



REGIONE SICILIA
COMUNE DI MONREALE (PA)

PROGETTO

IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA PARI A 27216 kWp (20,905 MW IN IMMISSIONE)
DENOMINATO "PRINCIPE X" ED OPERE CONNESSE INDISPENSABILI
DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI MONREALE (PA)

TITOLO

Rel. 06 – Relazione preliminare sulle strutture

PROGETTISTI	PROPONENTE	VISTI
 <p>SCM Ingegneria S.r.l. Via Carlo del Croix, 55 Tel.: +39 0831-728955 72022 Latiano (BR) Mail: info@scmingegneria.com</p>  <p>OM Ingegneria e Ambiente S.r.l. Viale Croce Rossa, 25 Tel.: +39 091 9763933 90144 Palermo (PA) Mail: info@omingegneria.it</p> <p>Redattore Luca Maculan</p>	<p>PRINCIPE SOLAR X S.R.L.</p> <p>Sede legale e Amministrativa: Viale della Croce Rossa, 25 90144 PALERMO (PA) PEC: principesolarxsrl@pec.it</p>	

PROGETTAZIONE



Scala	Formato Stampa	Cod.Elaborato	Rev.	Nome File	Foglio
	A4	FVPRXD-I_Rel.06	00	Rel.06_Relazione preliminare sulle strutture	1 di 76

Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato
00	01/23	Prima Emissione	L. Maculan	D.Cavallo	L. Nettuno

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DATI GENERALI	4
2.1	Dati del Proponente	4
2.2	Località di realizzazione dell'intervento	4
2.3	Destinazione d'uso	4
2.4	Dati catastali	5
2.5	Connessione	5
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
4	STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI – TRACKERS MONOASSIALI	6
4.1	Descrizione generale dell'opera	6
4.2	Modellazione della struttura – Caratteristiche generali	8
4.3	Carichi di progetto	12
4.3.1	Pesi propri strutturali	12
4.3.2	Sovraccarichi permanenti	12
4.3.3	Vento	12
5	TRACKER MONOASSIALE 1x56	18
5.1	Generazione del modello	18
5.2	Casi di carico	19
5.3	RISULTATI NUMERICI	23
5.3.1	Spostamenti	23
5.3.2	Sollecitazioni	26
6	TRACKER MONOASSIALE 1x28	28
6.1	GENERAZIONE DEL MODELLO	28
6.2	CASI DI CARICO	29
6.3	RISULTATI NUMERICI	33
6.3.1	Spostamenti	33
6.3.2	Sollecitazioni	35
7	TRACKER MONOASSIALE 1x14	38
7.1	GENERAZIONE DEL MODELLO	38
7.2	CASI DI CARICO	39
7.3	RISULTATI NUMERICI	43
7.3.1	Spostamenti	43
7.3.2	Sollecitazioni	46
8	VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	48
9	VERIFICHE GEOTECNICHE	51

10	Fondazioni cabine di trasformazione dell'impianto agrivoltaico.....	52
10.1	Descrizione generale dell'opera	52
10.2	Materiali strutturali.....	53
10.2.1	Calcestruzzo	53
10.2.2	Acciai da armatura	54
10.3	Descrizione del Modello	54
10.4	Azioni di progetto	55
10.5	Risultati delle analisi	57
10.6	Verifiche degli elementi strutturali	60
11	Edificio Utente	64
11.1	Descrizione generale dell'opera	64
11.2	Modellazione della struttura	66
11.3	Materiali strutturali.....	67
11.3.1	Calcestruzzo	67
11.3.2	Carichi di progetto.....	67
11.3.3	Pesi propri strutturali	68
11.3.4	Sovraccarichi permanenti	68
11.3.5	Azione sismica.....	68
11.3.6	Combinazione delle azioni	70
11.3.7	Calcolo di sollecitazioni e spostamenti.....	70
11.4	Verifiche degli elementi strutturali	74
11.4.1	Travi.....	74
11.4.2	Pilastri	75
11.5	Reazioni al suolo.....	76

1 INTRODUZIONE

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto agrivoltaico, mediante tecnologia fotovoltaica con tracker monoassiale, che la Società PRINCIPE SOLAR X S.R.L. (di seguito "la Società") intende realizzare nel Comune di Monreale (PA).

L'impianto avrà una potenza installata di 27216 kWp per una potenza di 20,905 MW in immissione, e l'energia prodotta verrà immessa sulla rete RTN in alta tensione.

Si evidenzia che sebbene la potenza di picco dell'impianto agrivoltaico in progetto sarà pari a 27216 kWp, la potenza in immissione sarà di 20,905 MW, inferiore rispetto alla potenza installata di picco in quanto, per l'effetto combinato delle perdite legate alla disposizione geometrica dei pannelli (dovute a ombreggiamento, riflessione), delle perdite proprie dell'impianto (dovute a temperatura, sporco, mismatch, conversione ecc.) e delle perdite di connessione alla rete, l'energia immessa al punto di consegna non sarà mai superiore ai 20,905 MW. Qualora, in condizioni meteo-climatiche favorevoli, l'impianto potesse produrre più di 20,905 MW, la potenza sarà limitata a livello dei convertitori AC/DC in modo da non superare il limite di immissione previsto al punto di consegna.

2 DATI GENERALI

2.1 Dati del Proponente

Di seguito i dati anagrafici del soggetto proponente:

SOCIETA' PROPONENTE	
Denominazione	PRINCIPE SOLAR X S.R.L.
Indirizzo sede legale	Viale della Croce Rossa, 25 – 90144 Palermo (PA)
Codice Fiscale/Partita IVA	07133700828
Capitale Sociale	10.000,00 €
PEC	principesolarxsrl@pec.it

Tabella 2-1 – Informazioni principali della Società Proponente

2.2 Località di realizzazione dell'intervento

L'impianto fotovoltaico oggetto del presente documento e il relativo cavidotto 36 kV saranno realizzati nel Comune di Monreale (PA).

2.3 Destinazione d'uso

L'area oggetto dell'intervento ha una destinazione d'uso agricolo.

2.4 Dati catastali

I terreni interessati dall'intervento per quanto riguarda l'area di impianto, così come individuati da catasto del comune Monreale (PA) sono:

- FG 153 – Particelle 210, 138, 132, 127, 155, 142.
- FG 154 – Particelle 252, 186, 188, 163, 164.

L'area della cabina utente 36 kV interesserà invece i seguenti terreni, così come individuati da catasto del comune di Monreale (PA):

- FG 152 - Particella 4

Tutti i terreni su cui saranno installati i moduli fotovoltaici e realizzate le infrastrutture necessarie, risultano di proprietà privata e corrispondono a terreni ad uso prevalentemente agricolo.

Luogo di installazione	Comune di Monreale
Potenza di Picco (kWp)	27216 kWp
Potenza Nominale (kW)	27216 kWp
Potenza massima in immissione	20,905 MW
Informazioni generali del sito	Sito collinare ben raggiungibile da strade statali/provinciali/comunali
Tipo di strutture di sostegno	Inseguitore monoassiale
Coordinate area impianto Area nord	Latitudine: 37°53'53.37"N Long. 13°19'23.21"E
Coordinate area impianto Area sud	Latitudine: 37°53'07.37"N Long. 13°18'52.47"E
Coordinate cabina utente	Latitudine 37°53'59.22"N Longitudine 13°17'59.91"E

Tabella 2-2 – Dati catastali

2.5 Connessione

La Società PRINCIPE SOLAR X S.R.L. è titolare della richiesta di connessione alla RTN presentata a Terna S.p.A. ("il Gestore") per una potenza in immissione di 20,905 MW. Alla richiesta è stato assegnato Codice Pratica 202101163.

Il gestore ha trasmesso la soluzione tecnica minima generale per la connessione (STMG), accettata in data 13 Dicembre 2022.

Il progetto di connessione prevede che la centrale venga collegata in antenna a 36 kV con la stazione elettrica di trasformazione della RTN a 220/36 kV in doppia sbarra, denominata "Monreale 3", da collegare in entra - esce sulla linea a 220 kV della RTN "Partinico - Ciminna".

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

I criteri impiegati nei seguenti calcoli sono quelli dettati dal D.M. 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le costruzioni e dalla Circolare applicativa n. 7 dell'11 febbraio 2019, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Ai fini del dimensionamento preliminare sono stati utilizzati i metodi classici della scienza delle costruzioni.

4 STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI – TRACKERS MONOASSIALI

4.1 Descrizione generale dell'opera

Per l'impianto in oggetto è prevista l'installazione di tre tipologie di vela – 1x14 moduli 1x28 moduli e 1x56 moduli - in configurazione 1V (in totale, rispettivamente 14, 28 e 56 moduli per vela disposti in verticale su unica fila);

Le strutture di supporto delle vele sono costituite da Trackers monoassiali, con asse di rotazione disposto in direzione Nord-Sud, e vele esposte sulla est-ovest con inclinazione variabile durante l'arco della giornata tra 0° e 60° rispetto all'orizzontale.



Figura 4-1 – Esempio di tracker monoassiale (con vela tipo 1V)

Di seguito le viste frontali delle tre tipologie di vela previste in progetto (con vele inclinate a 60°):

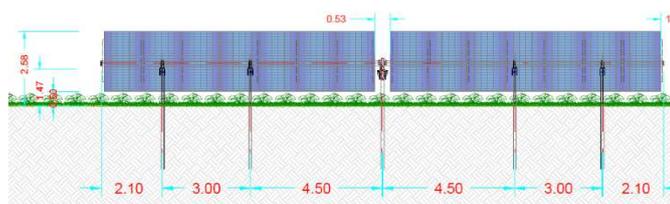


Figura 4-2 – Vela fotovoltaica 1x14 moduli

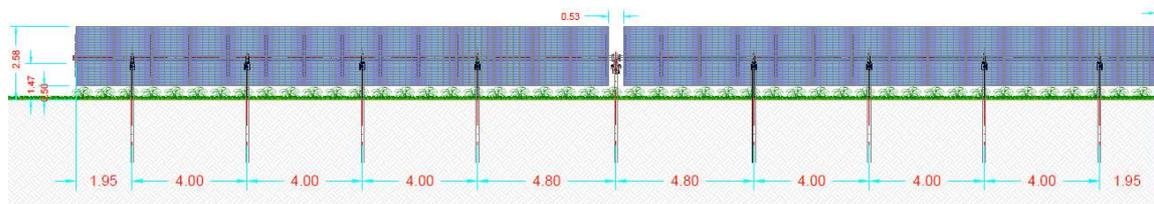


Figura 4-3 – Vela fotovoltaica 1x28 moduli

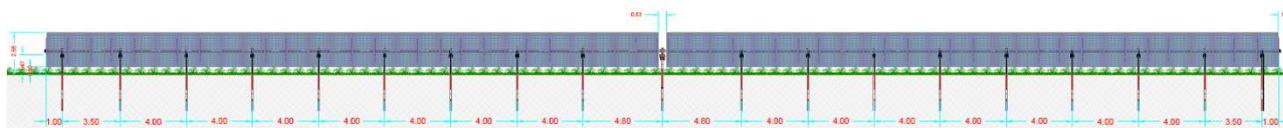


Figura 4-4 – Vela fotovoltaica 1x56 moduli

Il modulo di progetto ha dimensioni standard di 2,384x1,303 m:

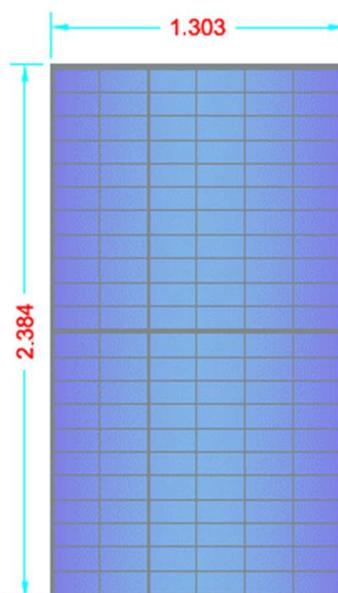


Figura 4-5 – Dimensione modulo di progetto

Per tutte e tre le tipologie di trackers è prevista:

- altezza al mozzo pari a circa 3,00 m da p.c.,
- profondità di infissione pari a 2,00 m

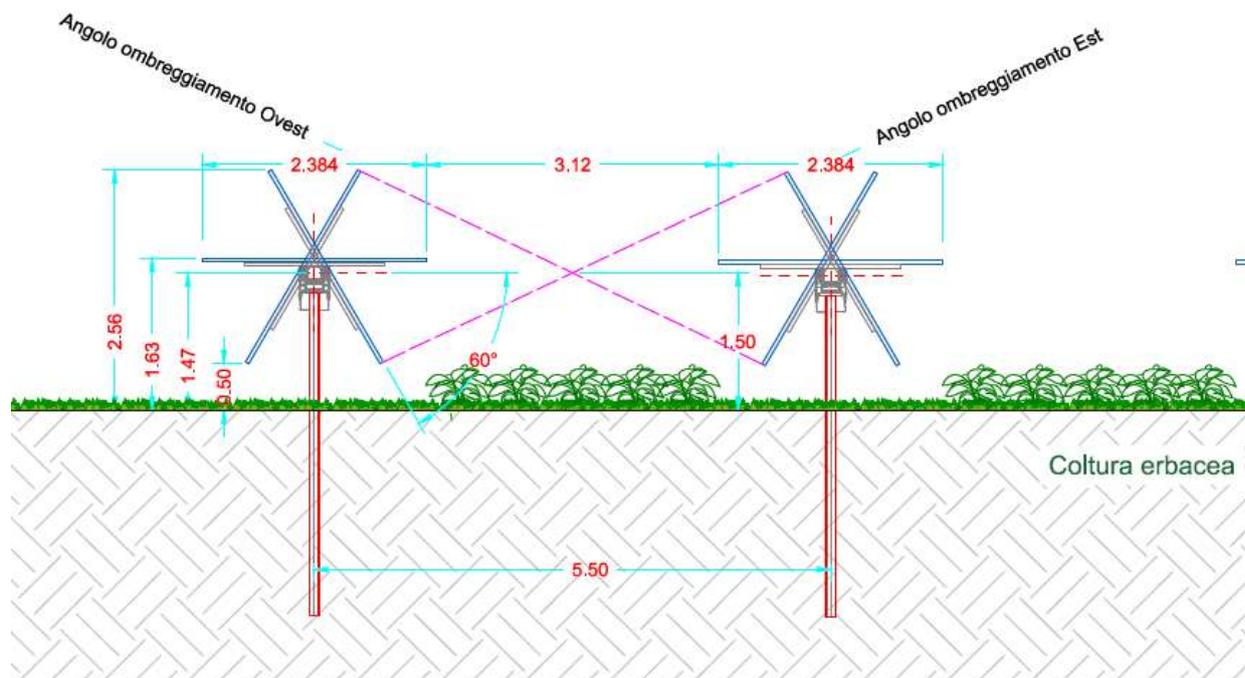


Figura 4-6 – Sezione trasversale tipologica struttura Tracker

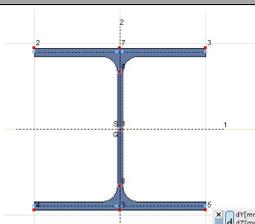
Il tracker viene modellato come un telaio 2D, nel quale sia l'asse di rotazione orizzontale che i montanti verticali sono modellati per mezzo di elementi monodimensionali tipo asta. Il telaio è caricato per mezzo dell'elemento pannello di carico, ed è vincolato mediante un sistema di molle orizzontali, a rigidità definita dal progettista.

4.2 Modellazione della struttura – Caratteristiche generali

Aste

Gli elementi che costituiscono la struttura tipo sono i seguenti:

Id	Tipo	Funzione	Materiale	Sezione
01	Q 120x120x4.0	asse di rotazione orizzontale	Acciaio S 350 GD	
02	HE 160 A	Montante verticale – simple support	Acciaio S 275	

Id	Tipo	Funzione	Materiale	Sezione
03	HE 200 A	Montante verticale – motor support	Acciaio S 275	

Profilati													
	Nome	Disegno	Processo	Figura	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r ₁ [mm]	r ₂ [mm]	r ₃ [mm]	A _x [mm ²]	A _y [mm ²]
1	HE 160 A		Arrotondato	I	152,0	160,0	6,0	9,0	15,0	0	0	3878,04	2636,55
2	120X120X 4		Formato a f.	Scotolato	120,0	120,0	4,0	4,0	8,0	0	0	1814,60	783,38
3	HE 200 A		Arrotondato		190,0	200,0	6,5	10,0	18,0	0	0	5384,41	3657,25

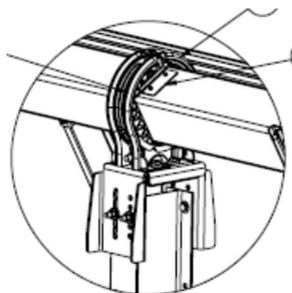
Materiali

	Nome	Tipo	E _x [N/mm ²]	v	α _T [1/°C]	ρ [kg/m ³]	P ₁
1	S 275	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f _y [N/mm ²] = 275,00
3	S 350 GD	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f _y [N/mm ²] = 350,00

Non sono oggetto della presente relazione gli elementi secondari (arcarecci portamoduli) in quanto la loro trattazione è aspetto peculiare del progetto esecutivo.

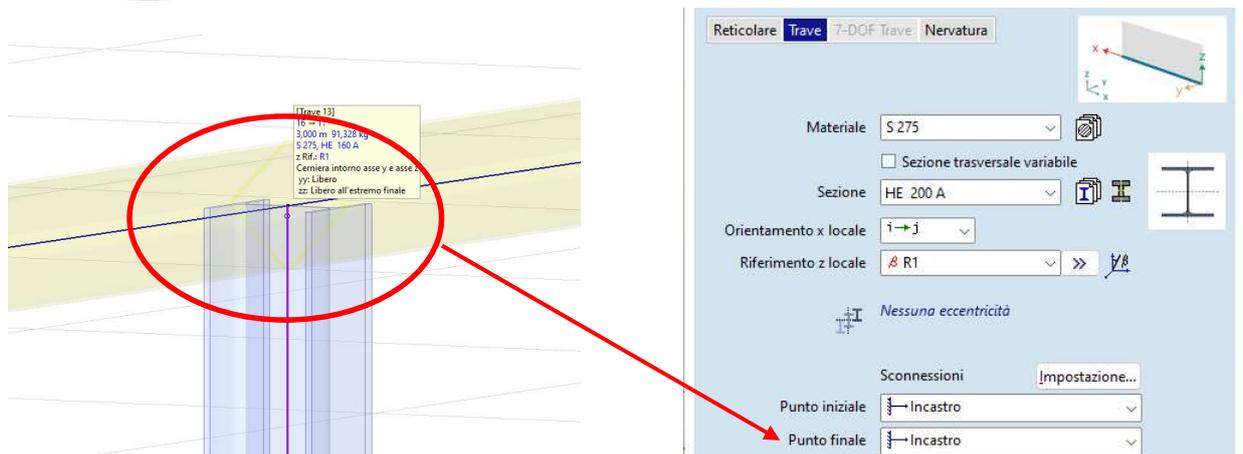
Sconnessioni e vincoli

Il grado di vincolo dell'asse di rotazione ai montanti verticali tipo simple support viene simulato con un certo numero di rilasci rotazionali che ne simulano un vincolo tipo cerniera





Il grado di vincolo dell'asse di rotazione ai montanti verticali tipo motor support viene con un vincolo tipo incastro



Vincolo al suolo

Il vincolo derivante dall'infissione nel terreno per i pali verticali, infissi, viene modellato per mezzo di un letto di molle orizzontali possedenti rigidezza pari a:

- $k_x = 10.000 \text{ kN/ml}$ (rigidezza elevata nella direzione assiale del montante)
- $k_y = 1.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza ipotizzata nella direzione della minore inerzia del montante)

- $k_z = 2.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza ipotizzata nella direzione della maggiore inerzia del montante)

Direzione

Globale

Relativi trave/nervatura

Relativi bordo

Riferimento

Tipo

Winkler

Winkler-Pasternak

Parametri non-lineari

K_x [kN/m/m] = 1E+4

K_y [kN/m/m] = 1,5E+3

K_z [kN/m/m] = 2,5E+3

La rigidezza delle molle è uno degli aspetti che deve essere approfondito nel successivo step di progettazione (esecutiva), mediante prove sperimentali in sito (prove di pull out e a carico laterale).

Per il momento viene assegnata una rigidezza desunta da letteratura, presso altri siti possedenti analoghe caratteristiche geologiche.

Pannello di carico

La vela fotovoltaica viene assimilata ad un elemento pannello di carico, elemento virtuale che trasferisce i carichi di progetto (vento, neve, peso proprio, sovraccarichi, ecc...) sull'asse di rotazione. Il pannello di carico viene orientato con inclinazione rispetto all'orizzontale pari a 60%, in modo tale da presentare la massima esposizione ai carichi vento.

I pannelli di carico vengono utilizzati per trasferire carichi nodali, linee distribuite e carichi superficiali agli elementi strutturali; non hanno ruolo strutturale, l'unica funzione di un pannello di carico è quella di distribuire i carichi su domini, elementi di travi e nervature. I carichi possono essere distribuiti automaticamente su tutti i domini, le nervature e le travi, che si trovano nel piano del pannello

Solutore FEM

La struttura così modellata viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore a elementi finiti:

AXIS VM release 6

Licenza n. 7754,

rilasciata a SCM Ingegneria srl

da STA DATA srl di Torino

4.3 Carichi di progetto

Le vele fotovoltaiche sono soggette alle azioni prevalenti dovute ai venti, che sono di gran lunga più gravosi rispetto ai carichi neve ed a quelli sismici.

In questa sezione si valuteranno le azioni caratteristiche in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4.

Le strutture verranno dunque dimensionate per l'effetto dei pesi propri strutturali, dei sovraccarichi permanenti, e delle azioni accidentali dovute ai venti.

Non verranno presi in esame casi sismici in quanto le azioni sismiche risultano trascurabili rispetto ai carichi vento.

4.3.1 Pesi propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione dei profilati

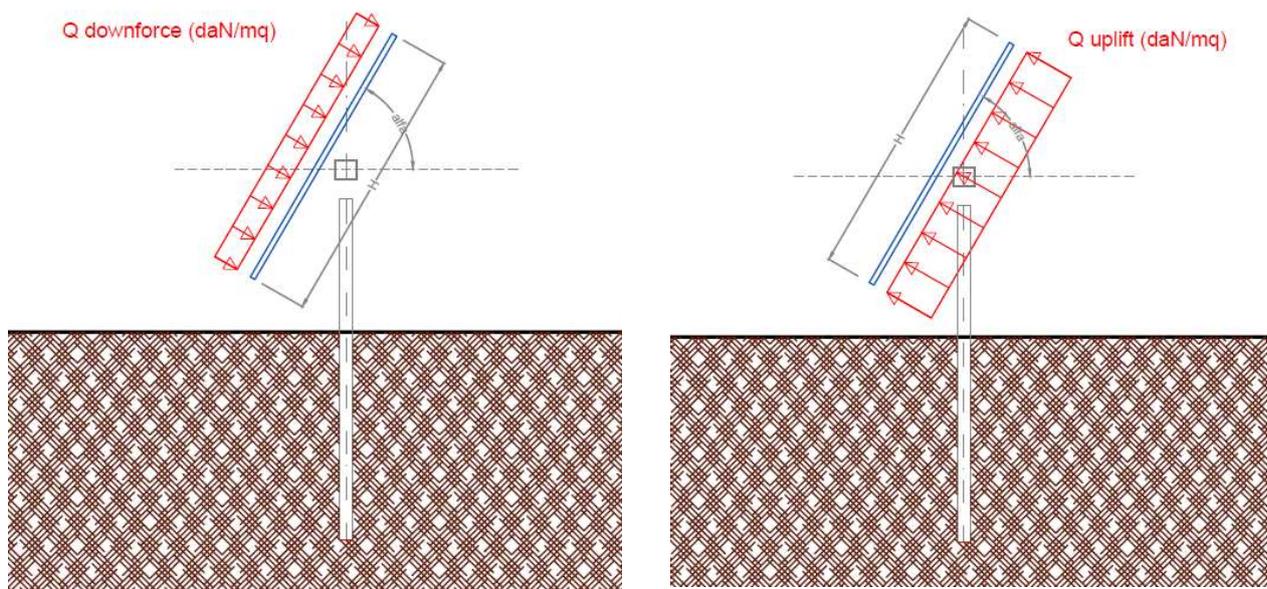
4.3.2 Sovraccarichi permanenti

Sono riferiti ai pesi dei moduli fotovoltaici, nell'ordine di 13,00 daN/mq

4.3.3 Vento

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente, costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici delle vele.

L'azione del vento viene esplicitata sul pannello di carico, sotto forma di carichi distribuiti che possono essere di pressione [Q downforce] o di depressione [Q uplift], variabili in funzione dell'angolo di inclinazione della vela rispetto all'orizzontale



La pressione del vento Q è data dall'espressione (par.3.3.4):

$$Q = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove

- q_r pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione,
- c_p coefficiente di pressione (ex coefficiente di forma),
- c_d coefficiente dinamico;

I metodi di calcolo dei valori dei coefficienti c_e c_p c_d sono riportati nella Circolare Applicativa (paragrafi C.3.3.7-C.3.3.9).

Pressione cinetica di riferimento q_r

La pressione cinetica di riferimento si calcola mediante la formula (par. 3.3.6)

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento $v_r = v_{b,0} * c_a$

ρ è la densità dell'aria, espressa convenzionalmente in 1,25 daN/mc

La pressione cinetica di riferimento si calcola a partire dalla zona di vento e dall'altezza del sito slm, secondo la procedura seguente:

Nota la Zona di vento: 4 – Sicilia

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Si ricavano i valori di $v_{b,0}$, a_0 , k_s :

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s};$$

$$a_0 = 500 \text{ m};$$

$$k_s = 0,36$$

Nota l'altezza del sito a_s , e confrontata questa con il valore di a_0 , si determina il coeff. altitudine c_a

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

nel nostro caso $a_s = 50 \text{ mt} < a_0 = 500 \text{ m}$; pertanto $c_a = 1$

si calcola la velocità di riferimento $v_r = v_{b,0} * c_a = 28 \text{ m/s}$

e la pressione cinetica di riferimento $q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 = 0,5 * 1,25 * (28)^2 = 490,0$ (espressa in N/mq), ossia 49,00 daN/mq

Coefficiente di esposizione c_e

Il coefficiente di esposizione c_e è tabellato in funzione della quota in cui sorge l'edificio, della topografia del terreno e della categoria di esposizione del sito (3.3.7);

Partendo dalla Classe di rugosità del terreno: D -

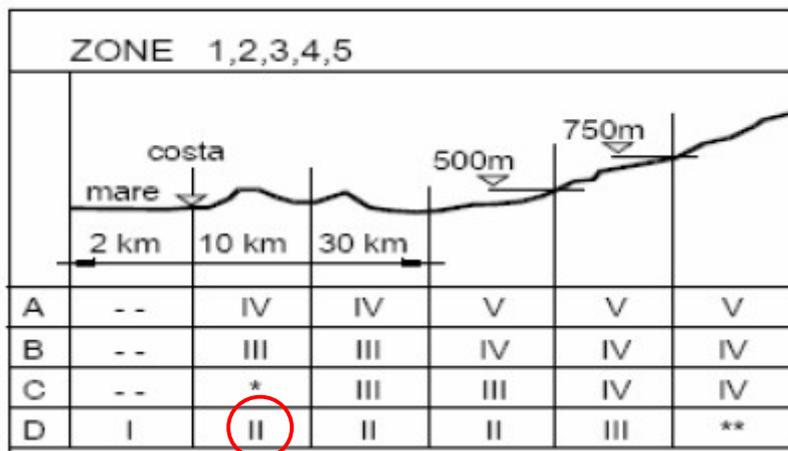
Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

nota la distanza del sito dalla costa: $d < 30 \text{ km}$,

si possono incrociare i dati relativi alla zona di vento e la classe di rugosità per risalire alla categoria di esposizione:



Si ottiene la Categoria esposizione: II

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Dalla categoria di esposizione ricaviamo i valori:

$$k_r = 0,19;$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m};$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}$$

Nota l'altezza della costruzione (z) la si confrontata col valore di z_{min} (4mt), se

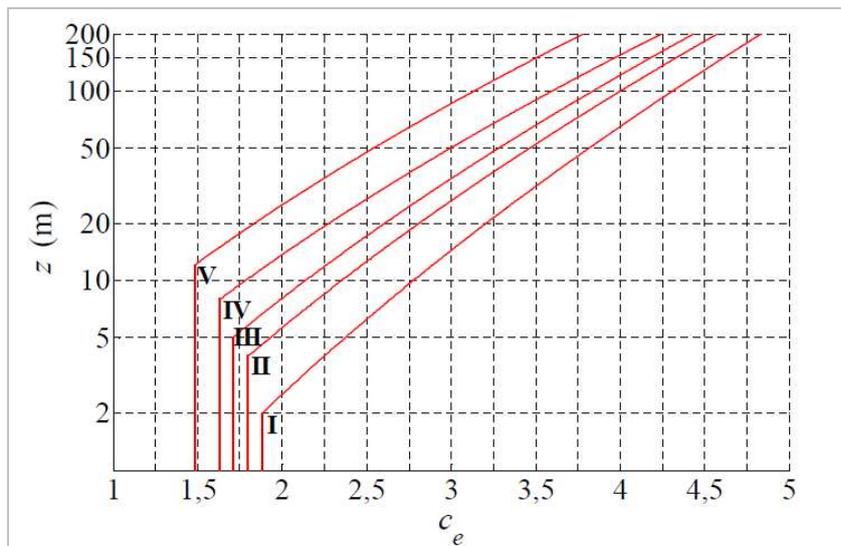
$z \geq z_{min}$ il coefficiente di esposizione si calcola mediante la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

$z < z_{min}$ il coefficiente di esposizione si calcola con:

$$c_e(z) = c_e(z_{min})$$

e si determina con il grafico seguente:



Nel nostro caso,

$$z=3,0 \text{ mt} \leq z_{\min} (4\text{mt}),$$

per la categoria di esposizione tipo II, $c_e=1,7$

Coefficiente dinamico c_d

Il coefficiente dinamico c_d è il coefficiente con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (3.3.9).

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di pressione c_p

Ai fini della determinazione del coefficiente di pressione c_p , si assume l'ipotesi di assimilare le strutture fotovoltaiche a tettoie a singola falda, con assenza di ostruzioni al di sotto di esse (coefficiente di bloccaggio $\Phi=0$). Tale assunzione è sicuramente valida per le vele fotovoltaiche perimetrali, sottoposte all'azione di retta del vento; potrebbe invece risultare eccessivamente cautelativa per le vele interne, che invece non sono sottoposte all'azione diretta, in quanto le vele perimetrali fungono da ostruzione. La normativa, al punto C3.3.8.2 della Circolare, introduce, per le strutture tipo tettoia, il coefficiente di forza c_f , così definito:

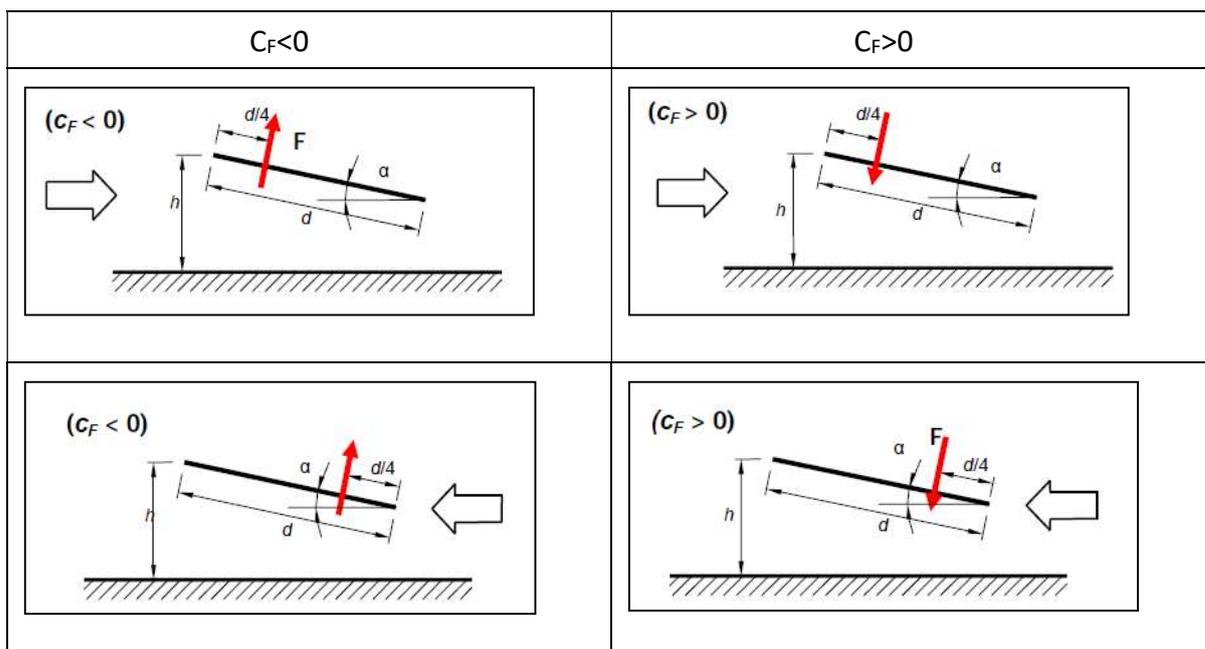
$$\text{Per valori positivi} \quad c_f = +0,2 + \alpha/30$$

$$\text{Per valori negativi} \quad c_f = -0,5 + 1,3 * \alpha/30$$

I valori di c_f variano a seconda dell'angolo di inclinazione dei moduli, così i valori delle pressioni vento:

angolo α (°)	Cf downforce	Cf uplift	Q downforce (daN/mq)	Q uplift (daN/mq)
0	0,20	-0,50	17,65	-44,11
5	0,37	-0,72	32,35	-63,23
10	0,53	-0,93	47,05	-82,34
15	0,70	-1,15	61,76	-101,46
20	0,87	-1,37	76,46	-120,58
25	1,03	-1,58	91,17	-139,69
30	1,20	-1,80	105,87	-158,81
35	1,37	-2,02	120,58	-177,92
40	1,53	-2,23	135,28	-197,04
45	1,70	-2,45	149,98	-216,15

Per ogni angolo di inclinazione, le pressioni $Q_{downforce}$ e Q_{uplift} vengono distribuite in modo automatico dal software in modo tale che gli effetti siano uguali a quelli derivanti dal porre la risultante a $d/4$



5 TRACKER MONOASSIALE 1x56

5.1 Generazione del modello

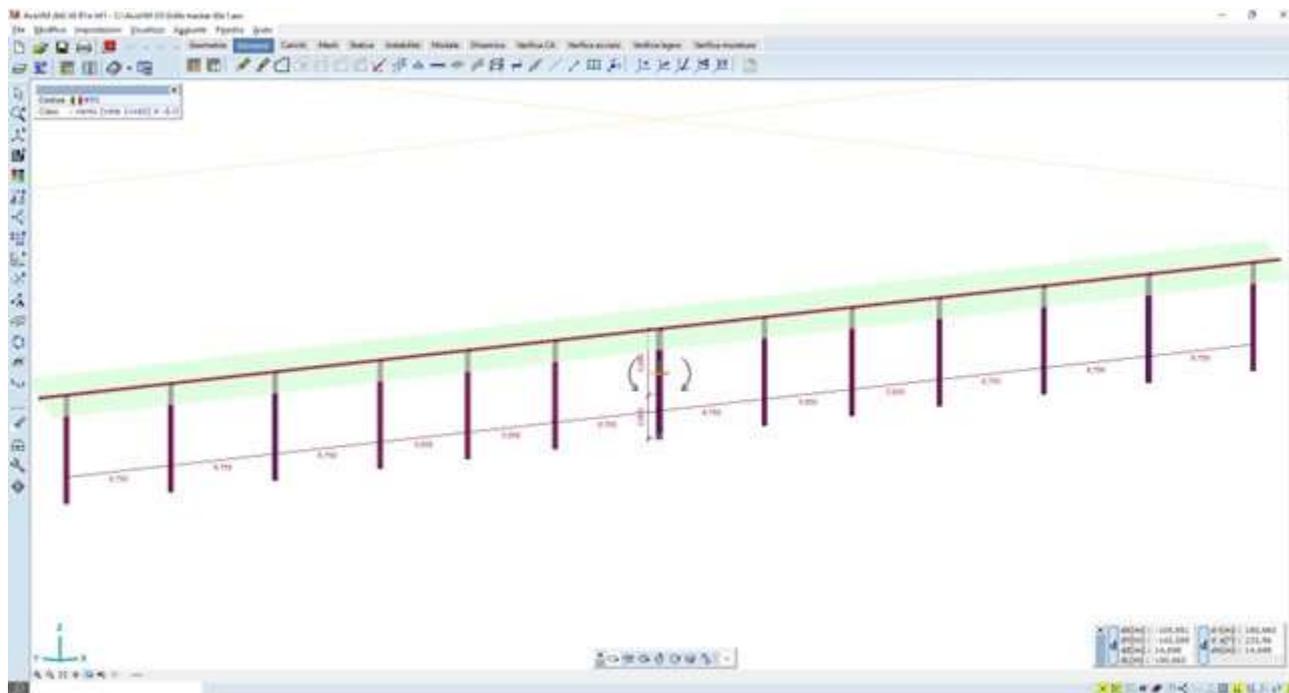


Figura 5-1 – modello ad elementi finiti – vista frontale

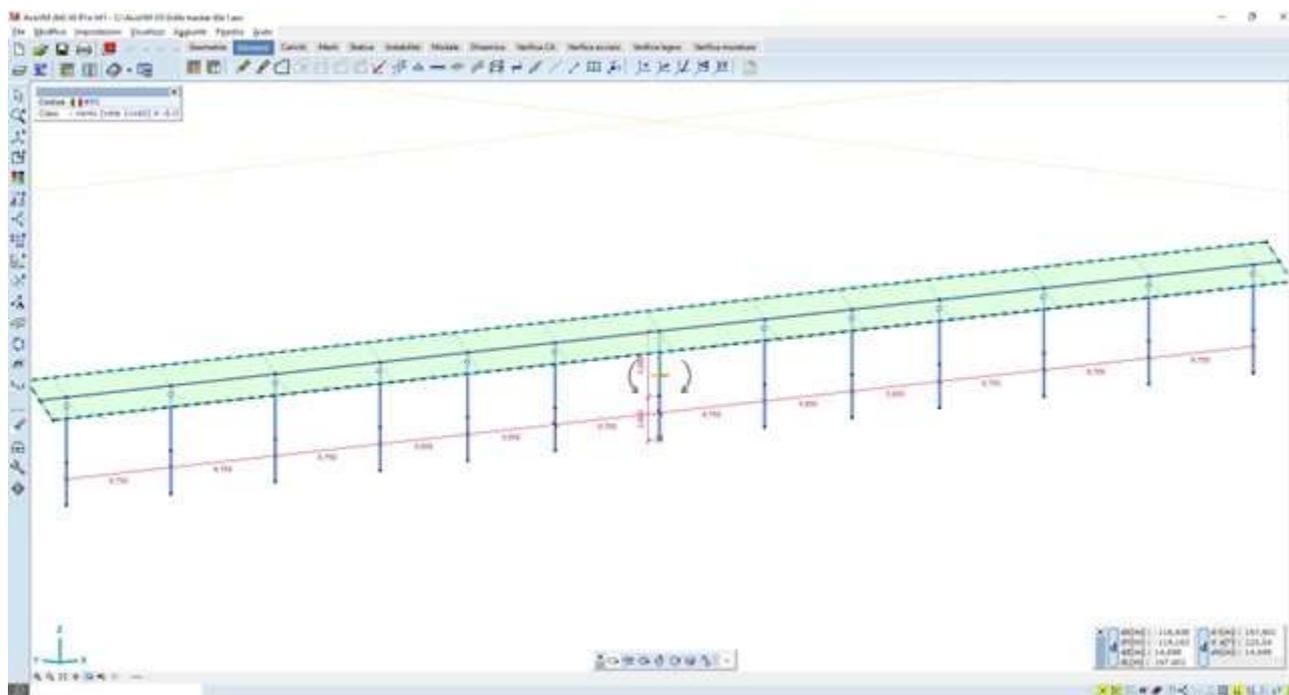


Figura 5-2 – modello ad elementi finiti – vista 3D

5.2 Casi di carico

Vengono generati n.8 casi di carico vento, come di seguito illustrato:

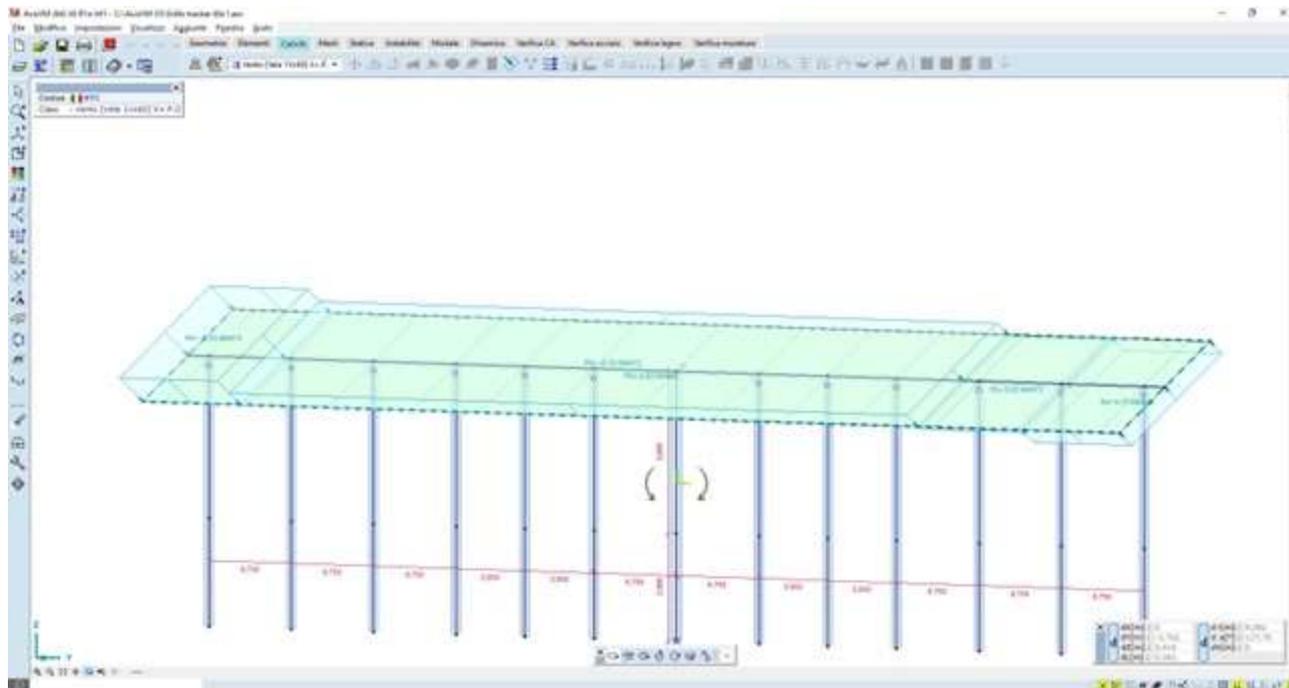


Figura 5-3 – carico vento X+P.O.

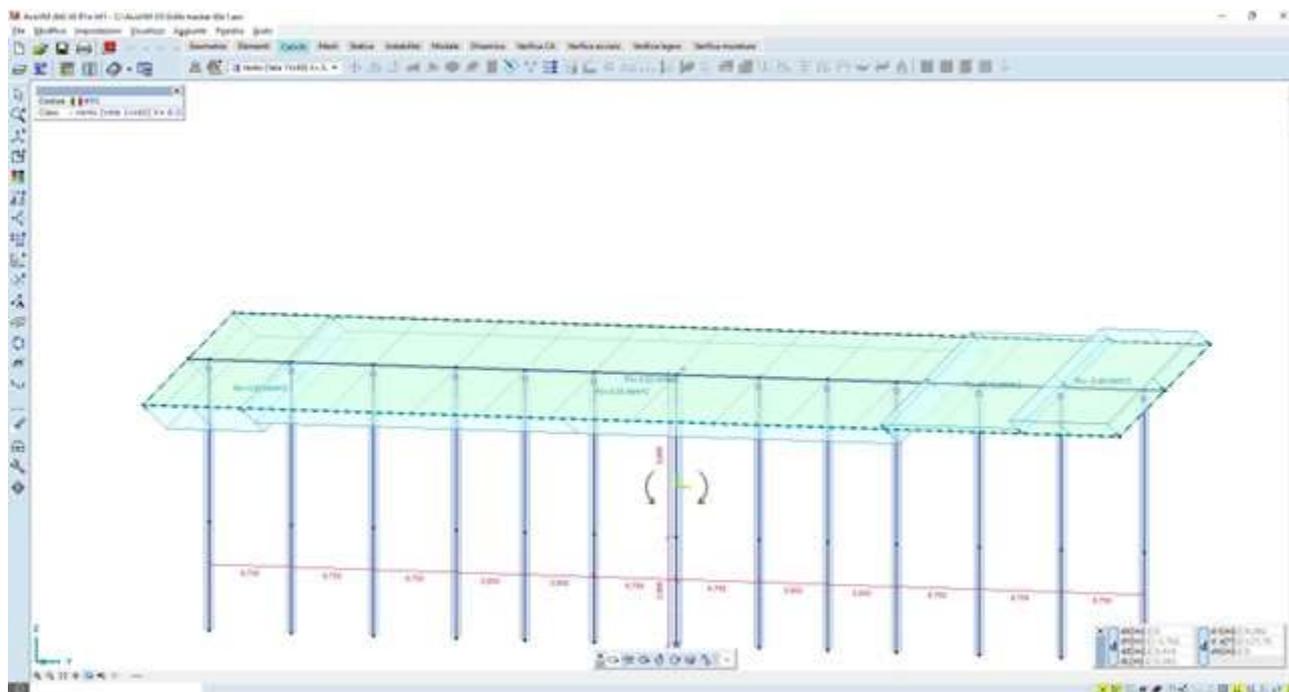


Figura 5-4 – carico vento X+S.O.

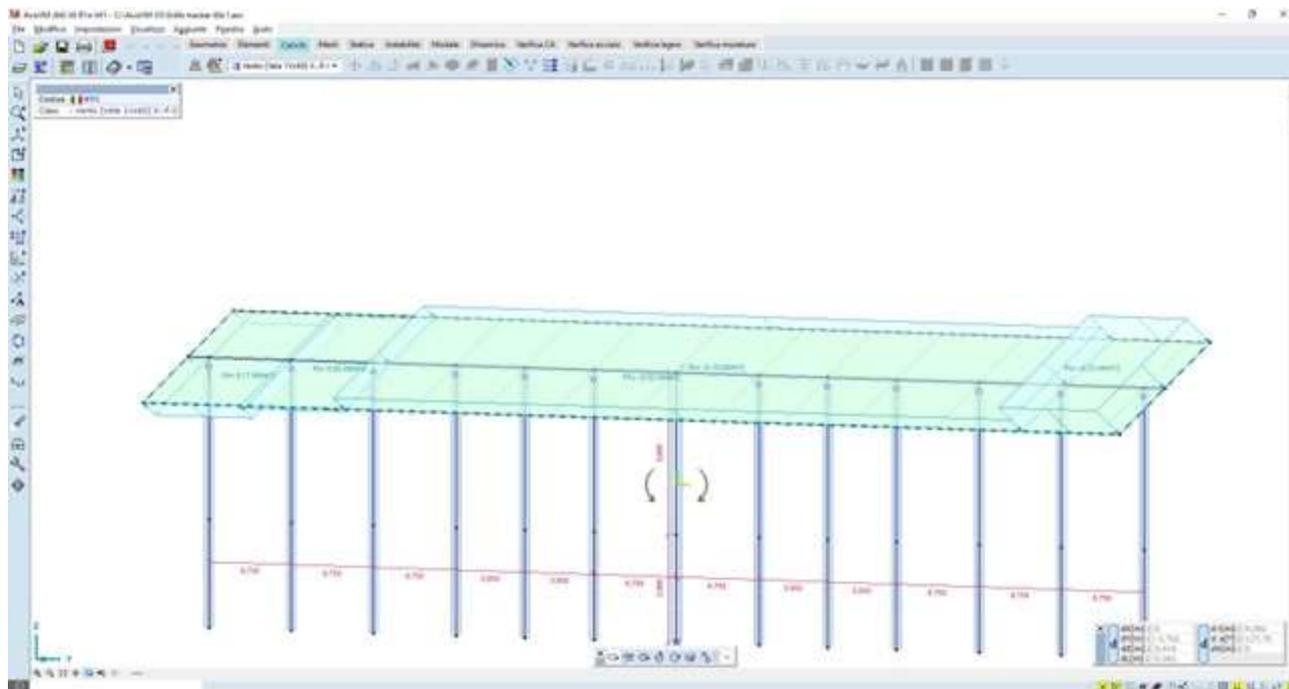


Figura 5-5 – carico vento X-P.O.

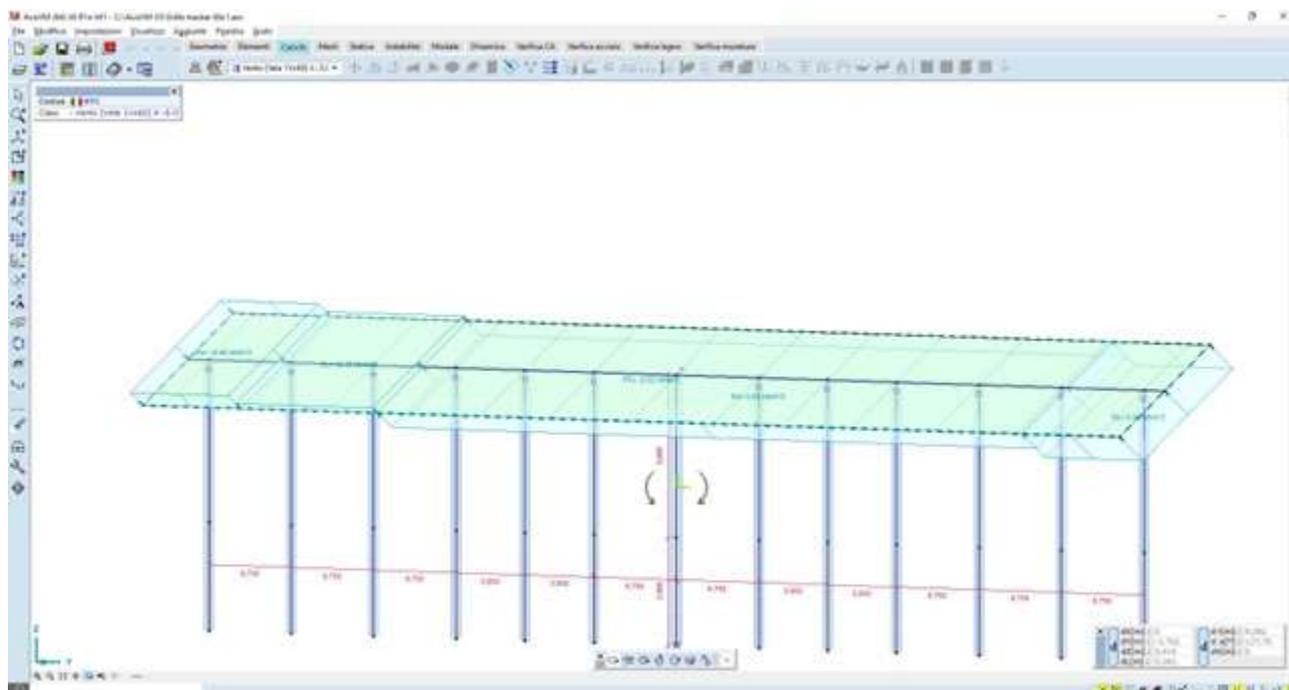


Figura 5-6 – carico vento X-S.O.

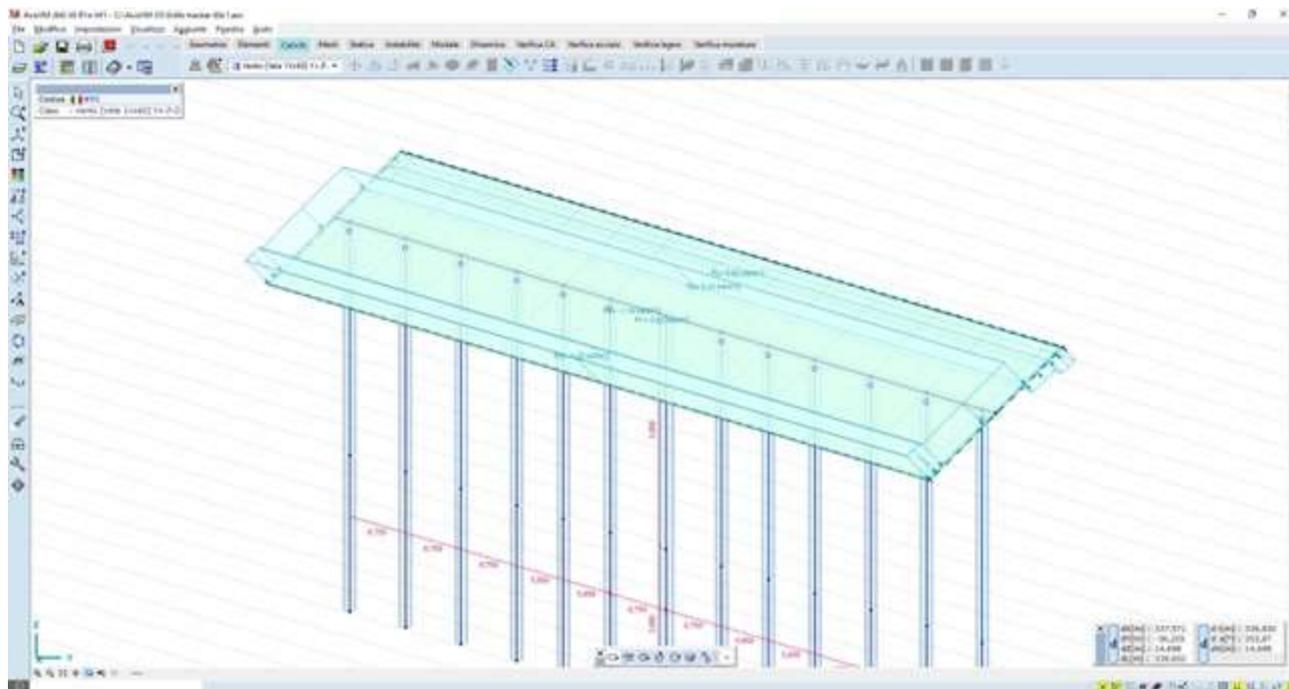


Figura 5-7 – Y+P.O.

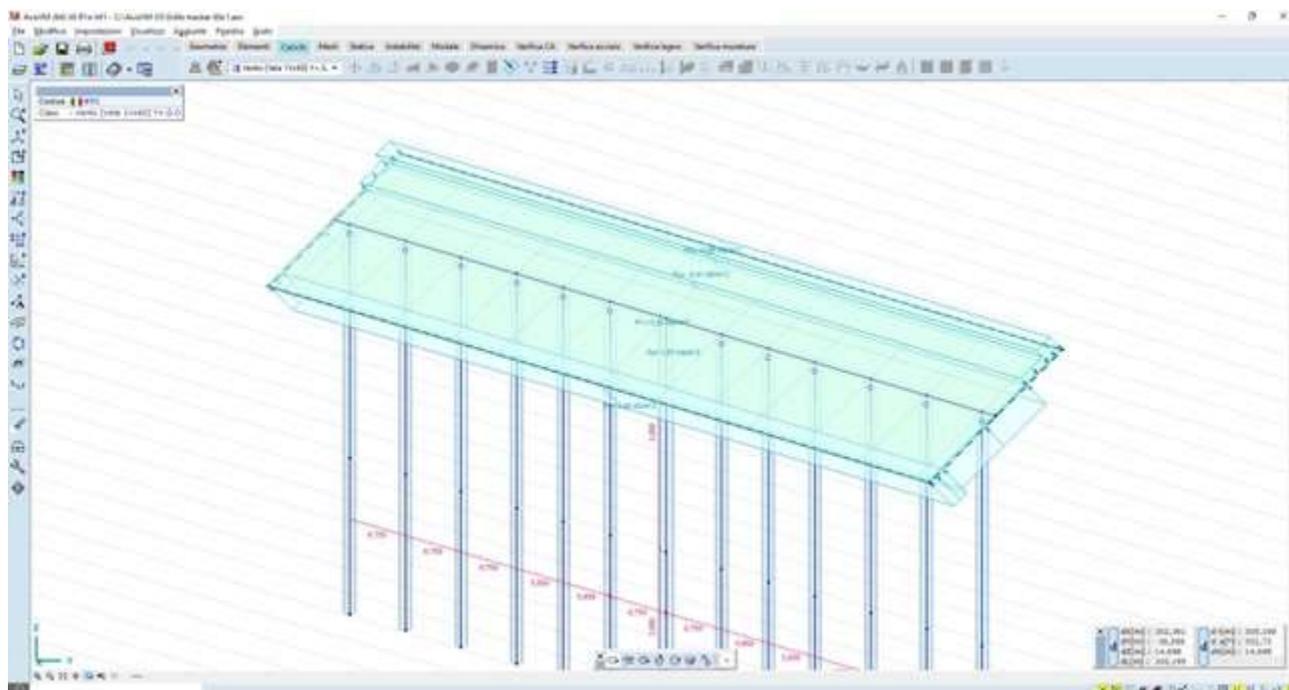


Figura 5-8 – Y+S.O.

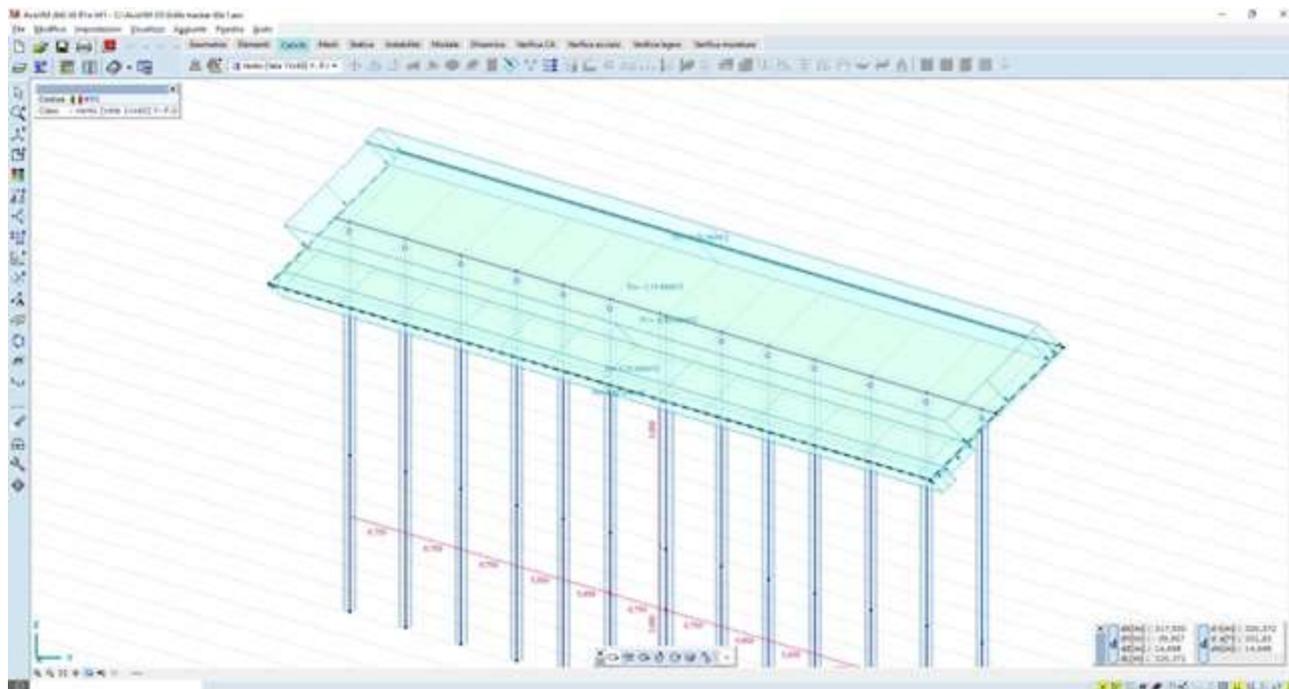


Figura 5-9 – Y-P.O.

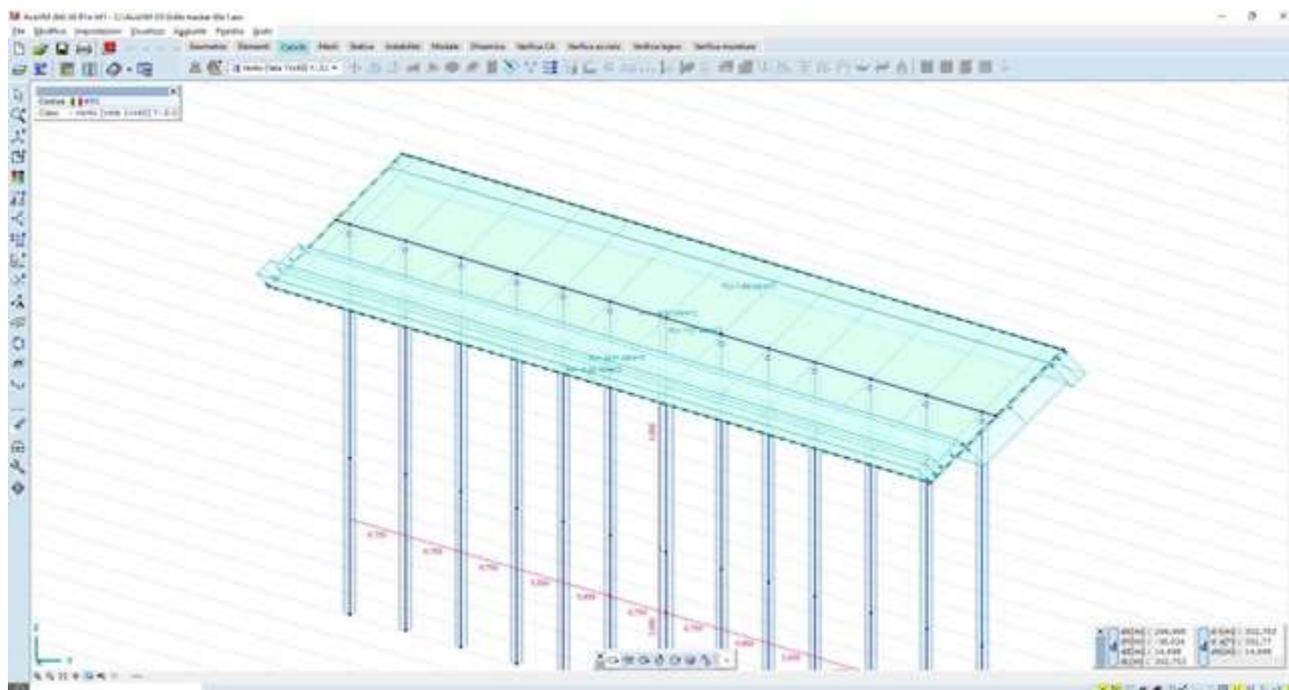


Figura 5-10 – Y-S.O.

5.3 RISULTATI NUMERICI

Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti. Si pone particolare attenzione in questa fase preliminare di progetto a quelli che sono gli spostamenti attesi della vela sotto l'azione prevalente dei carichi vento. In particolare, quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali.

5.3.1 Spostamenti

I massimi spostamenti orizzontali si registrano nelle configurazioni di carico Y+P.O., Y+S.O., Y-P.O., Y-S.O.

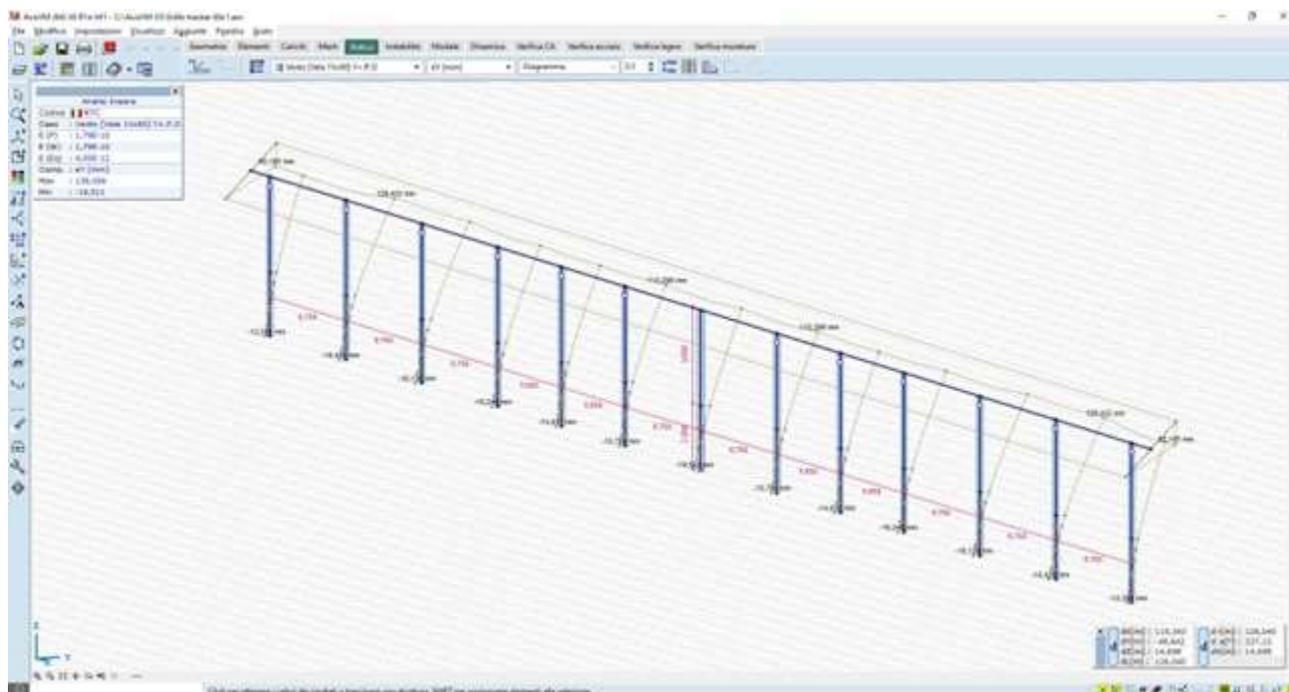


Figura 5-11 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O.

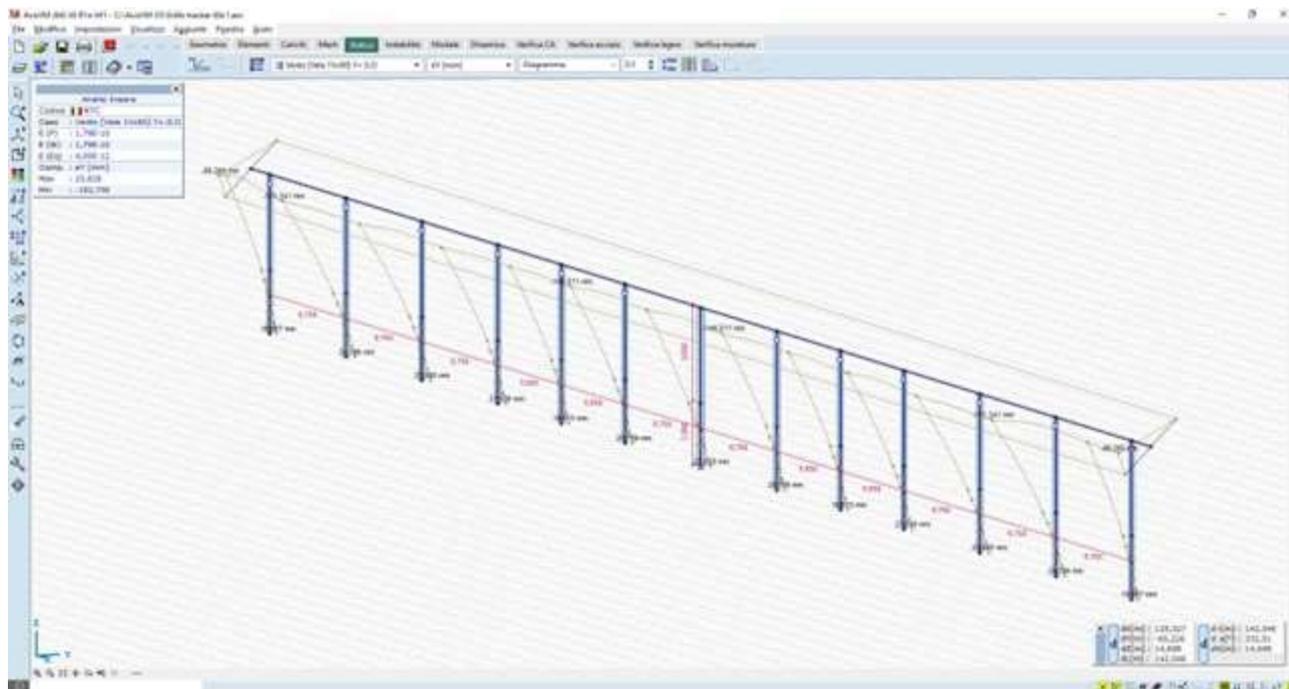


Figura 5-12 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O.

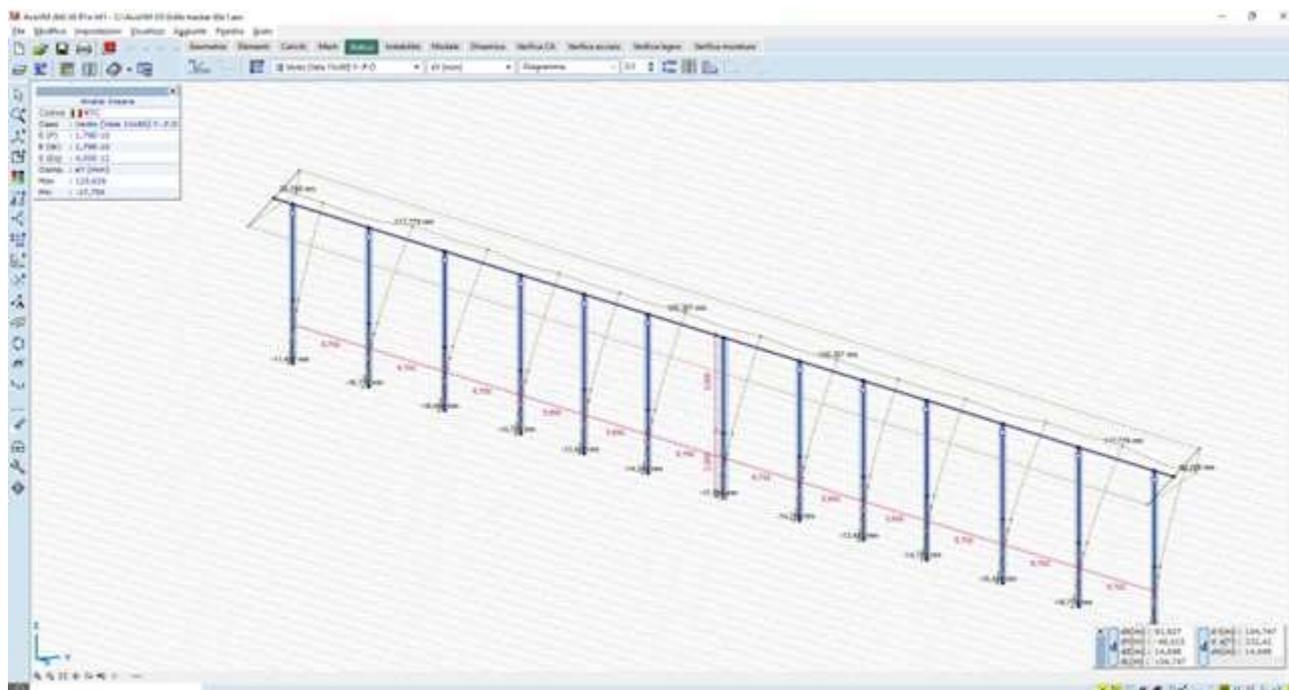


Figura 5-13 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-P.O.

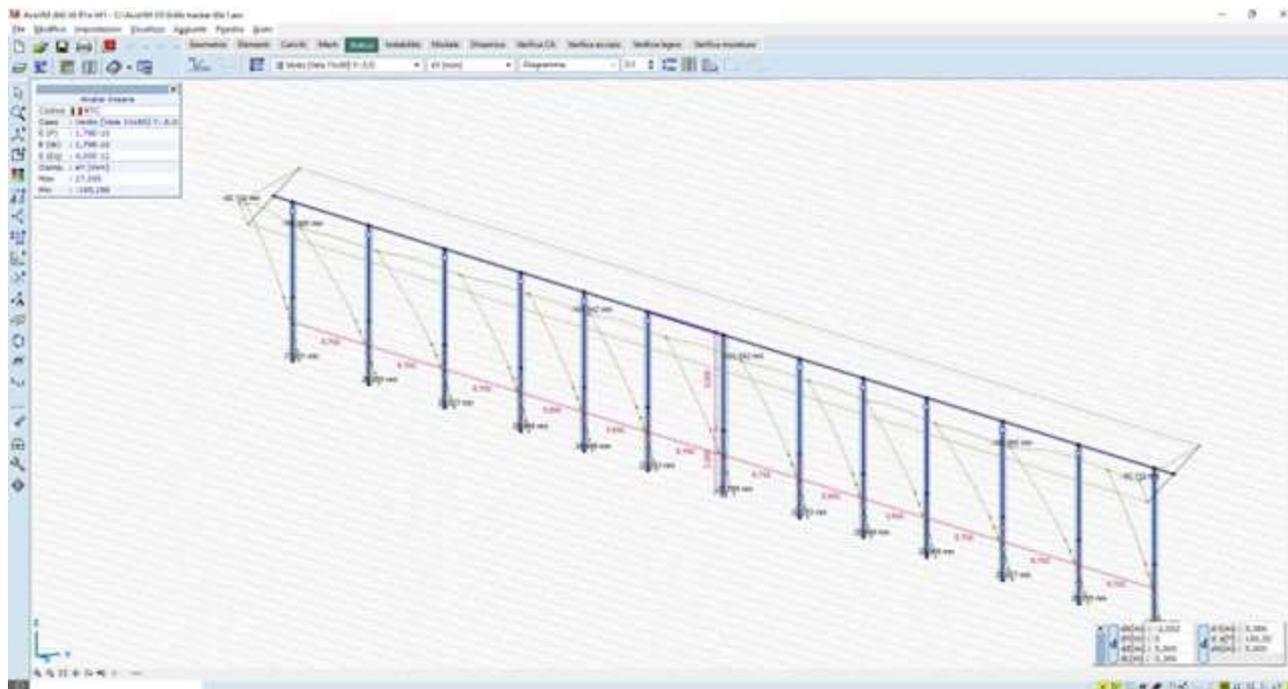


Figura 5-14 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.

I valori di spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 120mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 20mm; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni ormai diffuse sul territorio nazionale. Si dovrà tuttavia, nella fase di progettazione esecutiva, mettere in atto una campagna di test in sito – pull out test e test per carico laterale – in modo tale da confrontare le stime numeriche con i valori realmente riscontrabili in campo.

5.3.2 Sollecitazioni

Per quel che riguarda i montanti verticali, le massime sollecitazioni sono:

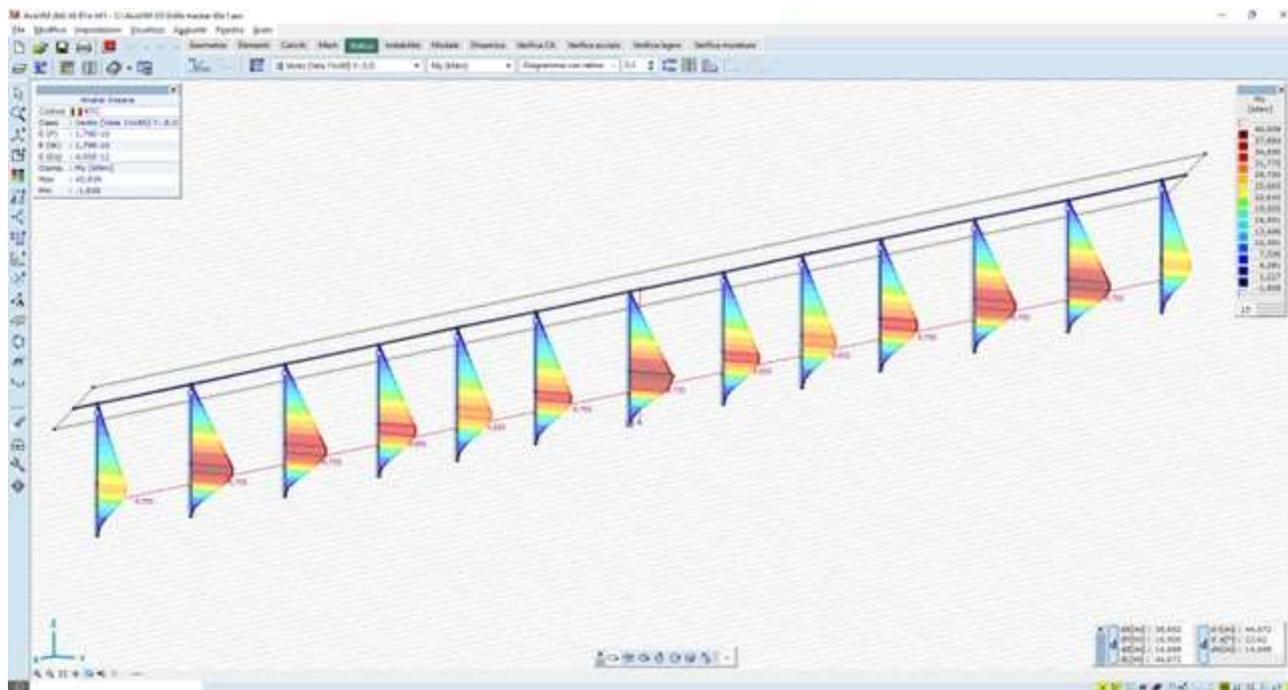


Figura 5-15 – momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 37 $kN*m$ – combinazione Y-S.O.

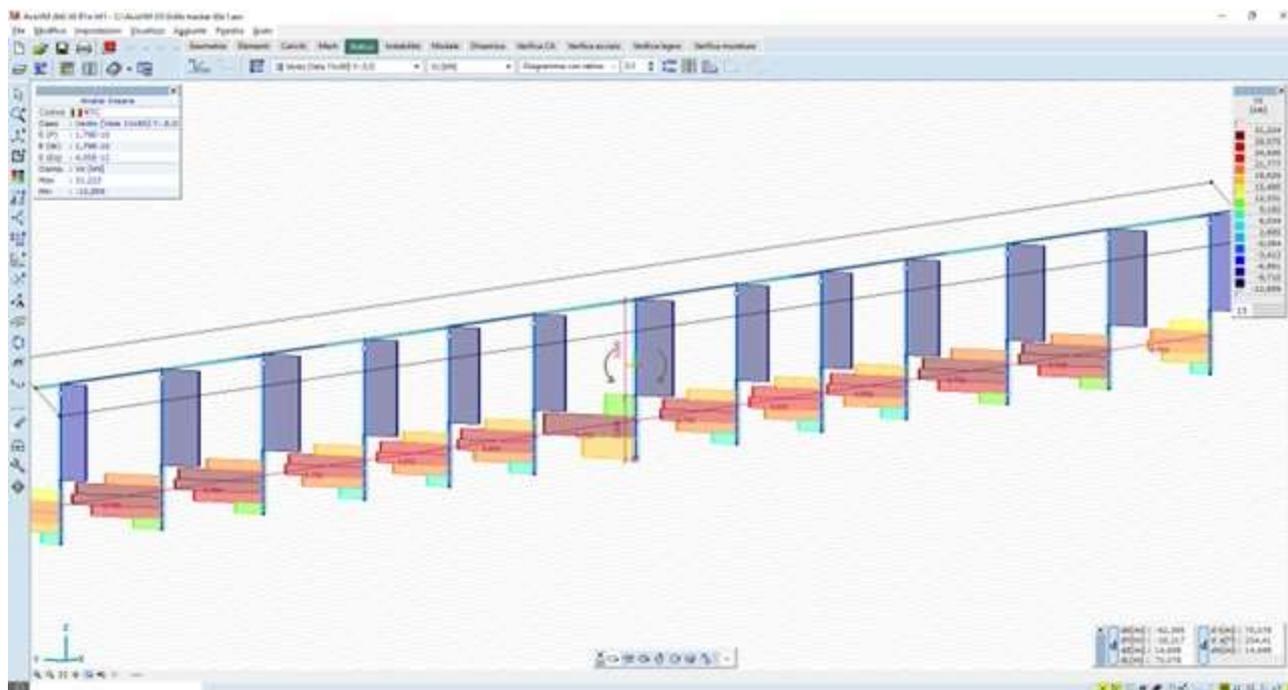


Figura 5-16 – taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 28 kN – combinazione Y-S.O.

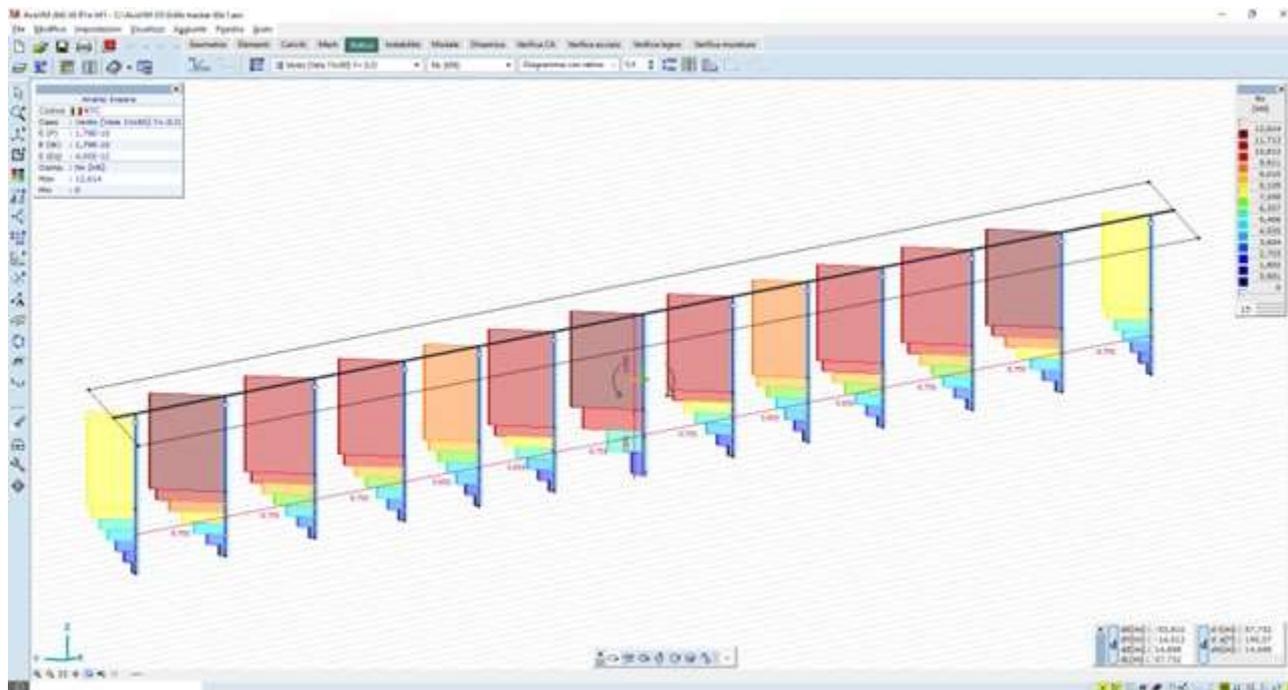


Figura 5-17 – carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 10 kN – combinazione Y-S.O.

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, invece:

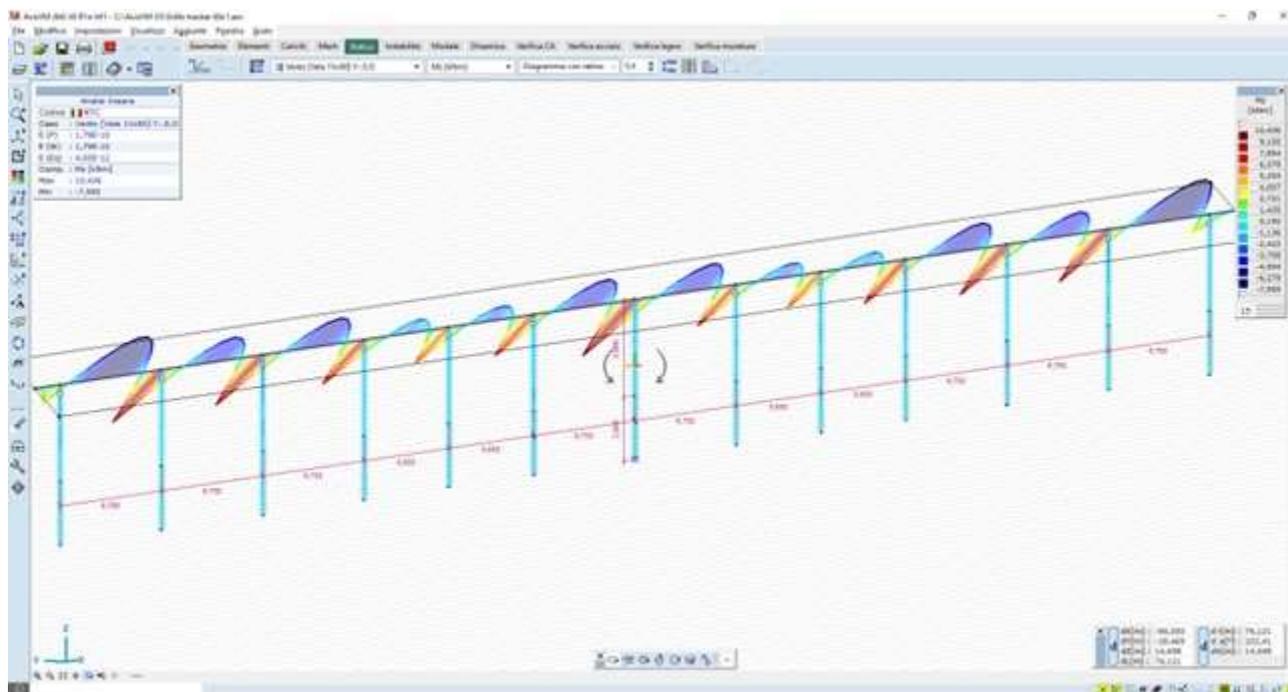


Figura 5-18 – momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 9 kN*m – combinazione Y-S.O.

6 TRACKER MONOASSIALE 1x28

6.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

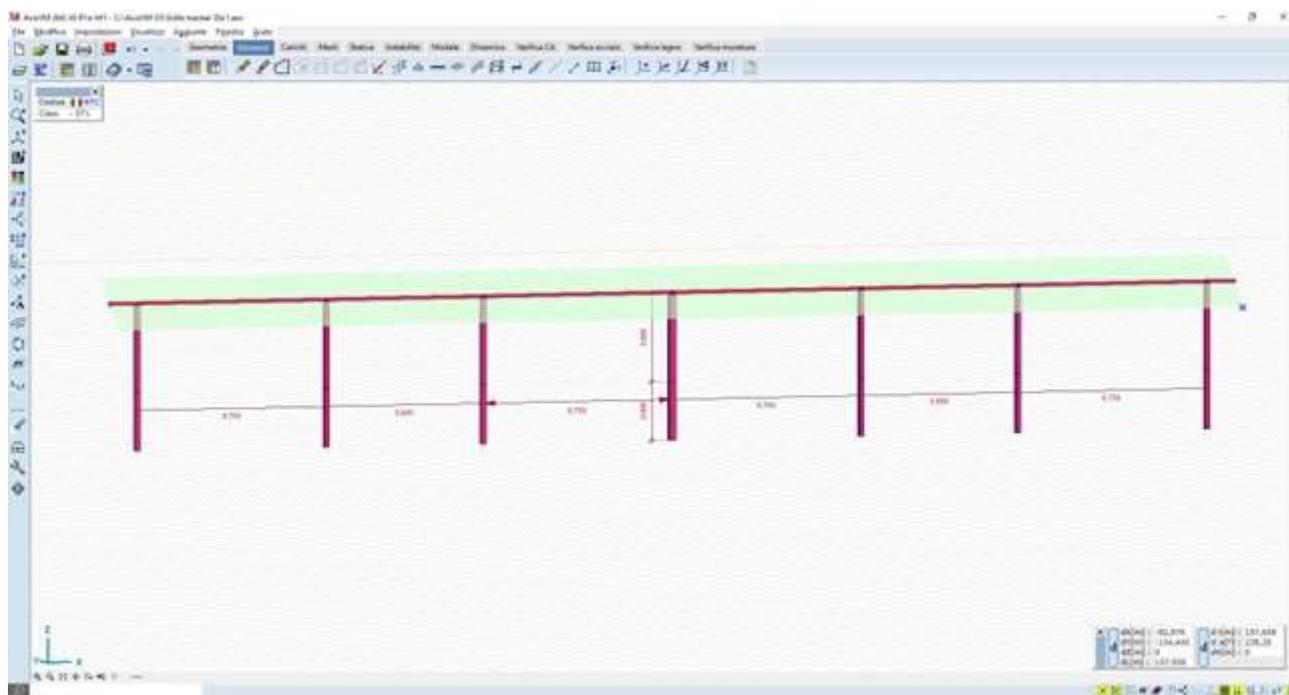


Figura 6-1 – modello ad elementi finiti – vista frontale

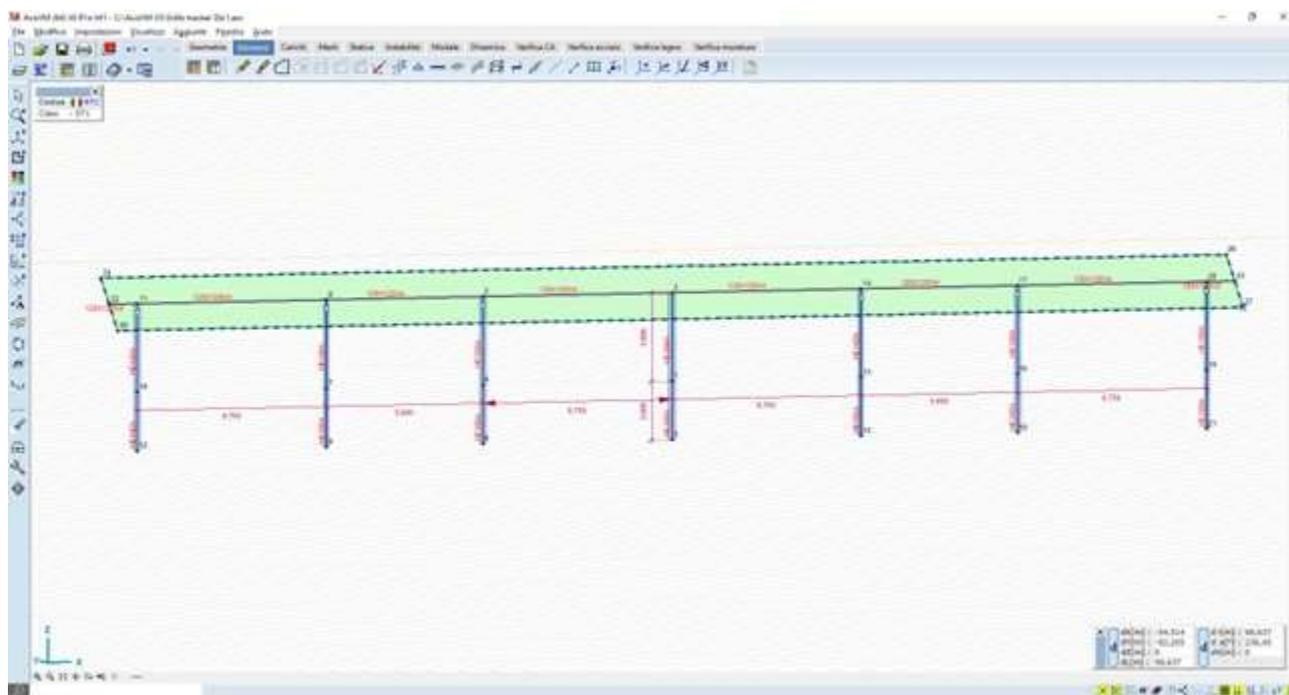


Figura 6-2 – modello ad elementi finiti – vista 3D

6.2 CASI DI CARICO

Vengono generati n.8 casi di carico vento, come di seguito illustrato:

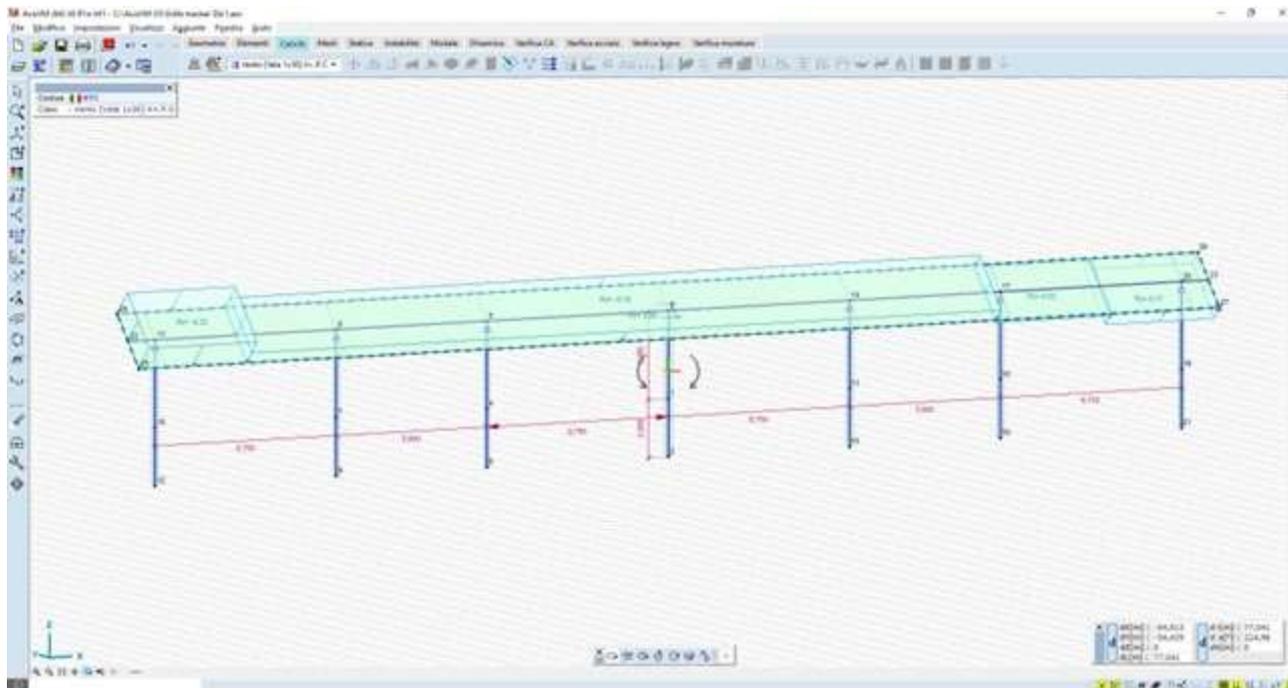


Figura 6-3 – carico vento X+P.O.

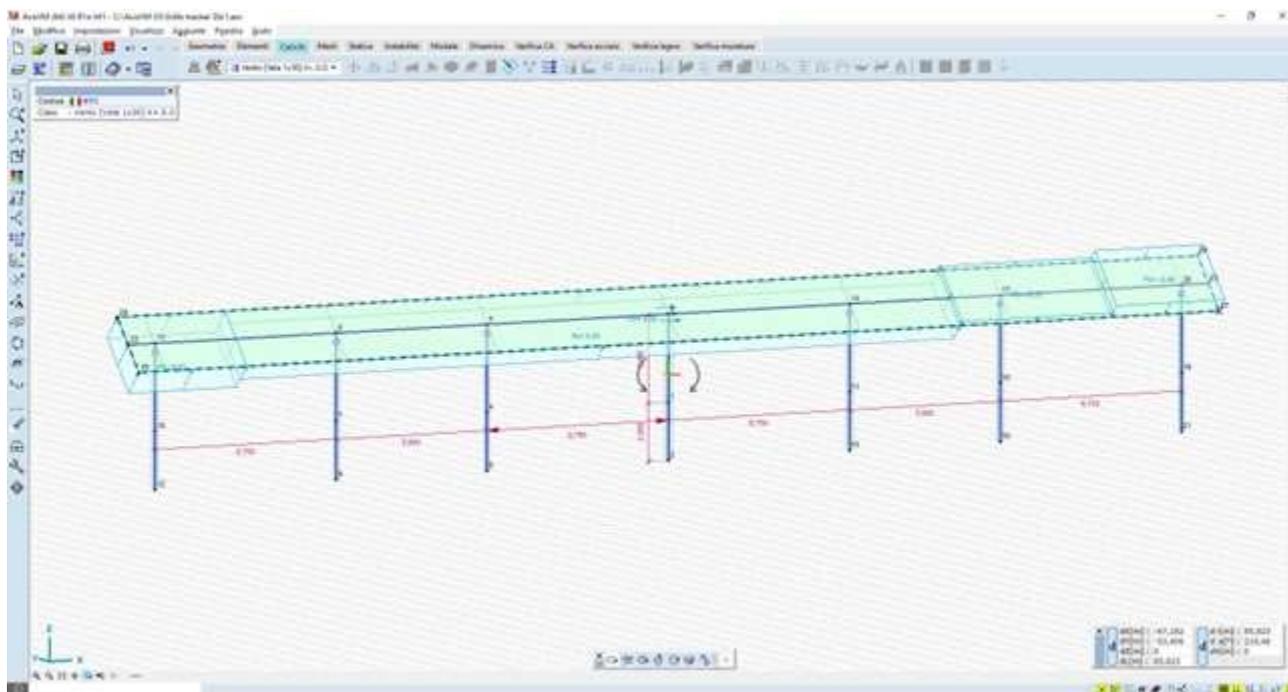


Figura 6-4 – carico vento X+S.O.

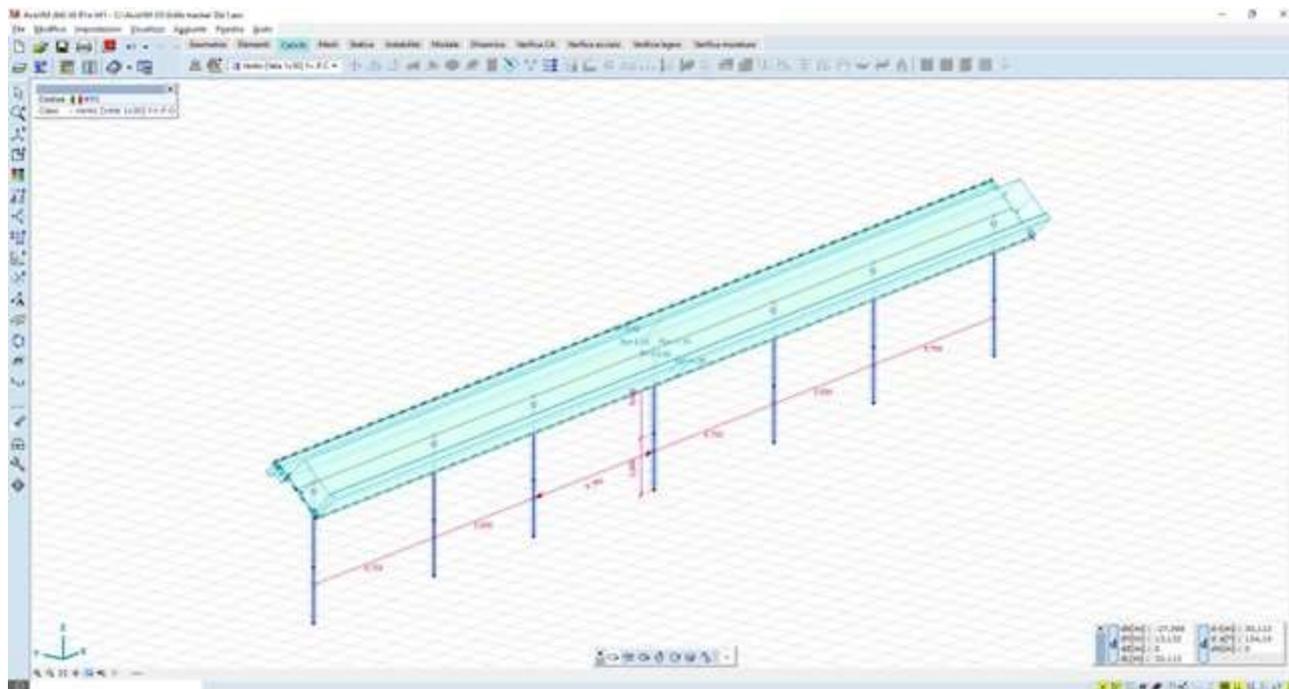


Figura 6-7 – Y+P.O.

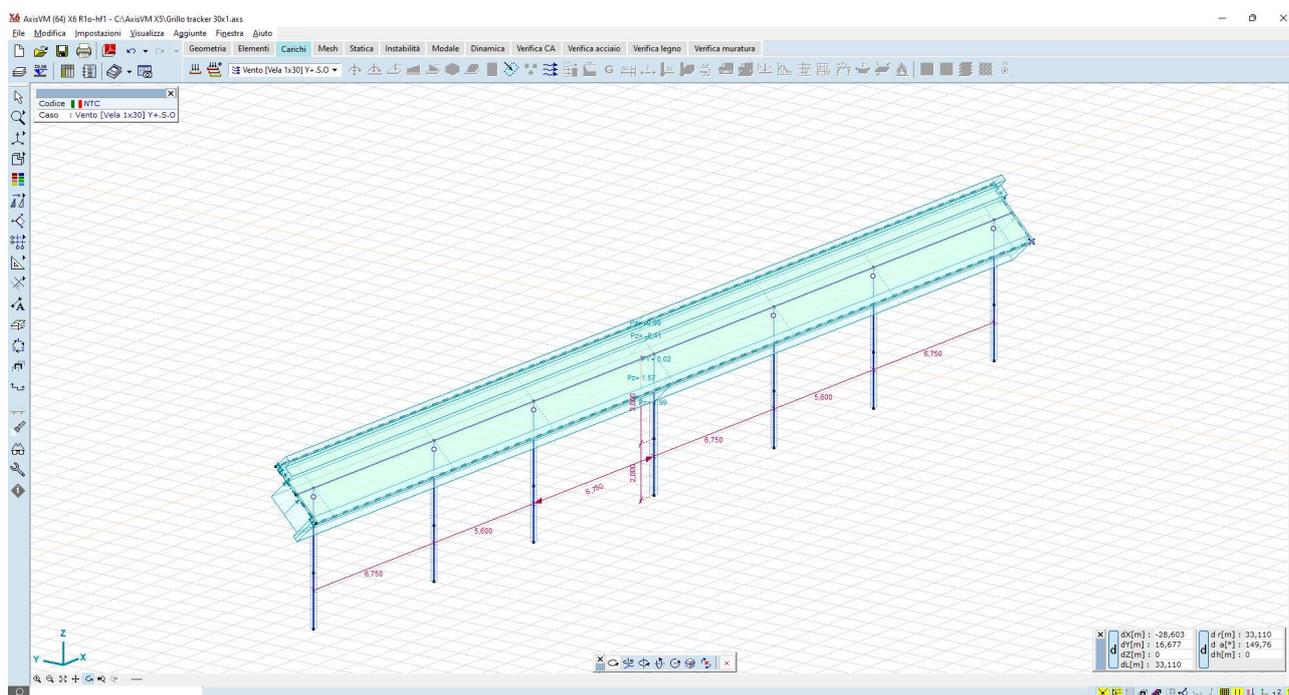


Figura 6-8 – Y+S.O.

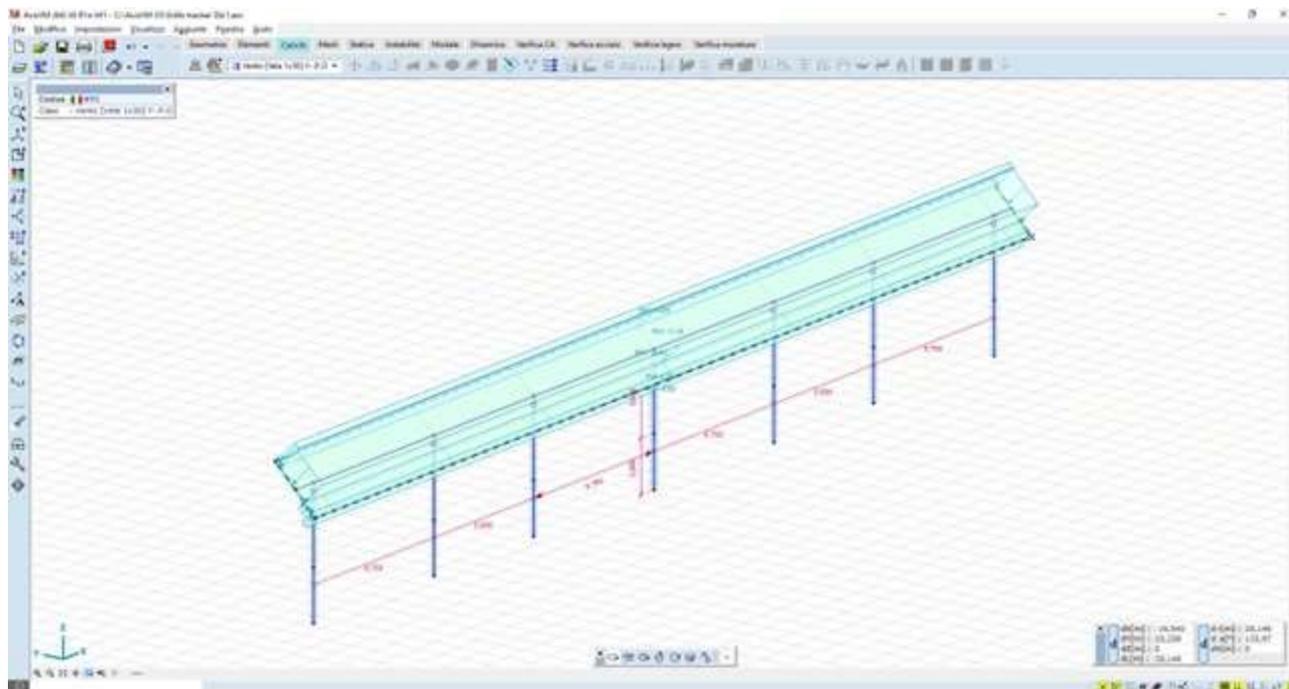


Figura 6-9 – Y-P.O.

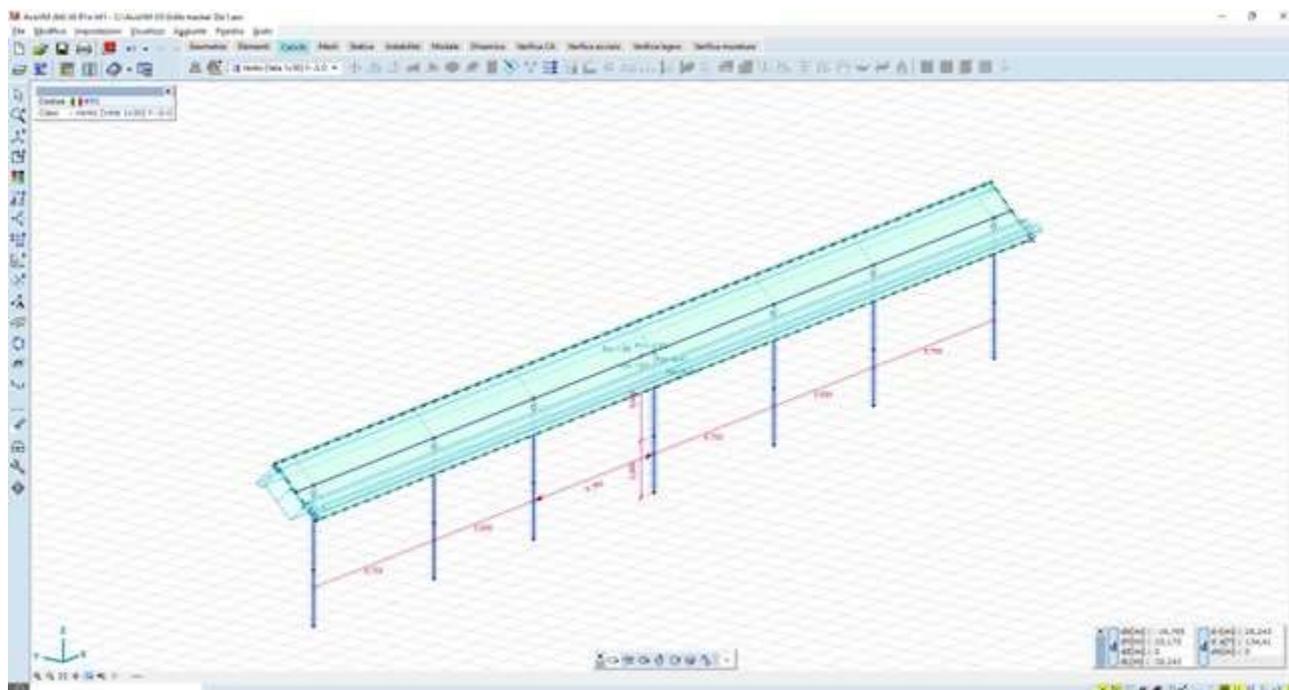


Figura 6-10 – Y-S.O.

6.3 RISULTATI NUMERICI

Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti. Si pone particolare attenzione in questa fase preliminare di progetto a quelli che sono gli spostamenti attesi della vela sotto l'azione prevalente dei carichi vento. In particolare, quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali.

6.3.1 Spostamenti

I massimi spostamenti orizzontali si registrano nelle configurazioni di carico Y+P.O., Y+S.O, Y-P.O., Y-S.O.

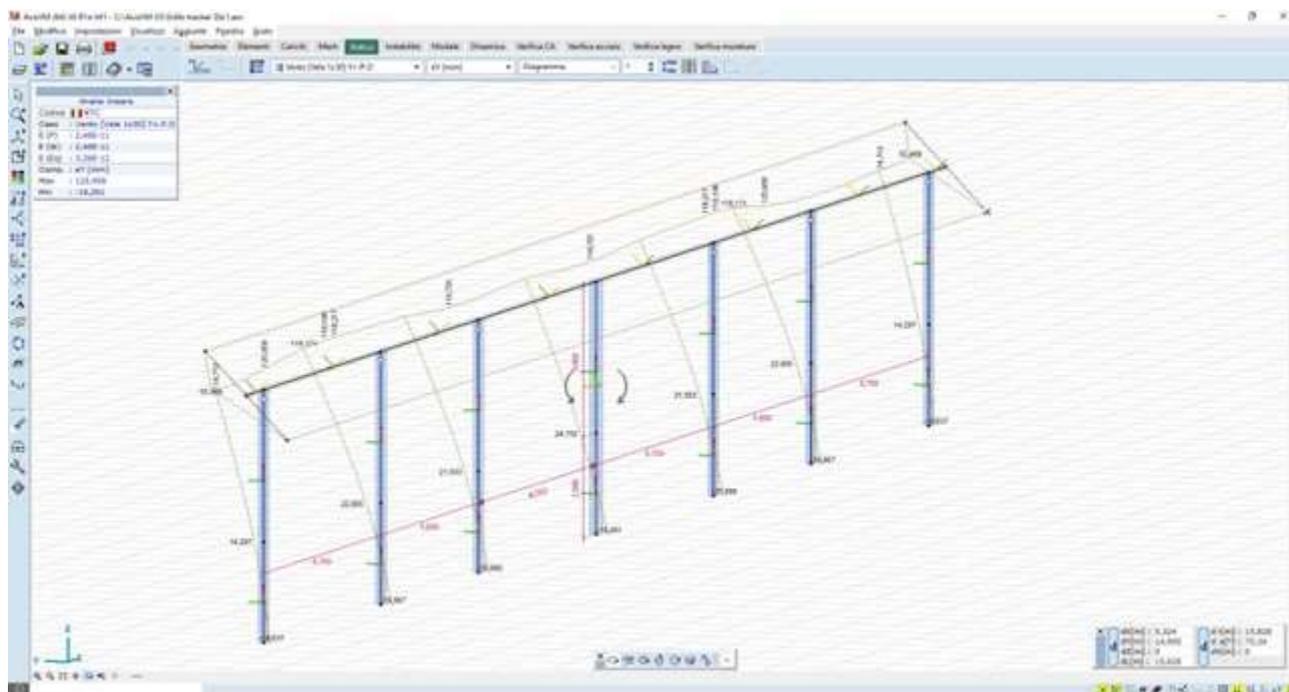


Figura 6-11 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O.

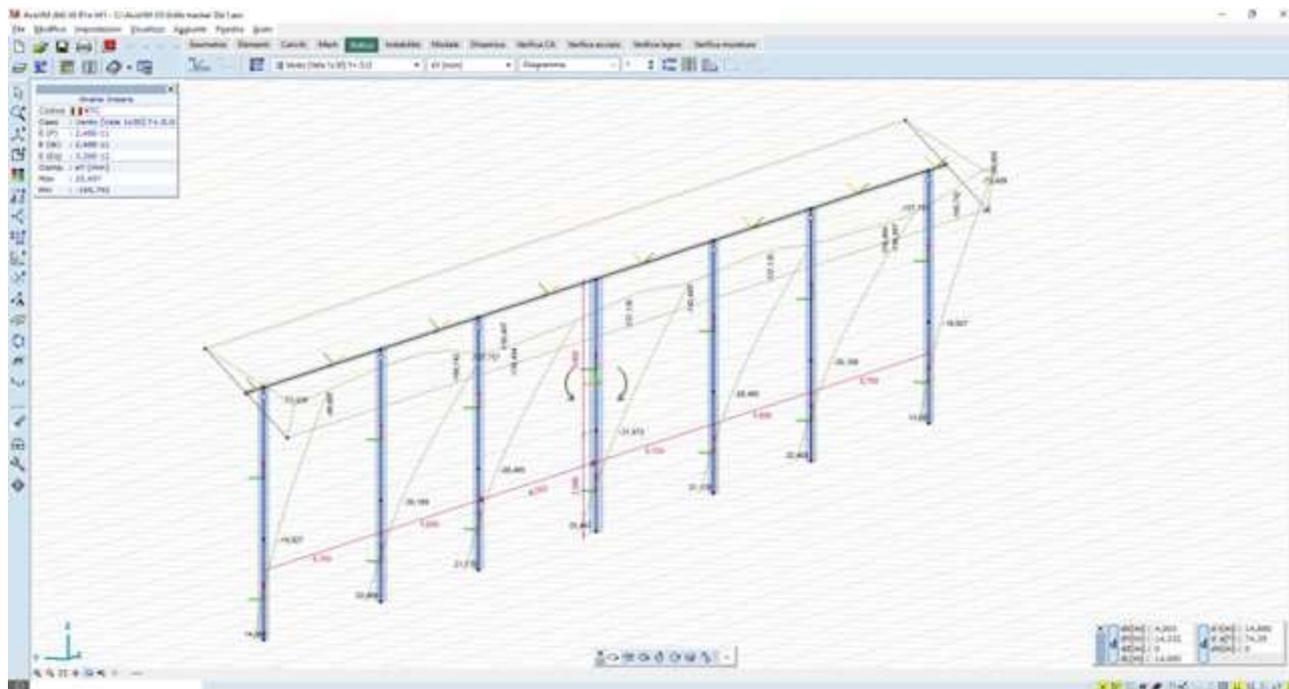


Figura 6-12 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O.

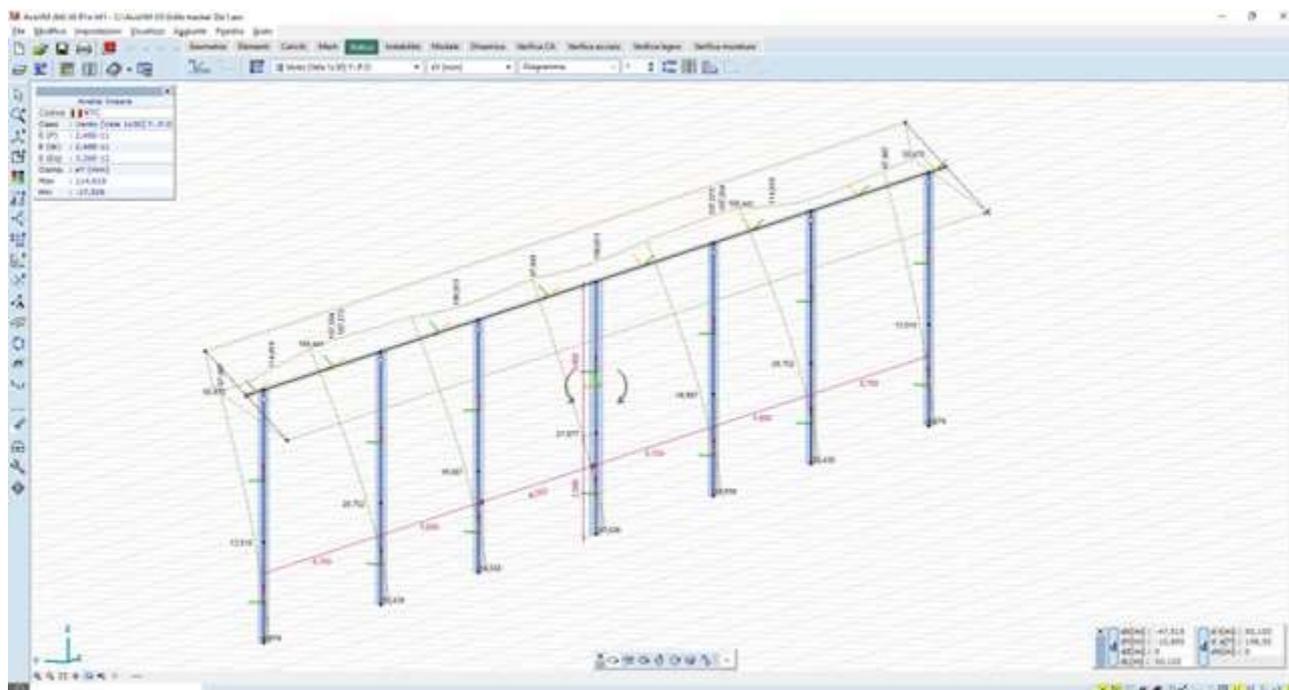


Figura 6-13 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-P.O.

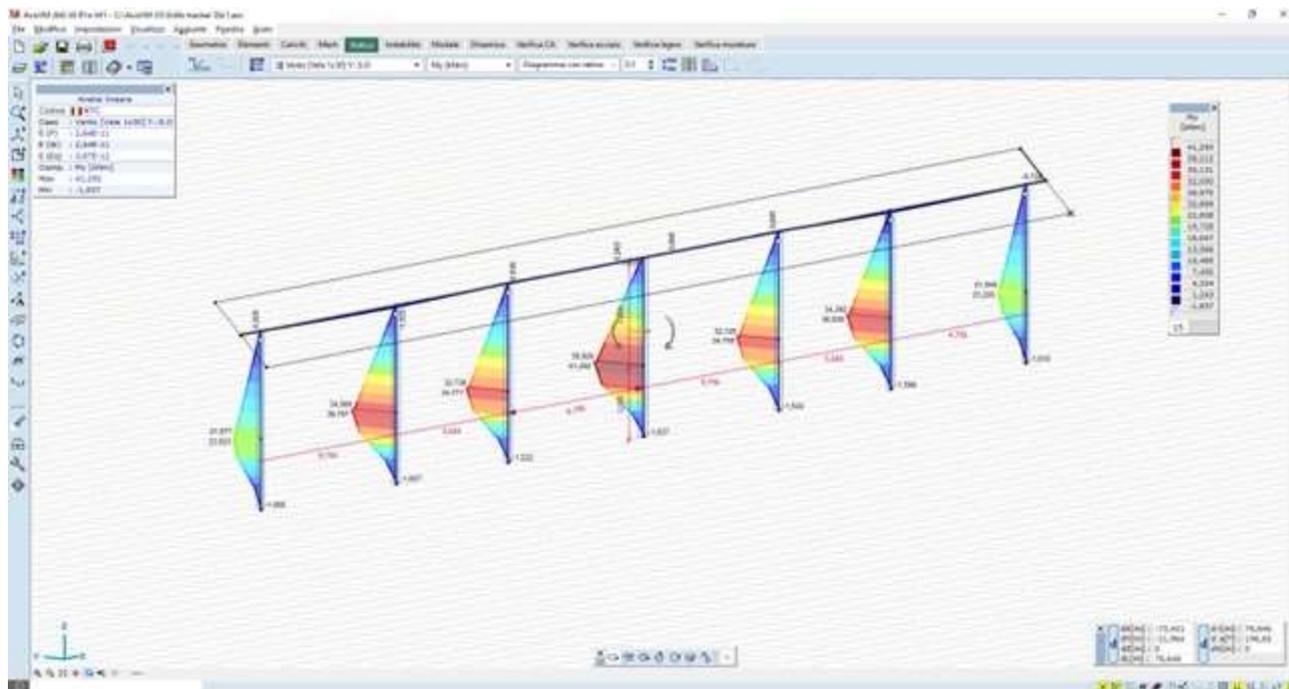


Figura 6-15 – momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 38 kN*m – combinazione Y-S.O.

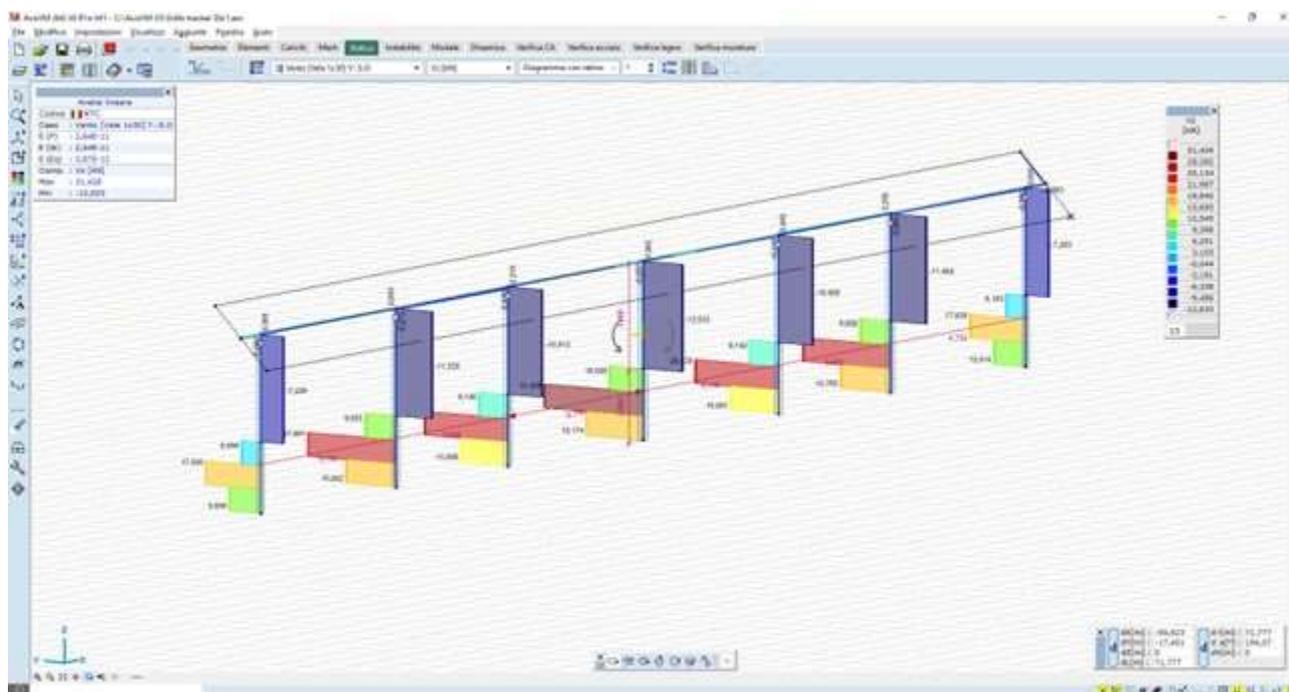


Figura 6-16 – taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 28 kN – combinazione Y-S.O.

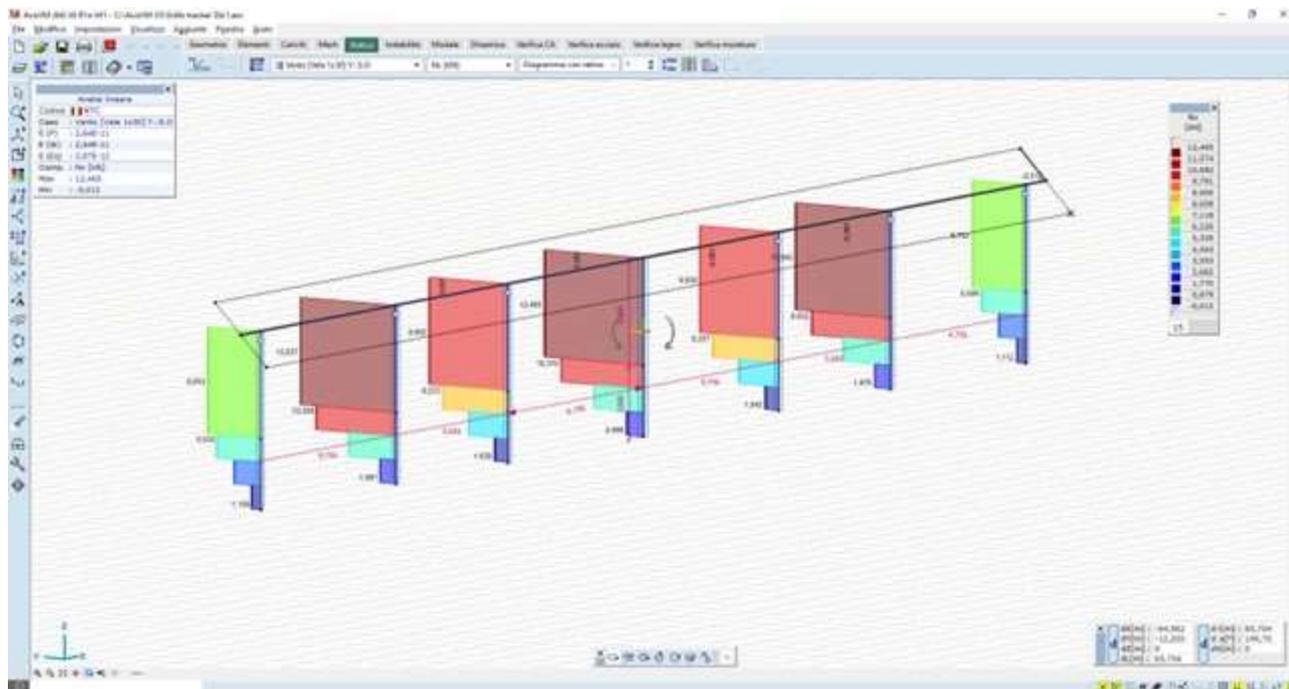


Figura 6-17 – carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 10 kN – combinazione Y-S.O.

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, invece:

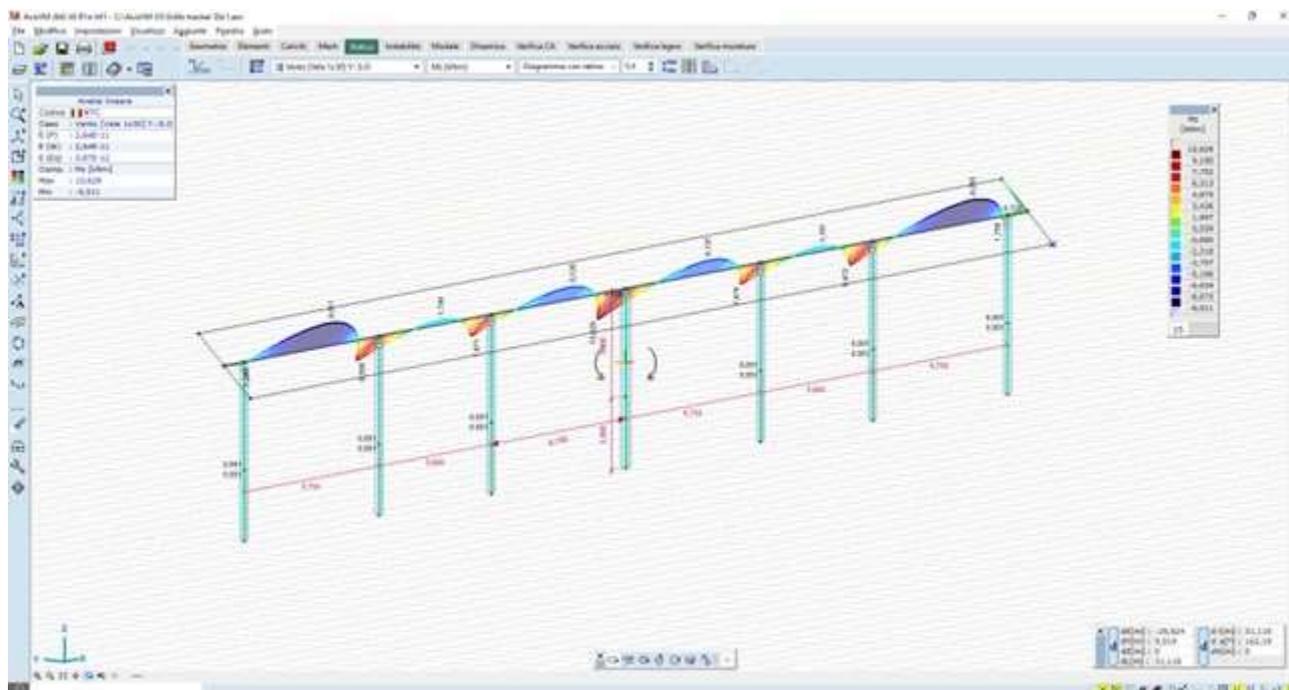


Figura 6-18 – momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 9 kN*m – combinazione Y-S.O.

7 TRACKER MONOASSIALE 1x14

7.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

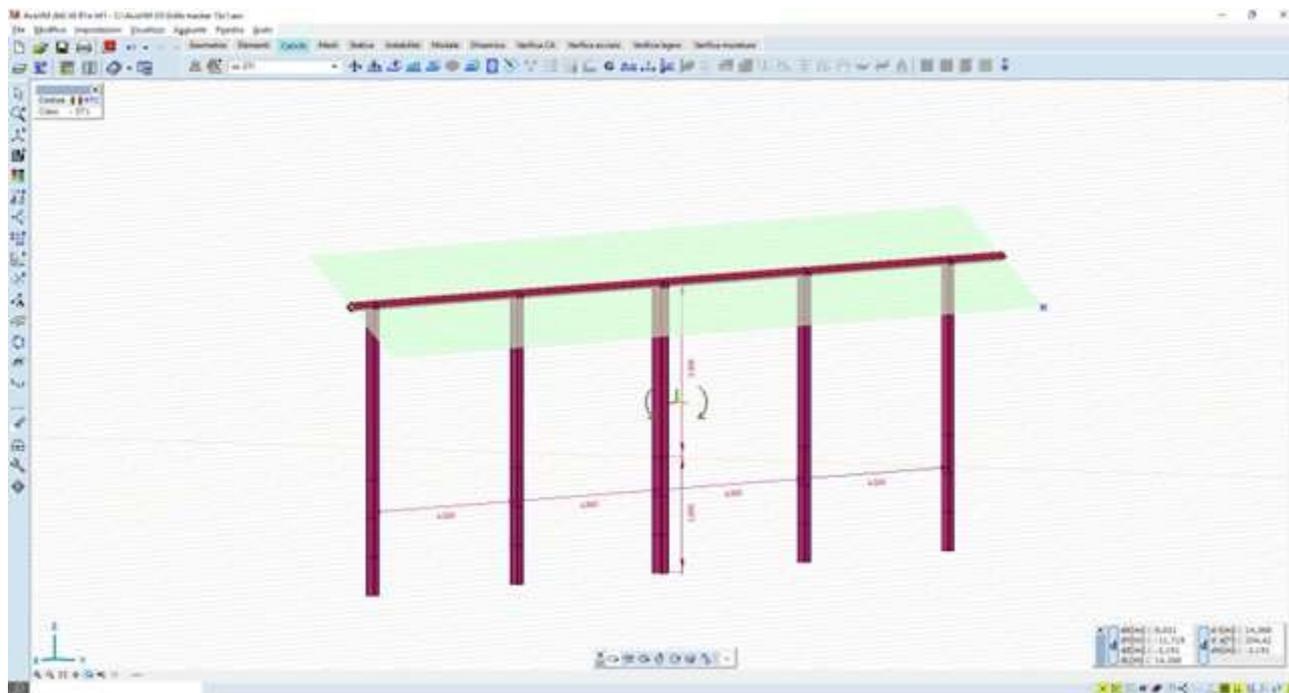


Figura 7-1 – modello ad elementi finiti – vista frontale

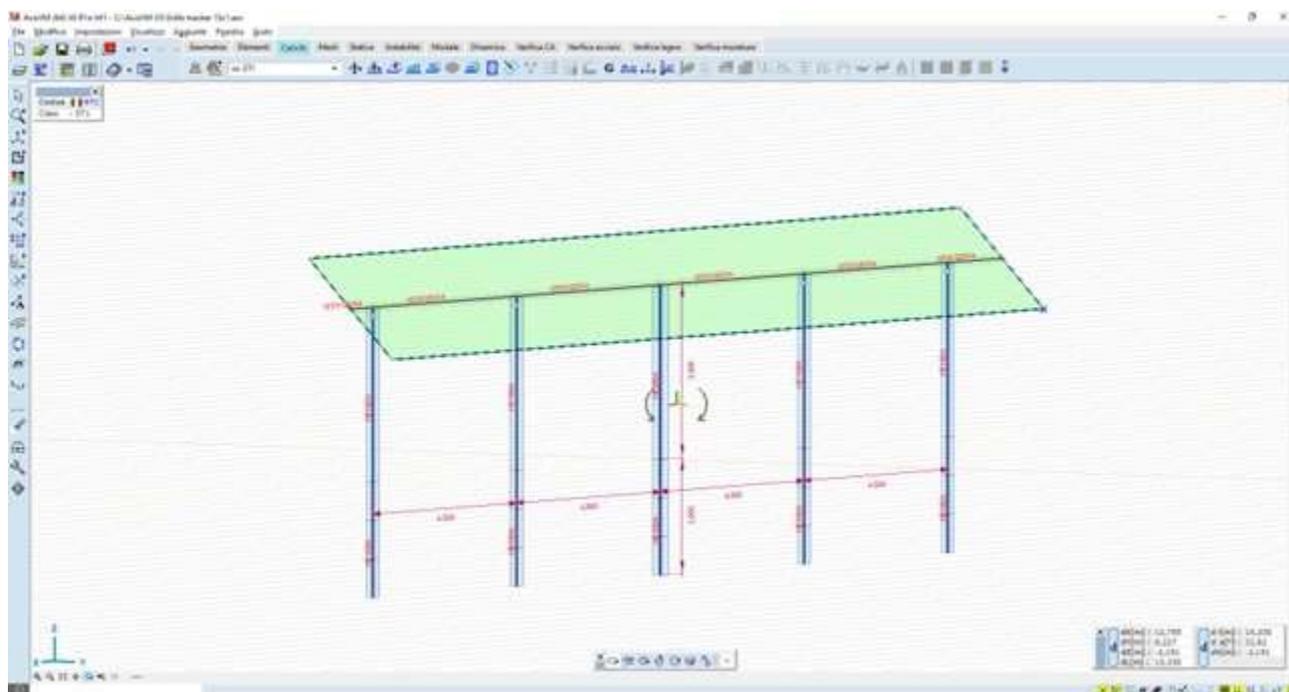


Figura 7-2 – modello a elementi finiti – vista 3D

7.2 CASI DI CARICO

Vengono generati n.8 casi di carico vento, come di seguito illustrato:

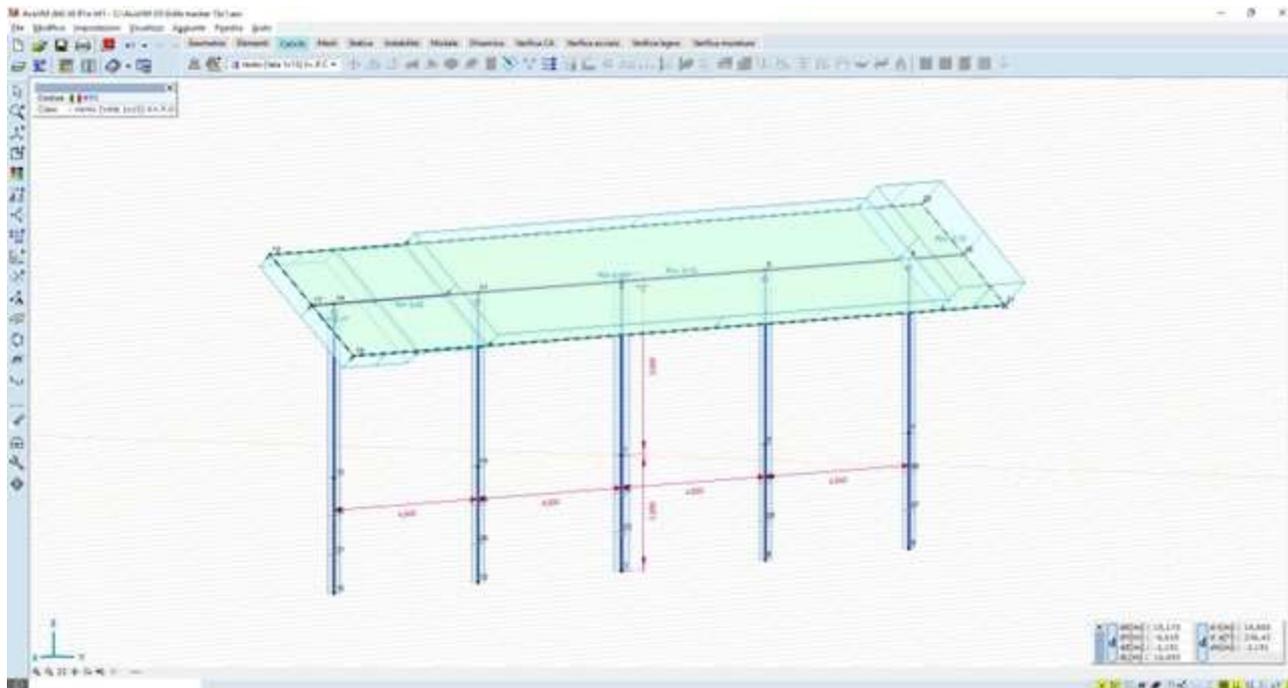


Figura 7-3 – carico vento X+P.O.

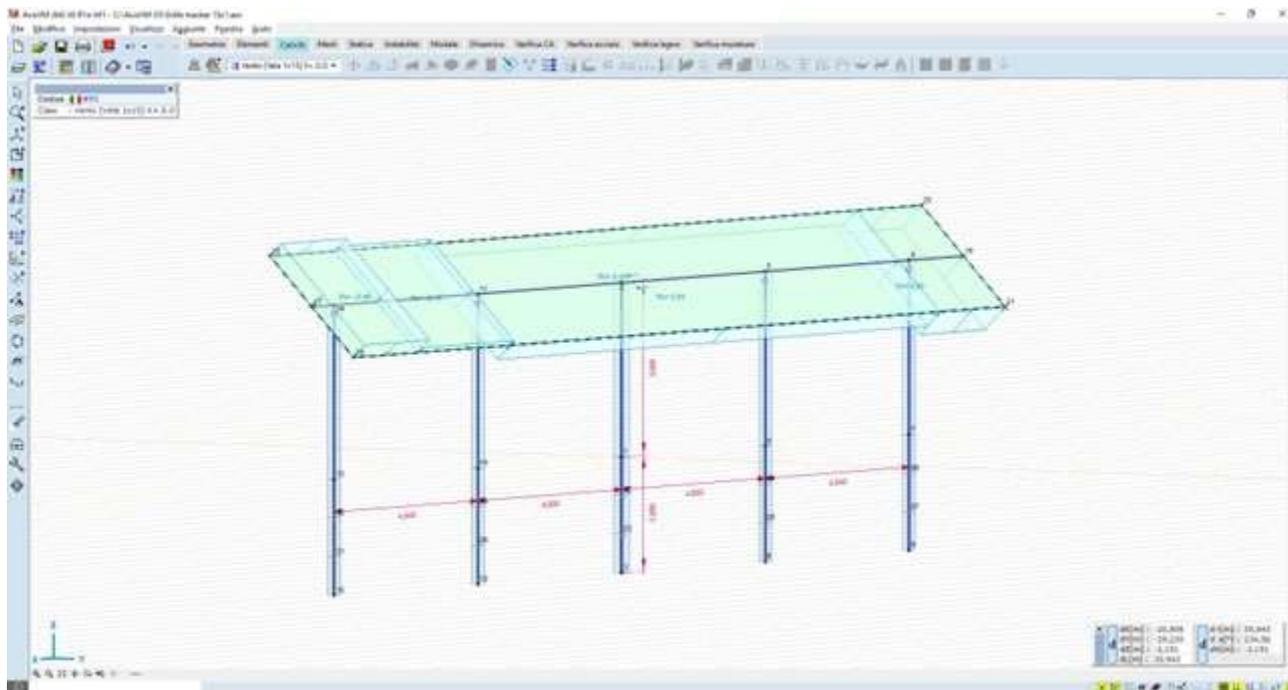


Figura 7-4 – carico vento X+S.O.

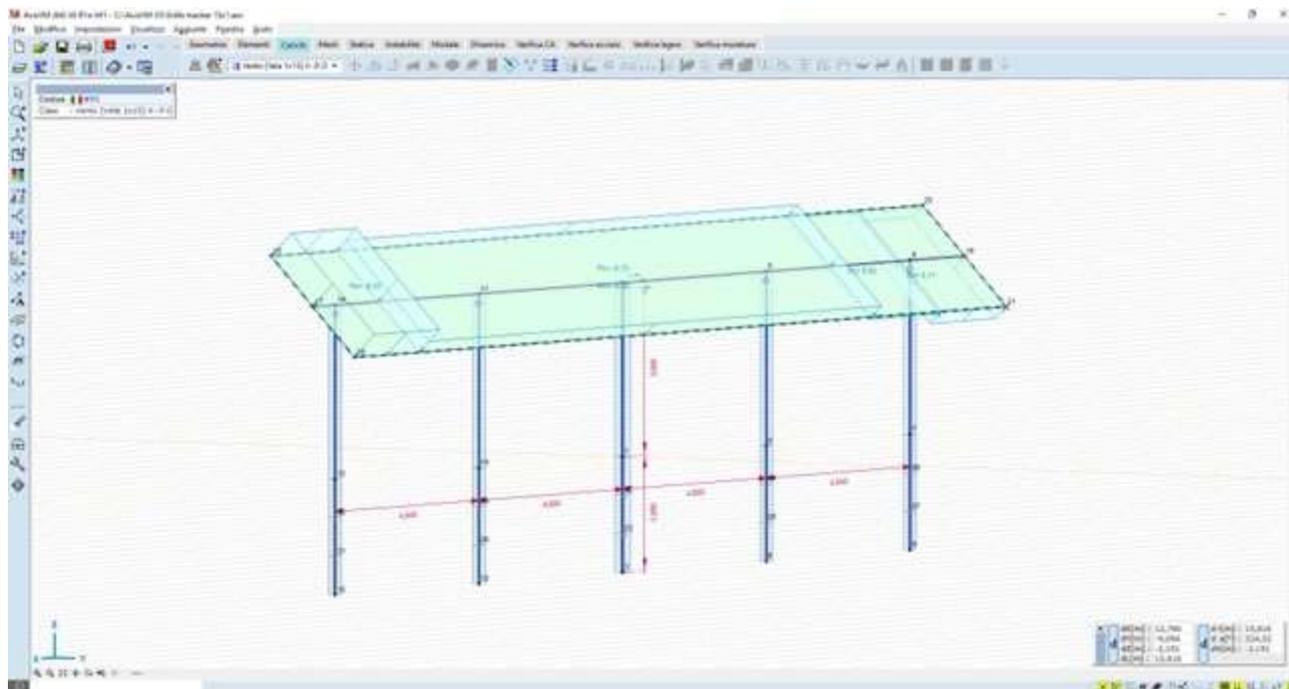


Figura 7-5 – carico vento X-P.O.

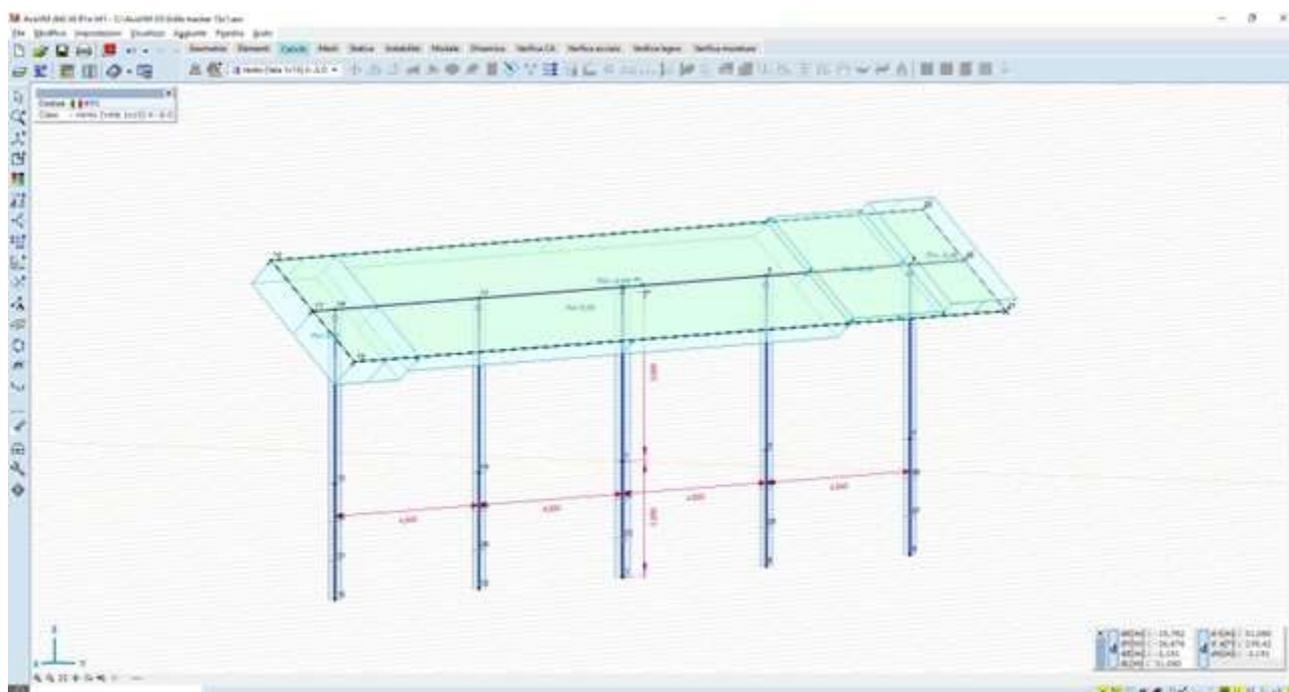


Figura 7-6 – carico vento X-S.O.

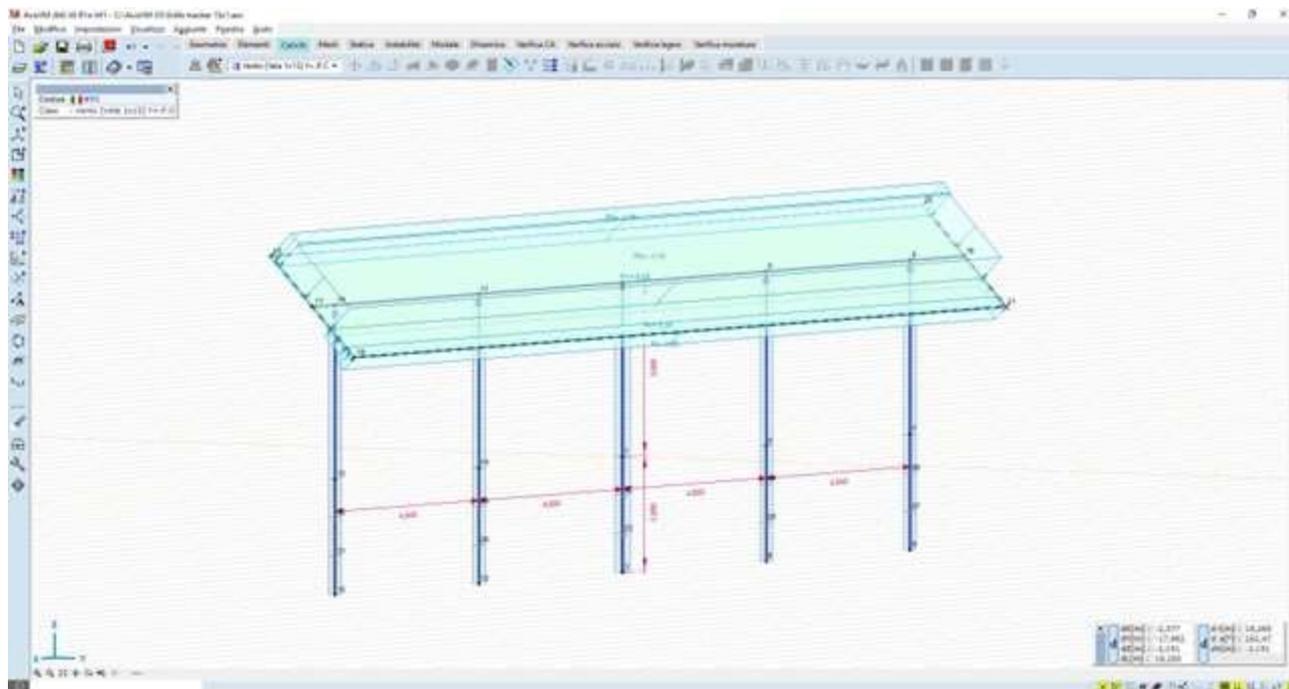


Figura 7-7 – Y+P.O.

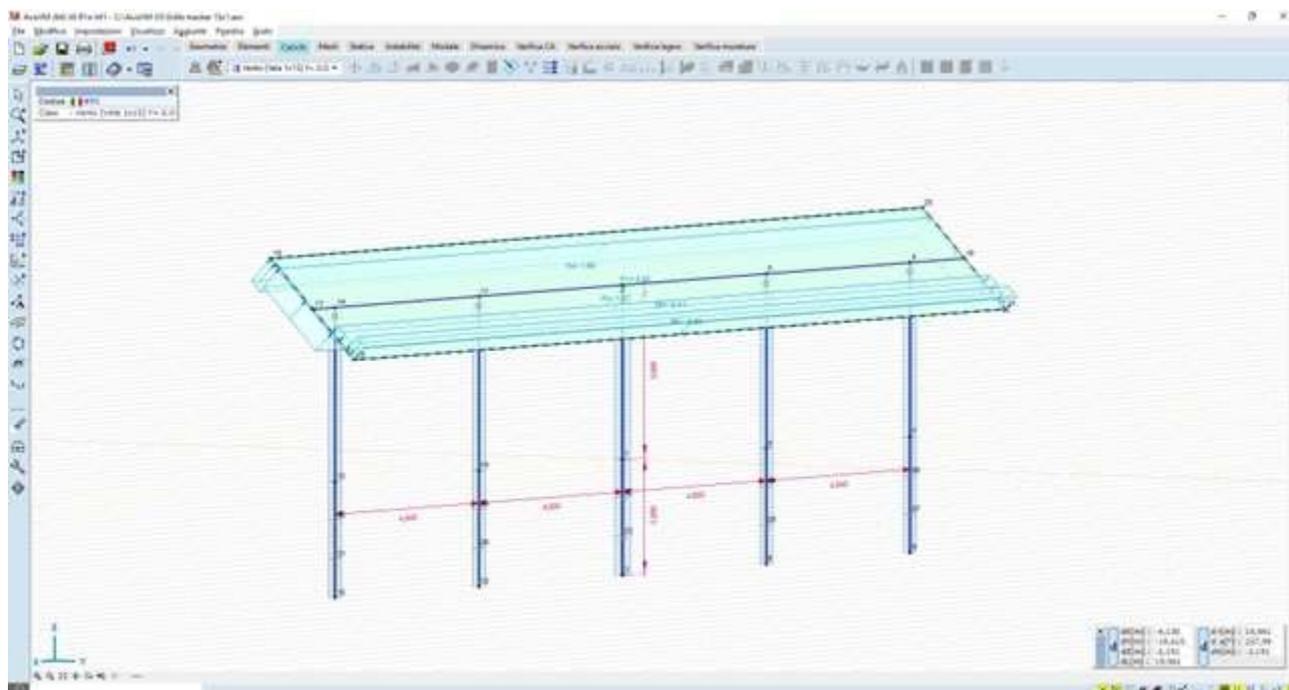


Figura 7-8 – Y+S.O.

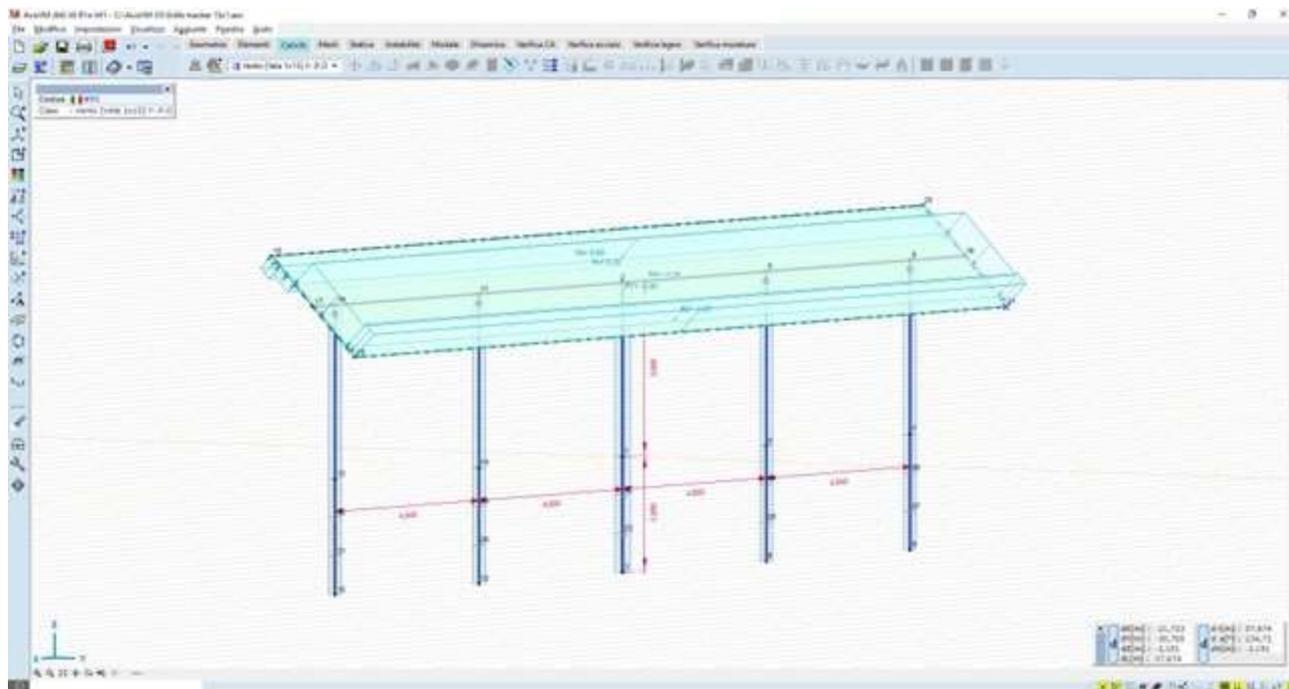


Figura 7-9 – Y-P.O.

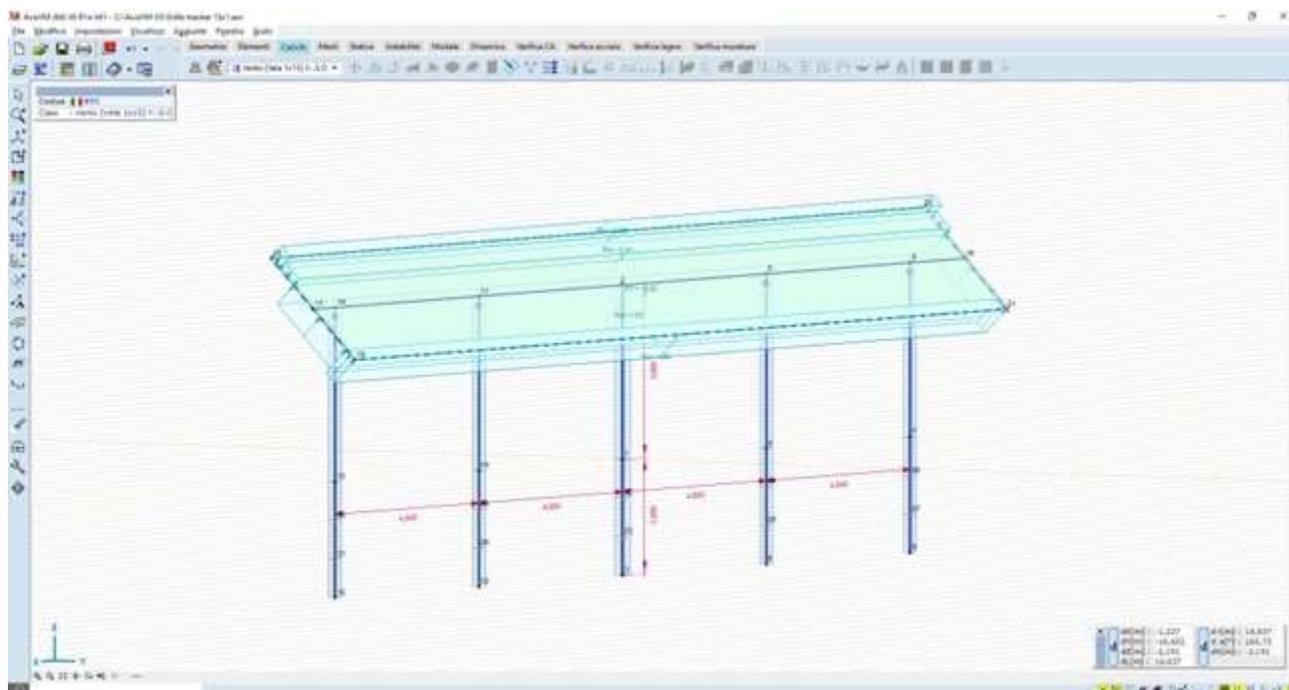


Figura 7-10 – Y-S.O.

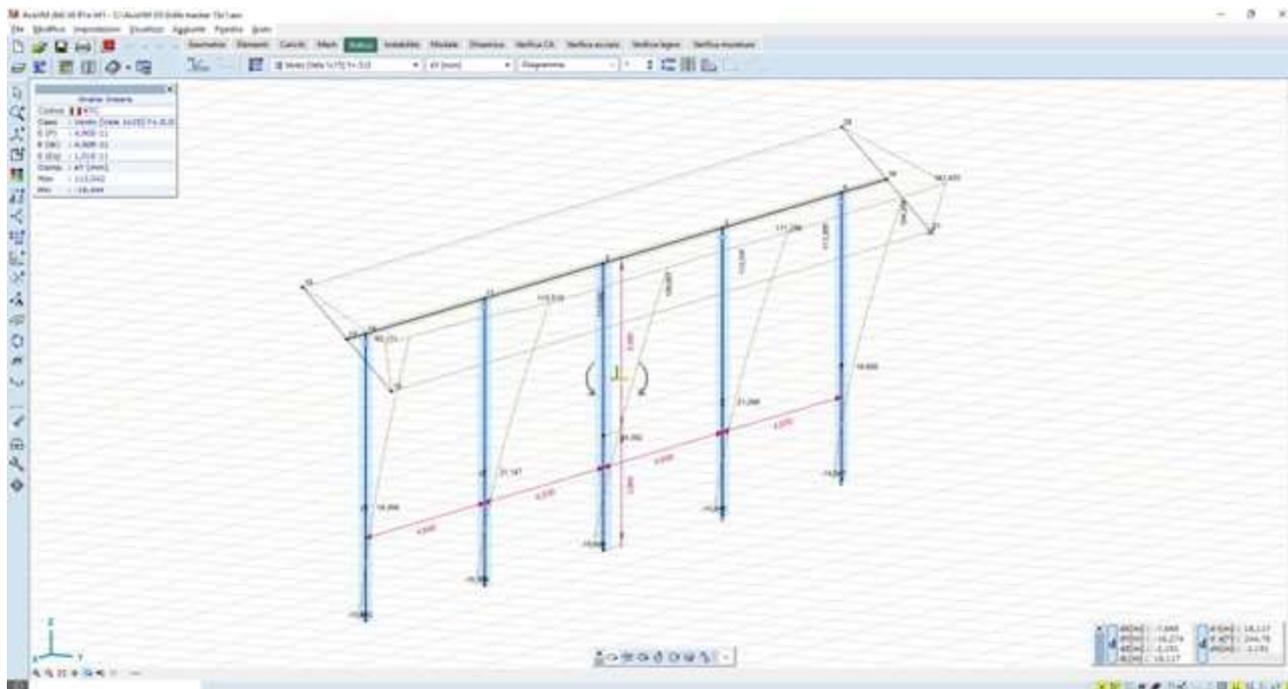


Figura 7-12 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O.

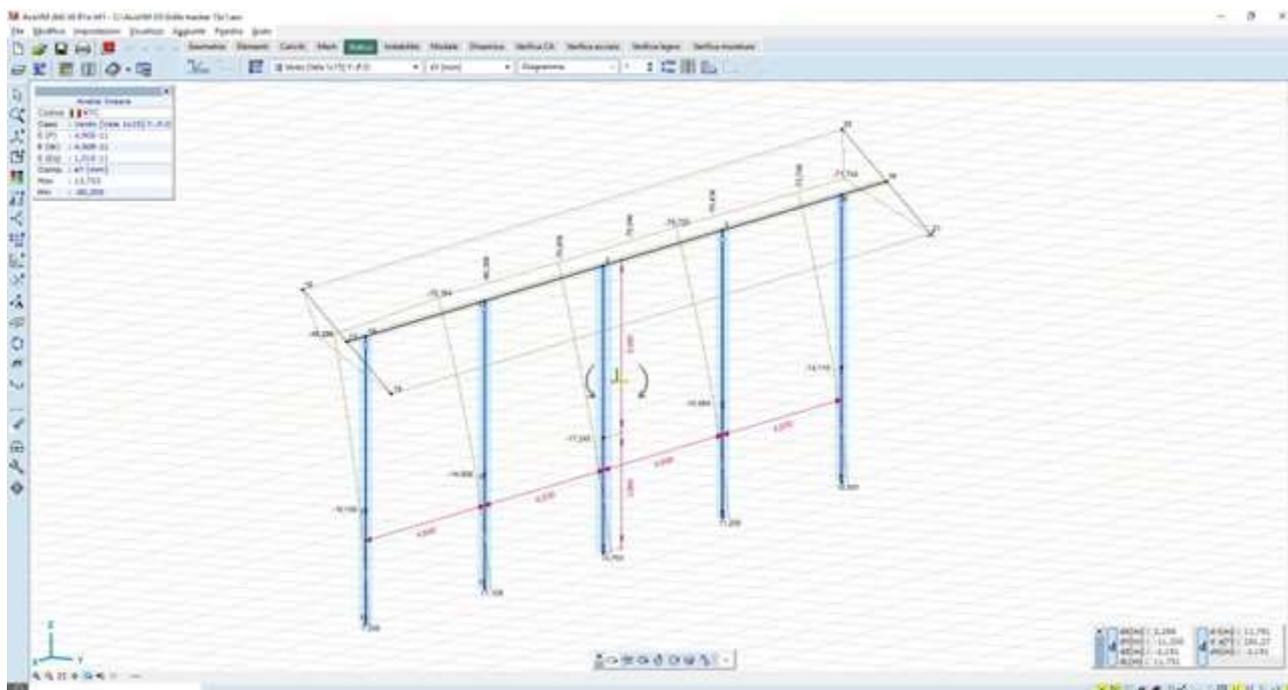


Figura 7-13 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-P.O.

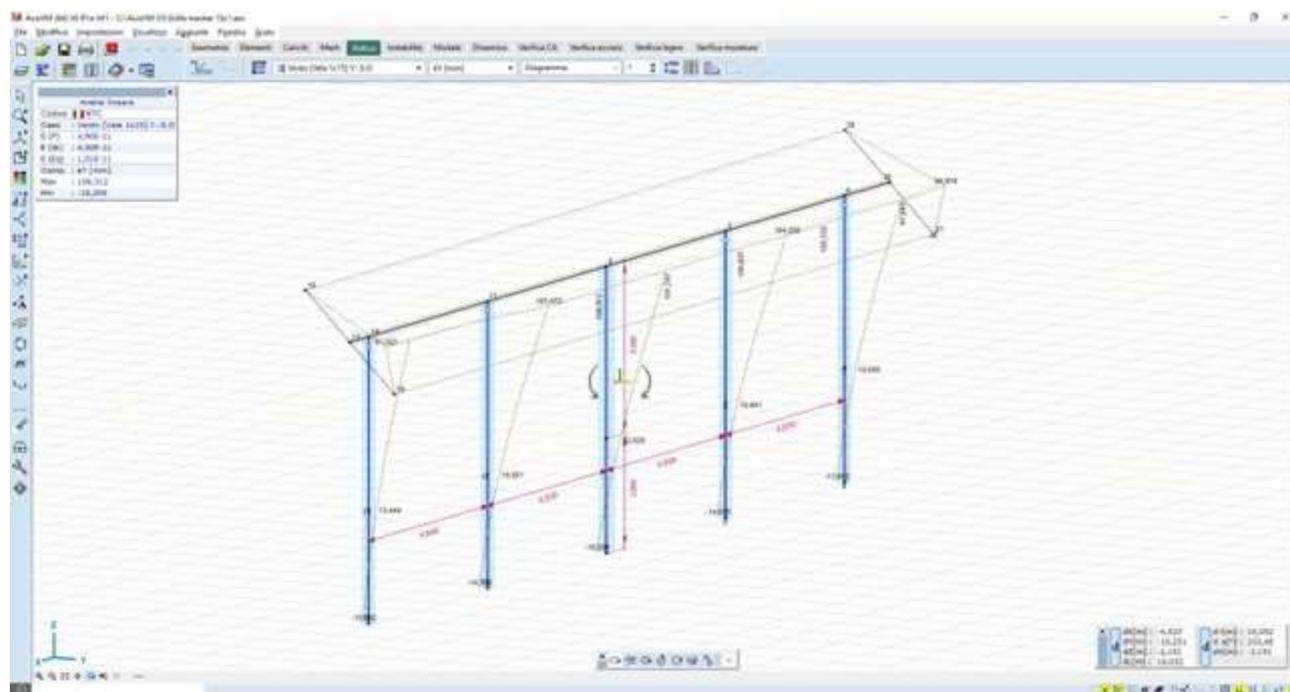


Figura 7-14 – spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.

I valori di spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 110mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 20mm; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni ormai diffuse sul territorio nazionale. Si dovrà tuttavia, nella fase di progettazione esecutiva, mettere in atto una campagna di test in sito – pull out test e test per carico laterale – in modo tale da confrontare le stime numeriche con i valori realmente riscontrabili in campo.

7.3.2 Sollecitazioni

Per quel che riguarda i montanti verticali, le massime sollecitazioni sono:

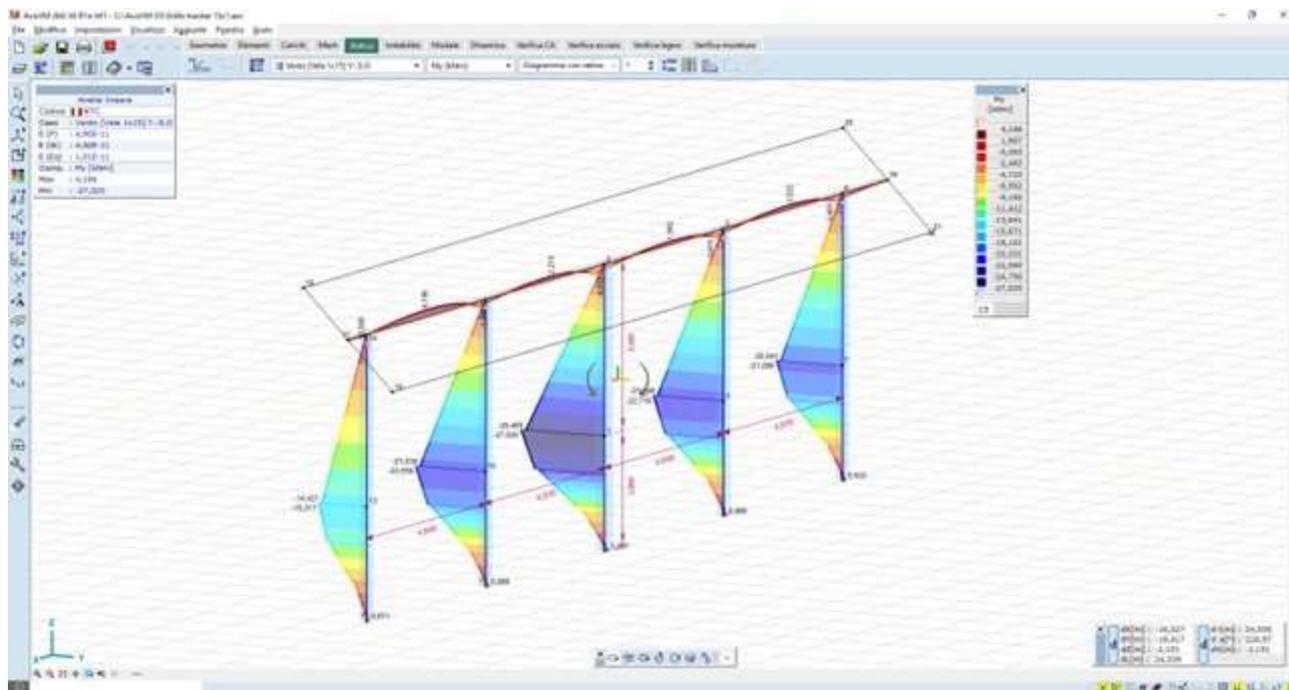


Figura 7-15 – momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 24 $kN*m$ – combinazione Y-S.O.

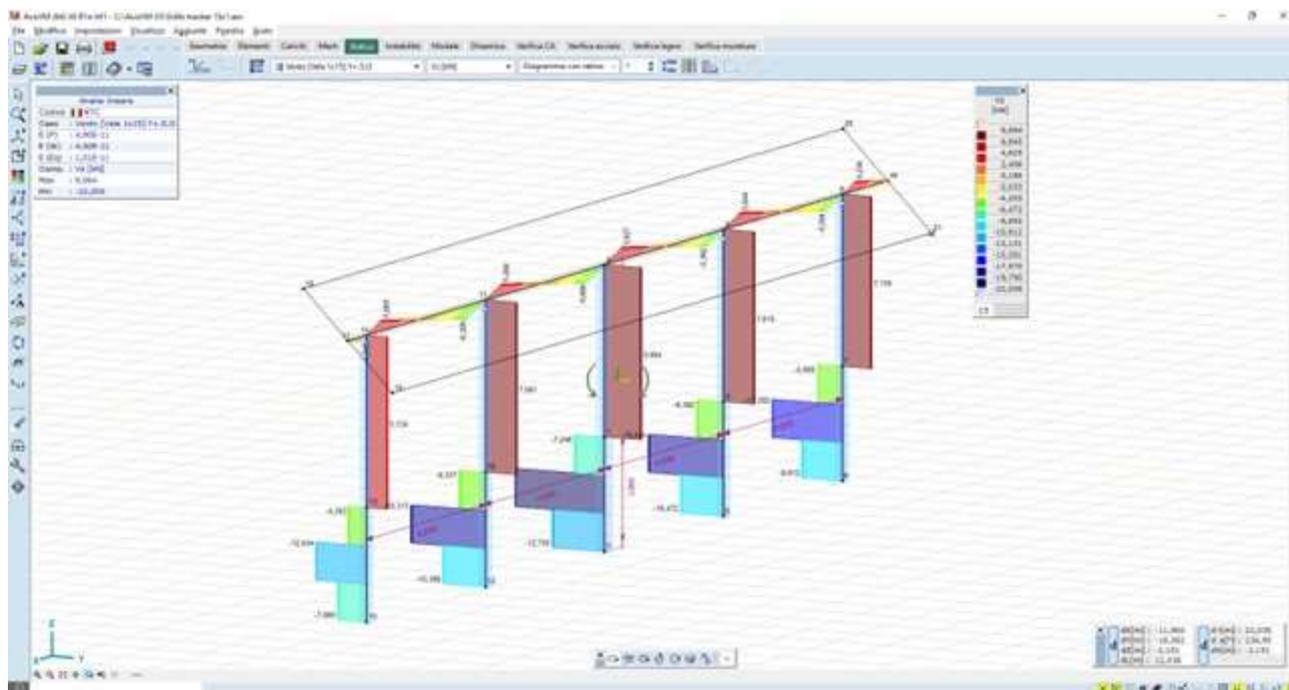


Figura 7-16 – taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 22 kN – combinazione Y+S.O.

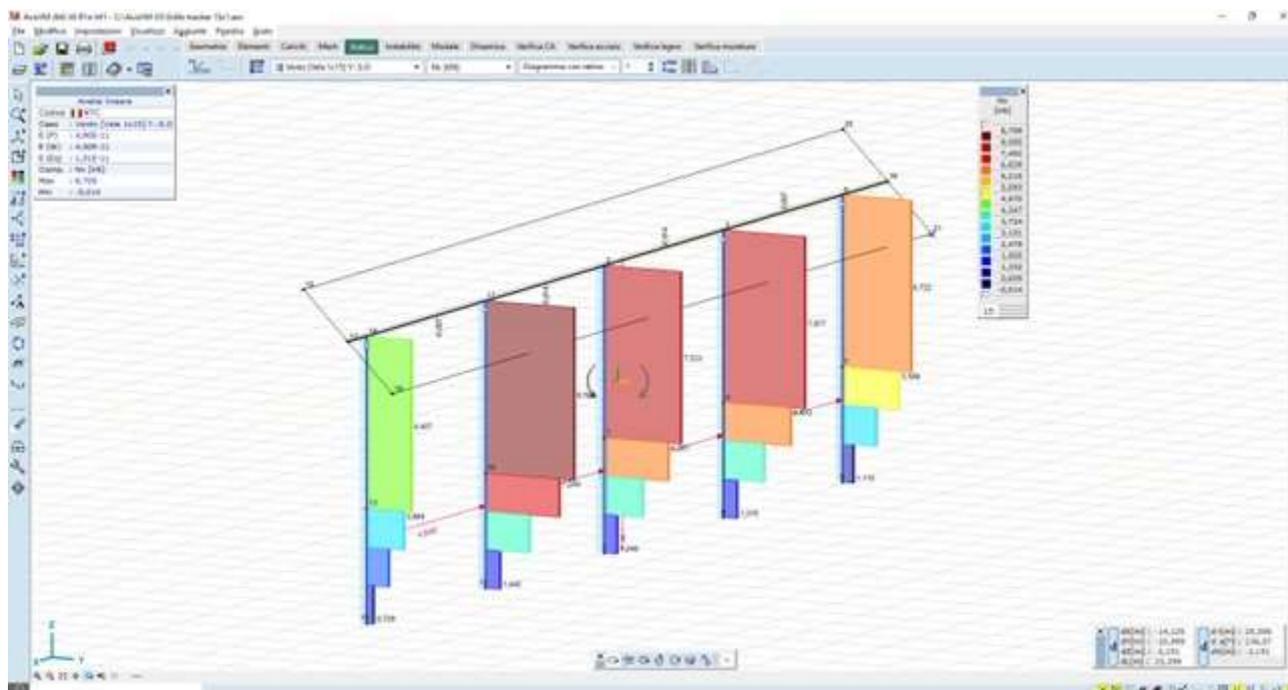


Figura 7-17 – carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 8 kN – combinazione Y-S.O.

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, invece:

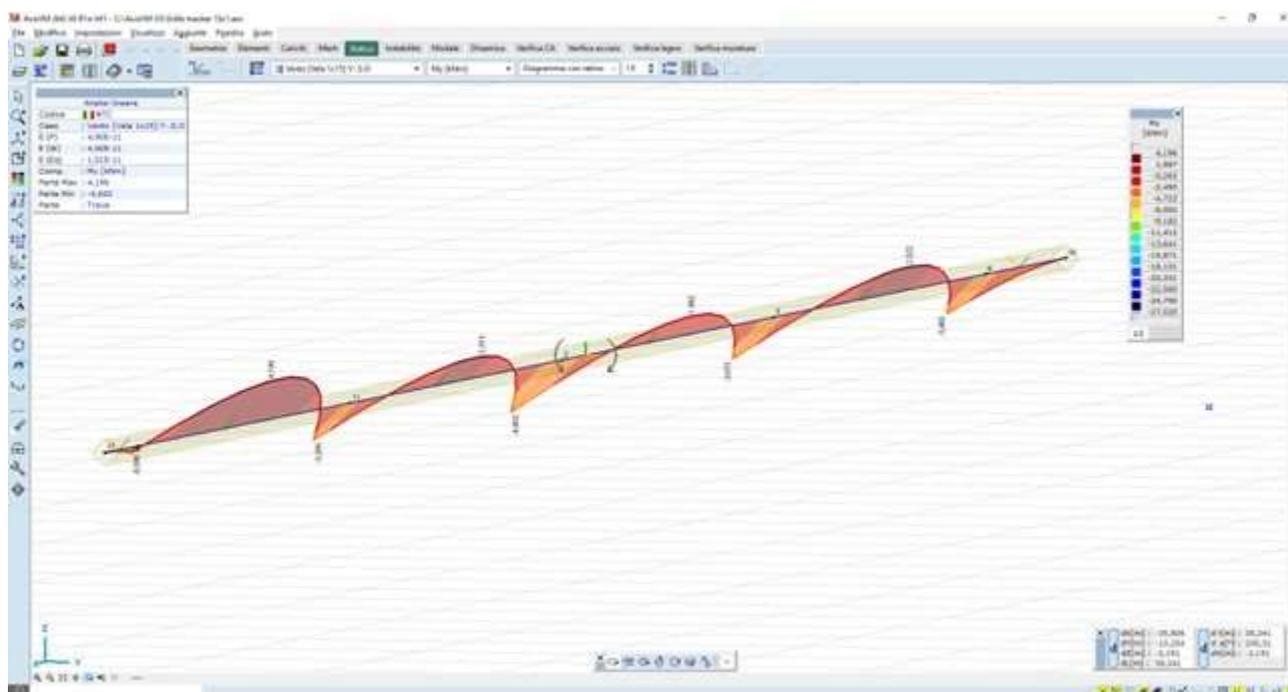


Figura 7-18 – momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 4,5 kN*m –
combinazione Y-S.O.

8 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza vengono condotte con le formule classiche della scienza delle costruzioni; si forniscono di seguito gli ordini di grandezza delle verifiche:

- a pressoflessione dei montanti verticali simple support
- a pressoflessione dei montanti verticali motor support
- a flessione della trave orizzontale asse di rotazione

Le verifiche sono espresse dal rapporto tra la capacità di snervamento e l'azione di progetto; hanno pertanto esito positivo per rapporti superiori all'unità.

Montanti verticali del tipo motor support, il valore massimo del momento sollecitante è dell'ordine di:

$$M_{\max} = 37,88 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a:

$$M_y = W_x * \sigma_y = 388,73 \text{ cm}^3 * 2750 \text{ daN/cm}^2 = 68,97 \text{ kN*m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento e momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 1,82$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile.

Montanti verticali del tipo *simple support*, il valore massimo del momento sollecitante è dell'ordine di:

$$M_{\max} = 37,88 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a:

$$M_y = W_x * \sigma_y = 220,73 \text{ cm}^3 * 2750 \text{ daN/cm}^2 = 60,70 \text{ kN*m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento e momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 1,60$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile.

Asse di rotazione orizzontale, il valore del momento sollecitante massimo è pari a:

$$M_{\max} = 9,15 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a

$$M_y = W_x * \sigma_y = 67,05 \text{ cm}^3 * 3500 \text{ daN/cm}^2 = 23,46 \text{ kN*m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 3.4$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile.

Le tensioni di lavoro indotte negli elementi strutturali sono così calcolate:

Nei montanti verticali, le massime tensioni di lavoro sono comprese tra i valori:

- 1000 daN/cm²
- +960 daN/cm²

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, invece, le massime tensioni di lavoro sono comprese tra i valori:

- 1340 daN/cm²
- + 1340 daN/cm²

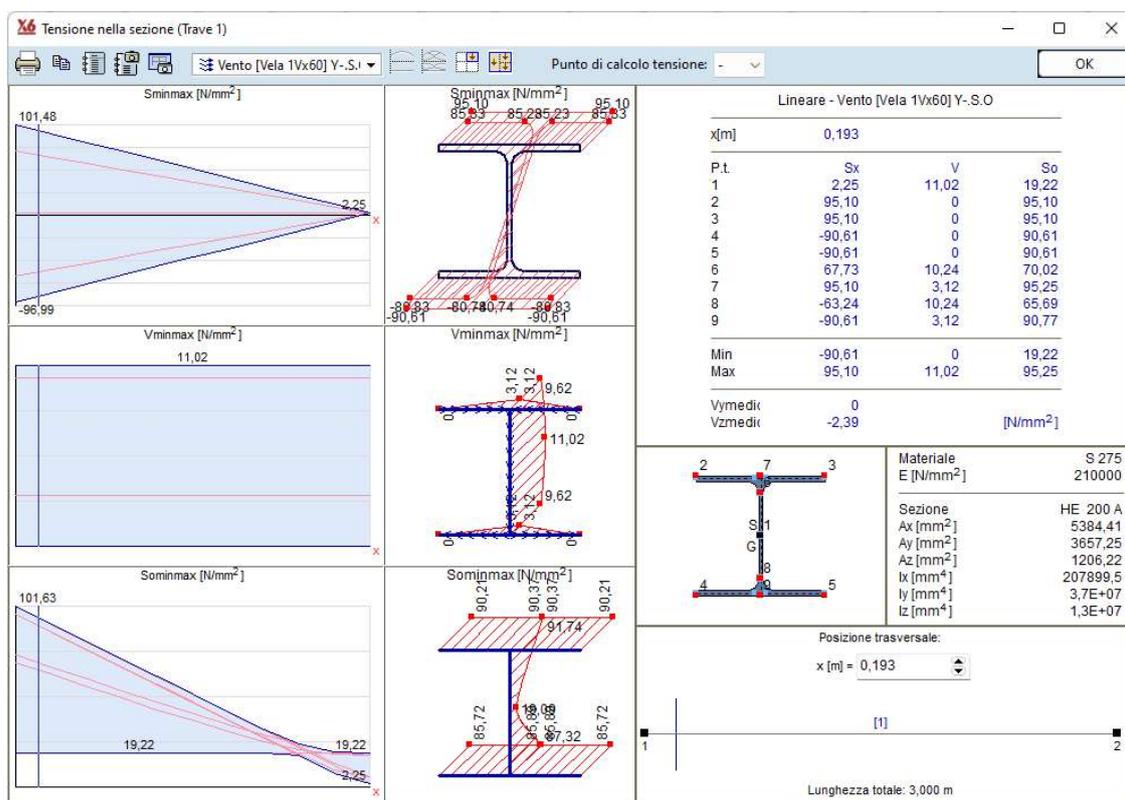


Figura 8-1 – calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti

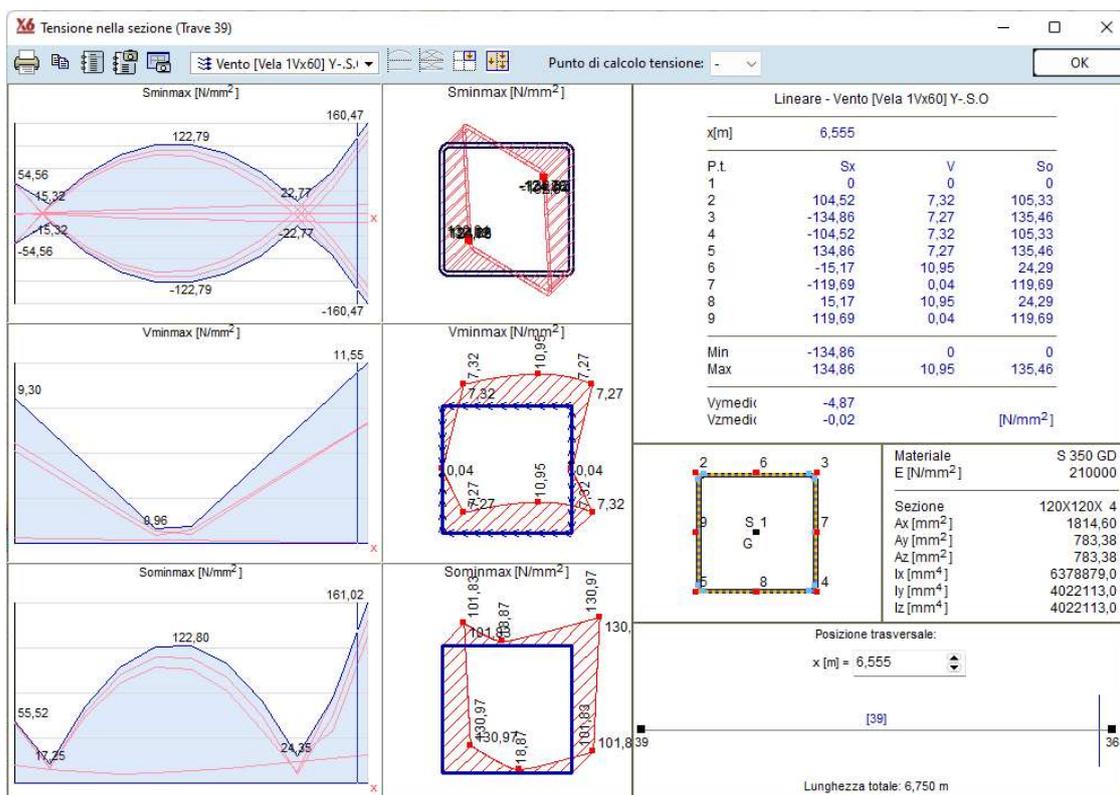


Figura 8-2 – calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – trave

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nelle installazioni fotovoltaiche è di rilevante importanza valutare il reale meccanismo di interazione palo – terreno; le condizioni di funzionamento dei trackers, infatti, possono essere garantite solo dalla verticalità dei montanti, e quindi solo se si scongiura la condizione di rottura locale del terreno nell'intorno del montante.

L'interazione palo-terreno, tuttavia, per le strutture fotovoltaiche, non è soggetta alle classiche leggi della geotecnica, in quanto non trovano applicazione i teoremi che descrivono i meccanismi di rottura, né il calcolo dei cedimenti.

Tutte le valutazioni di tipo numerico, dunque, potrebbero non trovare riscontro nel modello reale.

È pertanto indispensabile, in fase di progettazione esecutiva, una verifica di tipo empirico della reale interazione palo-terreno, che viene solitamente effettuata mediante prove di carico in sito del tipo:

- pull out test,
- test a carico laterale
- test a compressione

I test consistono nell'infiggere alcuni pali pilota alla profondità di infissione di progetto, nell'applicare alla testa dei pali i carichi di esercizio, e misurare in campo gli spostamenti (e/o le eventuali rotture).

Le prove, da eseguirsi in numero adeguato all'estensione dell'area del parco, daranno un responso circa la rispondenza del comportamento reale alle ipotesi progettuali adottate.

Nel caso in cui i risultati delle prove si discostino da quelli attesi, sarà necessario modificare le soluzioni progettuali di partenza, quali ad esempio:

- aumentare la profondità di infissione
- incrementare l'inerzia dei montanti
- ridurre il passo dei montanti
- modificare la tipologia di infissione

In questa fase progettuale si è ipotizzata una profondità di infissione pari a 2,0 mt; giustificata dal fatto che l'aerea di sedime si presenta a matrice argillosa-sabbiosa per i primi 2-3mt.

Si raccomanda, nella prossima fase di progetto (esecutivo), per questi tipi di strutture, una attenta valutazione delle prestazioni attese, confrontando le massime sollecitazioni teoriche con quelle determinate da prove di carico in situ (pull out tests e carico laterale).

10 Fondazioni cabine di trasformazione dell'impianto agrivoltaico

10.1 Descrizione generale dell'opera

La cabina di trasformazione (detta anche power station) converte la corrente alternata a bassa tensione generata dall'inverter fotovoltaico in corrente alternata alla tensione di rete 36 kV. La cabina integra il quadro principale 36 kV per la connessione alla rete interna, il trasformatore elevatore, il quadro a bassa tensione e l'alimentazione ausiliaria, in un container parzialmente aperto con struttura in acciaio per fornire una soluzione di trasformazione e distribuzione integrata per impianti fotovoltaici da collegare alla rete 36 kV.



Figura 10.1: Tipico cabina di trasformazione

Il container viene fondato su un basamento in c.a., che trasferisce al suolo i carichi provenienti dal manufatto.



Figura 10.2: Sezione Cabina di Trasformazione

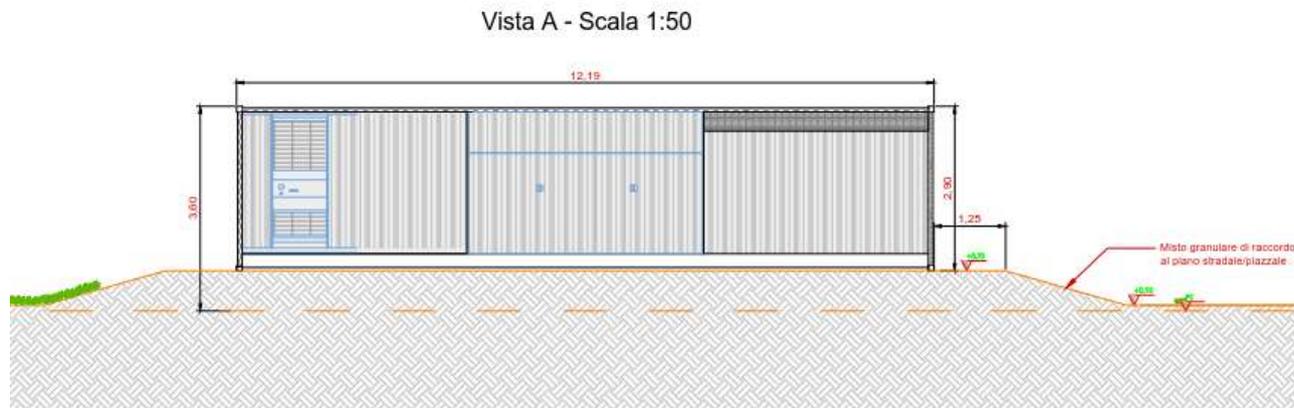


Figura 10.3: Vista frontale Cabina di Trasformazione

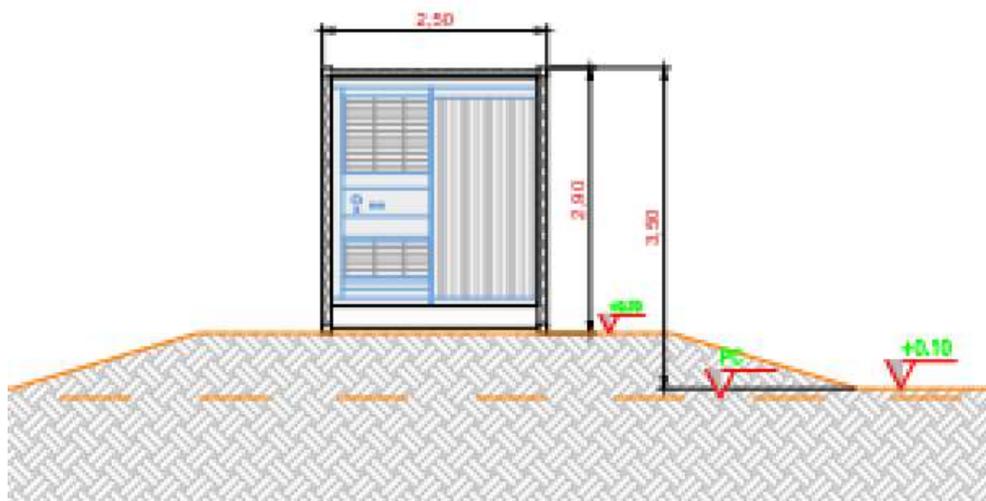


Figura 10.4: Vista laterale Cabina di Trasformazione

Le fondazioni delle cabine di trasformazione sono del tipo superficiale a platea, in c.a. gettato in opera, dello spessore di 35 cm; il piano di imposta è previsto a -0,5 m da piano campagna, previa bonifica con materiale arido di cava, opportunamente steso e compattato. In pianta la platea ha dimensioni di circa 13,0 x 3,5 m.

10.2 Materiali strutturali

La platea di fondazione è in c.a. gettato in opera; le caratteristiche dei materiali sono di seguito riportate.

10.2.1 Calcestruzzo

Classe di resistenza	C25/30;
Resistenza caratteristica f_{ck}	25 N(mm ²);

Modulo elastico	31.475 N/mmq;
Coeff Poisson	0,2;
Diam max inerti	32mm;
Slump	S4.

10.2.2 Acciai da armatura

Acciaio tipo	B450C;
Resistenza elastica f _{yd}	391 N/mmq;
Modulo elastico	206.000 N/mmq;
Limite di deformazione elast ϵ_{s1}	0.198%;
Limite di deformazione ultima ϵ_{su}	6.750%.

10.3 Descrizione del Modello

Le fondazioni sono del tipo superficiale a platea.

Il modello utilizzato per l'analisi della struttura fondale prevede l'impiego di elementi finiti 2D, del tipo piastra su suolo elastico alla Winkler dello spessore di 35cm.

Il vincolo al suolo è costituito da un letto di molle alla Winkler, avente $k_{vert} = 10.000$ kN/m/mq nella direzione z globale.

I carichi trasmessi in fondazione dai piedi del container vengono modellati come carichi nodali applicati nel punto di scarico del container.

L'analisi della struttura è condotta per mezzo del solutore FEM 3D:

AXIS VM X5 - n. Licenza 7754, rilasciato da STA DATA srl Torino

L'analisi condotta è del tipo statica lineare.

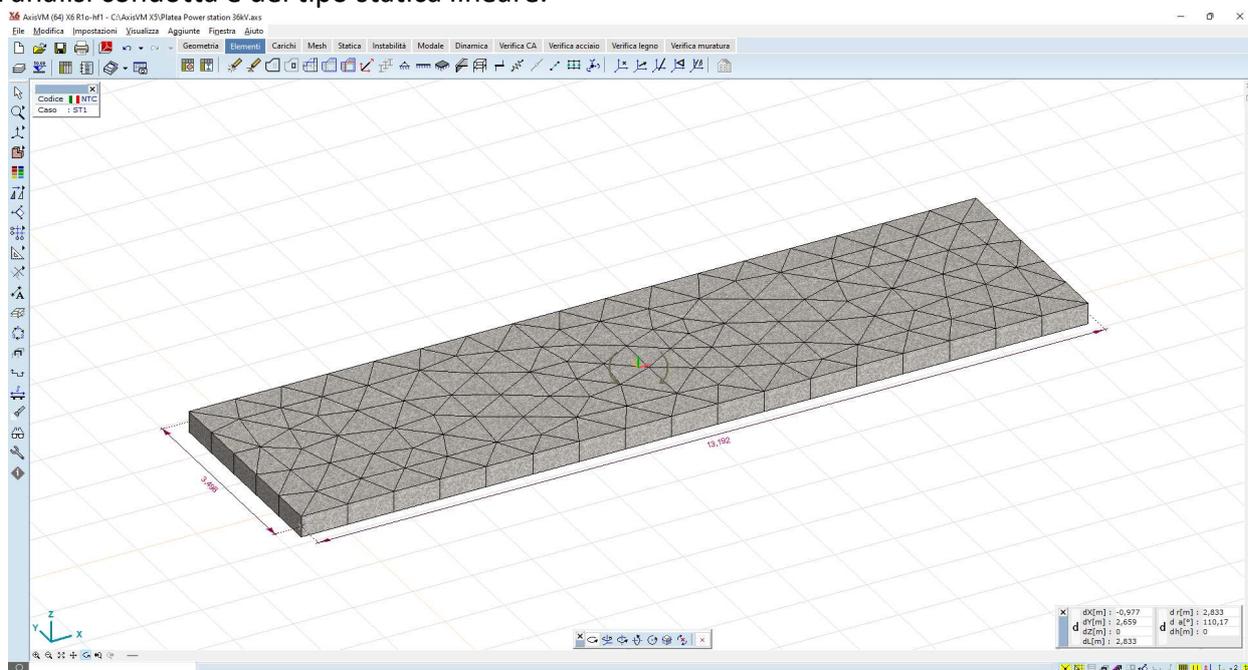


Figura 10.5: Fondazione platea della cabina di trasformazione – vista render

10.4 Azioni di progetto

I carichi sulle strutture fondali sono determinati dal peso proprio del container, comprensivo delle apparecchiature elettromeccaniche in esso installate.

I pesi delle apparecchiature, e dei manufatti metallici, vengono fornite dal produttore; in questa fase vengono riportati alcuni valori dei pesi standard presenti in letteratura:

Trasformatore 15,0 tonn;

Quadri + interruttori 1,2 tonn;

Peso proprio container 9,0 tonn;

Per un totale lordo di 32,2 tonn.

Il peso lordo viene amplificato di un fattore 1,5, a vantaggio di sicurezza, pertanto il peso lordo dell'ITS vale:

$$P = 32,2 \times 1,5 = 48,3 \text{ tonn}$$

I valori dei carichi nodali vengono di seguito riportati sotto forma tabellare:

Tabella 10.1: valori dei carichi nodali

Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-90,00	0	0	0
Qk			-90,00			
Qk	0	0	-55,00	0	0	0
Qk			-55,00			
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-90,00	0	0	0
Qk			-90,00			
Qk	0	0	-55,00	0	0	0
Qk			-55,00			

L'azione sismica viene considerata come

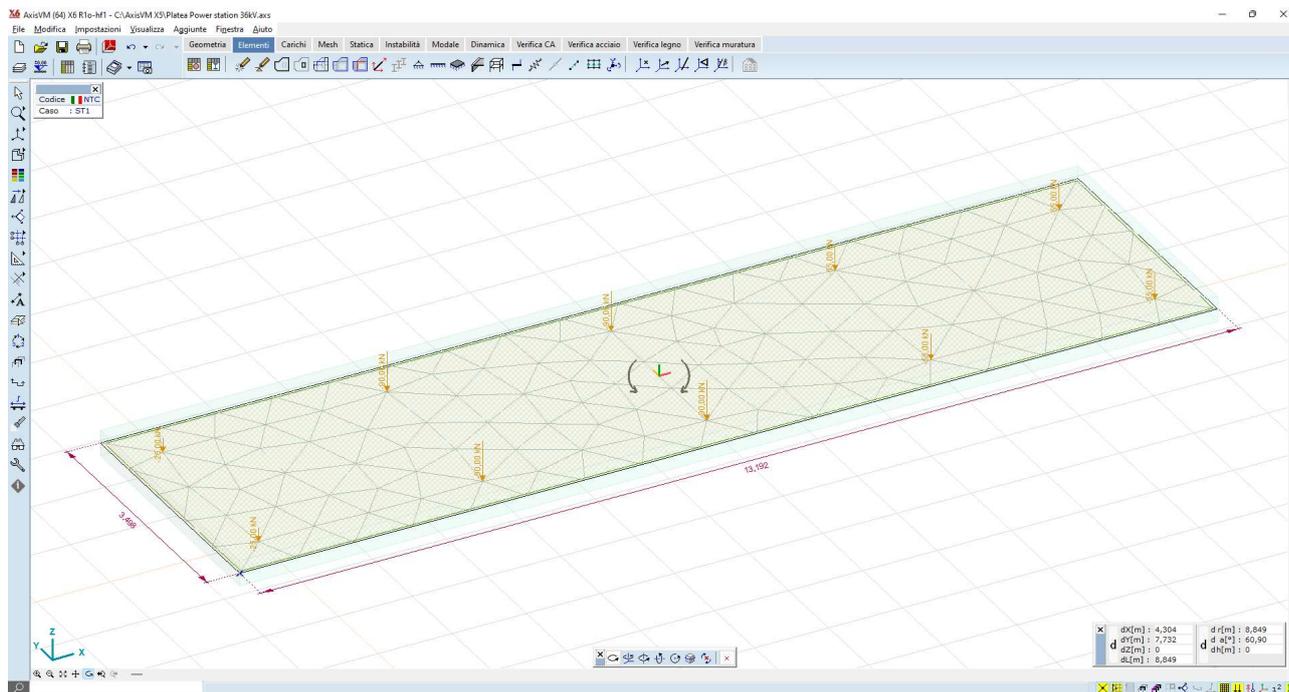


Figura 10.6: carichi concentrati nodali - scarichi al piede

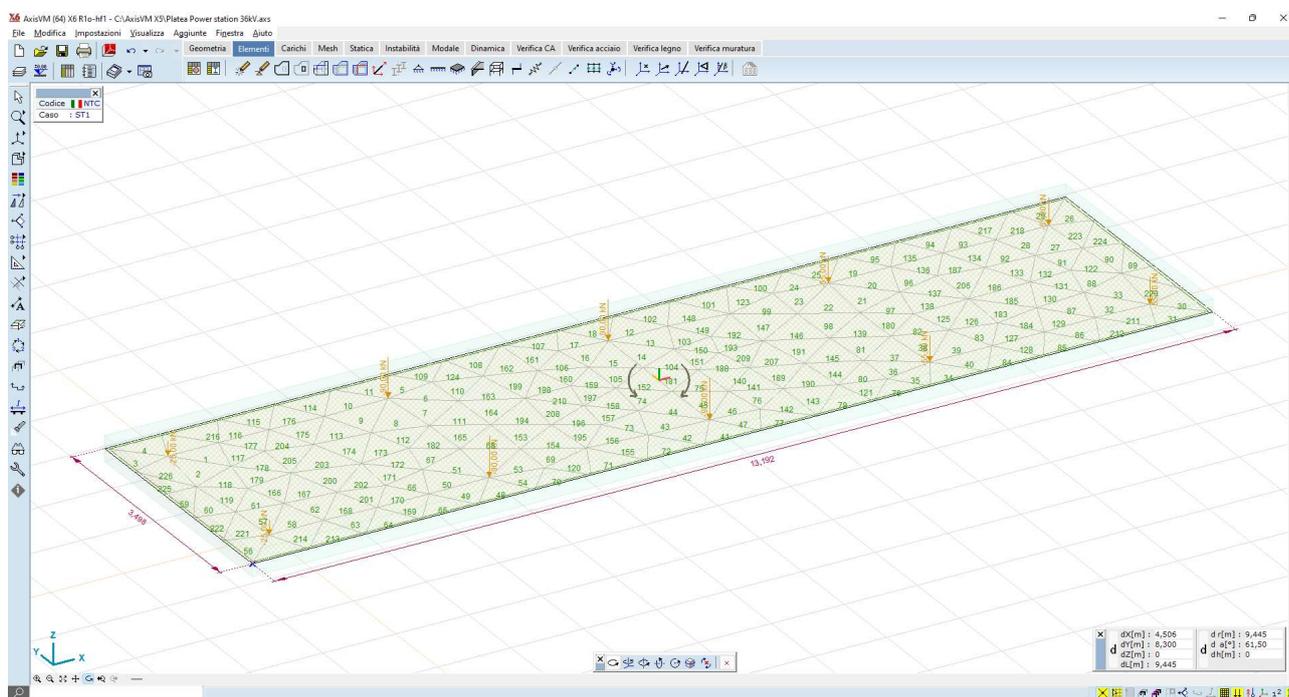


Figura 10.7: carichi concentrati nodali - scarichi al piede e meshatura

10.5 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi, in termini di sollecitazioni e deformazioni, sono illustrati nelle immagini seguenti:

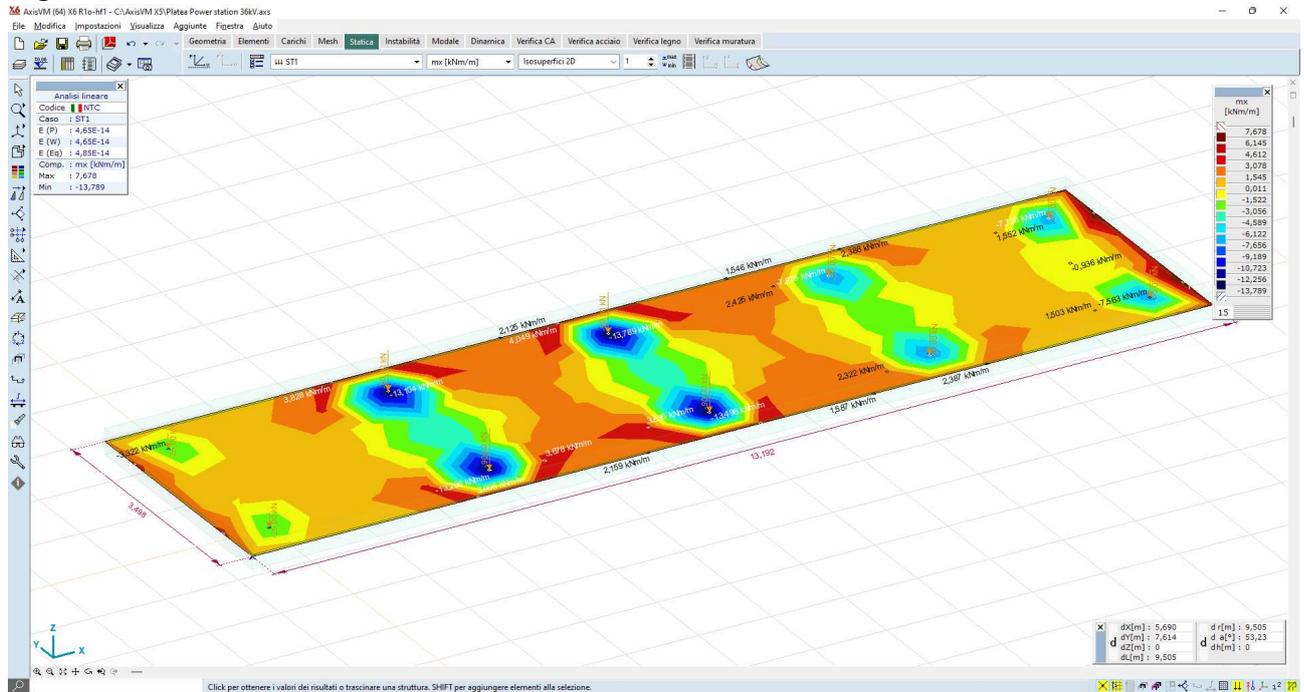


Figura 10.8: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 13,8 kNm/m

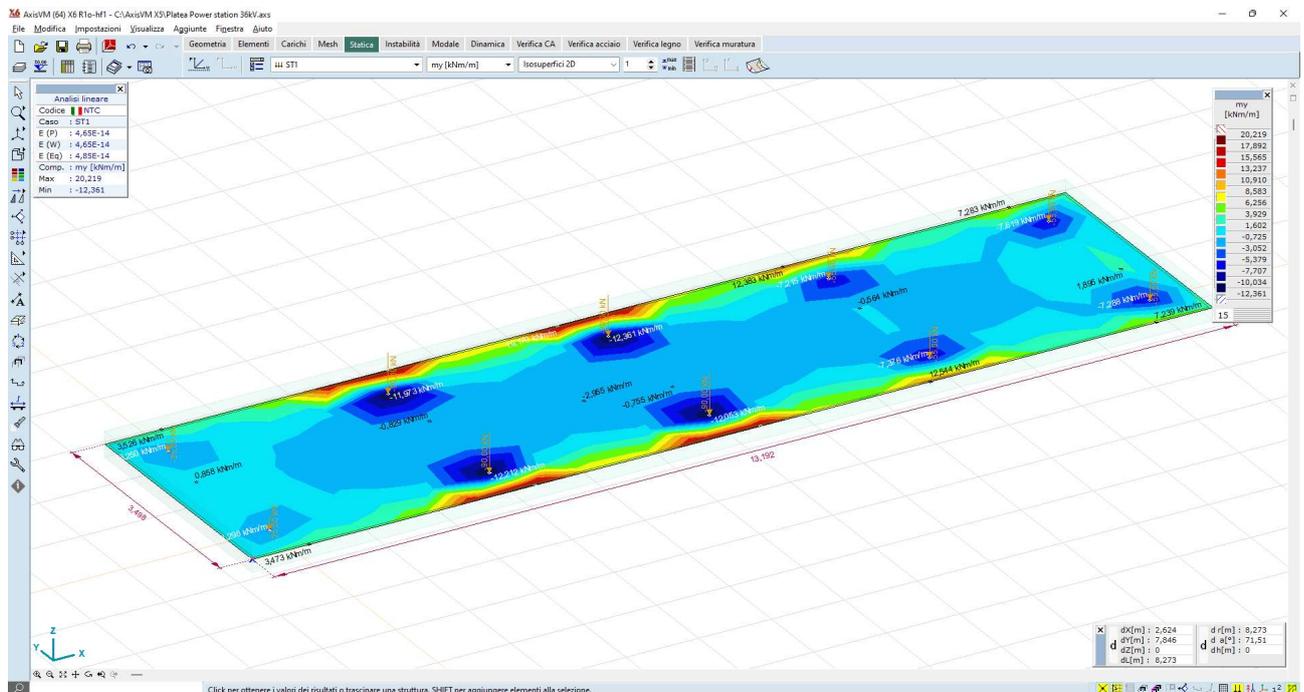


Figura 10.9: Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 17,8 kNm/m

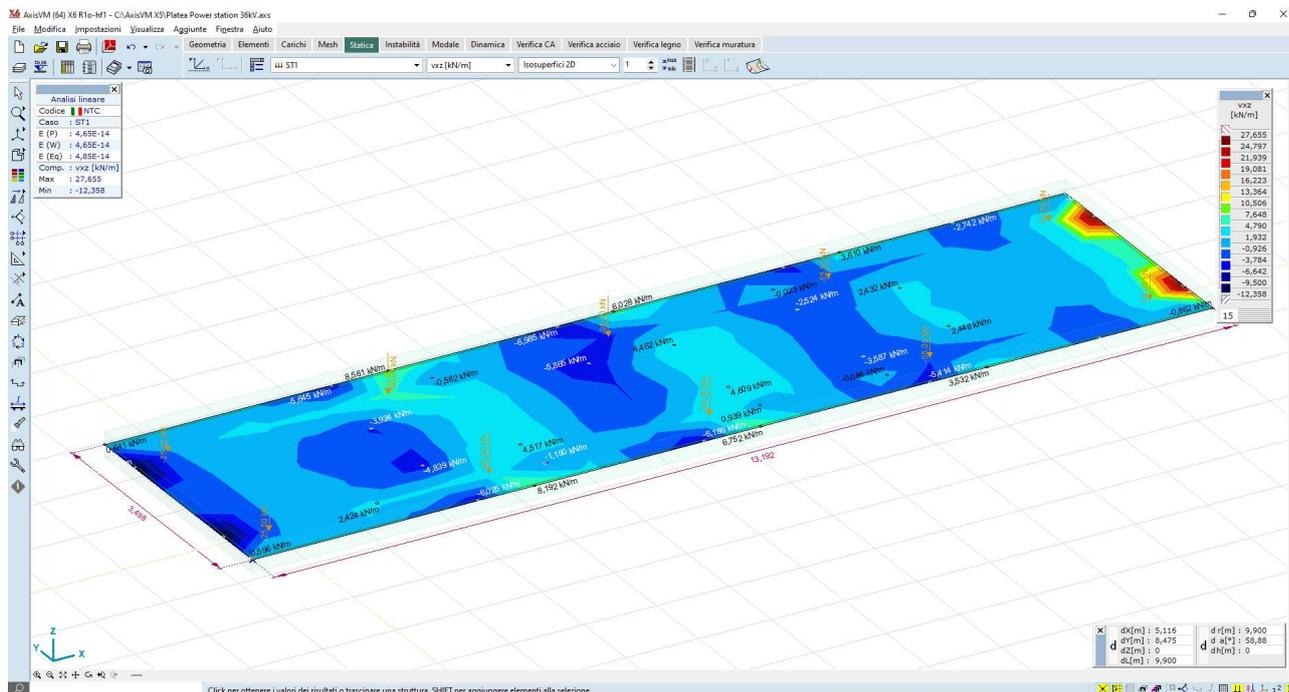


Figura 10.10: Sollecitazioni elemento plate – vxz – valori max 24,8 kN/m

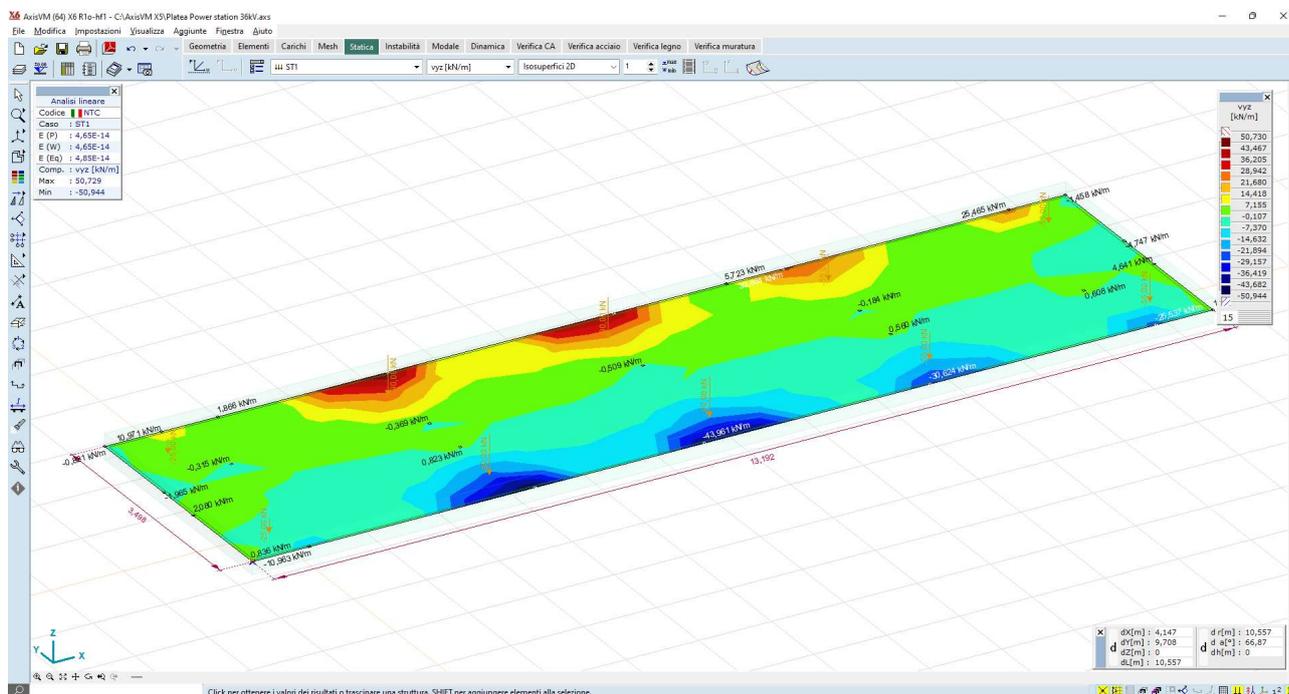


Figura 10.11: Sollecitazioni elemento plate – vyz – valori max 43,5 kN/m

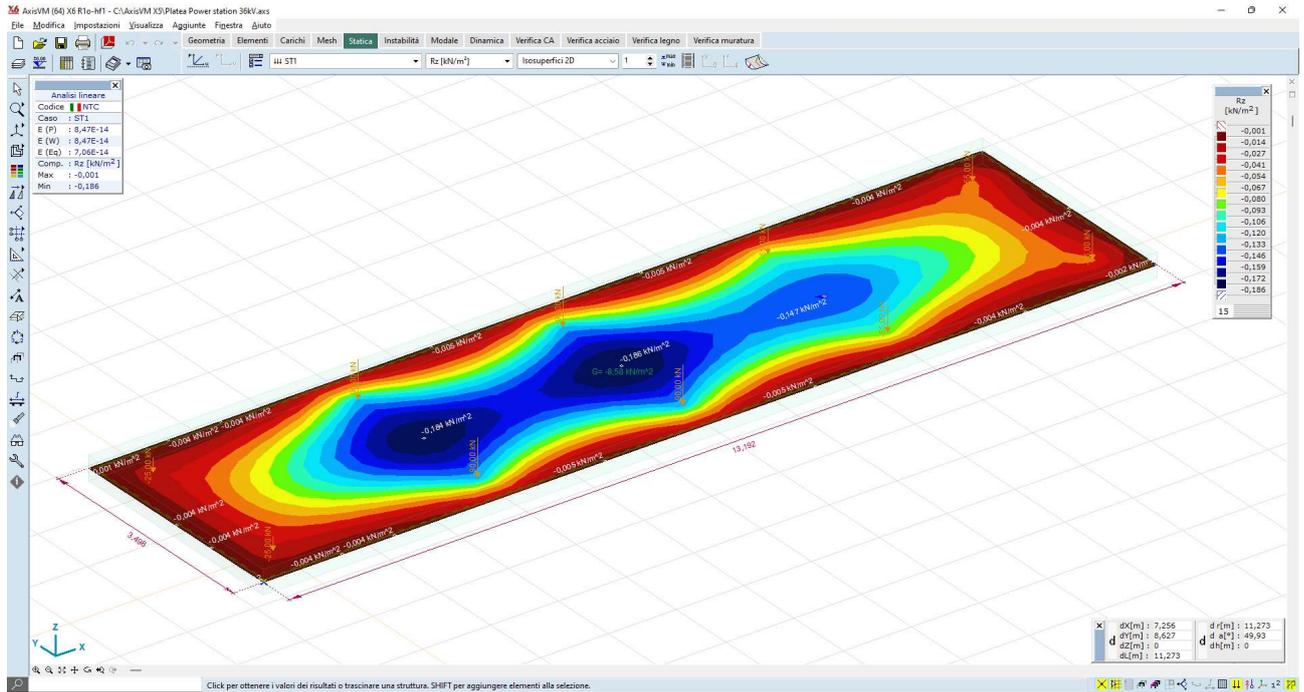


Figura 10.12: Valori delle pressioni al suolo – Rz – valori max 18,4 kN/mq

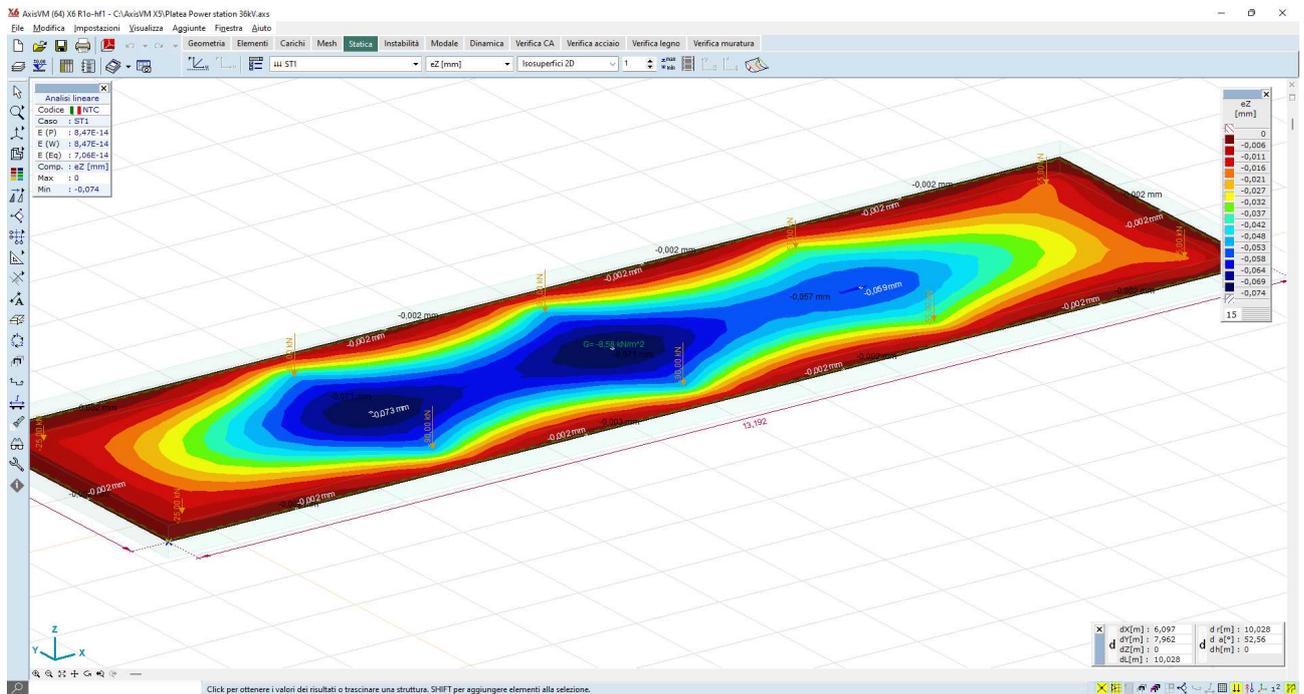
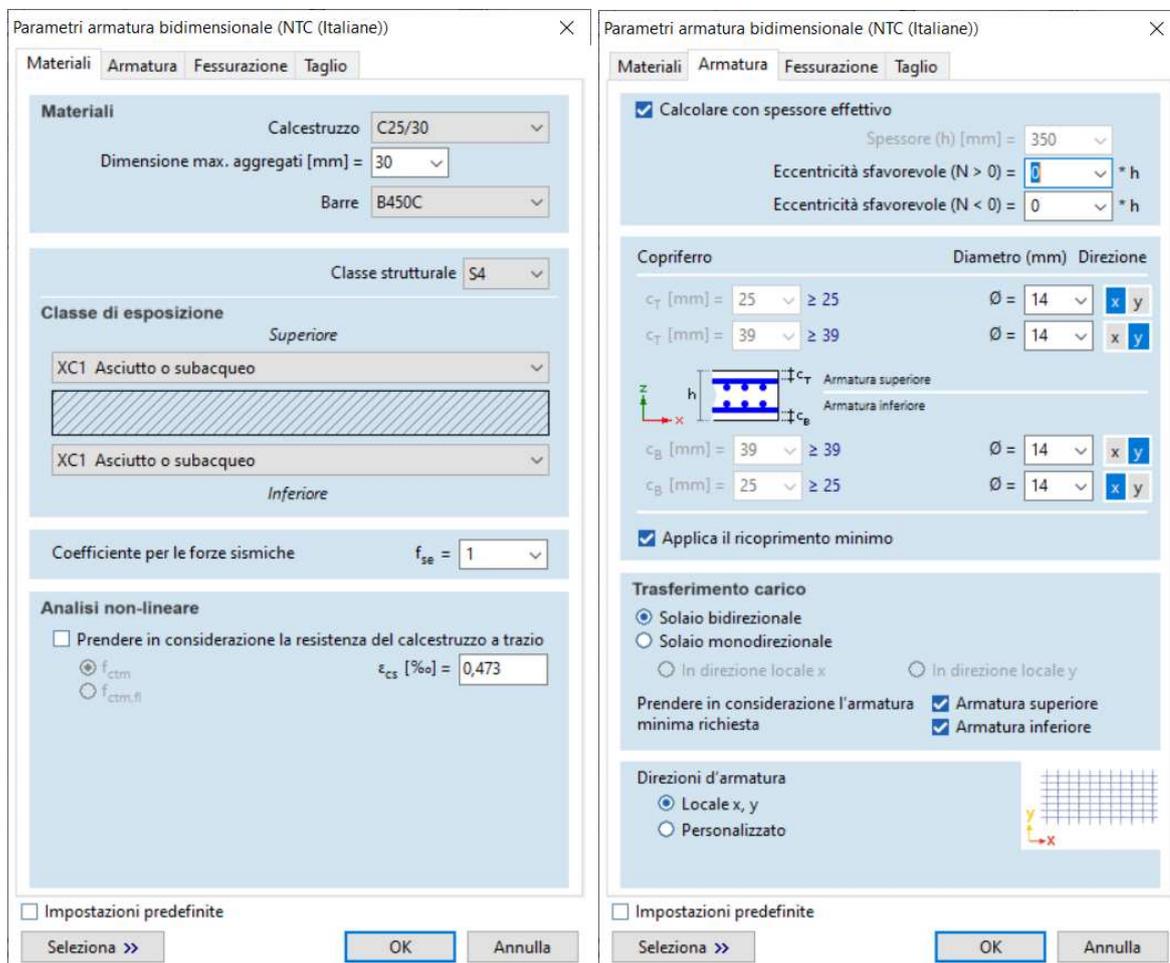


Figura 10.13: Spostamenti nodali – ez – valori max 7,3 mm

10.6 Verifiche degli elementi strutturali

Posti come criteri di progetto i seguenti parametri:

- armatura superiore dir x: $\Phi 14$ passo 20";
- armatura inferiore dir x: $\Phi 14$ passo 20";
- armatura superiore dir y: $\Phi 14$ passo 20";
- armatura inferiore dir y: $\Phi 14$ passo 20"
- copristaffa 35mm;
- copriferro 50mm.



Parametri armatura bidimensionale (NTC (Italiane))

Materiali Calcestruzzo: C25/30
Dimensione max. aggregati [mm]: 30
Barre: B450C

Classe strutturale: S4

Classe di esposizione: Superiore
XC1 Asciutto o subacqueo
Inferiore: XC1 Asciutto o subacqueo

Coefficiente per le forze sismiche: $f_{se} = 1$

Analisi non-lineare
 Prendere in considerazione la resistenza del calcestruzzo a trazio
 ϵ_{cs} [%] = 0,473

Parametri armatura bidimensionale (NTC (Italiane))

Calcolare con spessore effettivo
Spessore (h) [mm] = 350
Eccentricità sfavorevole (N > 0) = 0 * h
Eccentricità sfavorevole (N < 0) = 0 * h

Copriferro Diametro (mm) Direzione

c_T [mm] = 25 \geq 25 $\varnothing = 14$ x y
 c_T [mm] = 39 \geq 39 $\varnothing = 14$ x y

c_B [mm] = 39 \geq 39 $\varnothing = 14$ x y
 c_B [mm] = 25 \geq 25 $\varnothing = 14$ x y

Applica il ricoprimento minimo

Trasferimento carico
 Solaio bidirezionale
 Solaio monodirezionale
 In direzione locale x In direzione locale y

Prendere in considerazione l'armatura minima richiesta Armatura superiore Armatura inferiore

Direzioni d'armatura
 Locale x, y
 Personalizzato

Figura 10.14: Dettaglio calcolo

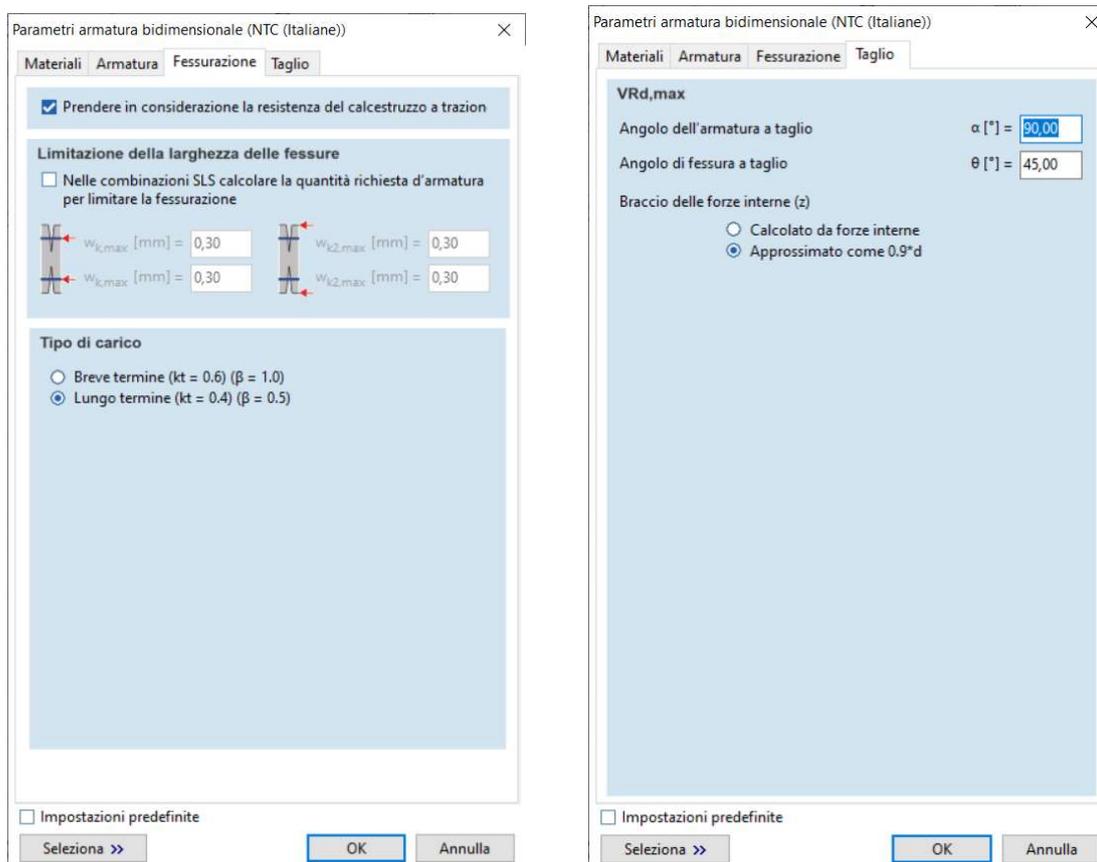


Figura 10.15: Dettaglio calcolo

Il software calcola automaticamente le quantità di armature strettamente necessarie; indicate con:

- axb Armatura inferiore necessaria in direzione x;
- ayb Armatura inferiore necessaria in direzione y;
- axt Armatura superiore necessaria in direzione x;
- ayt Armatura superiore necessaria in direzione y;
- xb Armatura inferiore disposta in direzione x;
- yb Armatura inferiore disposta in direzione y;
- xt Armatura superiore disposta in direzione x;
- yt Armatura superiore disposta in direzione y.

Allora il software illustra graficamente le differenze tra le armature disposte e quelle necessarie:

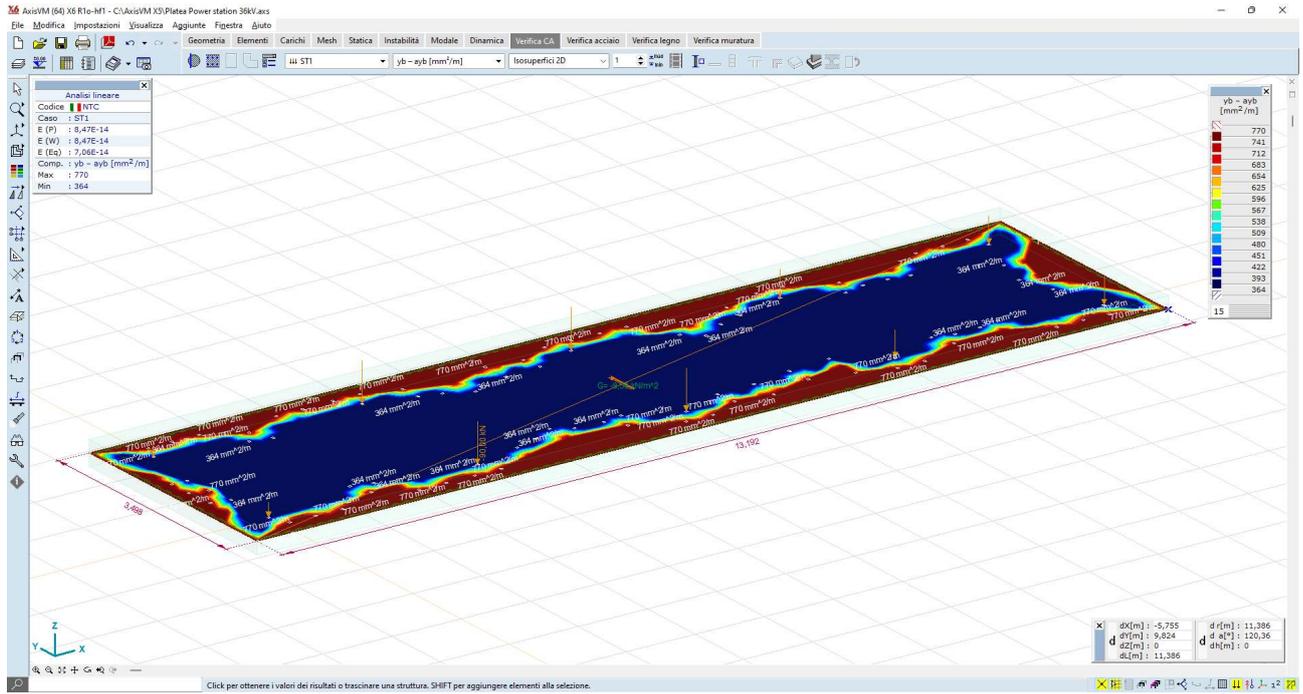


Figura 10.16: Differenze di armatura [yb-ayb] – verifiche oK

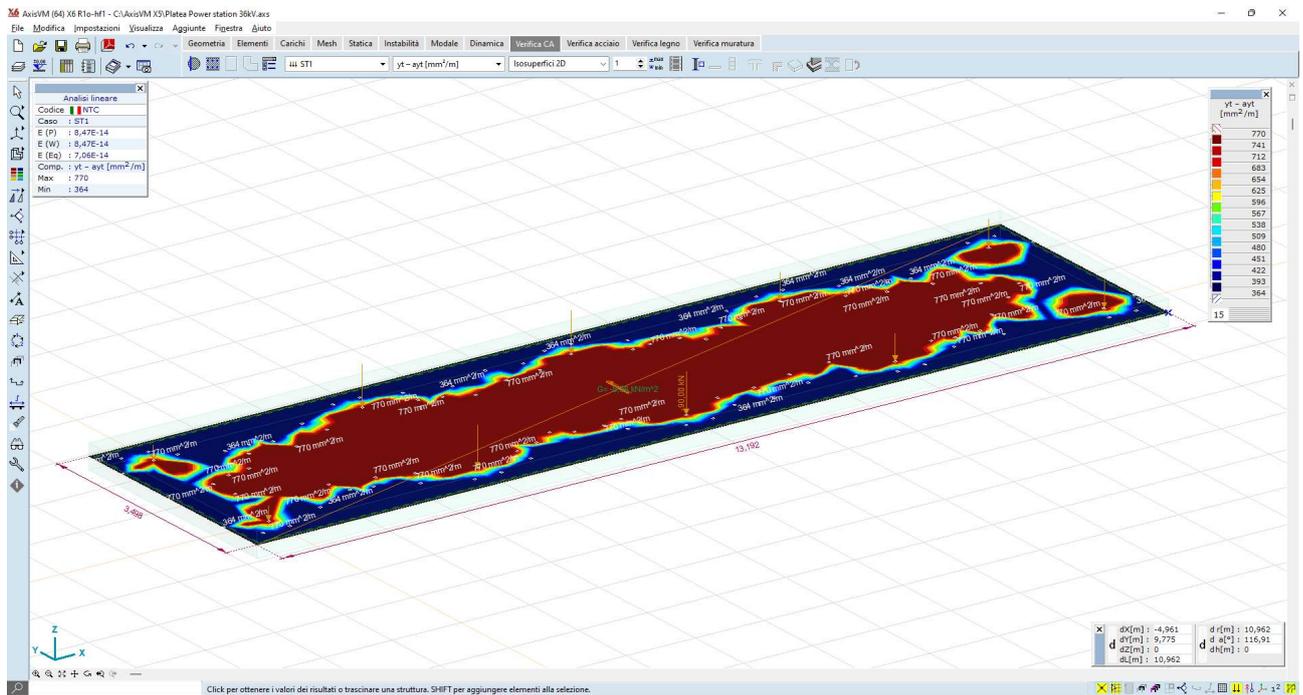


Figura 10.17: Differenze di armatura [yt-ayt] – verifiche oK

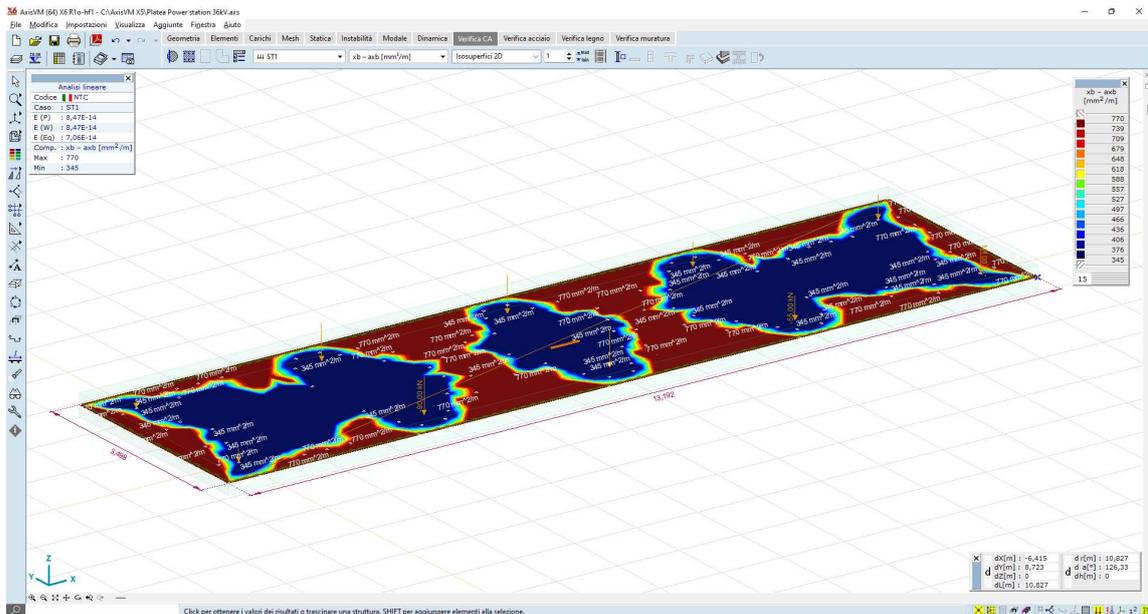


Figura 10.18: Differenze di armatura $[xb-axb]$ – verifiche oK

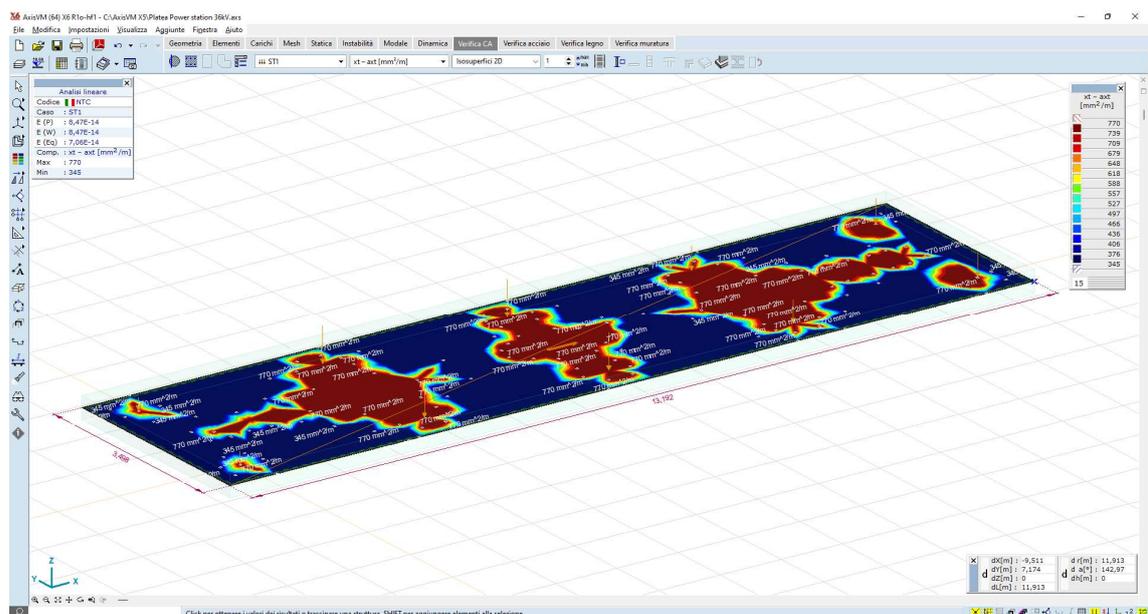


Figura 10.19: Differenze di armatura $[xt-axt]$ – verifiche oK

Si può dunque concludere che:

- le sollecitazioni indotte dal container sulle strutture fondali sono ampiamente sopportate dalle sezioni armate come da progetto;
- Le strutture fondali, impostate a -0,5mt da piano campagna, inducono sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione modesto (dell'ordine dei 0,2 kN/mq), pertanto le opere in oggetto presentano adeguati margini di sicurezza.

11 Edificio Utente

11.1 Descrizione generale dell'opera

L'Edificio Utente è posto all'interno della Cabina Utente e ospiterà la sala quadri a 36 kV, con uno spazio separato dedicato al trasformatore ausiliario, una sala quadri BT/sala controllo e quadri misure. La pianta dell'edificio sarà rettangolare, di dimensioni esterne 18,75 m x 5,75 m (superficie totale di circa 108 m²) e con orientamento nord-est-est-sud-ovest-ovest. L'edificio è ad un solo piano, con copertura a tetto piano, e ha altezza massima pari a 4,55 m, corrispondente all'estradosso del coronamento.

L'altezza interna dei locali è di 4,00 m (quota calpestio p.p.f. +0,20 m).

Le strutture sono in calcestruzzo armato gettato in opera (pilastri e travi); la struttura in elevazione consiste in una serie parallela di 7 pilastri (totale 14) di dim. 30 x 30 cm, altezza totale da spiccato di fondazione 4,55 m, collegati in direzione NEE-SOO da travi di bordo su 1 campate di luce 5,15 m.

La copertura è in lastre "predalles" prefabbricate di spessore 20+5 cm, che scarica sulle travi elevazione a sezione rettangolare di dimensione 30 x 50 cm.

Le fondazioni saranno realizzate mediante travi rovesce, a sezione rettangolare 130 x 50, impostate a quota -1,00 m. Le travi di fondazione fungeranno anche da travi "portamuro".

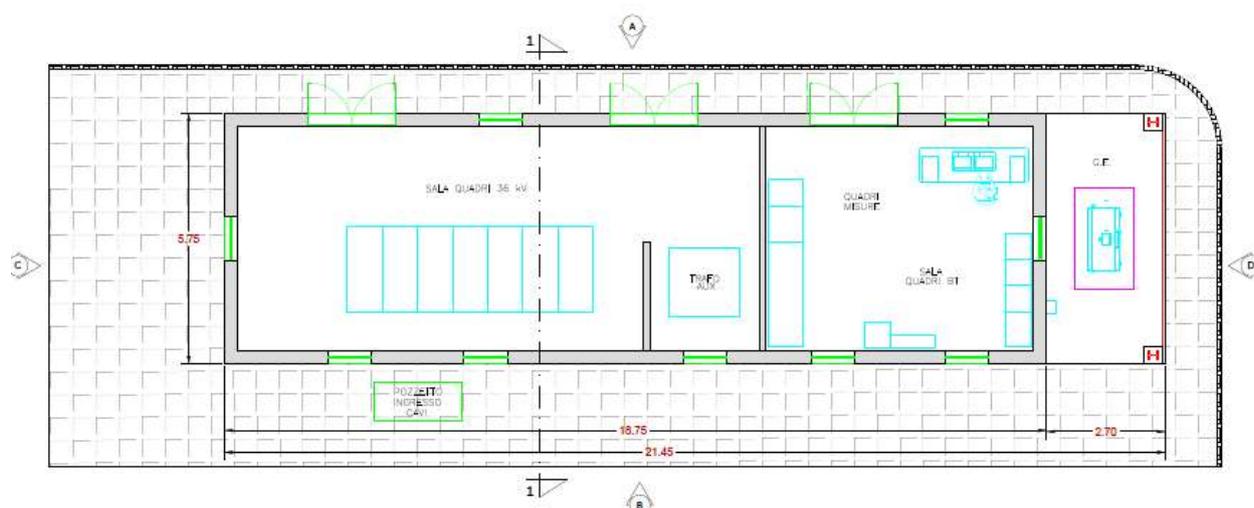


Figura 11.1: Pianta architettonica edificio

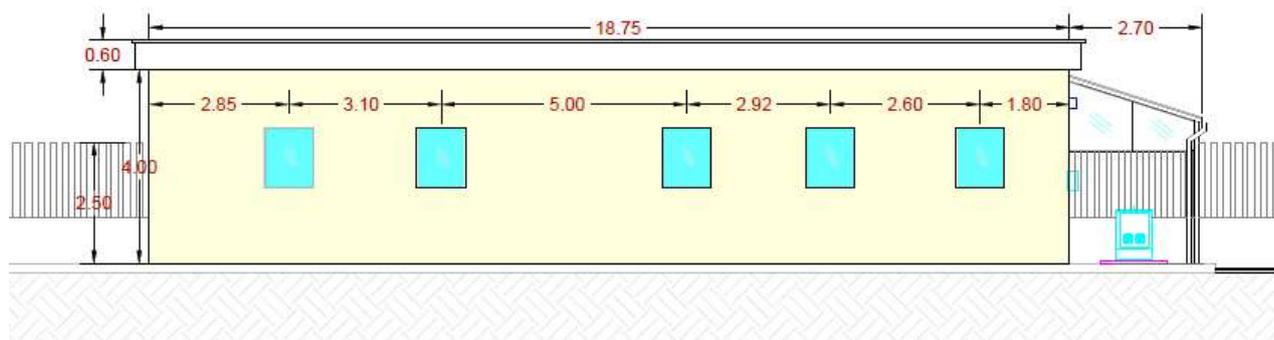


Figura 11.2: Vista architettonica edificio

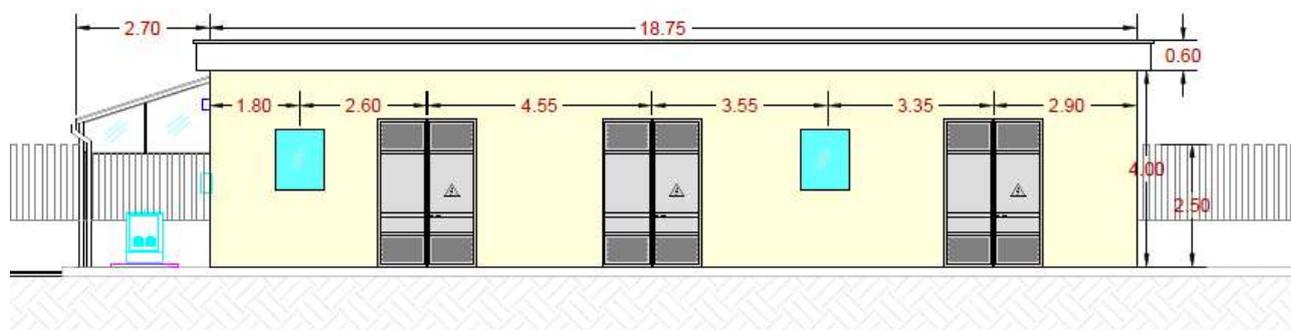


Figura 11.3: Vista architettonica edificio

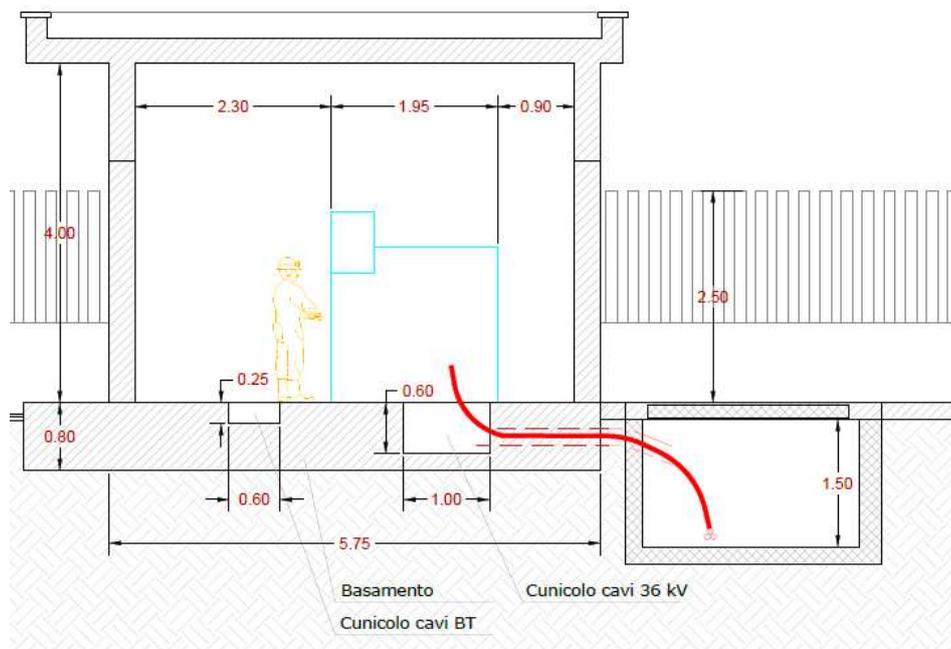


Figura 11.4: Sezione architettonica trasversale

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento a livello di progetto definitivo delle strutture di fondazione e in elevazione dell'edificio, previste in calcestruzzo armato. La relazione ed i relativi calcoli dovranno essere aggiornati e riverificati in fase di progettazione esecutiva.

11.2 Modellazione della struttura

La struttura viene modellata con un reticolo di elementi monodimensionali tipo asta; i pliastrri vengono vincolati al piede mediante incastro rigido.

I solai vengono assimilati ad un diaframma, piano infinitamente rigido la cui funzione è quella di trasferire i carichi agenti su di esso agli elementi strutturali portanti (travi e pilastri).

La struttura è stata modellata per mezzo del solutore FEM 3D:
AXIS VM X5 - n. Licenza 7754 rilasciato da STA DATA srl Torino

L'analisi condotta è del tipo statica lineare; di seguito una vista del modello generato:

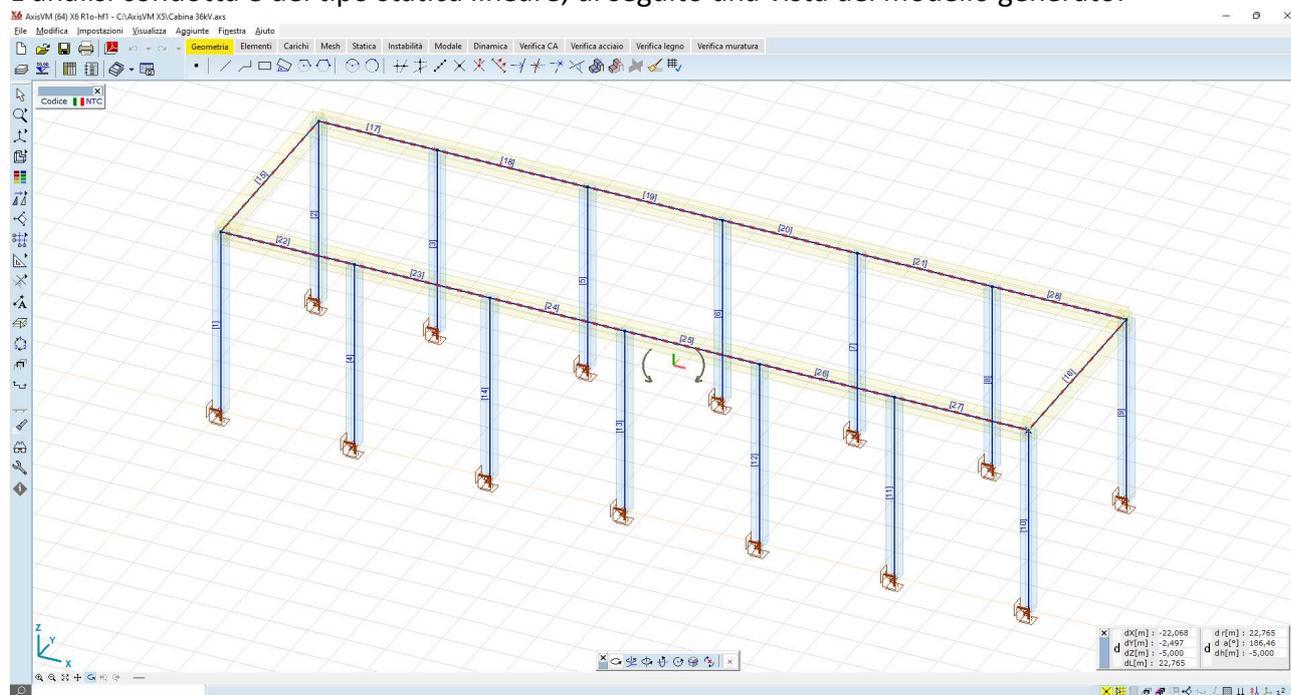


Figura 11.5: vista assometrica del modello ad aste

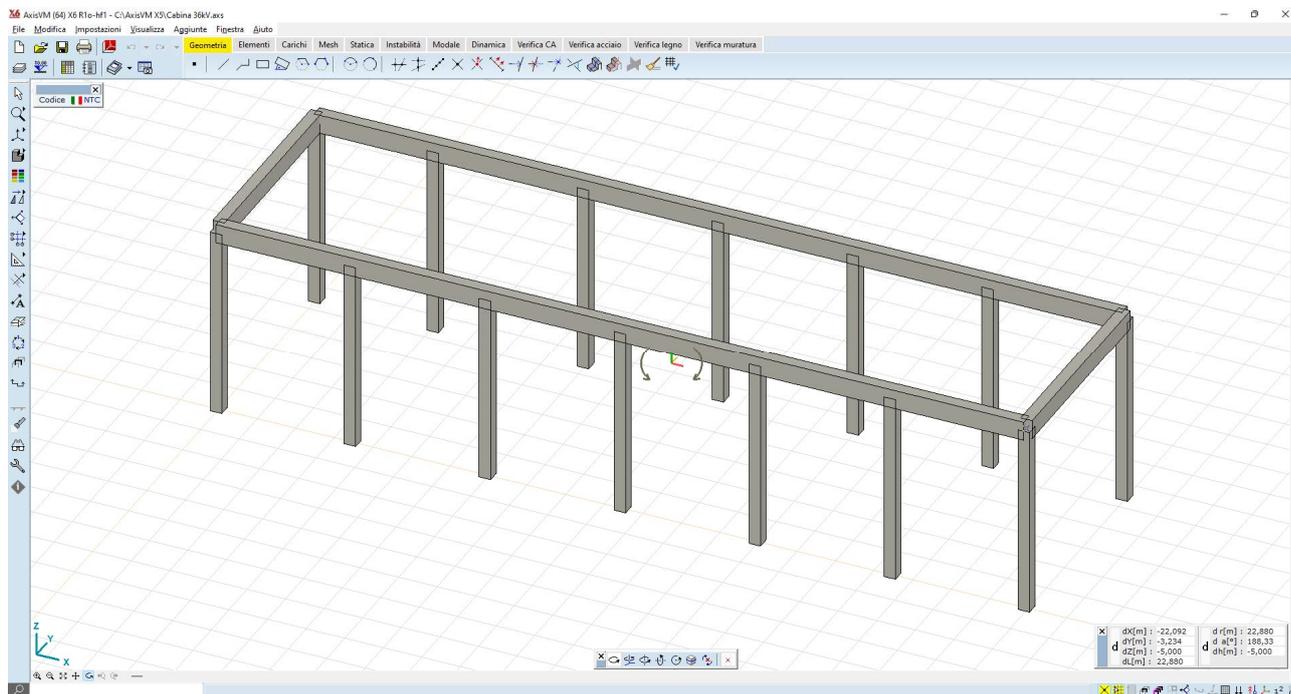


Figura 11.6: vista assometrica del modello ad aste_render

11.3 Materiali strutturali

Il reticolo di pilastri e travi sono del tipo in c.a. gettato in opera; le caratteristiche dei materiali sono di seguito riportate.

11.3.1 Calcestruzzo

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica f_{ck}	25 N/mm ²
Modulo elastico	31.475 N/mm ²
Coeff Poisson	0,2
Diam max inerti	32 mm
Slump	S4

Acciai da armatura	
Acciaio tipo	B450C
Resistenza elastica f_{yd}	391 N/mm ²
Modulo elastico	206.000 N/mm ²
Limite di deformazione elast ϵ_{s1}	0.198%
Limite di deformazione ultima ϵ_{su}	6.750%

11.3.2 Carichi di progetto

In questa sezione si valuteranno le azioni caratteristiche in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le strutture verranno dimensionate per l'effetto dei pesi propri strutturali, dei sovraccarichi permanenti, e delle azioni sismiche.

11.3.3 Pesi propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione delle sezioni

11.3.4 Sovraccarichi permanenti

Peso proprio solai di copertura (predalles 20+5cm)	310 daN/mq
Pesi permanenti portati (guaine + intonaci)	50 daN/mq
Carichi accidental (coperture accessibili per sole manutenzioni)	50 daN/mq

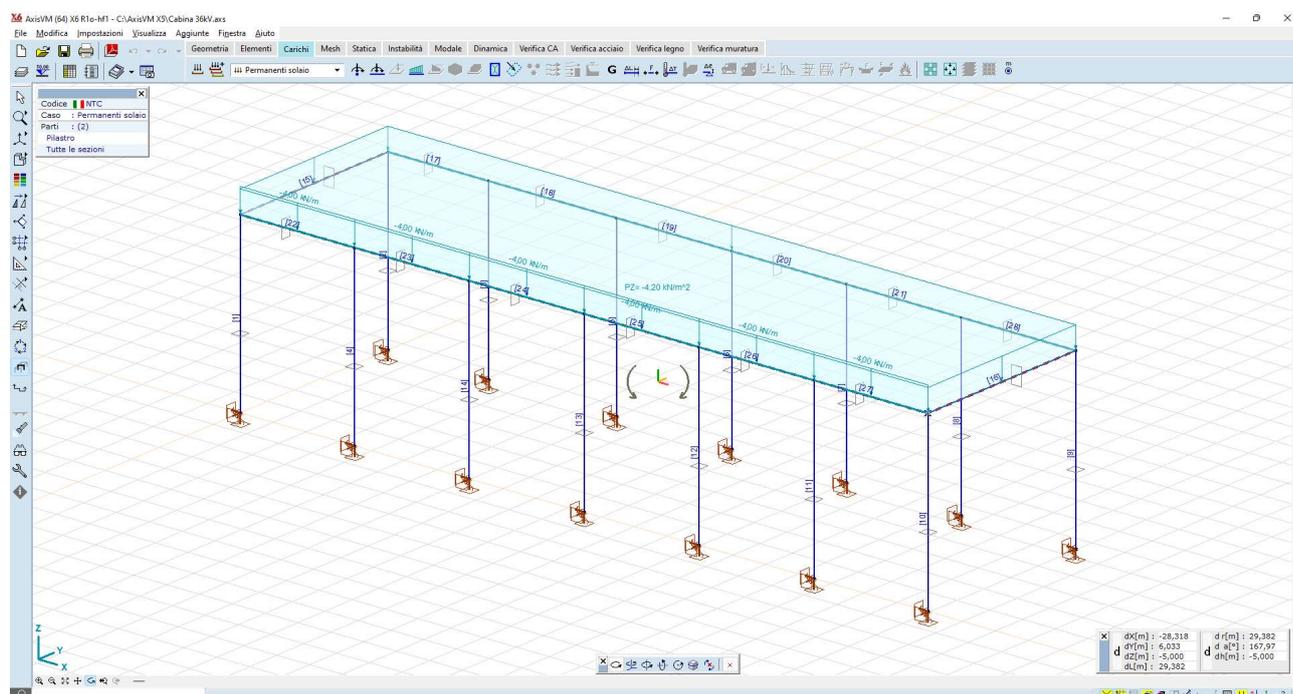


Figura 11.7: Carichi permanenti portati

11.3.5 Azione sismica

La struttura presenta caratteristiche di regolarità in pianta, in altezza e nella distribuzione delle masse.

L'azione sismica viene introdotta come un'azione applicata al centro geometrico dell'impalcato, avente intensità pari al 7% della massa sismica (derivante da un'analisi sismica semplificata). Il tagliante di piano così calcolato viene ripartito in parti uguali tra i n. 14 pilastri che portano l'impalcato.

Superficie impalcato	$21,5 \times 7,0 = 150$ mq
Massa sismica	400 daN/mq
Tagliante di piano	$7\% \times 400 \times 150 = 4.200$ daN
Azione su pilastro	4.200 daN/ 14 pil = 300 daN /pilastro

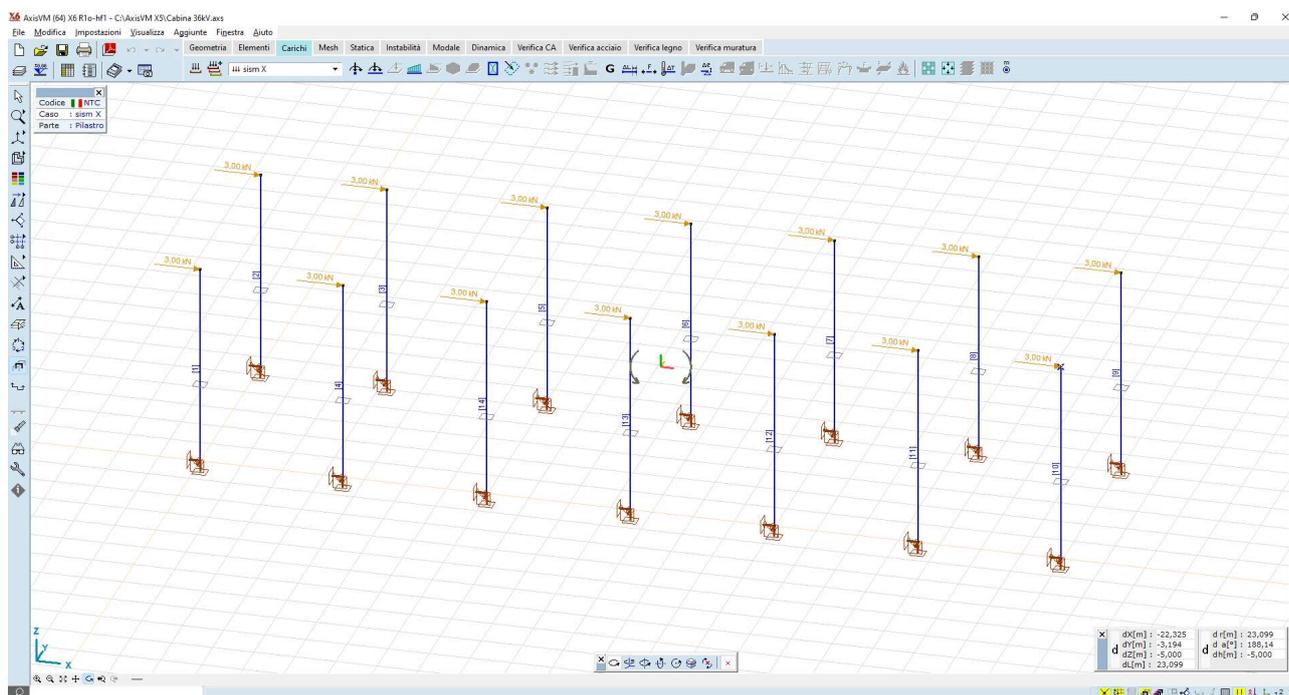


Figura 11.8: Azione sismica in direzione x – sism X

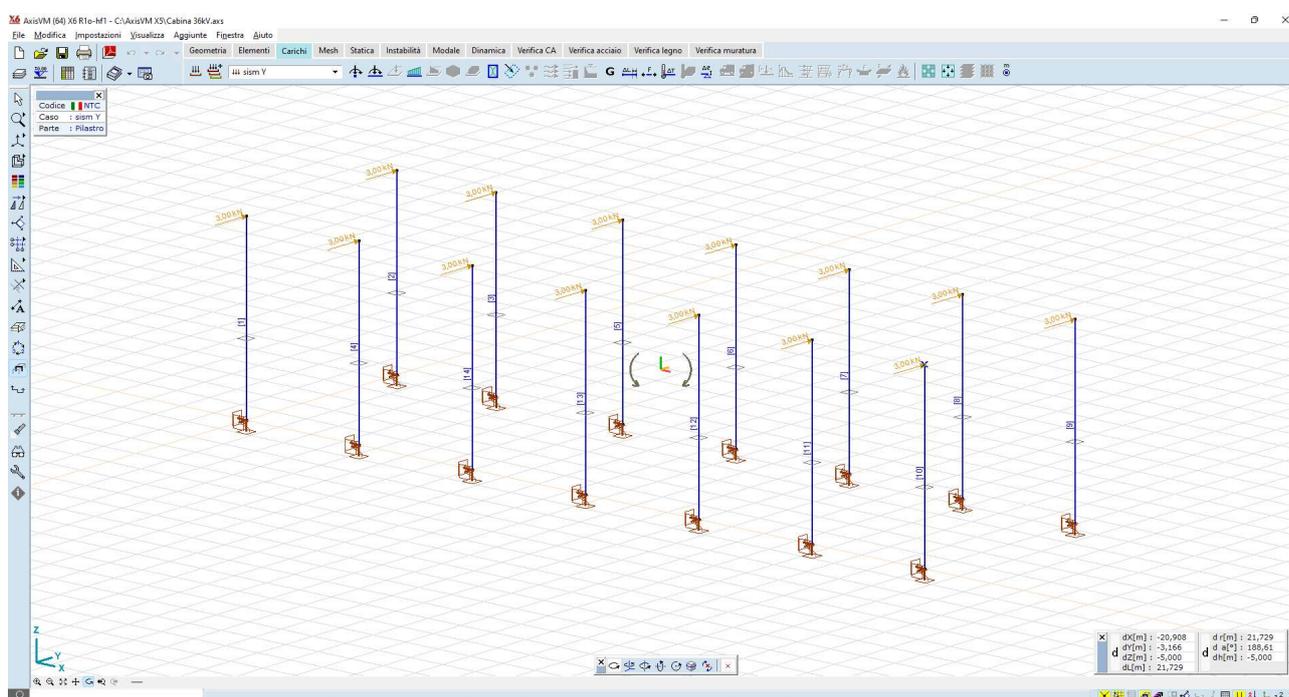


Figura 11.9: Azione sismica in direzione y – sism Y

11.3.6 Combinazione delle azioni

Vengono generate manualmente le seguenti combinazioni di carico:

	Nome	Permanenti solaio	Accidentali copertura n.a.	pesi propri	sism X	sism Y	Commento
2	Sism X	1,00	1,00	1,00	1,00	0	sism X
3	Sism Y	1,00	1,00	1,00	0	1,00	sism Y
1	Statico	1,00	1,00	1,00	0	0	statico

11.3.7 Calcolo di sollecitazioni e spostamenti

Vengono forniti di seguito i colormap dei risultati delle analisi, in termini di sollecitazioni e spostamenti

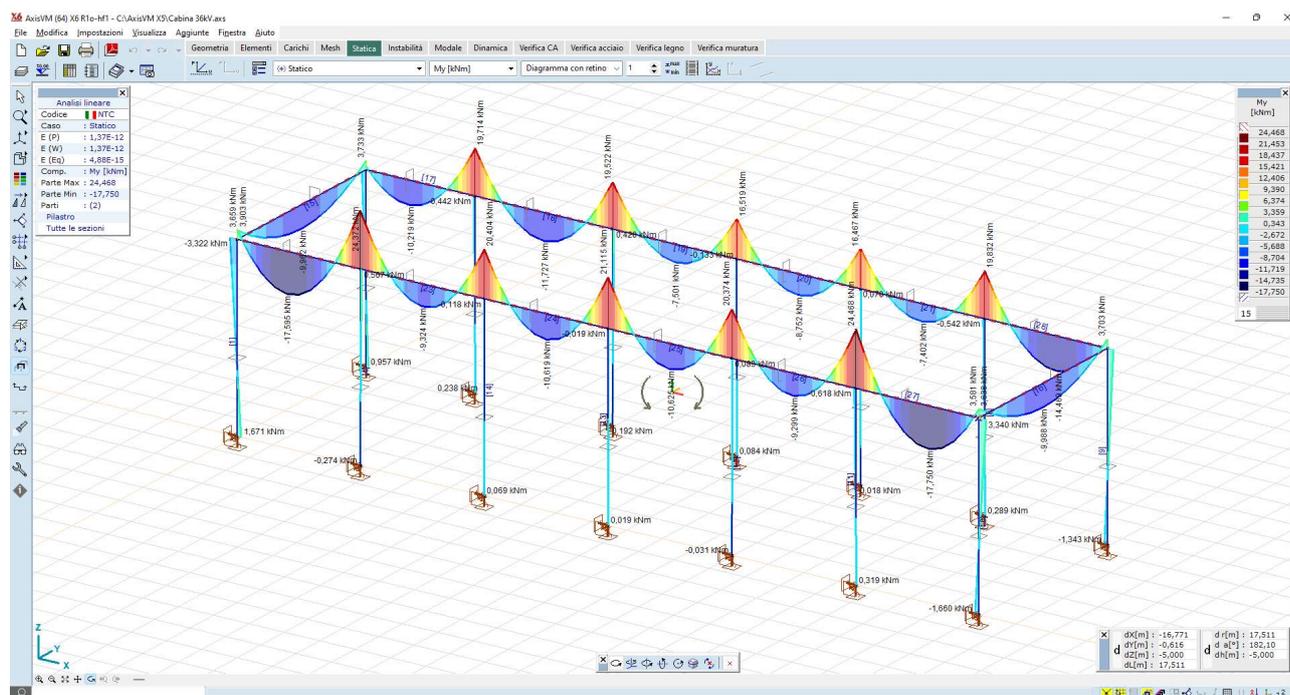


Figura 11.10: momenti flettenti M_y comb statico – valori max travi 20 kNm

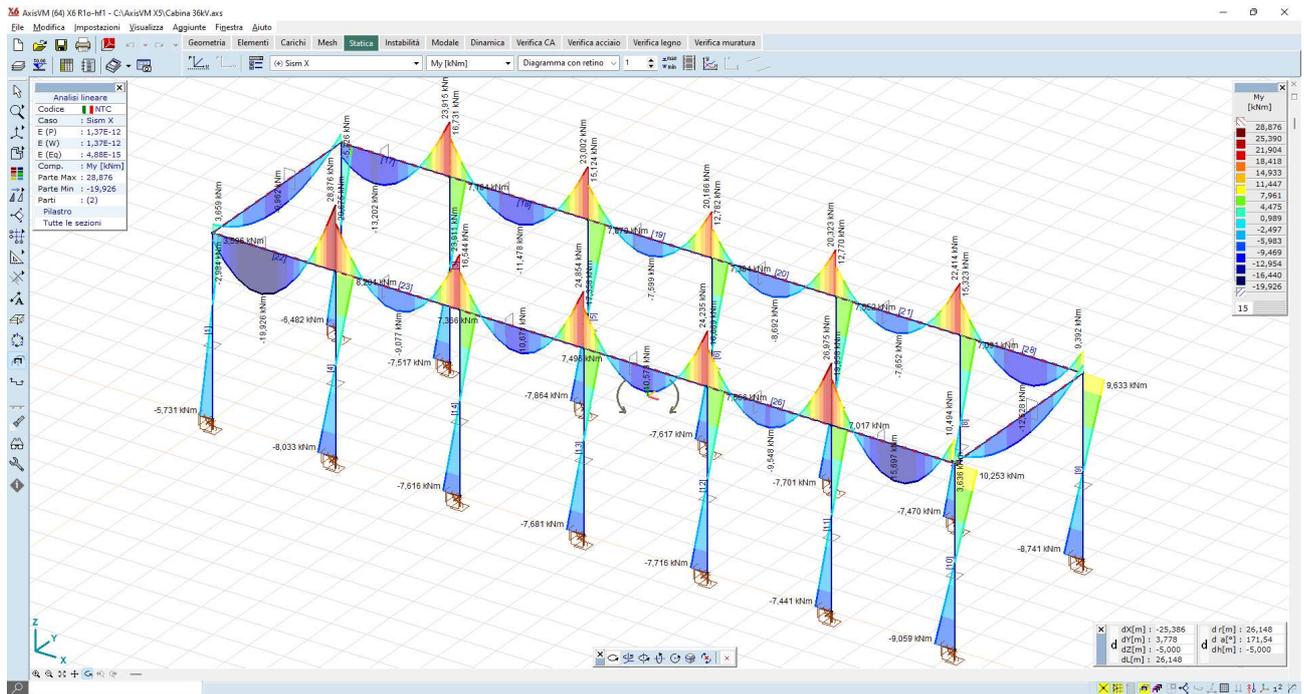


Figura 11.11: momenti flettenti M_y comb sism X – valori max travi 23kNm valori max pilastri 9,6 kNm

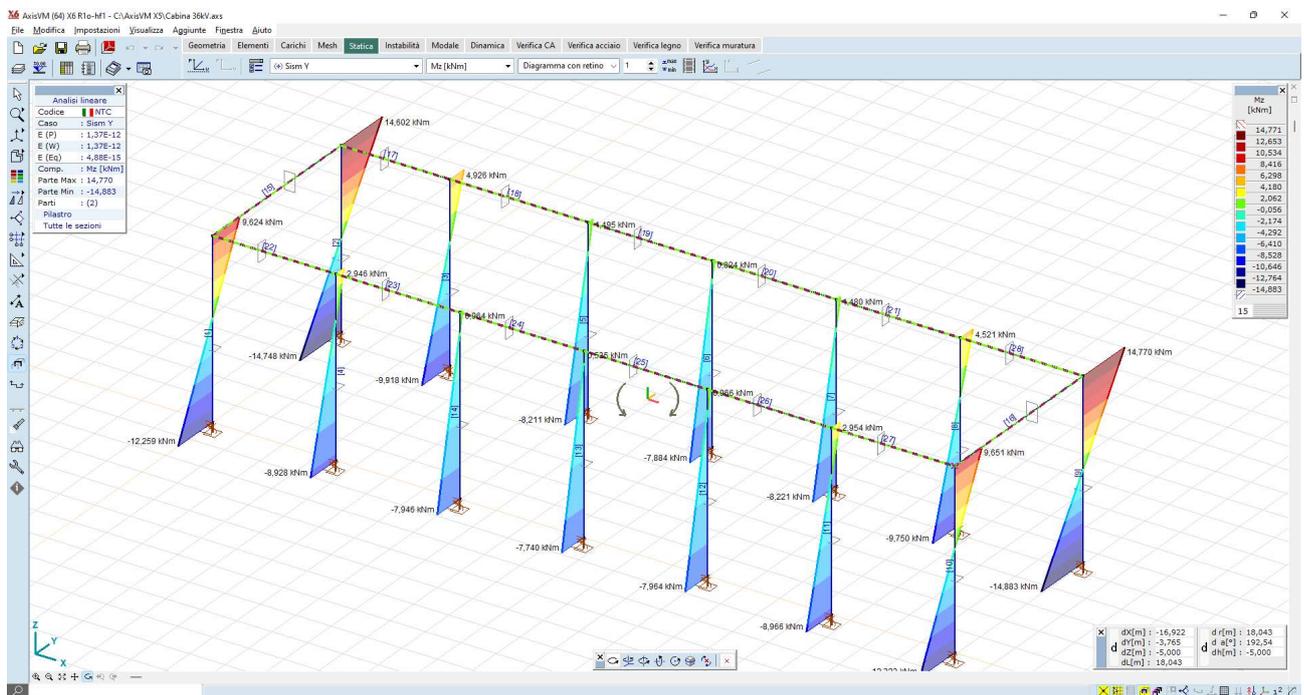


Figura 11.12: momenti flettenti M_z comb sism Y – valori max pilastri 14,7 kNm

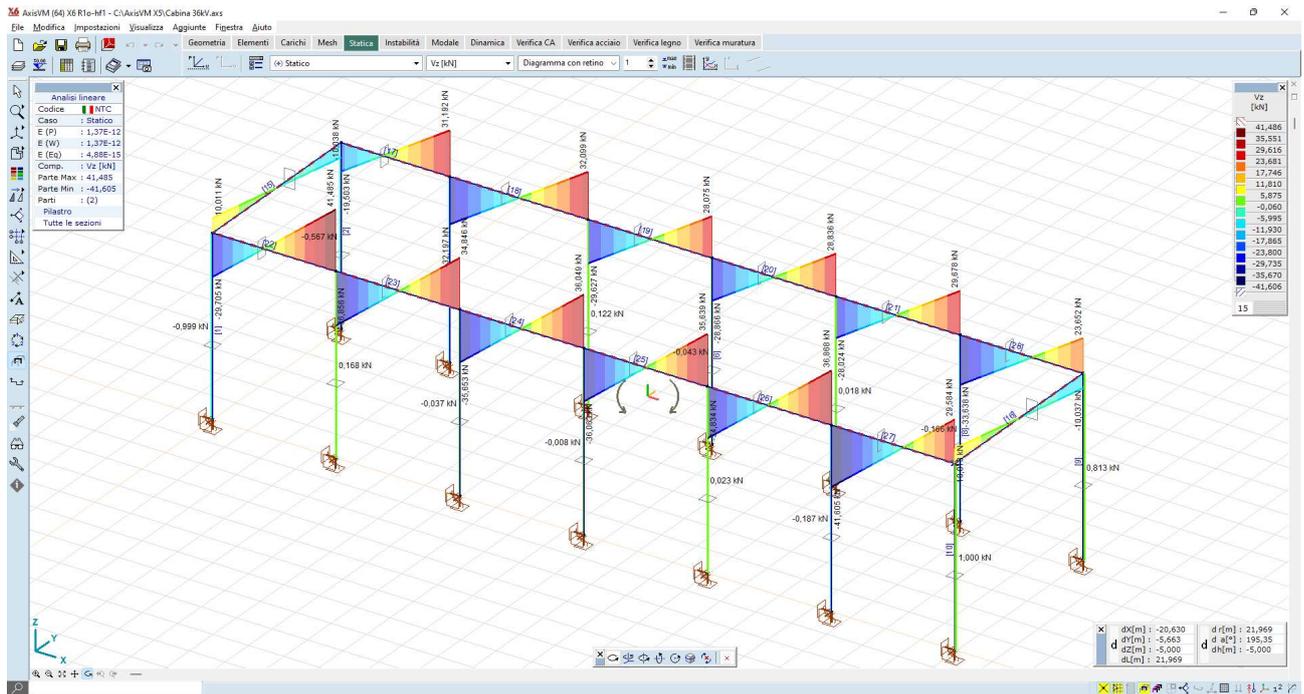


Figura 11.13: azioni taglianti Vz comb statico – valori max travi 35 kNm

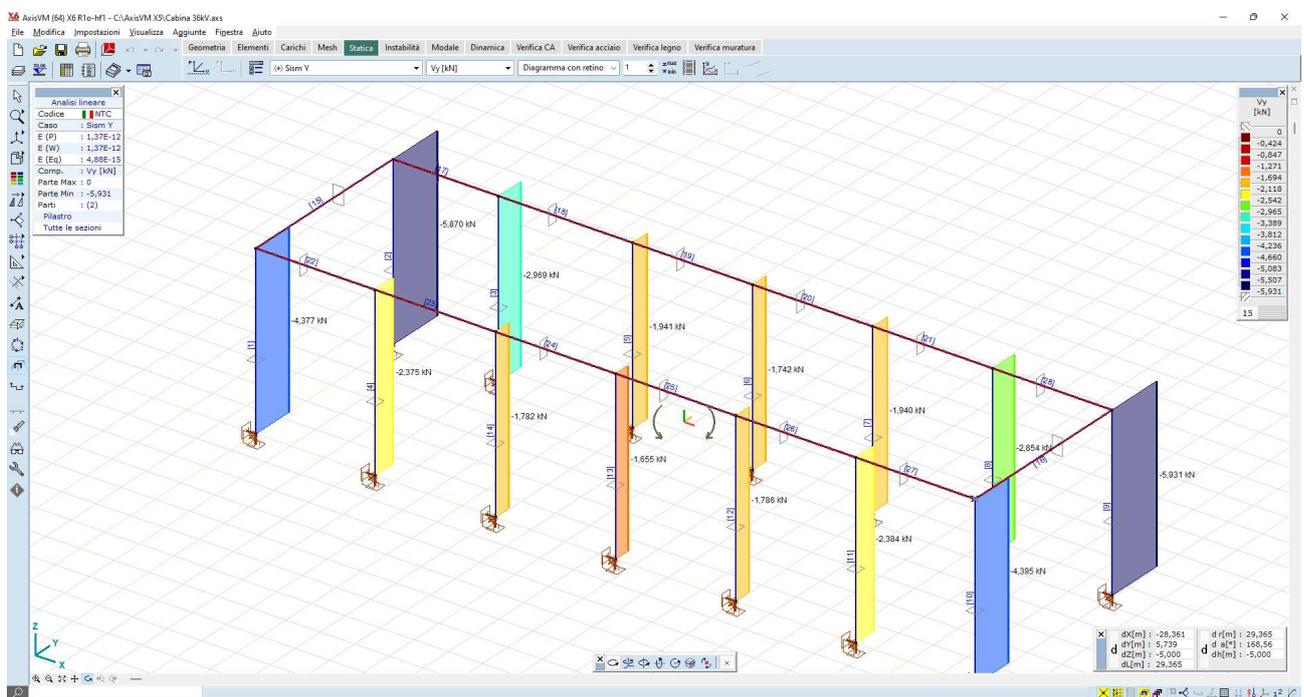


Figura 11.14: azioni taglianti Vy comb sism Y – valori max 5,8 kN

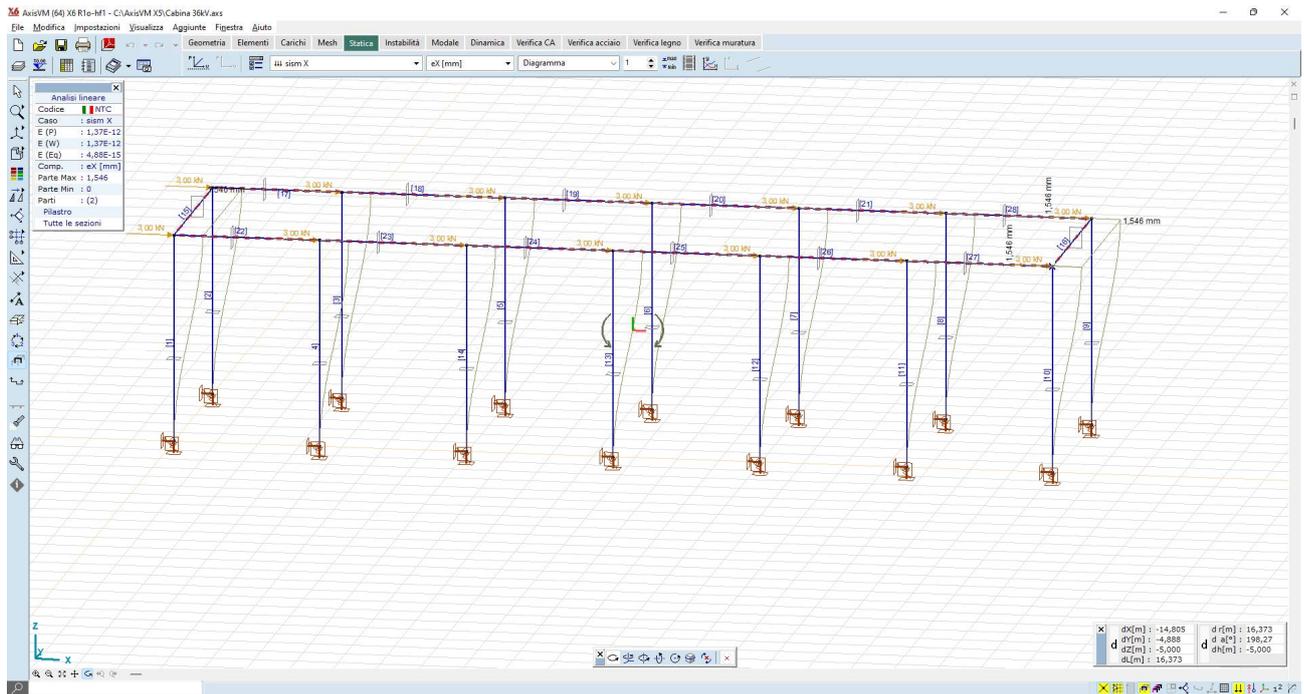
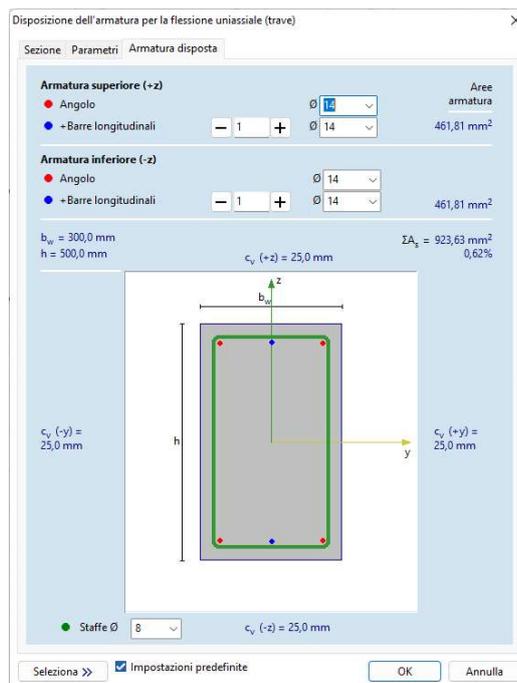


Figura 11.17: configurazione deformata sism X – valori max 1,6 mm

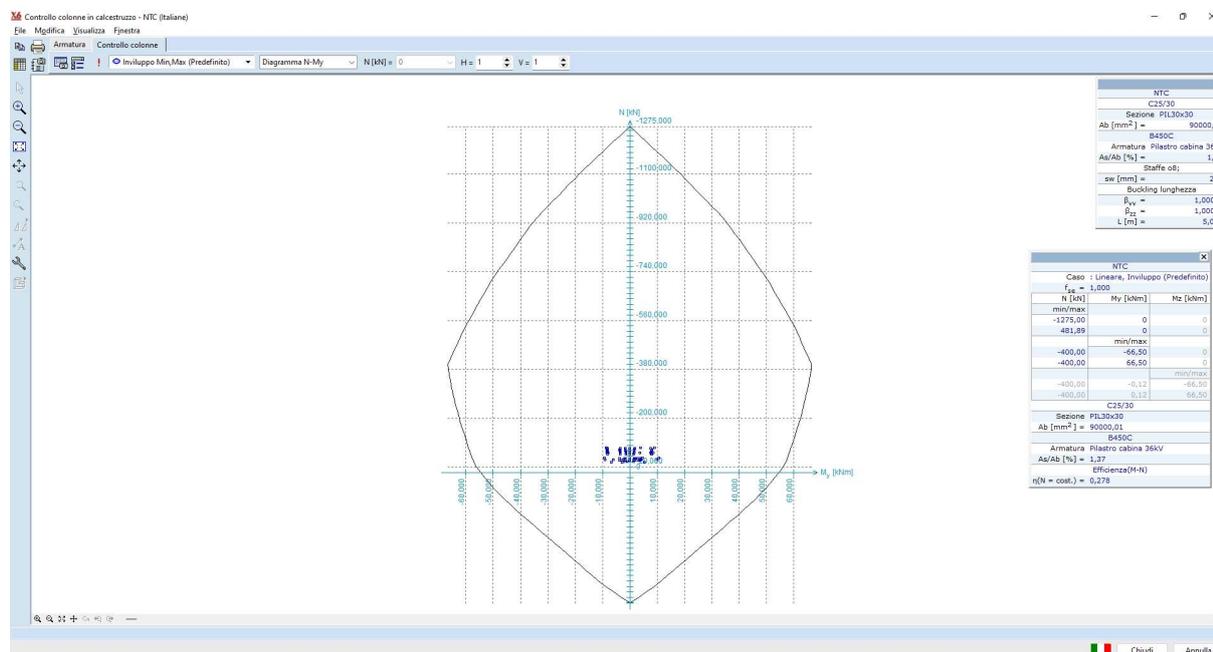
11.4 Verifiche degli elementi strutturali

11.4.1 Travi

Ipotizzata un'armatura delle travate disposta come da immagine seguente (barre long $\Phi 14$, staffe $\Phi 8$, coprstaffa 25 mm, copriferro 40 mm):



Per tutti i pialtri, lo stato di sollecitazione di presso-flessione è contenuto all'interno del dominio di resistenza M-N



Per tal motivo anche questi elementi strutturali possono considerarsi verificati.

11.5 Reazioni al suolo

Se si ipotizza di diffondere il carico su una base di 120 x 120 cmq, il valore di sollecitazione al suolo è dell'ordine dei:

$$90 \text{ kN}/1,44 \text{ mq} = 62,5 \text{ [kN/mq]} = 0,625 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

Avedo ipotizzato di impostare la fondazione a profondità -1,00mt da p.c., ove si riscontrano già i depositi sabbiosi al di sotto della coltre vegetale, si può asserire che le strutture di elevazione inducono sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione modesto (dell'ordine dei 0,6 daN/cm²).