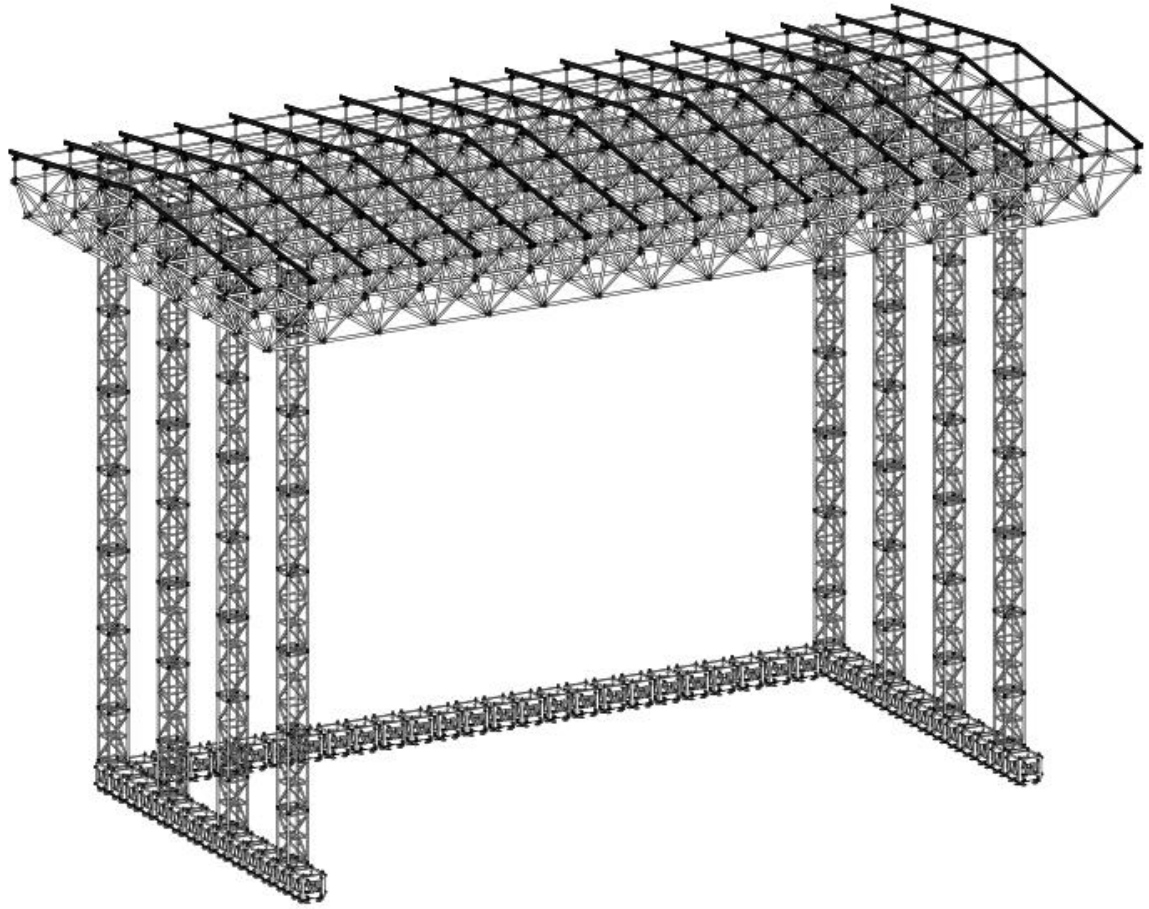
Ottenuto questo risultato, si è passati ad importare in un programma FEM la struttura per poter procedere ad una verifica sismica scegliendo tre località simbolo della musica italiana considerando il massimo carico applicabile. I tre luoghi scelti sono:

- ♦ Stadio San Siro di Milano: questa sede è una delle più sfruttate per i grandi concerti in Italia ed è stata verificata con un carico applicato pari a 33.120 kg;
- ♦ Aeroporto di Reggio Emilia (Campovolo): questa struttura è stata calcolata con gli stessi carichi del punto precedente, ma in una zona con accelerazione sismica di progetto molto più alta;
- ♦ PalaLottomatica di Roma: al contrario delle strutture precedenti, questa verifica riguarda un'installazione interna, quindi si è potuto considerare come carico applicato 50.400 kg.

I risultati ottenuti sono stati analizzati suddividendo sia le tre situazioni sia i quattro componenti (diagonale, tubo orizzontale, torre e controventatura). Essendo la sollecitazione sismica uno sforzo orizzontale, in nessun caso il diagonale era parte critica, ma risultava sempre ampiamente sovradimensionato. Il tubo orizzontale è risultato sottodimensionato ampiamente per la situazione interna, cioè quando il carico applicato era il massimo. La torre, invece, collaserebbe sia nella situazione di Campovolo, sia in quella del PalaLottomatica, mentre a San Siro non avrebbe problemi. Per la controventatura bisogna fare un discorso a parte, poiché le sollecitazioni ottenute consentono di dimensionarle senza avere un dato di partenza, anche se servono due cavi da 6 tonnellate per resistere allo sforzo orizzontale. Considerando tutte le sollecitazioni e le resistenze degli elementi si è giunti a due possibili soluzioni che possono essere usate parzialmente in contemporanea: abbassamento della struttura e riduzione del carico. Tutto questo risulterebbe necessario se si dovesse procedere alla verifica sismica poiché l'eventuale evento potrebbe portare al collasso della struttura. Sebbene le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 dicono al paragrafo 2.4.1.

*“Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 (Costruzioni temporanee e provvisorie) o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.”*

in certe zone e considerando certi carichi applicati come nel nostro esempio, la sollecitazione sismica potrebbe causare un danno incalcolabile se avvenisse durante lo spettacolo poiché si prevedono “*affollamenti significativi*”, termine usato per descrivere la classe d'uso III.

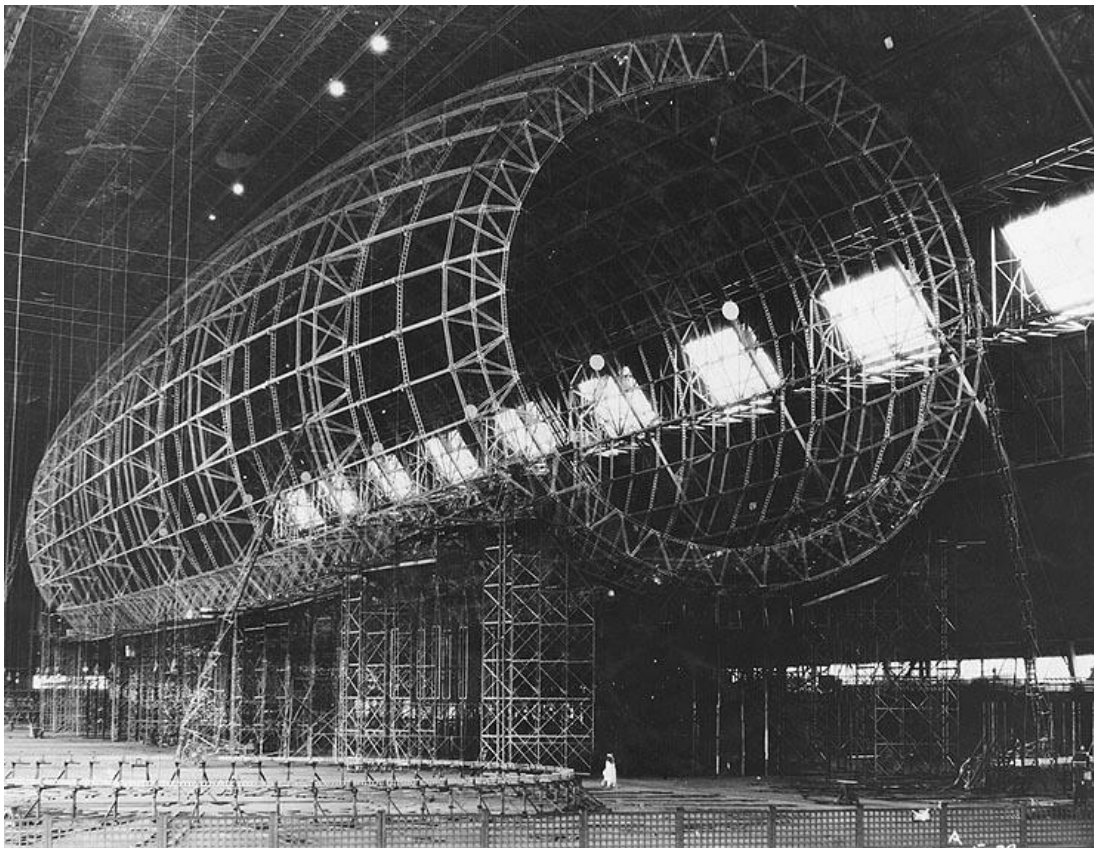




## 1. Introduzione

Le costruzioni in alluminio e le strutture per lo spettacolo in Italia hanno entrambe una data storica che ne segna il punto di svolta.

L'alluminio a livello strutturale viene introdotto in Germania tra la fine del XIX secolo e l'inizio del XX dall'inventore *David Schwarz* che progettò il primo dirigibile rigido con scafo esterno governabile in alluminio con rivestimento in tela trattata. Egli vendette il progetto al *conte Ferdinand von Zeppelin* che lo realizzò e successivamente fondò un'azienda per la sua produzione.



Per quanto riguarda, invece, il mondo dello spettacolo in Italia, la data storica che ha segnato la svolta del settore è il 24 giugno 1965. Nel Velodromo Vigorelli a Milano, ci fu il concerto live della band inglese Beatles davanti a 26.000 persone.





La crescita di questo ambiente ebbe un'accelerazione esponenziale agli inizi degli anni '80 grazie a due concerti che rappresentano in modo emblematico tale sviluppo.

Il 19 luglio 1980 allo stadio San Siro di Milano, ci fu il concerto live di Edoardo Bennato che radunò 70.000 persone, il primo a riempire un intero stadio.



Il 27 giugno dello stesso anno e nello stesso stadio, ci fu un concerto record considerando gli anni in cui si svolse. Il cantante Bob Marley riuscì a richiamare un pubblico di 100.000 persone, pur considerando che a quegli anni San Siro non disponeva del terzo anello.



Con il passare degli anni gli eventi con grande presenza di pubblico divennero più frequenti e si iniziò a migliorare sempre di più le strutture ed i palchi sui quali gli artisti si esibivano. Le strutture divennero sempre più grandi e sempre più complesse, come per esempio il *The Wall Tour* dei Pink Floyd o il *U2 360° Tour* della band U2 nel quale venne realizzato una struttura a forma di ragno con parti di struttura che consentivano la movimentazione di elementi scenici.



La ricerca della caratteristica particolare, delle dimensioni record e delle location dal quasi impossibile allestimento sono la spinta che porta i vari artisti e le aziende a gareggiare e di conseguenza a migliorare il mercato ed il prodotto offerto.



Un esempio recente di evento realizzato in una piazza di difficile accesso è avvenuto nel luglio 2011 in piazza San Marco a Venezia, dove il trasporto della merce e dei mezzi necessari per assemblare la struttura sono stati realizzati via acqua.

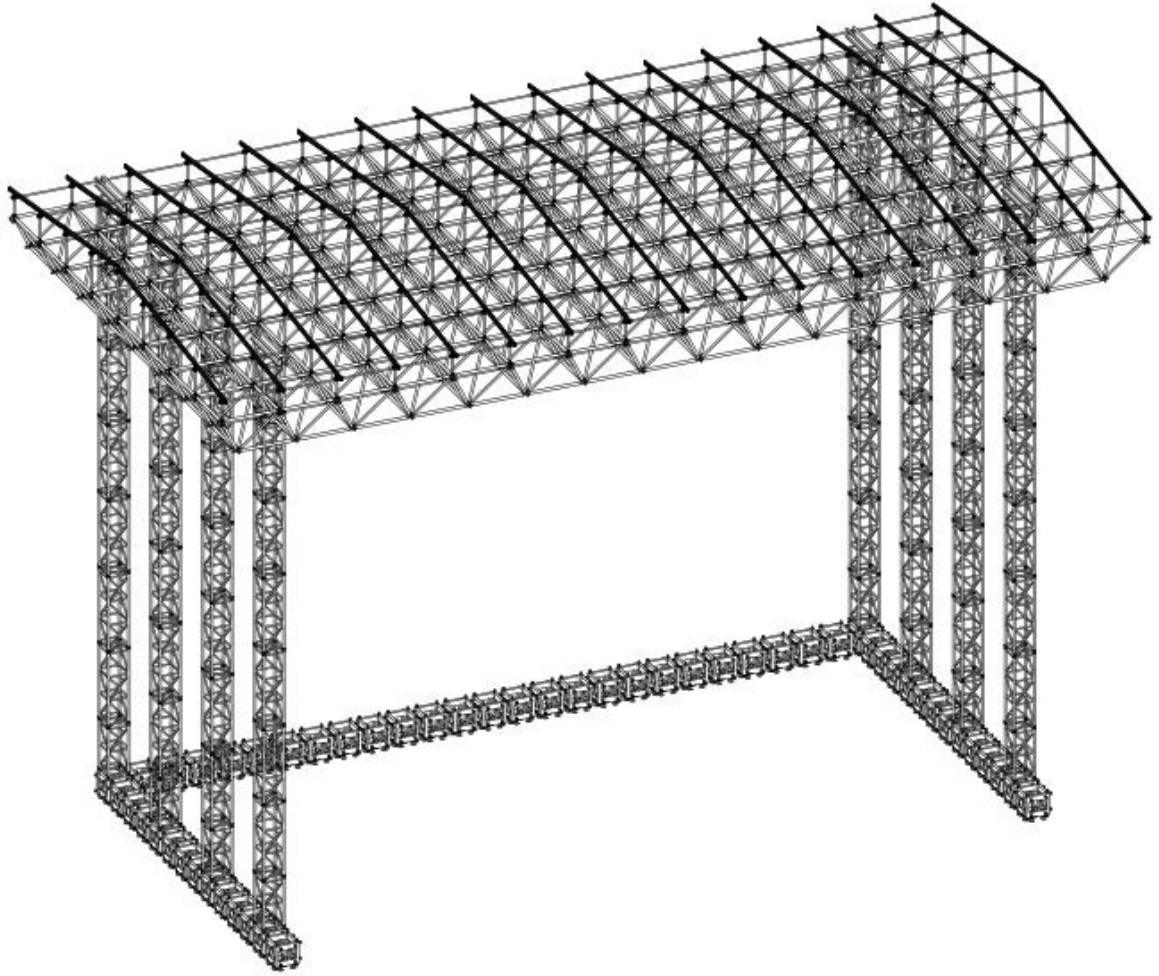


Degno di nota, soprattutto per il mercato italiano, è Vasco Rossi, egli ha fatto della grandezza dei palchi un suo marchio di fabbrica. Tale caratteristica può essere evidenziata citando 2 eventi principali: il primo è stato il tour del 2011 nel quale venne realizzata una struttura tuttora record in altezza che raggiunse i 54 m. Durante l'installazione presso lo stadio San Siro di Milano, l'azienda che seguiva il tour dovette rompere delle travi nel sottopassaggio che impedivano l'entrata ai mezzi utili per il montaggio (travi successivamente ripristinate).



Il secondo evento che evidenzia la ricerca della “grandezza” è avvenuto il primo luglio 2017 al Modena Park ed è stato uno dei più grandi eventi della storia della musica: il concerto per celebrare i 40 anni di attività dell'artista. In quell'occasione è stato allestito un palco da 165m di larghezza, 23m di profondità e 24m di altezza con 42.000 kg di allestimento scenico appeso. Il tutto assemblato in una settimana.





## 7. Sollecitazione sismica

Con questo capitolo si procederà ad analizzare i dati per rispondere alla domanda iniziale di questo elaborato: quali controindicazioni bisognerebbe prendere se ci fosse l'obbligo della verifica sismica nelle strutture per lo spettacolo?

Per trovare una risposta verranno fatte tre diverse analisi:

### 7.1 Struttura installata presso lo stadio San Siro di Milano:

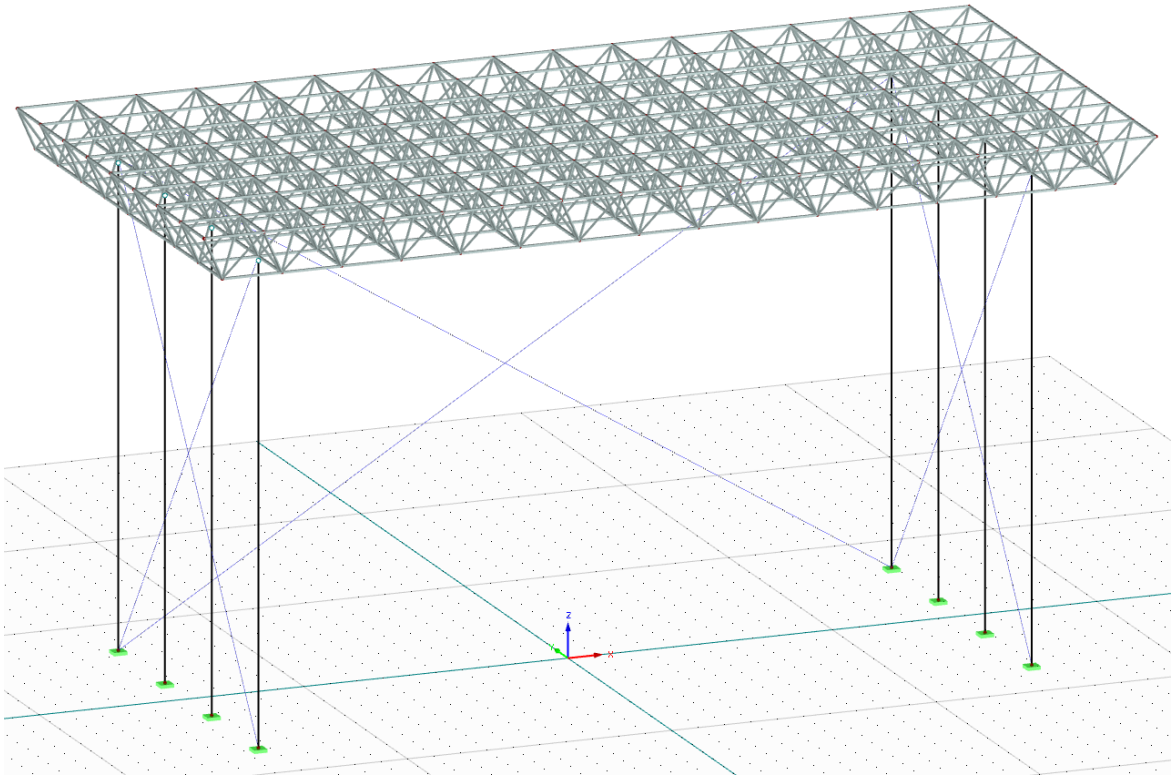
questa sede è una delle più sfruttate per i grandi concerti e si analizzerà la struttura considerando un carico applicato pari a 33.120 kg che collaborerà durante l'evento sismico.

### 7.2 Struttura installata presso l'aeroporto di Reggio Emilia (Campovolo):

questa sede è stata usata più volte per concerto-evento del cantante Luciano Ligabue. La struttura avrà le stesse caratteristiche di quella calcolata al punto precedente, ma sarà in una zona con accelerazione sismica di progetto molto più alta.

### 7.3 Struttura installata presso PalaLottomatica di Roma:

al contrario delle strutture precedenti, questa verifica verrà fatta per un'installazione interna, quindi possiamo considerare come carico applicato e collaborante all'evento sismico 50.400 kg.



## 7.1 Struttura installata presso lo stadio San Siro di Milano:

La prima verifica sismica viene sviluppata nello stadio che ha fatto la storia dei concerti in Italia: San Siro.

Come primo passaggio bisogna scegliere i valori della vita nominale ( $V_N$ ), della classe d'uso ( $c_U$ ) e del fattore di struttura ( $q_0$ ) che verranno usati anche negli altri due esempi.

La norma italiana NTC2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) definisce la vita nominale per le strutture al paragrafo 2.4.1:

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

essendo le strutture per lo spettacolo per definizione “*temporanee*”, il valore della vita nominale sarà pari a 10 anni.

Il paragrafo successivo, 2.4.2, definisce la classe d'uso:

### 2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

essendo un concerto un luogo dove si "prevede affollamenti significativi", il valore della classe d'uso scelta è il III.

Per il fattore di struttura, il paragrafo di riferimento è il 7.3.1 riguardante l'analisi lineare o non lineare delle strutture sismiche. In questo paragrafo è presente una tabella che divide i fattori di struttura per tipo di struttura e per tipologia strutturale. Come tipi di struttura, siccome non è presente l'alluminio, verranno usati i valori tabellati per l'acciaio. Per quanto riguarda la tipologia strutturale, le opzioni sono CD"A" e CD"B". CD è riferito alla Classe di Duttilità che può essere o alta ("A") o bassa ("B"); poiché le strutture per lo spettacolo non vengono mai progettate per dissipare l'azione sismica, si sceglierà la CD"B".

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD"A"	CD"B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici	$5,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

considerando che la struttura si presenta con delle colonne leggere e tutto il peso del grid e delle attrezzature sceniche in sommità, la struttura si può semplificare con un pendolo inverso, quindi il fattore di struttura sarà 2,0.

Ottenute queste informazioni valide per la struttura, indipendentemente dal luogo di installazione, bisogna procedere a ricercare le informazioni relative al luogo di utilizzo. Come primo dato utile serve ottenere la categoria del sottosuolo e la norma indica al punto 3.2.2:

**Tab. 3.2.II** – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Essendo la struttura priva di fondazioni, ma solo accessoriata con delle zavorre a terra opportunamente dimensionate a ribaltamento e a scivolamento, si sceglie la categoria D per essere a favore di sicurezza, poiché è quella che restituisce uno spettro di progetto più sollecitante.

Un altro dato da scegliere per poter impostare il calcolo è la categoria topografica che è descritta allo stesso punto della norma:

**Tab. 3.2.III** – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Essendo lo stadio ovviamente una superficie pianeggiante, come anche gli altri tre luoghi di installazione, la categoria da tabulare per il calcolo è la T1.

La verifica sismica prevede quattro possibili combinazioni di carico, due agli Stati Limite di Esercizio (SLE) e due agli Stati Limite Ultimo (SLU) a seconda di diversi fattori. La norma cita testualmente al punto 3.2.1:

*Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della*



*costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.*

*Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:*

*- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*

*- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

*Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:*

*- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*

*- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*



*Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab.3.2.1.*

Le strutture analizzate verranno verificate allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Inserendo tutti i parametri precedentemente elencati nel file Excel fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si ottengono tali valori utili da inserire nel software di calcolo per ricreare lo spettro di risposta:

#### **Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV	
$a_g$	0,045	g
$F_o$	2,645	
$T_C^*$	0,267	s
$S_S$	1,800	
$C_C$	2,421	
$S_T$	1,000	
$q$	1,600	

#### **Parametri dipendenti**

$S$	1,800	
$\eta$	0,625	
$T_B$	0,215	s
$T_C$	0,645	s
$T_D$	1,778	s

Implementando tali dati nel software di calcolo RFEM5 della DLUBAL Software, si ottiene lo spettro di risposta che ci indica anche quali sono i periodi della struttura.

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale **Spettro di risposta** Casi di carico dinamici

Spettri di risposta esistenti

SR nr. 1

Descrizione dello spettro di risposta

Generale

Tipo di definizione

Secondo la normativa: Appendice

EN 1998-1:2010 UNI

Definito dall'utente

Genera dall'accelerazione:

Parametri della normativa Tabella

El Tipo di spettro

Tipo di spettro Spettro di progetto

Direzione dello spettro Spettro orizzontale

El Azione sismica

Accelerazione di progetto  $a_g$  0.442 [m/s<sup>2</sup>]

Amplificazione spettrale  $F_0$  2.200 [-]

Coefficiente temporale  $T_c^*$  0.267 [-]

El Parametri di descrizione dello spettro

Categoria di sottosuolo D

Categoria topografica T1

Coefficiente del terreno  $S_s$  1.800 [-]

Coefficiente topografico  $S_T$  1.000 [-]

Coefficiente di funzione  $C_c$  2.419 [-]

Limite inferiore del periodo  $T_{B,H}$  0.215 [s]

Limite superiore del periodo  $T_{C,H}$  0.646 [s]

Sa [m/s<sup>2</sup>]

T: 0.222 s; Sa: 0.874 m/s<sup>2</sup>

T: 3.371 s; Sa: 0.088 m/s<sup>2</sup>

Commento

OK & calcola OK Annulla

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta **Casi di carico dinamici**

Casi di carico dinamici esistenti

CCD nr. 1

Descrizione del caso di carico dinamico

Risolvi

Generale Analisi con forze equivalenti Smorzamento **Forme modali**

Modi da generare

Modo nr.	Da generare	Frequenza		Periodo T [s]	Accelerazione Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Coefficiente di massa modale efficace [-]		
		$\omega$ [rad/s]	f [Hz]			$f_{meX}$ [-]	$f_{meY}$ [-]	$f_{meZ}$ [-]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	5.491	0.874	1.144	0.493	0.882	0.000	0.000
2	<input checked="" type="checkbox"/>	7.169	1.141	0.876	0.644	0.000	0.998	0.000
3	<input checked="" type="checkbox"/>	9.668	1.539	0.650	0.869	0.118	0.000	0.000
4	<input checked="" type="checkbox"/>	17.752	2.825	0.354	0.874	0.000	0.000	0.482

Selezionare tutto  $M_{eff, i} / \Sigma M$  1.000 0.998 0.482

Deseleziona modi con

$M_{eff, i} / \Sigma M < 0.050$  Calcola forme modali

Sa [m/s<sup>2</sup>]

T: 0.226 s; Sa: 0.874 m/s<sup>2</sup>

T: 3.380 s; Sa: 0.088 m/s<sup>2</sup>

OK & calcola OK Annulla

I valori di riferimento più gravosi sono:

$$T = 0,65 \text{ s}$$

$$S_a = 0,869 \text{ m/s}^2 = 0,089 \text{ g}$$

Lo sforzo orizzontale dato dal sisma è pari al 8,9% del peso proprio della struttura e viene applicato ad una distanza pari al 5% delle dimensioni della struttura rispetto al baricentro, creando un momento sul piano.

La struttura ha un peso complessivo pari a 28.200 kg, cioè 277 KN ed ha un carico applicato collaborante pari a 33.120 kg, cioè pari a 325 KN. La somma è pari a 602 KN. Il carico applicato orizzontalmente è quindi pari a 53,6 KN.

Come verifica delle componenti orizzontali useremo il metodo 100/30%, nel quale si considera il 100% della massa partecipante in una direzione ed il 30 % in quelle ortogonali come descritto al punto 7.3.5 del NTC2018:

#### **7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

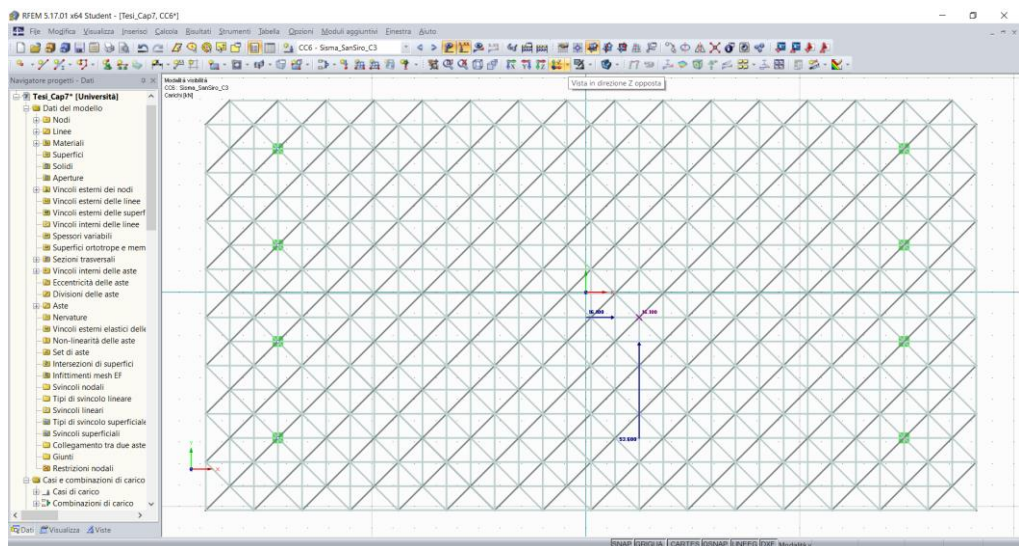
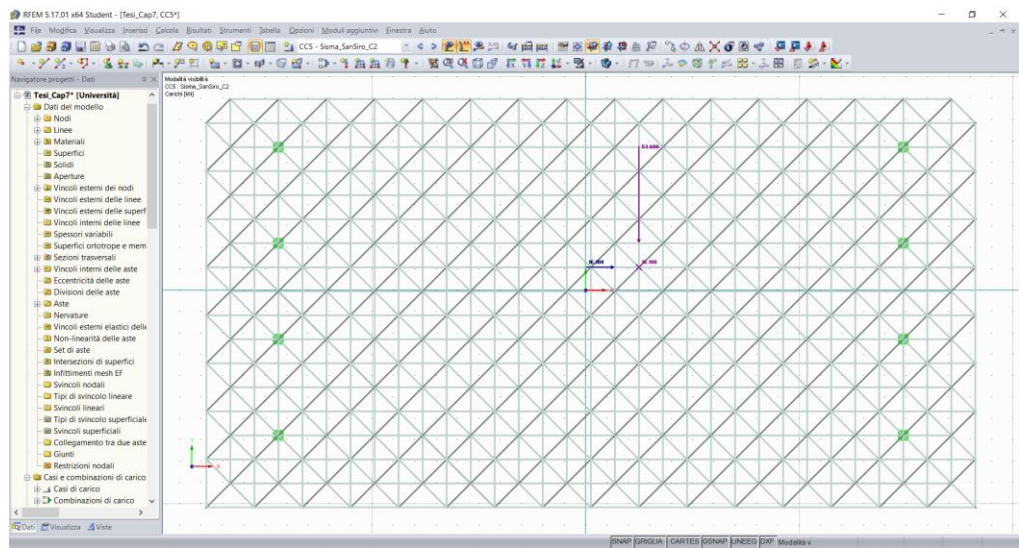
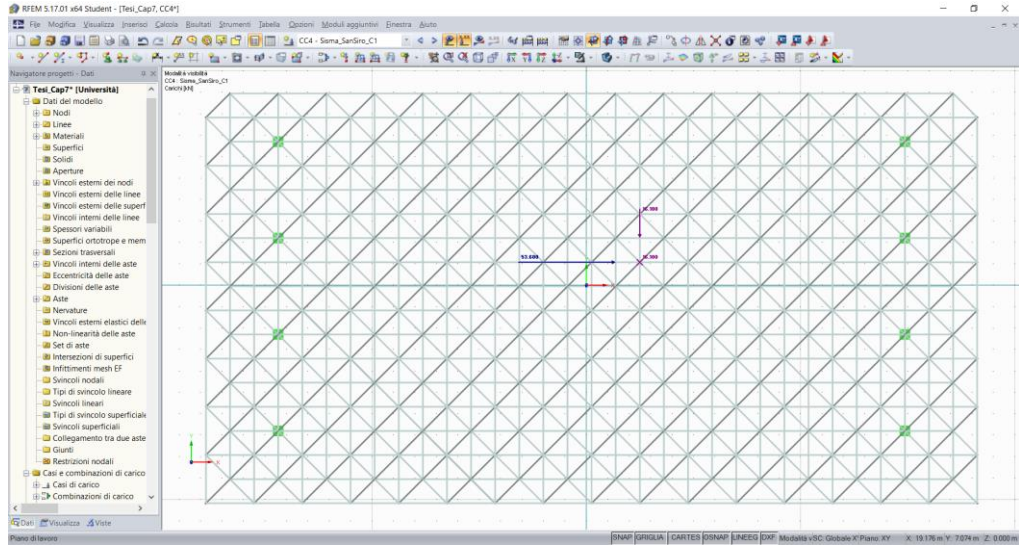
La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

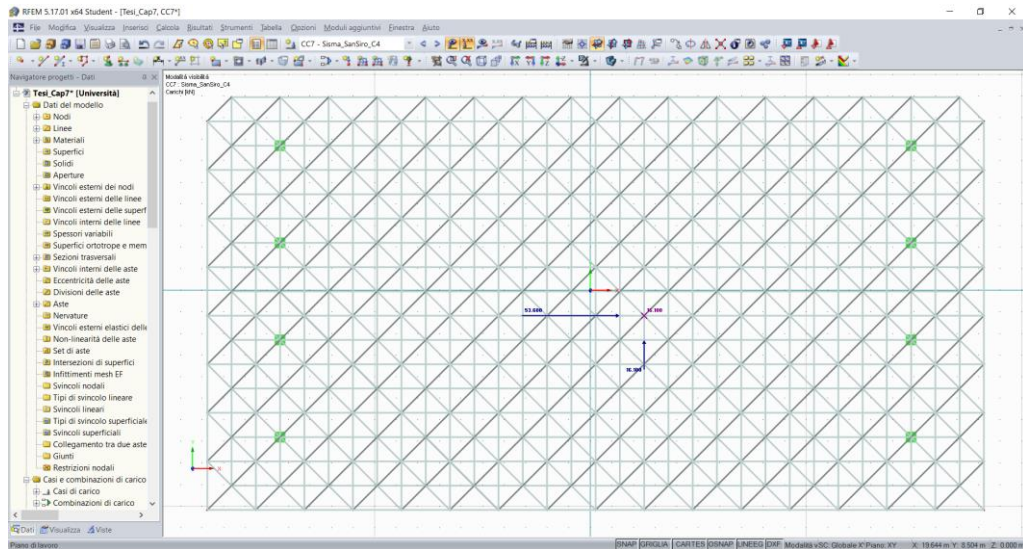
Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

Solitamente questo causa 16 casi di calcolo; nella nostra situazione in cui la struttura è simmetrica in mezzeria saranno 4. Si applicherà lo sforzo orizzontale direttamente su un nodo che si trova ad una distanza pari o superiore al 5% delle dimensioni della struttura in entrambi i piani. La direzione 100% avrà un carico di 53,6 KN, mentre quelle a 30% avranno un carico pari a 16,1 KN.

Le quattro situazioni che si creano nel software di calcolo sono le seguenti:







Procediamo al calcolo della struttura con la formula presente nel paragrafo 2.5.3 del NTC2018:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

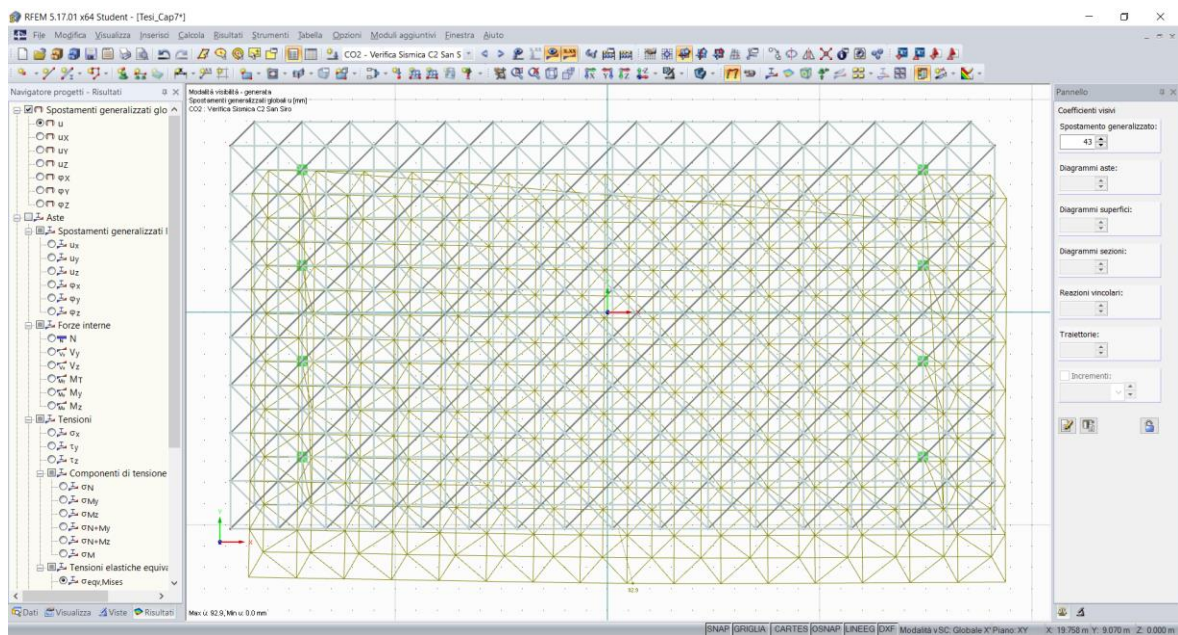
Quindi le sollecitazioni non verranno amplificate con coefficienti correttivi. Si considereranno i risultati più gravosi per ogni tipologia di elemento che compone la struttura.

Il risultato di tale calcolo è il seguente:

Componente	Sd	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Rd
Tubo orizzontale	N	114 KN	<b>120 KN</b>	102 KN	110 KN	173,9 KN
Tubo orizzontale	M	2,3 KNm	<b>1,5 KNm</b>	1,7 KNm	2,5 KNm	7,9 KNm
Tubo orizzontale	V	1,6 KN	<b>1,1 KN</b>	1,2 KN	1,7 KN	132,3 KN
Tubo orizzontale	T	0,3 KNm	<b>0,2 KNm</b>	0,2 KNm	0,3 KNm	7 KNm
Tubo diagonale	N	37 KN	<b>42 KN</b>	39 KN	39 KN	124,6 KN
Tubo diagonale	M	0,8 KNm	<b>0,8 KNm</b>	1 KNm	1,2 KNm	5,9 KNm

Tubo diagonale	V	0,6 KN	<b>0,6 KN</b>	0,7 KN	0,9 KN	119,7 KN
Tubo diagonale	T	0,1 KNm	<b>0,1 KNm</b>	0,1 KNm	0,1 KNm	5,2 KNm
Torre	N	121 KN	<b>137 KN</b>	116 KN	115 KN	480 KN
Torre	M	34 KNm	<b>24 KNm</b>	27 KNm	41 KNm	187 KNm
Torre	V	2,5 KN	<b>1,6 KN</b>	1,9 KN	3 KN	40,7 KN
Torre	T	0,2 KNm	<b>0 KNm</b>	0,2 KNm	0,4 KNm	/
Cavo controventatura	N	<b>49 KN</b>	40 KN	48 KN	48 KN	/

Si può notare subito che il caso 2 è il più gravoso per tutti gli elementi, tranne per la controventatura. I due profili del tetto, quello orizzontale e quello diagonale, sono entrambi ampiamente verificati. La torre è sovradimensionata secondo i numeri in tabella, ma dobbiamo considerare l'instabilità all'equilibrio vista l'altezza. La resistenza per un'altezza di 18m è pari a 259 KN, quindi anch'essa è ampiamente soddisfatta. I cavi di controventatura solitamente su queste dimensioni sono doppi da 2.000 kg l'uno di portata con un fattore di sicurezza 5:1 a rottura, quindi la resistenza dei cavi certificabile è 39,24 KN, perciò è necessario inserire o cavi con spessore e resistenze maggiori o inserire un terzo cavo per portare la resistenza a 58,86 KN.



## 7.2 Struttura installata presso l'aeroporto di Reggio Emilia (Campovolo):

Si procede al secondo calcolo che è situato presso una zona dove l'accelerazione sismica è molto maggiore e dove sono stati fatti dei concerti con più di 165.000 spettatori. Verrà usata la stessa struttura con applicati gli stessi carichi. I dati calcolati nel primo esempio che verranno utilizzati anche in questo sono:

Vita nominale ( $V_N$ ) = 10 anni

Classe d'uso ( $c_U$ ) = III

Fattore di struttura ( $q_0$ ) = 2

Classe di duttilità = CD" B"

Categoria sottosuolo = D

Categoria topografica = T1

Calcolo stati limite = SLV

Con tali premesse verrà utilizzato il file Excel fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si ottengono i seguenti valori utili da inserire nel software di calcolo per ricreare lo spettro di risposta:

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
$a_g$	0,140	g
$F_0$	2,394	
$T_C^*$	0,287	s
$S_S$	1,800	
$C_C$	2,332	
$S_T$	1,000	
$q$	1,600	

### Parametri dipendenti

$S$	1,800	
$\eta$	0,500	
$T_B$	0,223	s
$T_C$	0,670	s
$T_D$	2,160	s

Si inseriscono tali valori nel software di calcolo per ottenere le risposte necessarie a calcolare le sollecitazioni:

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta Casi di carico dinamici

Spettri di risposta esistenti

SR nr. 1

Descrizione dello spettro di risposta

Generale

Tipo di definizione

Secondo la normativa: Appendice

EN 1998-1:2010 UNI

Definito dall'utente

Genera dall'accelerazione:

Parametri della normativa Tabella

El Tipo di spettro

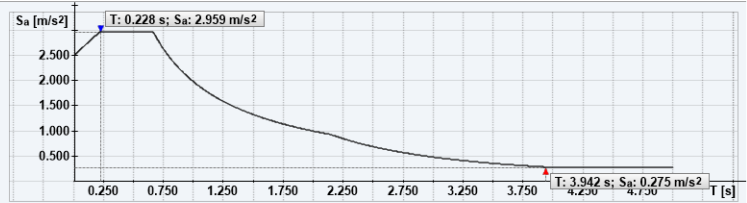
Tipo di spettro	Spettro di pro...
Direzione dello spettro	Spettro orizz...

El Azione sismica

Accelerazione di progetto c	$a_g$	1.373	[m/s <sup>2</sup> ]
Amplificazione spettrale	$F_0$	2.394	[ ]
Coefficiente temporale	$T_c^*$	0.287	[ ]

El Parametri di descrizione dello spettro

Categoria di sottosuolo	D		
Categoria topografica	T1		
Coefficiente del terreno	$S_s$	1.800	[ ]
Coefficiente topografico	$S_T$	1.000	[ ]
Coefficiente di funzione	$C_c$	2.333	[ ]
Limite inferiore del periodo	$T_{B-H}$	0.223	[s]
Limite superiore del periodo	$T_{C-H}$	0.670	[s]



Commento

OK & calcola OK Annulla

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta Casi di carico dinamici

Casi di carico dinamici esistenti

CCD nr. 1

Descrizione del caso di carico dinamico

Risolvi

Generale Analisi con forze equivalenti Smorzamento Forme modali

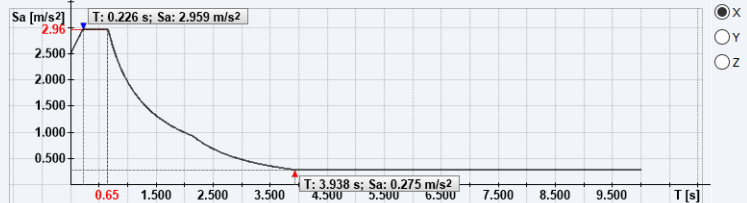
Modi da generare

Modo nr.	Da generare	Frequenza		Periodo T [s]	Accelerazione $S_a$ [m/s <sup>2</sup> ]	Coefficiente di massa modale efficace [ ]		
		$\omega$ [rad/s]	f [Hz]			$f_{mex}$ [ ]	$f_{mey}$ [ ]	$f_{mez}$ [ ]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	5.491	0.874	1.144	1.732	0.882	0.000	0.000
2	<input checked="" type="checkbox"/>	7.169	1.141	0.876	2.261	0.000	0.998	0.000
3	<input checked="" type="checkbox"/>	9.668	1.539	0.650	2.959	0.118	0.000	0.000
4	<input checked="" type="checkbox"/>	17.752	2.825	0.354	2.959	0.000	0.000	0.482

Selezionare tutto  $M_{eff, i} / \Sigma M$  1.000 0.998 0.482

Deseleziona modi con  $M_{eff, i} / \Sigma M < 0.050$

Calcola forme modali



OK & calcola OK Annulla



I valori di riferimento più gravosi sono:

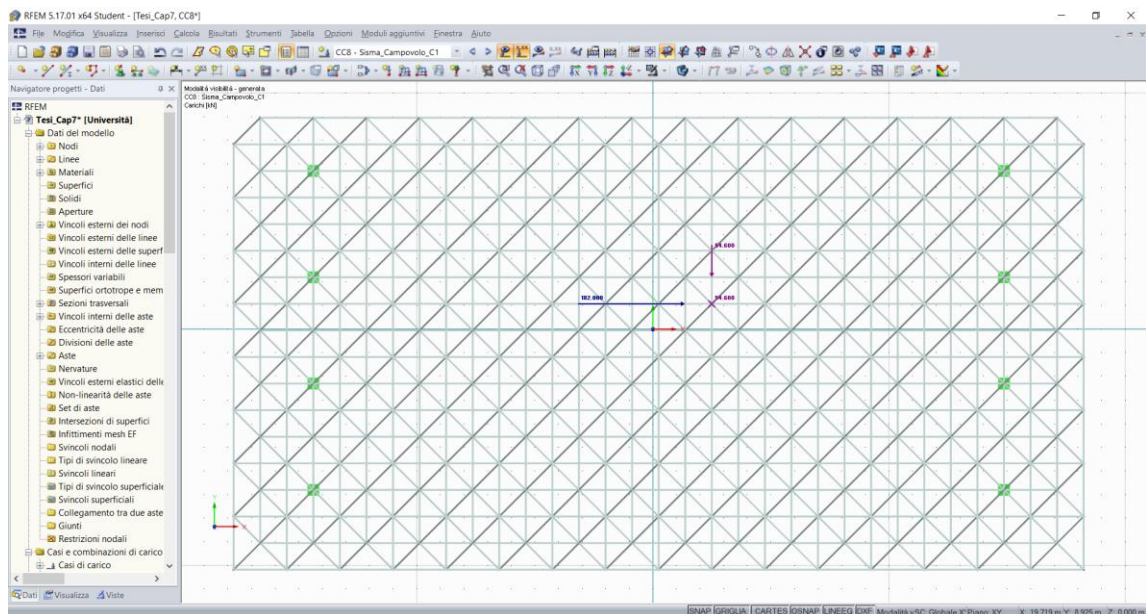
$$T = 0,65 \text{ s}$$

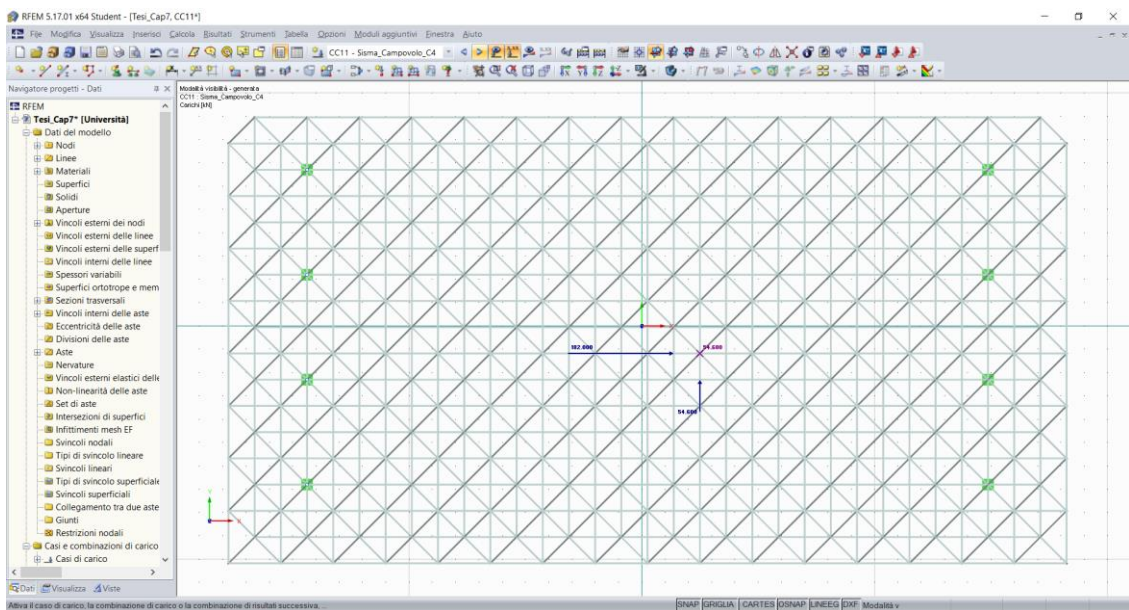
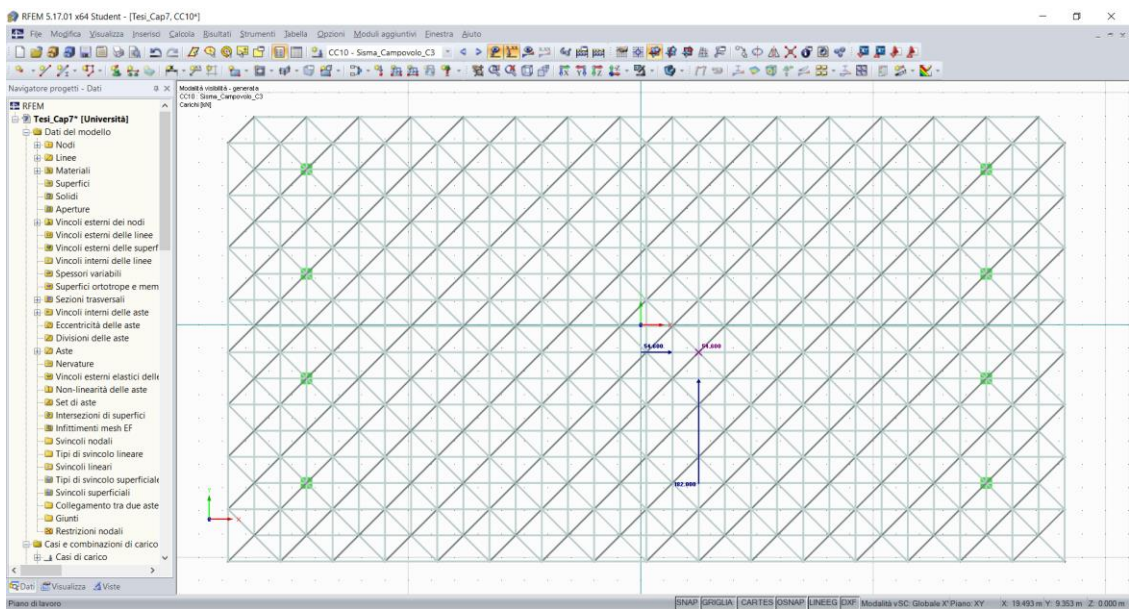
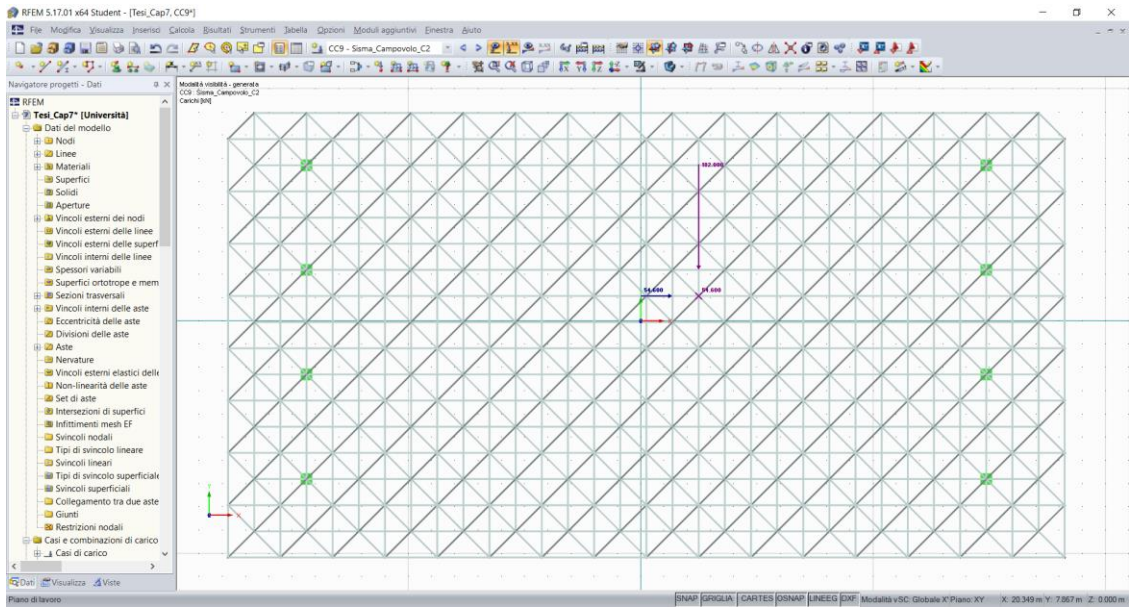
$$S_a = 2,959 \text{ m/s}^2 = 0,302 \text{ g}$$

Lo sforzo orizzontale dato dal sisma è pari al 30,2% del peso proprio della struttura e viene applicato ad una distanza pari al 5% delle dimensioni della struttura rispetto al baricentro, creando un momento sul piano.

La struttura ha un peso complessivo pari a 28.200 kg, cioè 277 kN ed ha un carico applicato collaborante pari a 33.120 kg, cioè pari a 325 kN. La somma è pari a 602 kN. Il carico applicato orizzontalmente è quindi pari a 182 kN.

Come verifica delle componenti orizzontali useremo il metodo 100/30%, nel quale si considera il 100% della massa partecipante in una direzione ed il 30 % in quelle ortogonali. Solitamente questo causa 16 casi di calcolo; nella nostra situazione in cui la struttura è simmetrica in mezzeria saranno 4. Si applicherà lo sforzo orizzontale direttamente su un nodo che si trova ad una distanza pari o superiore al 5% delle dimensioni della struttura in entrambi i piani. La direzione 100% avrà un carico di 182 kN, mentre quelle a 30% avranno un carico pari a 54,6 kN.







Si considereranno i risultati più gravosi per ogni tipologia di elemento che compone la struttura. Il risultato di tale calcolo è il seguente:

Componente	Sd	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Rd
Tubo orizzontale	N	175 KN	152 KN	131 KN	<b>176 KN</b>	173,9 KN
Tubo orizzontale	M	5 KNm	2,5 KNm	2,7 KNm	<b>5,6 KNm</b>	7,9 KNm
Tubo orizzontale	V	3,33 KN	1,65 KN	2 KN	<b>3,7 KN</b>	132,3 KN
Tubo orizzontale	T	0,6 KNm	0,3 KNm	0,4 KNm	<b>0,7 KNm</b>	7 KNm
Tubo diagonale	N	52 KN	60 KN	59 KN	<b>60 KN</b>	124,6 KN
Tubo diagonale	M	2 KNm	1,9 KNm	2,3 KNm	<b>3 KNm</b>	5,9 KNm
Tubo diagonale	V	1,5 KN	1,4 KN	1,7 KN	<b>2,1 KN</b>	119,7 KN
Tubo diagonale	T	0,2 KNm	0,2 KNm	0,2 KNm	<b>0,3 KNm</b>	5,2 KNm
Torre	N	160 KN	216 KN	227 KN	<b>227 KN</b>	480 KN
Torre	M	108 KNm	74 KNm	88 KNm	<b>126 KNm</b>	187 KNm
Torre	V	7,6 KN	5,1 KN	6,1 KN	<b>8,7 KN</b>	40,66 KN
Torre	T	0,6 KNm	0,1 KNm	0,5 KNm	<b>1,1 KNm</b>	/
Cavo controventatura	N	<b>168 KN</b>	137 KN	165 KN	164 KN	/

Osservando questi risultati è evidente che, a differenza dell'installazione presso lo stadio San Siro di Milano, questa situazione è molto più gravosa. Il tubo orizzontale lavora al 101% delle sue capacità, quindi con una leggera diminuzione del carico applicato, la struttura non avrebbe problemi. Il tubo diagonale, al contrario di tutti gli altri elementi, risulta sovradimensionato e non presenta alcun problema.

Per la torre è necessario fare un discorso a parte. Essendo un traliccio, conviene scomporre le forze per verificare la sollecitazione sui singoli tubi e quindi capire se risulta o no soddisfatta. Lo sforzo di taglio è sempre contrastato dai diagonali solamente e quindi per questo fattore la si può considerare sufficientemente resistente. I tubi correnti reggono sia la compressione che la flessione, perciò conviene scomporre le forze, considerando che il singolo tubo regge 120 KN.

Il momento resistente genera una coppia che provoca compressione su due correnti e trazione su altre due, quindi bisogna dividere il momento per l'interasse dei correnti e poi suddividere lo sforzo nei due correnti:

$$M/(2H) = 227 / (2 \times 0.78) = 80,8 \text{ KN}$$

A questo sforzo va aggiunto 1/4 dello sforzo di compressione della torre:

$$N/4 = 227 / 4 = 56,75 \text{ KN}$$

Le due forze vanno sommate per calcolare la massima compressione su singolo tubo:

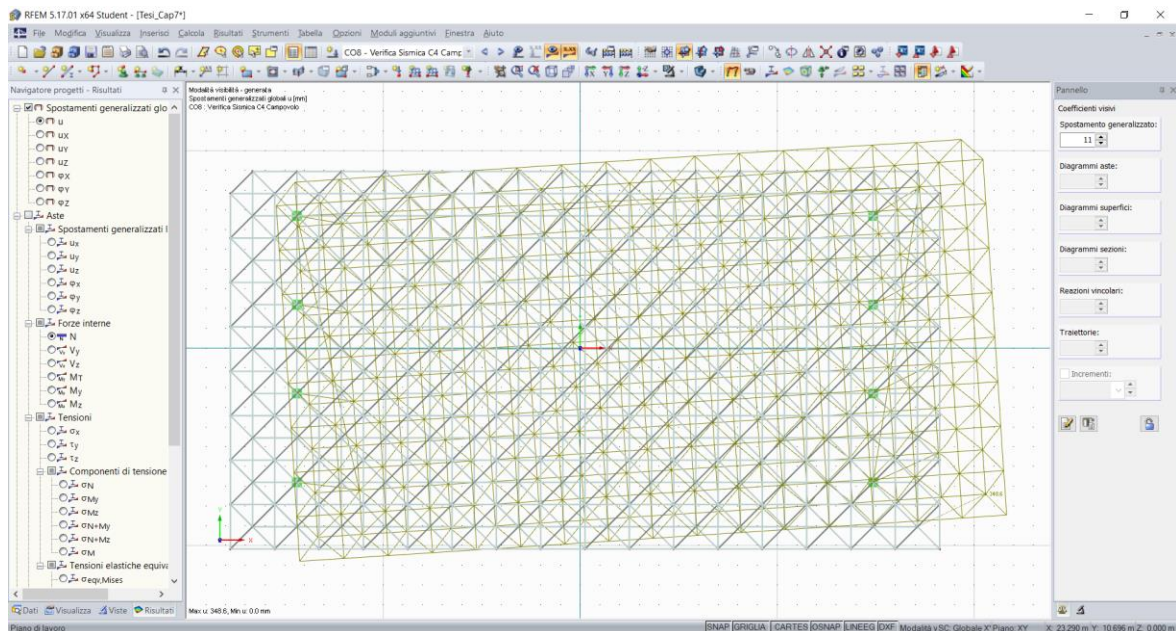
$$80,8 + 56,75 = 137,55 \text{ KN}$$

Questo significa che il corrente lavora al 115% e quindi la torre non è sufficientemente resistente.

Le soluzioni potrebbero essere:

1. abbassare il carico;
2. aumentare il numero delle torri.

Il cavo di controvento, infine, subisce una sollecitazione di 168 KN pari a 9 cavi d'acciaio standard. Ovviamente non è applicabile una soluzione del genere, ma bisognerà o trovare un sistema a catena opportunamente dimensionato o sostituire il cavo d'acciaio con strutture tralicciate o semplici tubi in acciaio o alluminio con maggiore resistenza.



### 7.3 Struttura installata presso PalaLottomatica di Roma:

Per ultimo si procede al terzo calcolo che prevede la verifica sismica per una struttura installata all'interno di un palazzetto. In questo caso, a differenza delle due situazioni precedenti, il carico applicato sulla struttura che partecipa alla sollecitazione sismica è molto più elevato poiché l'installazione non prevede il carico vento. Per queste ragioni, il peso totale che prima era di 63.320 kg (28.200 kg di peso proprio e 33.120 kg di peso applicato) aumenta fino a 78.600 kg (28.200 kg di peso proprio e 50.400 kg di peso applicato). Anche per questa situazione verranno usati i dati calcolati nel primo esempio:

Vita nominale ( $V_N$ ) = 10 anni

Classe d'uso ( $c_U$ ) = III

Fattore di struttura ( $q_0$ ) = 2

Classe di duttilità = CD”B”

Categoria sottosuolo = D

Categoria topografica = T1

Calcolo stati limite = SLV

Con tali premesse verrà utilizzato il file Excel fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si ottengono tali valori utili da inserire nel software di calcolo per ricreare lo spettro di risposta:

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
$a_g$	0,099	g
$F_o$	2,610	
$T_C^*$	0,300	s
$S_s$	1,800	
$C_C$	2,281	
$S_T$	1,000	
$q$	1,600	

#### Parametri dipendenti

$S$	1,800	
$\eta$	0,500	
$T_B$	0,228	s
$T_C$	0,685	s
$T_D$	1,996	s

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale **Spettro di risposta** Casi di carico dinamici

Spettri di risposta esistenti

SR nr. 1

Descrizione dello spettro di risposta

Generale

Tipo di definizione

Secondo la normativa: Appendice

EN 1998-1:2010 UNI

Definito dall'utente

Genera dall'accelerazione:

Parametri della normativa Tabella

El Tipo di spettro

Tipo di spettro Spettro di proc

Direzione dello spettro Spettro orizzori

El Azione sismica

Accelerazione di progetto  $a_g$  0.971 [m/s<sup>2</sup>]

Amplificazione spettrale  $F_0$  2.610 [-]

Coefficiente temporale  $T_C^*$  0.300 [-]

El Parametri di descrizione dello spettro

Categoria di sottosuolo D

Categoria topografica T1

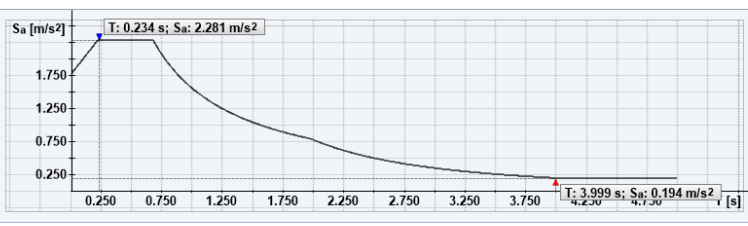
Coefficiente del terreno  $S_S$  1.800 [-]

Coefficiente topografico  $S_T$  1.000 [-]

Coefficiente di funzione  $C_c$  2.282 [-]

Limite inferiore del periodo  $T_{B-H}$  0.228 [s]

Limite superiore del periodo  $T_{C-H}$  0.685 [s]



Commento

Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

RF-DYNAM Pro Dati di input

File Impostazioni Aiuto

Generale Casi di massa Combinazioni di massa Casi di vibrazione naturale Spettro di risposta **Casi di carico dinamici**

Casi di carico dinamici esistenti

CCD nr. 1

Descrizione del caso di carico dinamico

Risolti

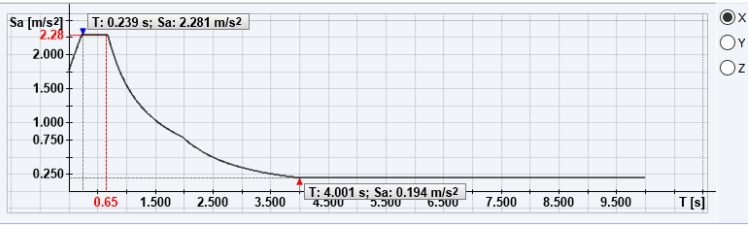
Generale Analisi con forze equivalenti Smorzamento **Forme modali**

Modi da generare

Modo nr.	Da generare	Frequenza $\omega$ [rad/s]	Frequenza $f$ [Hz]	Periodo $T$ [s]	Accelerazione $S_a$ [m/s <sup>2</sup> ]	Coefficiente di massa modale efficace [-] $f_{meX}$	$f_{meY}$ [-]	$f_{meZ}$ [-]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	5.491	0.874	1.144	1.365	0.882	0.000	0.000
2	<input checked="" type="checkbox"/>	7.169	1.141	0.876	1.782	0.000	0.998	0.000
3	<input checked="" type="checkbox"/>	9.668	1.539	0.650	2.281	0.118	0.000	0.000
4	<input checked="" type="checkbox"/>	17.752	2.825	0.354	2.281	0.000	0.000	0.482

Selezionare tutto  $M_{eff, i} / \Sigma M$  1.000 0.998 0.482

Deseleziona modi con  $M_{eff, i} / \Sigma M < 0.050$  Calcola forme modali



Dettagli Verifica OK & calcola OK Annulla

I valori di riferimento più gravosi sono:

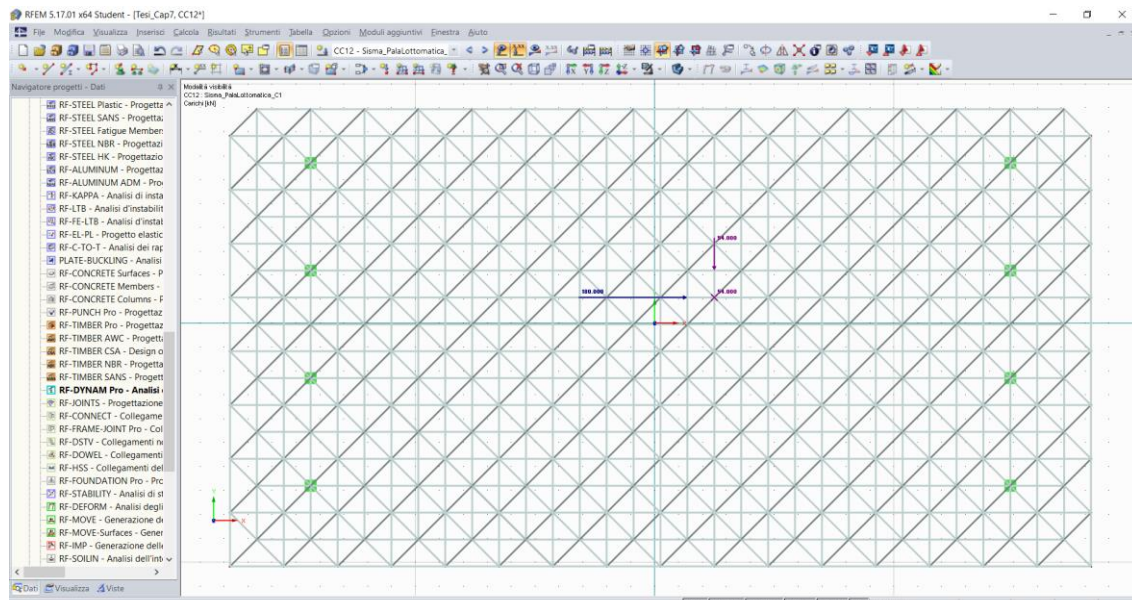
$$T = 0,65 \text{ s}$$

$$S_a = 2,281 \text{ m/s}^2 = 0,233 \text{ g}$$

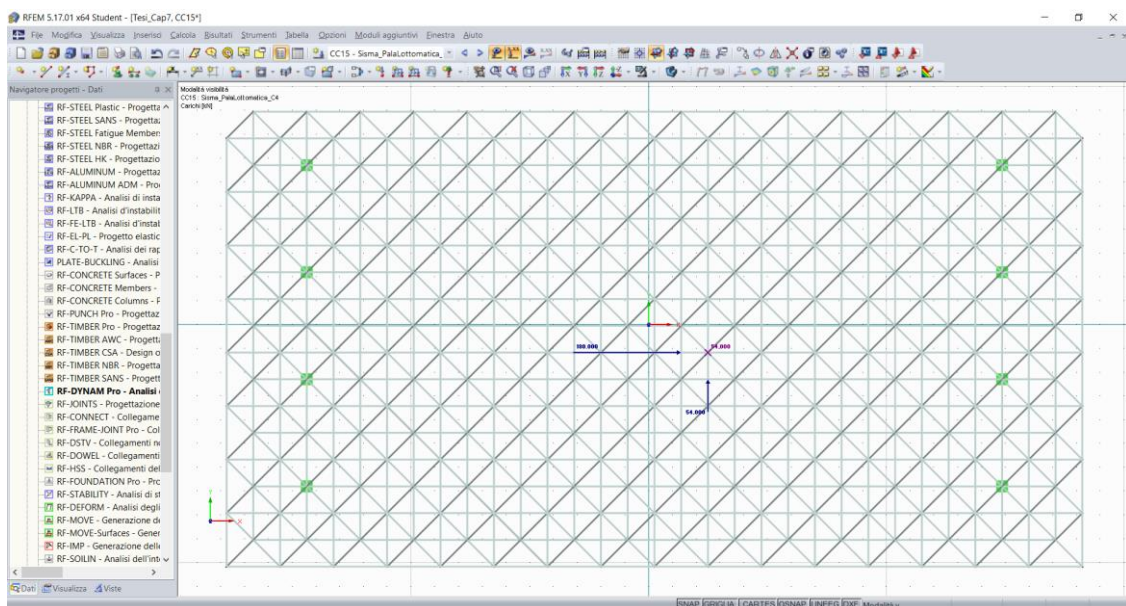
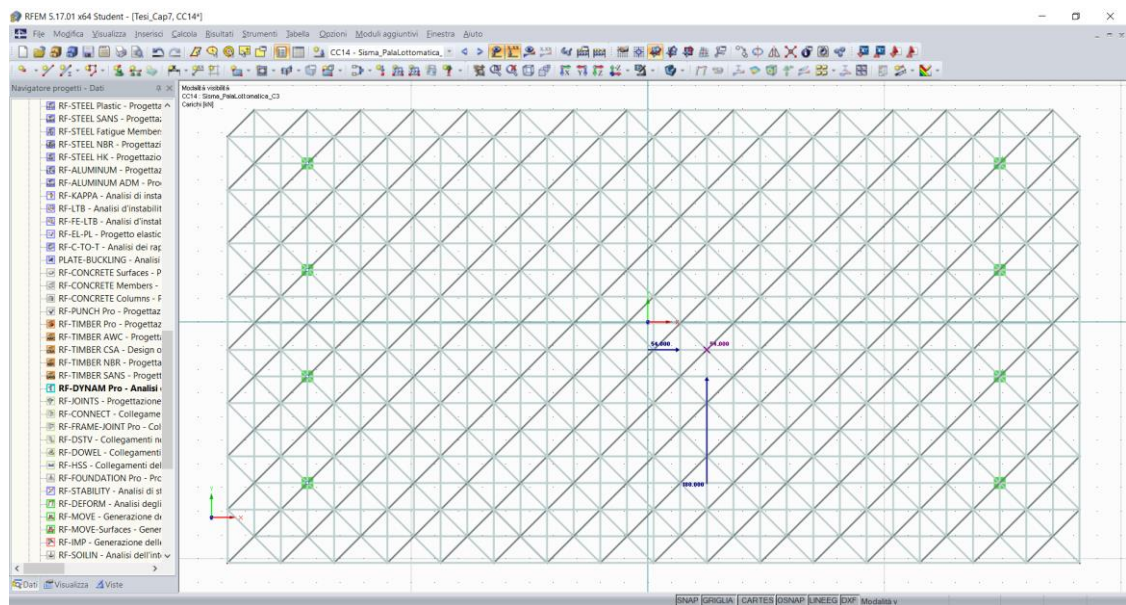
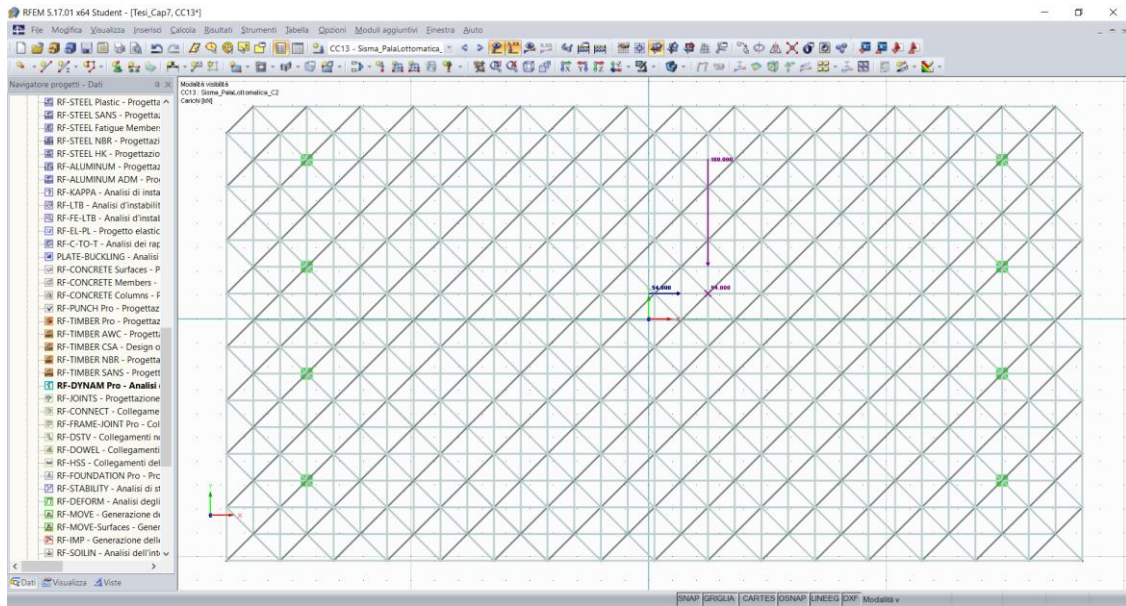
Lo sforzo orizzontale dato dal sisma è pari al 23,3% del peso proprio della struttura e viene applicato ad una distanza pari al 5% delle dimensioni della struttura rispetto al baricentro, creando un momento sul piano.

La struttura ha un peso complessivo pari a 28.200 kg, cioè 277 kN ed ha un carico applicato collaborante pari a 50.400 kg, cioè pari a 494,5 kN. La somma è pari a 771,5 kN. Il carico applicato orizzontalmente è quindi pari a 180 kN.

Come verifica delle componenti orizzontali useremo il metodo 100/30%, nel quale si considera il 100% della massa partecipante in una direzione ed il 30 % in quelle ortogonali. Solitamente questo causa 16 casi di calcolo; nella nostra situazione in cui la struttura è simmetrica in mezzeria saranno 4. Si applicherà lo sforzo orizzontale direttamente su un nodo che si trova ad una distanza pari o superiore al 5% delle dimensioni della struttura in entrambi i piani. La direzione 100% avrà un carico di 180 kN, mentre quelle a 30% avranno un carico pari a 54 kN. I valori sono estremamente simili alla seconda verifica, ma in questo caso la struttura dovrà reggere un carico verticale più elevato di 15.280 kg. Si procede ai calcoli con lo stesso metodo:









Si considereranno i risultati più gravosi per ogni tipologia di elemento che compone la struttura. Il risultato di tale calcolo è il seguente:

Componente	Sd	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Rd
Tubo orizzontale	N	<b>199 KN</b>	187 KN	157 KN	201 KN	173,9 KN
Tubo orizzontale	M	<b>5,5 KNm</b>	2,7 KNm	3,1 KNm	6,1 KNm	7,9 KNm
Tubo orizzontale	V	<b>3,7 KN</b>	2 KN	2,2 KN	4 KN	132,3 KN
Tubo orizzontale	T	<b>0,6 KNm</b>	0,3 KNm	0,5 KNm	1,2 KNm	7 KNm
Tubo diagonale	N	56 KN	<b>70 KN</b>	66 KN	68 KN	124,6 KN
Tubo diagonale	M	2 KNm	<b>2 KNm</b>	2,4 KNm	3,1 KNm	5,9 KNm
Tubo diagonale	V	1,6 KN	<b>1,6 KN</b>	1,9 KN	2,4 KN	119,7 KN
Tubo diagonale	T	0,2 KNm	<b>0,2 KNm</b>	0,2 KNm	0,3 KNm	5,2 KNm
Torre	N	193 KN	248 KN	246 KN	<b>246 KN</b>	480 KN
Torre	M	108 KNm	74 KNm	87 KNm	<b>126 KNm</b>	187 KNm
Torre	V	8 KN	5 KN	6 KN	<b>9 KN</b>	40,66 KN
Torre	T	0,6 KNm	0,1 KNm	0,6 KNm	<b>1,2 KNm</b>	/
Cavo controventatura	N	<b>169 KN</b>	137 KN	166 KN	166 KN	/

Come ci si poteva aspettare dai dati precedentemente calcolati, la struttura risulta più sollecitata rispetto agli esempi precedenti. In questa particolare situazione il tubo orizzontale lavora al 114% delle sue capacità, quindi si può sostenere che questo ipotetico evento sismico porterebbe a plasticizzazione i tubi orizzontali danneggiandoli irreparabilmente. Il tubo diagonale, al contrario di tutti gli altri elementi, risulta sovradimensionato e non presenta alcun problema come era già avvenuto negli esempi precedenti.

Per la torre è necessario fare lo stesso procedimento dell'esempio dell'aeroporto di Reggio Emilia. Essendo un traliccio, conviene scomporre le forze per verificare la sollecitazione sui singoli tubi e quindi capire se risulta o no soddisfatta. Lo sforzo di taglio è sempre contrastato dai diagonali solamente e quindi per questo fattore la si può considerare sufficientemente resistente poiché, come nel caso precedente, è una componente irrisoria. I tubi correnti reggono sia la compressione che la flessione, perciò ci conviene scomporre le forze, considerando che il singolo tubo regge 120 KN.

Il momento resistente genera una coppia che provoca compressione su due correnti e trazione su altri due, quindi bisogna dividere il momento per l'interasse dei correnti e poi suddividere lo sforzo nei due correnti:

$$M/(2H) = 126 / (2 \times 0,78) = 80,8 \text{ KN}$$

A questo sforzo va aggiunto  $\frac{1}{4}$  dello sforzo di compressione della torre:

$$N/4 = 246 / 4 = 61,5 \text{ KN}$$

Le due forze vanno sommate per calcolare la massima compressione su singolo tubo:

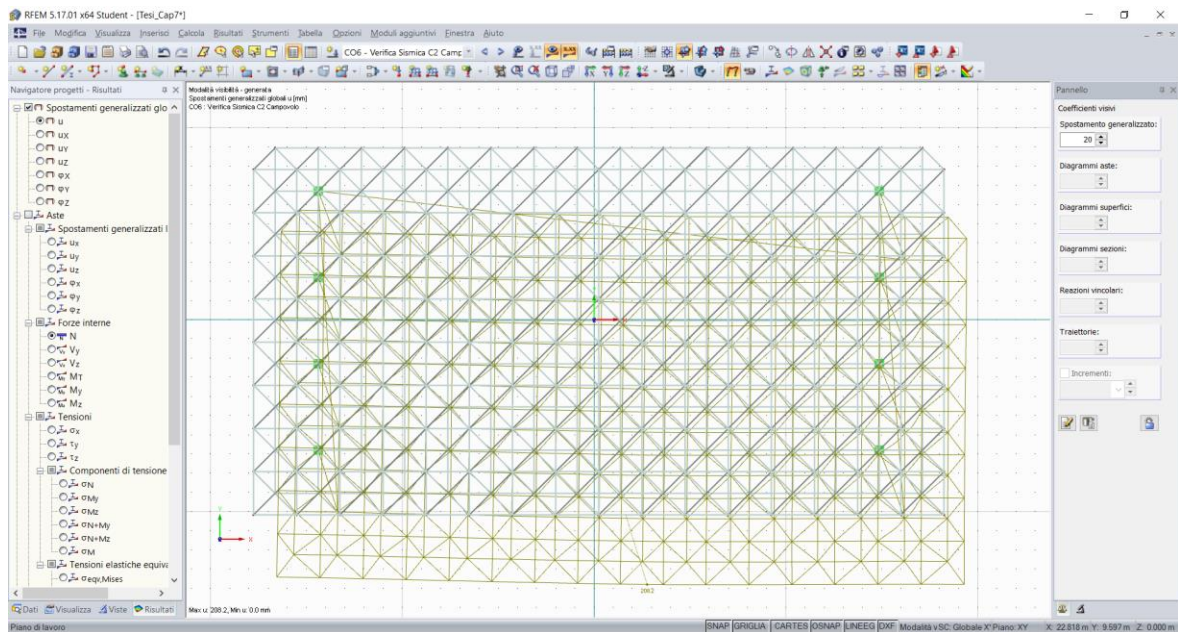
$$80,8 + 61,5 = 142,3 \text{ KN}$$

Questo significa che il corrente lavora al 119% e quindi la torre non è sufficientemente resistente.

Le soluzioni potrebbero essere:

1. abbassare il carico;
2. aumentare il numero delle torri.

Il cavo di controvento, infine, subisce una sollecitazione di 169 KN pari a 9 cavi d'acciaio standard, proprio come l'esempio precedente. Ovviamente non è applicabile una soluzione del genere, ma bisognerà o trovare un sistema a catena opportunamente dimensionato o sostituire il cavo d'acciaio con strutture tralicciate o semplici tubi in acciaio o alluminio con maggiore resistenza.





## 8. Raccolta dati e possibili soluzioni

Si procede ora ad analizzare i vari elementi della copertura e capire quali potrebbero essere le possibili soluzioni.

### 8.1 Tubo orizzontale 80x80 mm:

Questo elemento nei tre esempi veniva sollecitato:

San Siro	Campovolo	PalaLottomatica
69%	101%	114%

Questo elemento, nell'eventuale calcolo della sollecitazione sismica, in un'installazione a San Siro non avrebbe nessun problema, poiché Milano non è una zona dove la componente sismica fornita dalle norme è elevata. Per quanto riguarda l'esempio presso l'aeroporto di Reggio Emilia, Campovolo, la sollecitazione è leggermente sopra alla resistenza certificabile. Le soluzioni potrebbero essere due ed entrambe molto semplici:

1. Verificare in modo preciso la categoria del sottosuolo. Nell'esempio è stato scelto la categoria D per essere a favore di sicurezza, ma se si ricade in una qualsiasi delle altre categorie, sicuramente la sollecitazione in tale elemento non supererebbe il 100% della sua resistenza certificabile;
2. Ridurre opportunamente il carico applicato che diminuirebbe di conseguenza anche il carico orizzontale e la conseguente sollecitazione sul tubo 80x80mm.

L'ultima verifica, quella effettuata in una situazione interna, cioè senza il carico vento e quindi con carico applicato molto maggiore, presenta una sollecitazione troppo elevata per la struttura. In questo caso, probabilmente, si dovrà combinare le due soluzioni proposte per Campovolo e di conseguenza risulterà che il carico applicabile sarà molto simile a quello che si ha in un'installazione esterna. Questo ovviamente considerando la struttura montata a Roma.

## 8.2 Tubo diagonale 70x70 mm:

Questo elemento nei tre esempi veniva sollecitato:

San Siro	Campovolo	PalaLottomatica
34%	48%	56%

In questo caso non ha senso ragionare sui tre diversi casi singolarmente, poiché tutti sono ampiamente sovradimensionati. Il motivo per cui su questo elemento non ci sono criticità è dato dal fatto che in generale il diagonale è l'elemento che ha la resistenza a taglio dei tralicci e quindi resiste allo sforzo verticale, contribuendo in minima parte per lo sforzo flettente e normale. Considerando tutto il tetto come un traliccio, la sollecitazione sismica provoca uno sforzo orizzontale e quindi non provoca criticità sul diagonale.

## 8.3 Torre:

Questo elemento nei tre esempi veniva sollecitato:

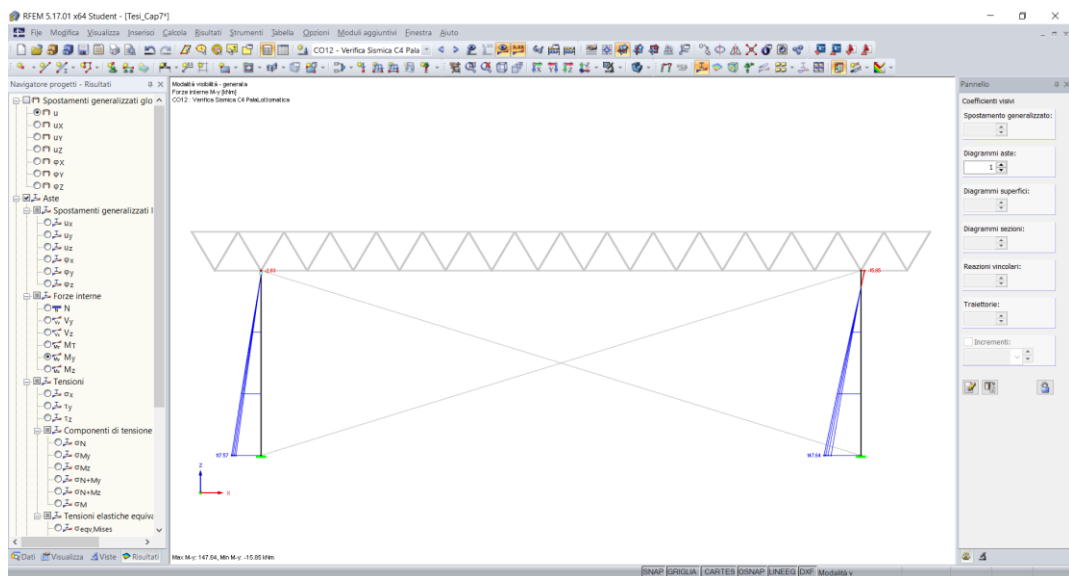
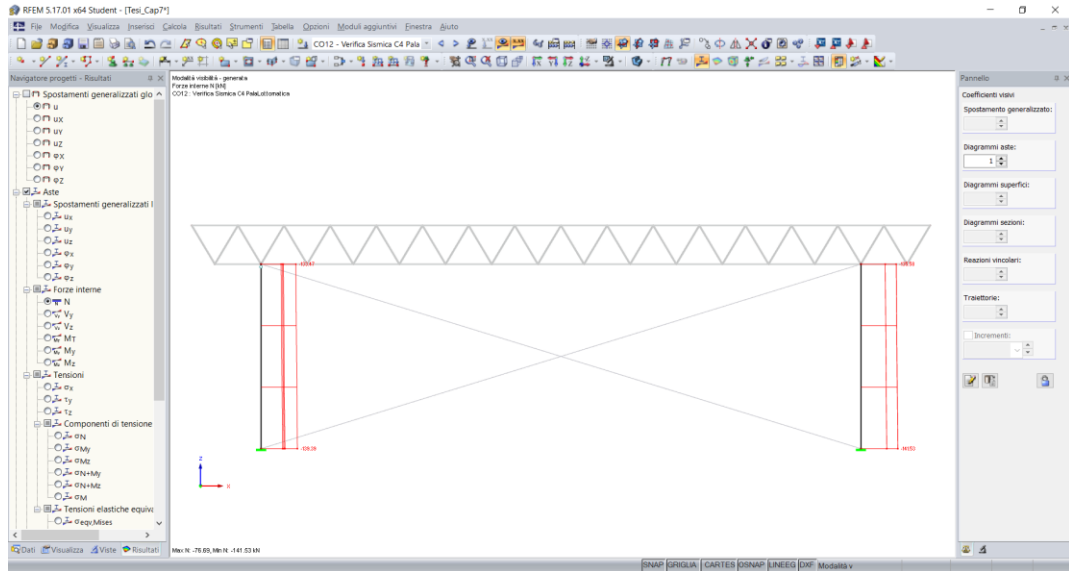
San Siro	Campovolo	PalaLottomatica
77%	212%	220%

La torre è l'elemento più delicato da valutare. A riguardo del calcolo della struttura presso lo stadio San Siro di Milano, la torre risulta sovradimensionata ed in grado di assorbire i carichi. Le altre due situazioni presentano dei dati simili, entrambi ampiamente non accettabili. In queste situazioni, con ogni probabilità, la struttura collasserebbe. I calcoli della percentuale sono stati fatti considerando la sollecitazione su singolo corrente e come resistenza il dato riferito alla torre alta 18m, cioè 259 KN (64,75 KN a corrente). Per poter rendere la struttura sufficientemente resistente serviranno più soluzioni:

- ♦ Abbassare la struttura.

questa soluzione consentirebbe in primo luogo di aumentare drasticamente la resistenza della torre poiché avrebbe una luce libera di inflessione minore; in secondo luogo di diminuire le sollecitazioni. Testando la struttura con un'altezza pari a 9m

(metà della torre scelta), e applicando le stesse sollecitazioni, si possono valutare i benefici. Procedendo in tal senso e verificando il caso 4 presso il PalaLottomatica di Roma (situazione più gravosa tra quelle analizzate), le sollecitazioni risultanti sono:



N	141,53 KN
M	147,64 KNm
V	18,65 KN
T	0,36 KNm

Questo significa che il massimo sforzo nel corrente è pari a:

$$M/(2H) = 147,64 / (2 \times 0,78) = 94,64 \text{ KN}$$

$$N/4 = 141,53 / 4 = 35,38 \text{ KN}$$

La sollecitazione massima su singolo corrente è quindi pari a 130,02 KN. La torre alta 9 m ha una resistenza pari a 371 KN, cioè 92,75 KN. Considerando tali dati, la sollecitazione sulla torre con la struttura alta la metà è pari al 140% invece del 220%. Tale soluzione può essere considerata migliorativa, ma non sufficiente ai fini del calcolo.

- ♦ Ridurre il carico.

la diminuzione del carico applicato porterebbe un duplice vantaggio: in primo luogo ridurrebbe la sollecitazione verticale che poi va a creare compressione sulla torre; in secondo luogo ridurrebbe lo sforzo orizzontale del sisma che è percentuale del peso proprio e del carico applicato. Nell'esempio di Campovolo il carico applicato è il 54% del carico collaborante per il sisma, mentre al PalaLottomatica è il 64%. Questo significa che più della metà della sollecitazione orizzontale e anche quella verticale è causata dai carichi applicati. Per questo motivo riducendo opportunamente tali valori ed abbassando di conseguenza la struttura, la torre può risultare sufficientemente resistente.

- ♦ Verificare i valori di partenza.

nel caso in cui il progettista avesse tutte le informazioni necessarie per procedere al calcolo, egli non avrebbe la necessità di approssimare certi valori o situazioni a favore di sicurezza. Per esempio, se si avesse la vera categoria del sottosuolo, non si dovrebbe scegliere il valore più cautelativo (D) e quindi i carichi orizzontali sarebbero minori.

#### 8.4 Controventatura:

Questo elemento nei tre esempi veniva sollecitato:

San Siro	Campovolo	PalaLottomatica
49 KN	168 KN	169 KN



La controventatura, al contrario degli altri elementi, non ha una resistenza limite, ma va dimensionata a seconda delle sollecitazioni ottenute. Oltre a questo, tutte le resistenze limite che sono state considerate per le strutture precedenti (tubi e torri) erano prive del coefficiente di sicurezza del carico, come dichiarato dalla norma, quindi la rottura si ha per il 170% della resistenza dichiarata. Ovviamente nelle situazioni standard, siccome il carico viene amplificato del 50%, la rottura si otterrebbe con il 250% del carico. I cavi d'acciaio che vengono utilizzati normalmente sono conformi alla Direttiva Macchine Europea 2006/42/CE che chiede un fattore 5:1 a rottura, quindi, potremmo aumentare il carico dichiarato dal cavo d'acciaio solo per la verifica sismica del 50%. Tenendo conto di questa premessa, le controventature standard da 2.000 kg verranno considerate nel calcolo sismico con limite 29,4 KN. Di conseguenza l'esempio di San Siro è sufficientemente resistente con una controventatura fatta con doppio cavo parallelo. Per le altre due situazioni può essere utilizzata una configurazione simile con due controventature parallele, ma invece di cavi con diametro 14mm (portata 2.000 kg), si possono usare cavi con diametro 24mm (portata 6.000 kg), quindi la resistenza per singolo cavo è pari a 88,29 KN e di conseguenza 176,58 KN per il sistema completo.



## 9. Conclusioni e sviluppi futuri

Concludendo, si può realizzare un chiaro parallelismo tra sollecitazione sismica e sollecitazione del vento. Come già citato in questo elaborato, esiste una norma europea che è in vigore anche in Italia scritta da tecnici dello spettacolo, per le strutture dello spettacolo, la *UNI EN 13814 - Macchine e strutture per fiere e parchi di divertimento – Sicurezza*. In questo documento si trova un paragrafo riferito al vento basato sull'eurocodice 1, tuttavia, come velocità di riferimento del vento stabilisce di prendere in considerazione l'85% di quello tabellato, cioè con un tempo di ritorno di 5 anni. Oltre a tale riduzione, aggiunge un coefficiente  $c_{tem}$  pari a 0,8 che riduce ulteriormente il carico del 20%. Queste diminuzioni sono consentite per l'improbabilità che un vento di elevata velocità si verifichi durante un evento considerato di breve durata, oppure che ci sia il tempo per abbassare la struttura o rimuovere i teli laterali o superiori. Tuttavia, non sempre queste considerazioni sono bastate a scongiurare situazioni di pericolo/crollo/rischio. Sono numerosissimi gli esempi di strutture collassate a causa di venti eccezionali; il più famoso in Italia è sicuramente l'Heineken Jamin Festival di Venezia del 2010, ma esistono esempi più tragici come quello di Indianapolis del 2012 nel quale il crollo di una struttura causò decine di morti. Queste catastrofi sono avvenute con un vento eccezionale, ma non ci è dato sapere se come causa ci fossero anche errori di progettazione. Resta comunque il fatto che, indipendentemente dall'improbabilità di evento eccezionale, le catastrofi devono essere prevenute ed evitate a prescindere. Le aziende installatrici più esperte utilizzano un piano per evitare il rischio. Esse, infatti, predispongono degli anemometri in più punti, collegati con GSM per inviare un allarme in caso di vento eccessivo e predispongono una procedura per contrastare il collasso che può essere o l'abbassamento della struttura o la rimozione dei teli o altro ancora.

Per quanto riguarda il sisma, invece, non viene minimamente considerato in fase di calcolo. Bisogna sottolineare il fatto che la probabilità di un vento forte è molto più elevata rispetto ad un evento sismico, ma anch'esso potrebbe portare la struttura al collasso, come dimostrato in questo elaborato. Probabilmente non è necessario limitare la struttura per questi eventi

naturali in modo generico, ma probabilmente sarebbe necessario considerare tale sollecitazione solo in casi e zone ben definite.

Un altro dato importante che risulta evidente dall'analisi effettuata sta nel fatto che le torri sono il punto debole del sistema e quindi gli elementi che provocano il collasso. Prendendo spunto dalla gerarchia delle resistenze, dove le travi devono collassare prima dei pilastri, potrebbe essere una buona contromisura inserire delle direttive che obblighino a progettare la torre in modo più robusto. Attualmente la norma Italiana, come quella europea, dice al paragrafo 2.4.1:

*“Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 (Costruzioni temporanee e provvisorie) o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.”*

perciò nemmeno nei festival estivi che durano dai due ai tre mesi la verifica è richiesta. Attualmente è in corso una revisione della norma europea EN 13814 tramite un tavolo di lavoro al quale sono presenti esperti di diverse nazioni. Non è dato a sapersi quali siano le modifiche che verranno apportate, ma, visto che nessuna norma nazionale prevede la verifica sismica per opere di breve durata, si suppone che nemmeno tale norma lo prevederà.



## Bibliografia

- ♦ Domenico Leone – Adriano Castagnone, *Componenti strutturali in alluminio*, Dario Flaccovio Editore, Settembre 2013.
- ♦ Filippo Vigato, *Progettare e costruire l'effimero*, Libreriauniversitaria.it edizioni, Dicembre 2014.
- ♦ Filippo Vigato, *L'architettura dell'effimero*, Libreriauniversitaria.it edizioni, Settembre 2010.
- ♦ Giulio Ballio – Claudio Bernuzzi, *Progettare costruzioni in acciaio*, Hoepli, 2008.
- ♦ Icaro Daniele, *Strutture temporanee*, Dario Flaccovio Editore, 2015.
- ♦ Fardis – Carvalho – Elnashai – Faccioli – Pinto – Plumier, *Guida all'eurocodice 8*, EPC Editore, 2011.
- ♦ Alys Holden – Bronislaw Sammler, *Structural Design for the stage*, Focal Press, 1999.
- ♦ Cortis – Fabiani – Rossi – Svampa, *I ponteggi metallici fissi di facciata*, INAIL, 2015.
- ♦ Anil Chopra, *Dynamics of Structures*, The Earthquake Engineering Research Institute, 1981.
- ♦ Ministro delle Infrastrutture, *Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2008.
- ♦ Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2009.
- ♦ Ministro delle Infrastrutture, *Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 20 febbraio 2018*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 13814:2005 Macchine e strutture per fiere e parchi di divertimento – Sicurezza*, CEN, 2005.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1990 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale*, UNI, 2006.

- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1991-1-1 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici*, UNI, 2004.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1991-1-4 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento*, UNI, 2005.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1993-1-1 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*, UNI, 2005.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1993-1-8 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti*, UNI, 2005.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1998-1 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*, UNI, 2007.
- ♦ European Committee for Standardization, *UNI EN 1999-1-1 Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-1: Regole strutturali generali*, UNI, 2014.
- ♦ European Committee for Standardization, *Direttiva 2006/42/CE del parlamento europeo e del consiglio del 17 maggio 2006 relativa alle macchine*, UNI, 2006.
- ♦ <https://it.wikipedia.org/wiki/Zeppelin>, foto pagina 9, consultata novembre 2018.
- ♦ <https://www.chemusica.it/24-giugno-1965-i-beatles-al-vigorelli-davanti-a-26-000-persone-per-un-concerto-unico/>, foto pagina 10, consultata novembre 2018.
- ♦ <http://www.theblog.it/cultura/edoardo-bennato-san-siro-1980-70-anni/>, foto pagina 10, consultata novembre 2018.
- ♦ <https://twitter.com/bobmarley/status/879835276897468416>, foto pagina 11, consultata novembre 2018.
- ♦ [https://www.u2360gradi.it/u2\\_360\\_tour\\_croke\\_park\\_2-jpg/](https://www.u2360gradi.it/u2_360_tour_croke_park_2-jpg/), foto pagina 11, consultata novembre 2018.
- ♦ *Archivio foto Litec Italia srl*, pagina 12 e 13, consultato novembre 2018.
- ♦ [https://www.ultimissimemodena.it/Musica%20e%20spettacoli/838\\_Modena\\_Park\\_il\\_soundcheck\\_di\\_ieri\\_%2525E8\\_stato\\_un\\_vero\\_e\\_proprio\\_spettacolo.html](https://www.ultimissimemodena.it/Musica%20e%20spettacoli/838_Modena_Park_il_soundcheck_di_ieri_%2525E8_stato_un_vero_e_proprio_spettacolo.html), foto pagina 11, consultata novembre 2018.

- ♦ [http://www.meroitaliana.it/it\\_it/2/costruzioni/1/coperture-reticolari-spaziali/17/centrale-di-torrevaldaliga-nord-civitavecchia-rm](http://www.meroitaliana.it/it_it/2/costruzioni/1/coperture-reticolari-spaziali/17/centrale-di-torrevaldaliga-nord-civitavecchia-rm), foto pagina 18, consultata novembre 2018.
- ♦ Saverio Rubini, *Excel 2007*, Apogeo, gennaio 2008.
- ♦ Luigi Santapaga – Matteo Trasi, *AutoCAD*, Apogeo, settembre 2006.
- ♦ Dlubal Software GmbH, *RF-ALUMINIUM*, Dlubal Software GmbH, febbraio 2014.
- ♦ Dlubal Software GmbH, *RFEM 5*, Dlubal Software GmbH, febbraio 2014.
- ♦ Dlubal Software GmbH, *RF-STEEL EC3*, Dlubal Software GmbH, luglio 2018.
- ♦ <https://www.litectruss.it/>, consultato dicembre 2018.
- ♦ <https://www.dlubal.com/it/>, consultato settembre 2018.
- ♦ William D. Callister – David G. Rethwisch, *Scienza e ingegneria dei materiali*, EdiSES, 2012.
- ♦ <https://solidedge.siemens.com/it/>, consultato settembre 2018.
- ♦ <https://www.autodesk.it/>, consultato settembre 2018.
- ♦ <https://support.office.com/it-it/office-training-center/featured-tips>, consultato settembre e ottobre 2018.
- ♦ Biagio Furiozzi – Claudio Messina – Leonardo Paolini, *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*, Le Monnier Scuola, marzo 2007.