

# Geo Rinnovabile S.r.l.

## Impianto agro-fotovoltaico "Padalazzu" da 96.138 kWp e opere connesse

Comune di Sassari (SS)

### Progetto Definitivo Impianto agro-fotovoltaico e opere elettriche di Utenza

Allegato C.11 – Calcoli preliminari delle strutture



Professionista incaricato: Ing. Daniele Cavallo – Ordine Ingegneri Prov. Brindisi n.1220

Rev. 0

Novembre 2022

**wood.**

## Indice

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Inquadramento geomorfologico dell'area</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Documenti di riferimento</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>Strutture portanti moduli fotovoltaici</b>	<b>8</b>
5.1	Descrizione generale dell'opera	8
5.2	Modellazione della struttura	9
5.3	Calcolo delle Azioni sollecitanti	11
5.3.1	Pesi propri strutturali	11
5.3.2	Sovraccarichi permanenti	11
5.3.3	Vento	11
5.3.4	Pressione cinetica di riferimento $q_r$	12
5.3.5	Coefficiente di esposizione $c_e$	13
5.3.6	Coefficiente dinamico $c_d$	16
5.3.7	Coefficiente di pressione $c_p$	16
5.4	Risultati numerici	19
5.4.1	Spostamenti	19
5.4.2	Sollecitazioni	21
5.5	Verifiche di resistenza delle aste	23
5.6	Verifiche delle condizioni di rottura del terreno	25
<b>6</b>	<b>Fondazioni cabine prefabbricate ITS "power station"</b>	<b>27</b>
6.1	Descrizione generale dell'opera	27
6.2	Materiali strutturali	28
6.2.1	Calcestruzzo	28
6.2.2	Acciai da armatura	29
6.3	Descrizione del Modello	29
6.4	Azioni di progetto	30
6.5	Risultati delle analisi	32
6.6	Verifiche degli elementi strutturali	34
6.7	Verifiche delle condizioni di rottura del terreno	38

<b>7</b>	<b>Edificio Utente</b>	<b>39</b>
7.1	Descrizione generale dell'opera	39
7.2	Modellazione della struttura	41
7.3	Materiali strutturali	42
7.3.1	Calcestruzzo	42
7.3.2	Acciai da armatura	42
7.4	Carichi di progetto	43
7.4.1	Pesi propri strutturali	43
7.4.2	Sovraccarichi permanenti	43
7.4.3	Azione sismica	43
7.4.4	Combinazione delle azioni	45
7.5	Calcolo di sollecitazioni e spostamenti	45
7.6	Verifiche degli elementi strutturali	49
7.6.1	Travi	49
7.6.2	Pilastri	50
7.7	Verifiche delle condizioni di rottura del terreno	51

**Questo documento è di proprietà di Geo Rinnovabile S.r.l. e il detentore certifica che il documento è stato ricevuto legalmente. Ogni utilizzo, riproduzione o divulgazione del documento deve essere oggetto di specifica autorizzazione da parte di Geo Rinnovabile S.r.l.**

## 1 Introduzione

La presente relazione illustra i criteri di dimensionamento e verifica delle opere strutturali previste all'interno del Progetto Definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico che la Società Geo Rinnovabile S.r.l. intende realizzare nel Comune di Sassari.

L'impianto è concepito per la produzione di energia elettrica con **tecnologia fotovoltaica, ad inseguimento monoassiale, combinato con l'attività di coltivazione agricola**. La potenza complessiva installata è pari a 96.138,00 kWp. L'energia prodotta sarà immessa nella Rete di Trasmissione Nazionale (RTN).

Le principali opere strutturali previste all'interno dell'impianto agro-fotovoltaico, e che saranno oggetto di trattazione preliminare, sono le seguenti:

1. Strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici ("Trackers monoassiali");
2. Basamenti delle cabine di conversione ("Power station");
3. Edificio Utente.

## 2 Inquadramento geomorfologico dell'area

Il sito dell'impianto agro-fotovoltaico è inquadrabile nel F° 459 Sez.IV "LA CRUCCA" in scala 1:25.000 (IGM) e nella Carta Tecnica Regionale nella Sezione 459050 e 459060 in scala 1:10.000.

Da un punto di vista morfologico, l'area è debolmente acclive (la quota del piano di campagna è variabile da circa 64 m a circa 78 m s.l.m.) e la morfologia si presenta dolce e regolare, senza rotture di pendio. Localmente l'area oggetto di studio mostra una scarsa propensione al dissesto e l'impatto antropico è alquanto limitato.

Il reticolo idrografico limitatamente all'area di intervento è praticamente assente, individuato su un piccolo alto morfologico poco evidente che drena le acque a sud nel compluvio facente capo al Rio Mattone e a nord est in piccoli compluvi afferenti ad aste anonime, affluenti del Rio Mannu di Porto Torres e al Rio Ertas.

Le variazioni di pendenza sono abbastanza regolari ed i versanti degradano dolcemente verso la linea di compluvio. Si rileva solo un solco di ruscellamento (piuttosto che un'asta fluviale vera e propria) nel settore occidentale del campo agro fotovoltaico, di lunghezza alquanto limitata e di scarsa pendenza. Nel suo tratto terminale è praticamente obliterata dall'intersezione della strada in terra battuta.

L'indagine geologica condotta dal Dott. Geol. Domenico Praticò ha descritto gli aspetti litologici caratteristici delle diverse aree di impianto, in particolare:

- Dal punto di vista morfologico, non si riscontrano particolari processi morfogenetici. L'Area interessata dall'Impianto agro-fotovoltaico si presenta con una morfologia debolmente acclive, con variazioni di quota alquanto limitate. La carta dell'acclività prodotta dal Comune di Sassari redatta in occasione del Piano Urbanistico Comunale, indica delle classi di pendenza comprese tra 0 e 2,5% (classe A1);
- Le litologie presenti nel territorio in esame sono costituite prevalentemente da rocce carbonatiche litoidi e tenaci, seppur fratturate, di età cenozoica e mesozoica, ed altresì sebbene in quantità minore, da rocce vulcaniche litoidi e tenaci;
- Dal punto di **vista idrologico** per l'area d'intervento non si riconosce un reticolo idrografico; è riscontrabile la presenza di una piccola "asta fluviale" la cui fascia di prima salvaguardia (secondo l'art. 30 ter delle N.A. del PAI) interferisce con il cavo interrato a 36 kV e con la strada a servizio dell'impianto agro-fotovoltaico, ma non interferisce con le aree di sedime dell'Impianto agro-fotovoltaico. In accordo a quanto previsto dall'art. 24 delle N.A. del PAI, per tale attraversamento è stato predisposto apposito studio di compatibilità idraulica, con i contenuti previsti dall'allegato E delle stesse N.A. (si faccia riferimento all'All. C.08 "Studio di compatibilità idraulica per interferenza opere di progetto con asta fluviale").

## 3 Documenti di riferimento

I documenti di riferimento utilizzati per eseguire i dimensionamenti preliminari delle strutture sono di seguito elencati:

- "Dimensional drawing" delle strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici (Tracker monoassiali 2x30);
- Schede tecniche delle power stations/gruppi di conversione, fornite dal produttore dei cabinati;
- Layout dell'impianto agro-fotovoltaico;
- Relazione Geologica redatta dal dott. Geol Domenico Praticò.

## 4 Normativa di riferimento

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*.

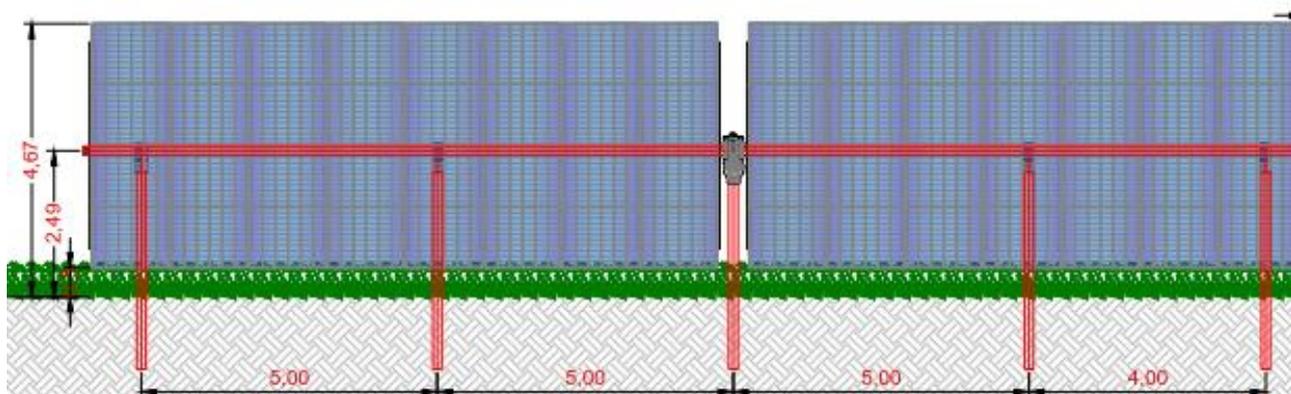
Ai fini del dimensionamento preliminare sono stati utilizzati anche i metodi classici della scienza delle costruzioni.

## 5 Strutture portanti moduli fotovoltaici

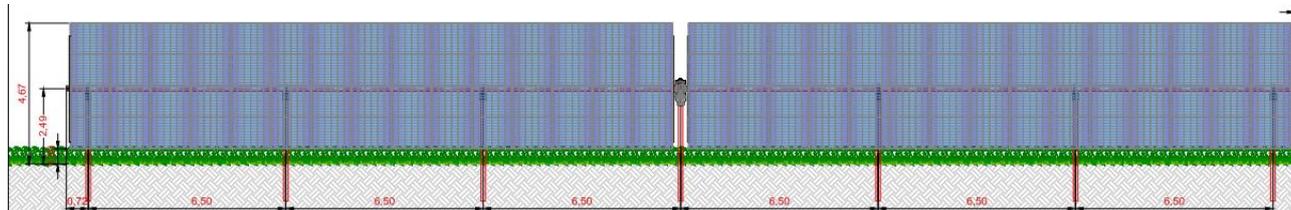
### 5.1 Descrizione generale dell'opera

Le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici sono del tipo trackers ad inseguimento monoassiale, con asse di rotazione disposto in direzione Nord-Sud, e vele esposte sulla direzione est-ovest con inclinazione variabile durante l'arco della giornata tra 0° e 55° rispetto all'orizzontale.

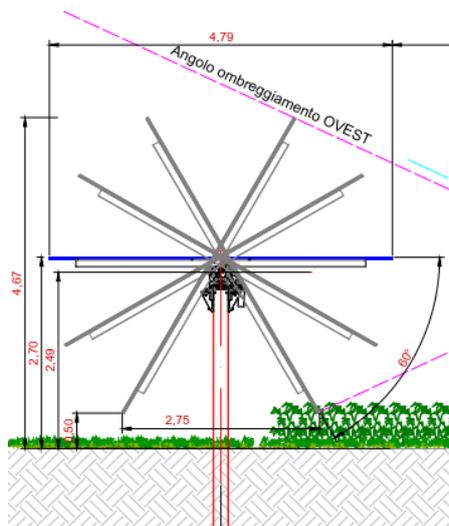
Per questo impianto è prevista l'installazione di due tipologie di vele - 30x2 moduli e 15x2 moduli - in configurazione 2V (in totale, rispettivamente 60 moduli e 30 moduli per vela disposti su due file in verticale);



**Figura 5.1 - Tipico vela fotovoltaica 15x2 moduli**



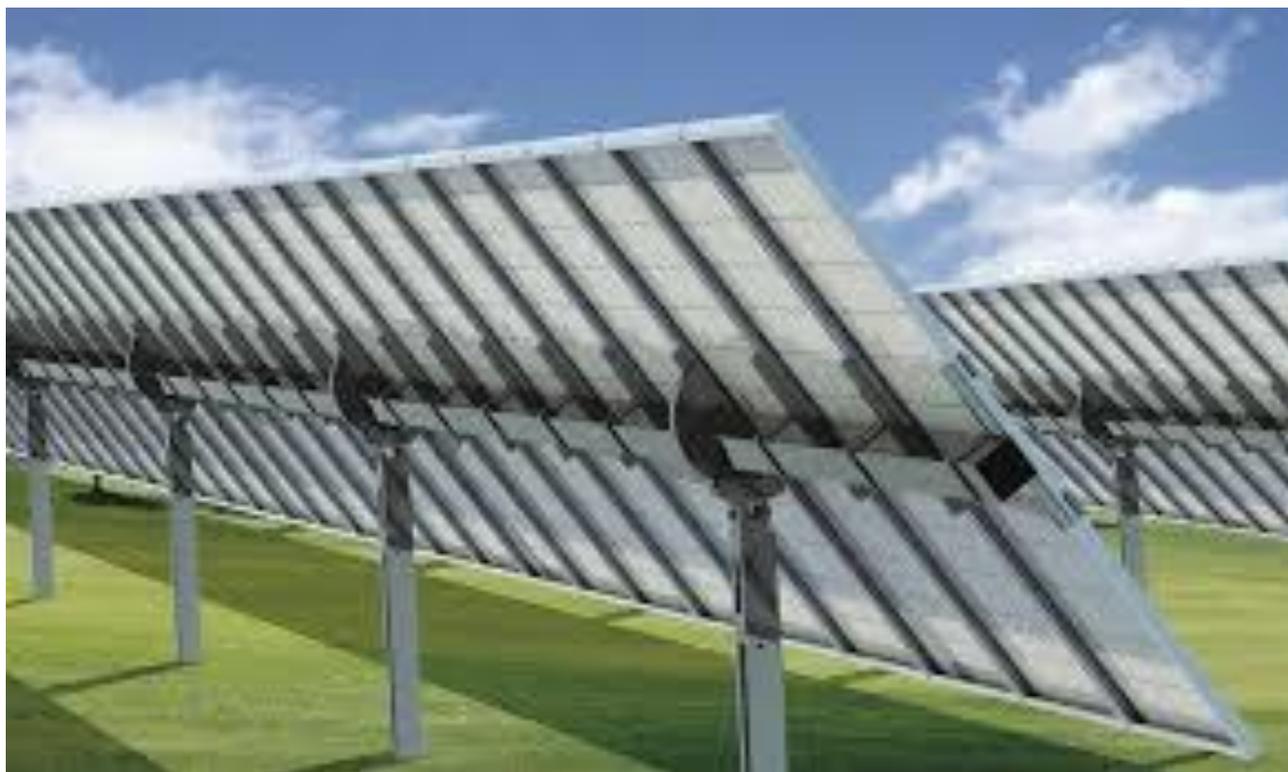
**Figura 5.2 - Tipico vela fotovoltaica 30x2 moduli**



**Figura 5.3 - Sezione trasversale della struttura tipo**

Le strutture porta moduli sono costituite da una serie di arcarecci – profilati metallici ad omega - fissati ad una trave orizzontale che funge da asse di rotazione principale. Quest'asse di rotazione, attraverso un sistema motorizzato e collegato ad un software, permette di ruotare la vela fotovoltaica durante la giornata, in funzione dei raggi solari incidenti.

Tutto viene supportato da una serie di montanti metallici, infissi nel terreno per battitura fino a profondità idonee a garantire la stabilità del complesso terreno-struttura, come più avanti descritto.



**Figura 5.4 - Esempio di tracker fotovoltaico con vela tipo 2V**

## 5.2 Modellazione della struttura

La struttura viene modellata per mezzo di elementi monodimensionali tipo *asta*. L'asse di rotazione viene modellato come trave orizzontale, vincolata ai montanti verticali con un certo numero di rilasci rotazionali che ben simulano il reale grado di vincolo. I pali verticali, infissi, vengono modellati come aste vincolate al suolo mediante un letto di molle orizzontali possedenti rigidità imposta dal progettista.

Per il momento i valori di rigidità delle molle vengono desunti da letteratura, comparabili con quelli misurati presso altri siti possedenti analoghe caratteristiche geologiche. Vengono introdotti valori di rigidità pari a:

- $k_x = 10E4$  (rigidità elevata nella direzione assiale del montante)
- $k_y = k_z = 5.000$  daN/ml (rigidità ipotizzata nelle due direzioni trasversali rispetto al montante)

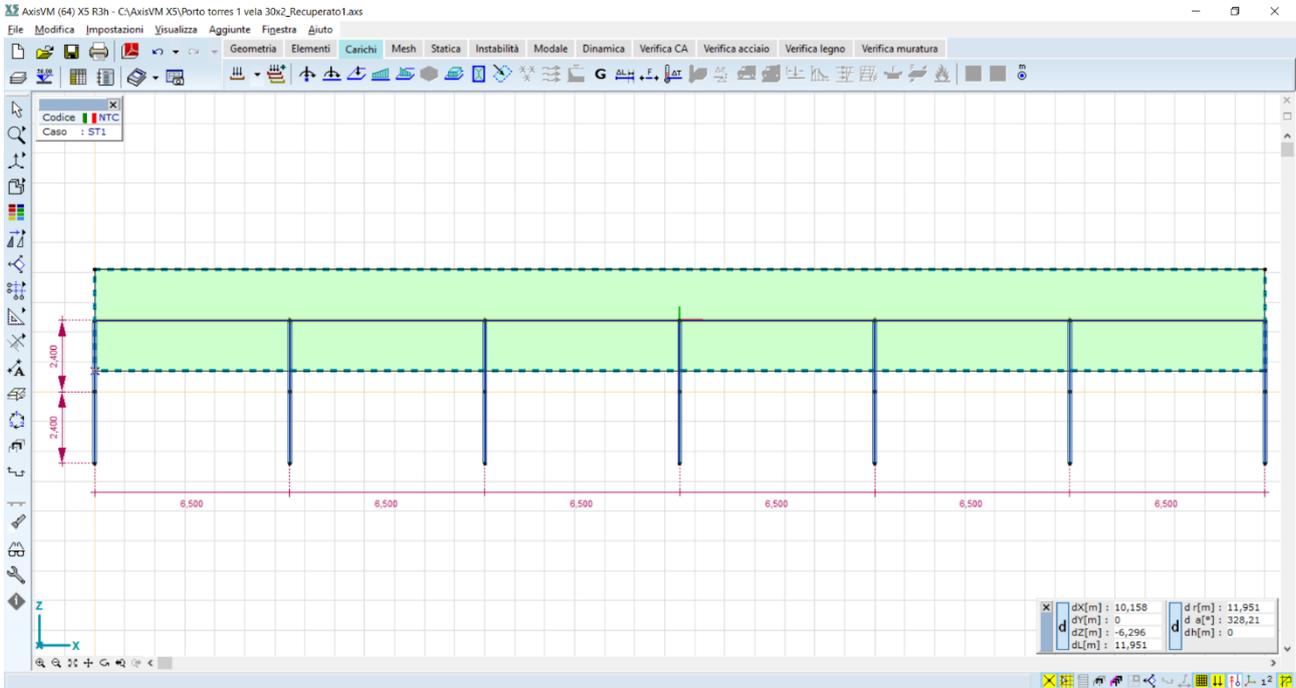
La rigidità delle molle è uno degli aspetti che deve essere approfondito in fase di progettazione esecutiva, mediante prove sperimentali in sito - prove di pull out e a carico laterale.

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 variabile rispetto all'orizzontale, da 15% a 55%, in modo tale da presentare la massima esposizione ai carichi vento.

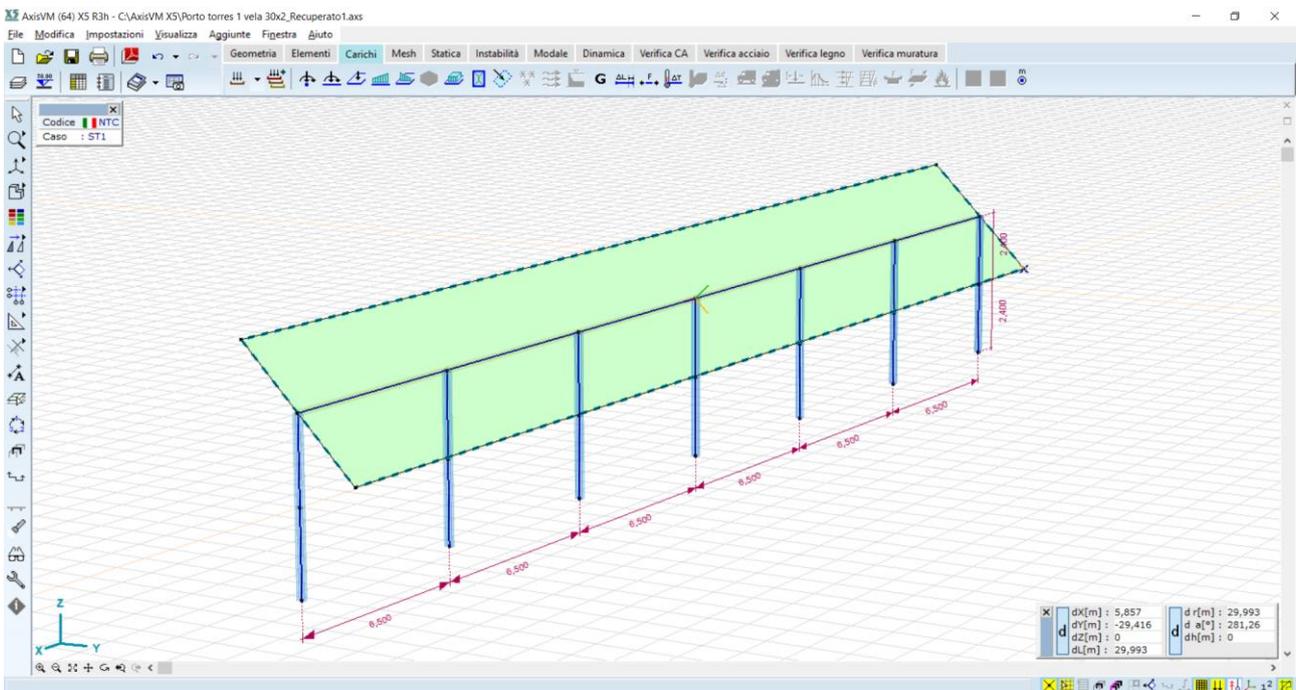
La struttura così modellata viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, da un solutore a elementi finiti:

- AXIS VM release 5 - Licenza n. 7754, rilanciata da STA DATA srl di Torino

Ai fini delle verifiche verrà presa in esame la tipologia di vela 30x2 moduli, di superficie pari a 40,0 x 4,8 m.



**Figura 5.5: modello a elementi finiti – vista frontale**



**Figura 5.6: modello a elementi finiti – vista 3D**

Gli elementi che costituiscono la struttura tipo sono i seguenti:

Id	Tipo	Funzione
01	profilo Q150x150x4.0	Trave principale – asse di rotazione
02	profilo W8x18	Montante verticale – palo infisso

Le cui caratteristiche geometrico-dimensionali sono:

Id	Tipo	Area	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
01	profilo Q150x4.0	22.76	1267.70	797.32	797.32	106.31	106.31	123.46	123.46
02	profilo W8x18	29.28	5.61	151.12	2120.68	29.63	205.89	46.46	233.63

Le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

Nome	Tipo	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	γ	E [N/mm <sup>2</sup> ]	α <sub>T</sub> [1/°C]
S 355	Acciaio	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] = 355,00	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] = 510,00	0,30	210000	1,2E-5

## 5.3 Calcolo delle Azioni sollecitanti

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 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.

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 a quelle dovute ai venti.

### 5.3.1 Pesì propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione dei profilati.

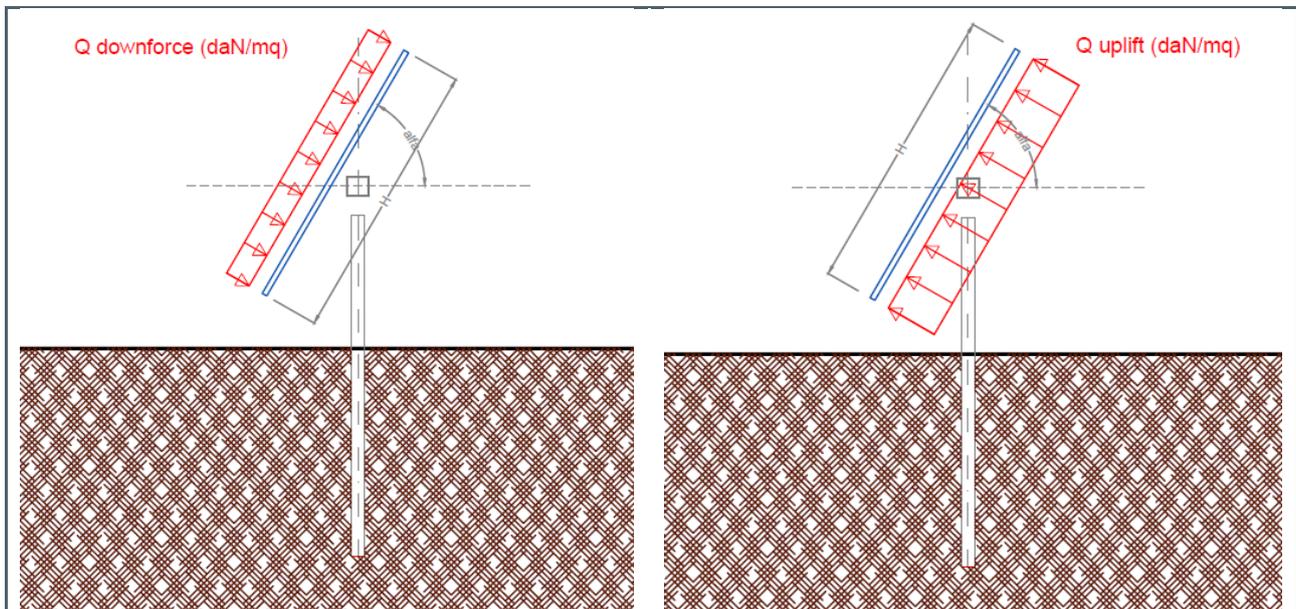
### 5.3.2 Sovraccarichi permanenti

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

### 5.3.3 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 esplicita 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.



**Figura 5.7 - azione del vento sulle strutture**

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).

### 5.3.4 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  $v_r = v_{b,0} * c_a$

$\rho$  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: 5 – Sardegna (a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena),

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  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$ :

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

$$a_0 = 750 \text{ m};$$

$$k_s = 0,40.$$

Nota l'altezza del sito slm ( $a_s$ ), 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  $a_s = 70 \text{ mt} < a_0 = 750 \text{ m}$ ; 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.

### 5.3.5 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: >2 km; <10km, si possono incrociare i dati relativi alla zona di vento e la classe di rugosità per risalire alla categoria di esposizione:

ZONE 1,2,3,4,5							
		costa					
		mare					
		2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A		- -	IV	IV	V	V	V
B		- -	III	III	IV	IV	IV
C		- -	*	III	III	IV	IV
D		I	II	II	II	III	**

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  $z_{min}$  (4 m), se

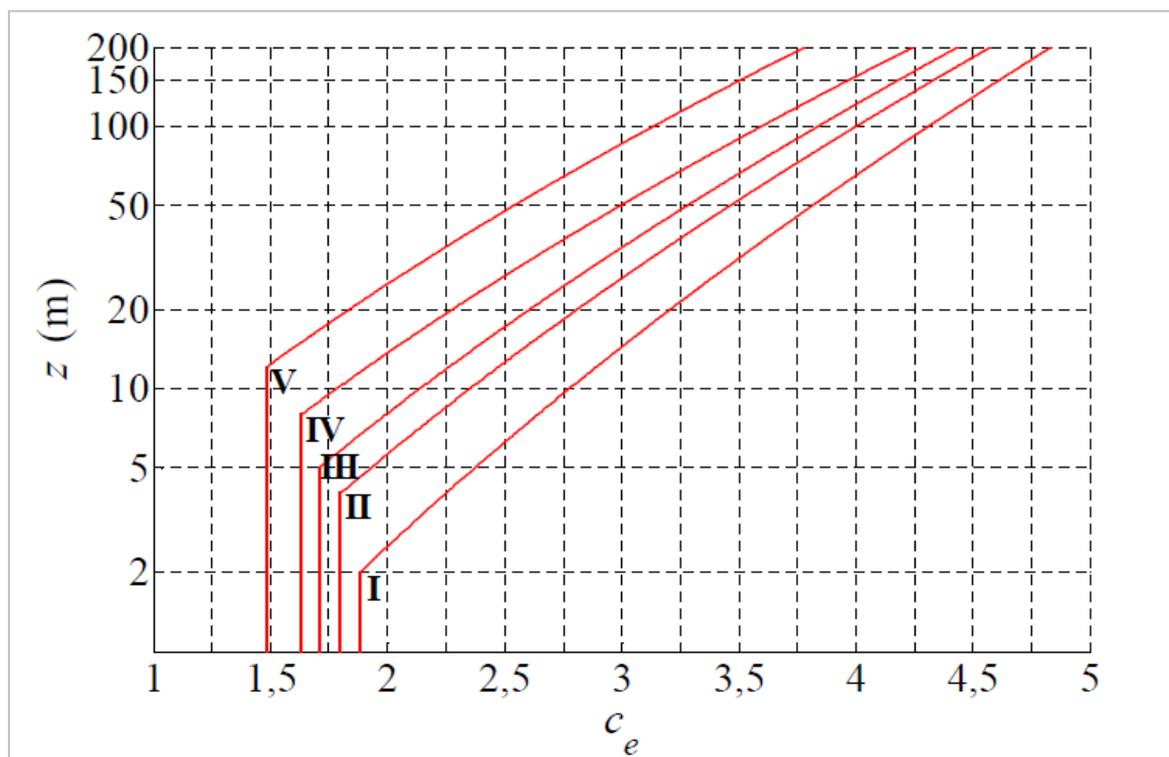
$z \geq z_{min}$  il coefficiente di esposizione si calcola mediante la formula:

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

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

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

e si determina con il grafico seguente:



Nel nostro caso,

$$z=2,5 \text{ m} \leq z_{\min} (4 \text{ m}),$$

per la categoria di esposizione tipo II,

$$c_e=1,8$$

### 5.3.6 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.

### 5.3.7 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:

- Per valori positivi  $C_F=+0,2+\alpha/30$
- Per valori negativi  $C_F=-0,5+1,3*\alpha/30$

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

**Tabella 5.1 -Valori di  $C_F$  per diversi angoli di inclinazione dei moduli**

angolo $\alpha$ (°)	$C_f$ downforce	$C_f$ 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
50	1,87	-2,67	164,69	-235,27
55	2,03	-2,88	179,39	-254,39

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

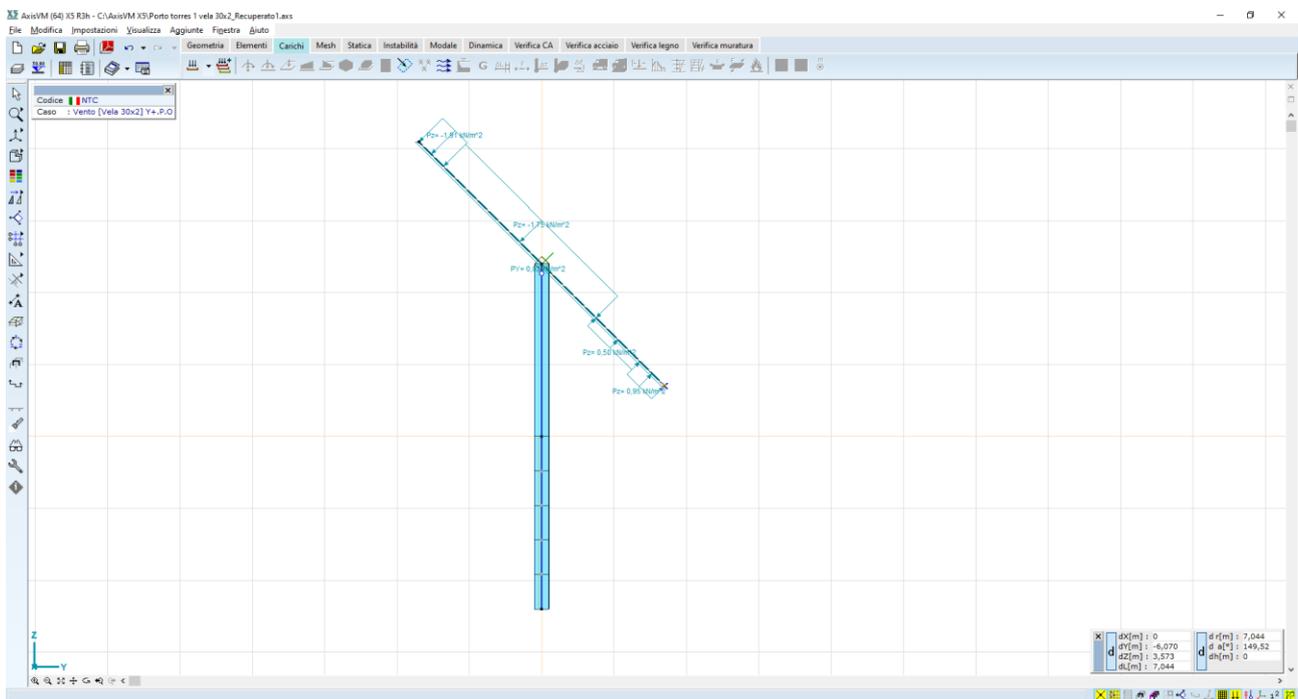
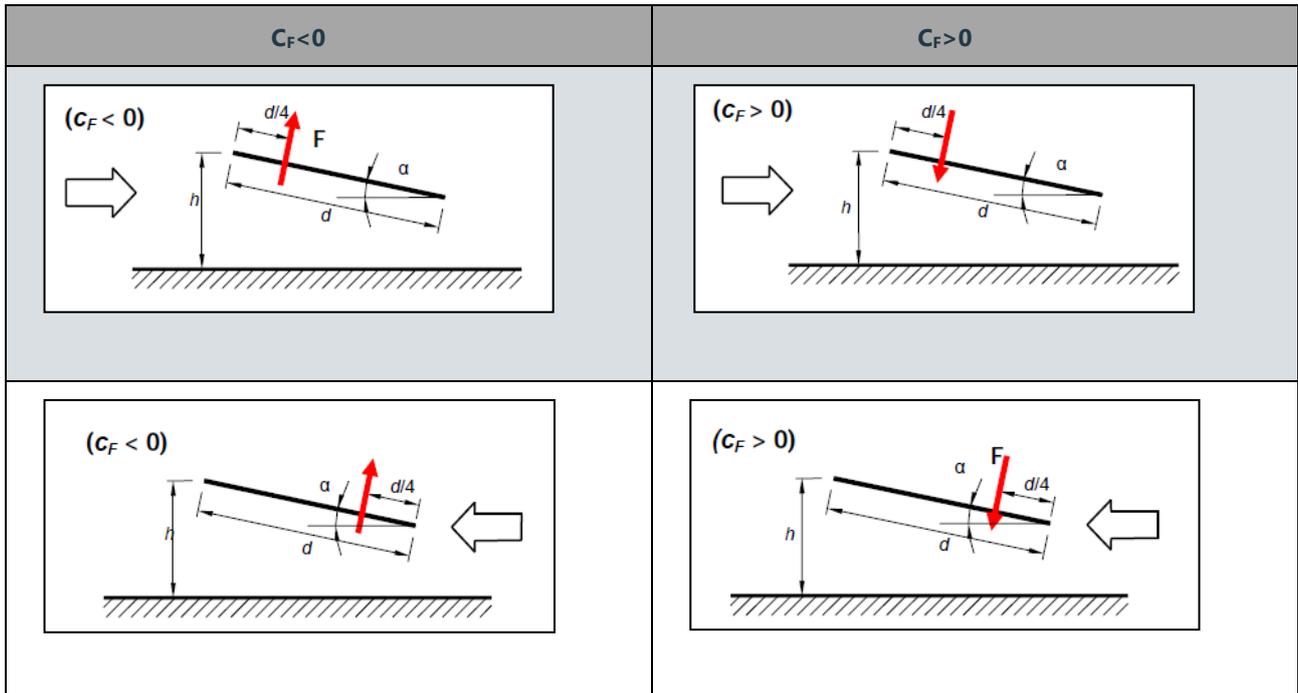
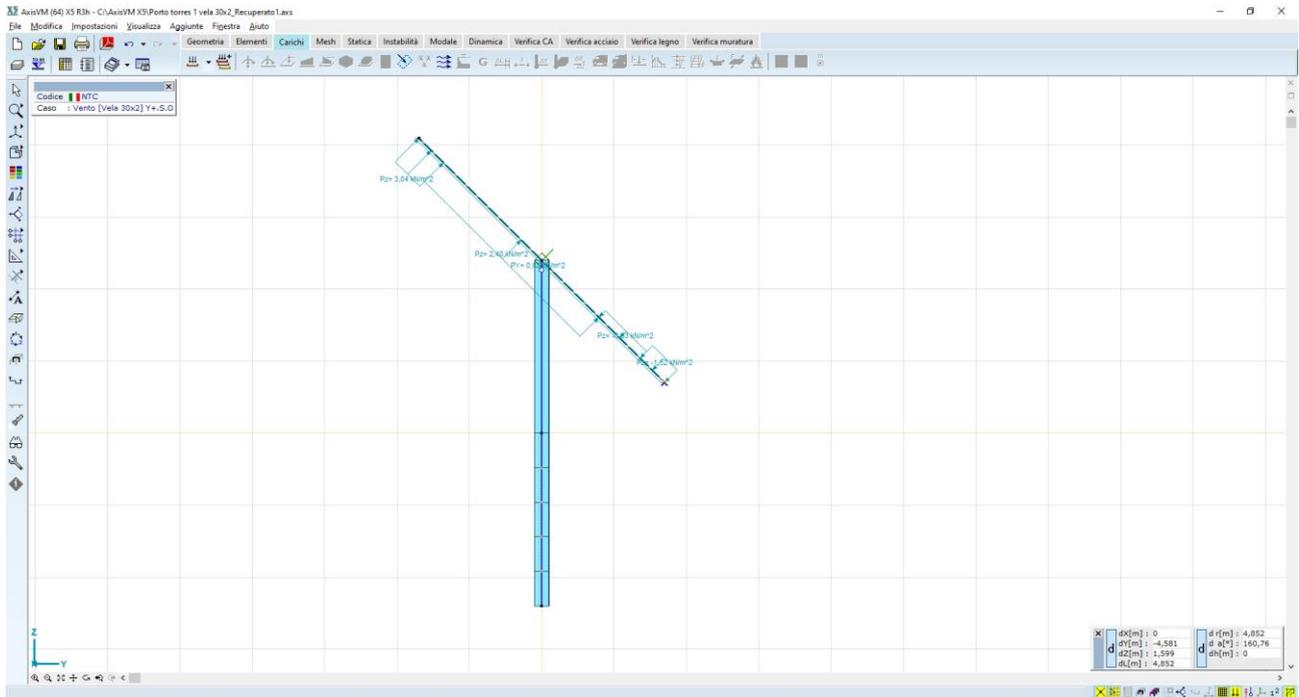
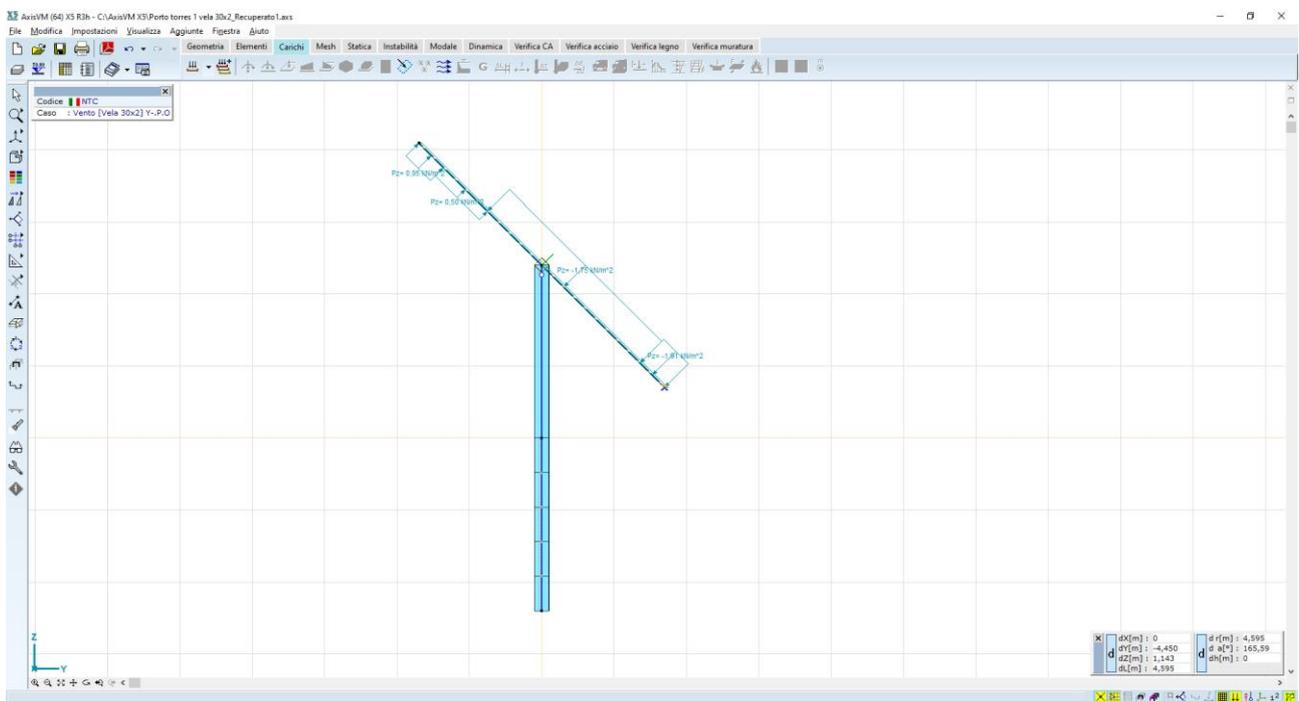


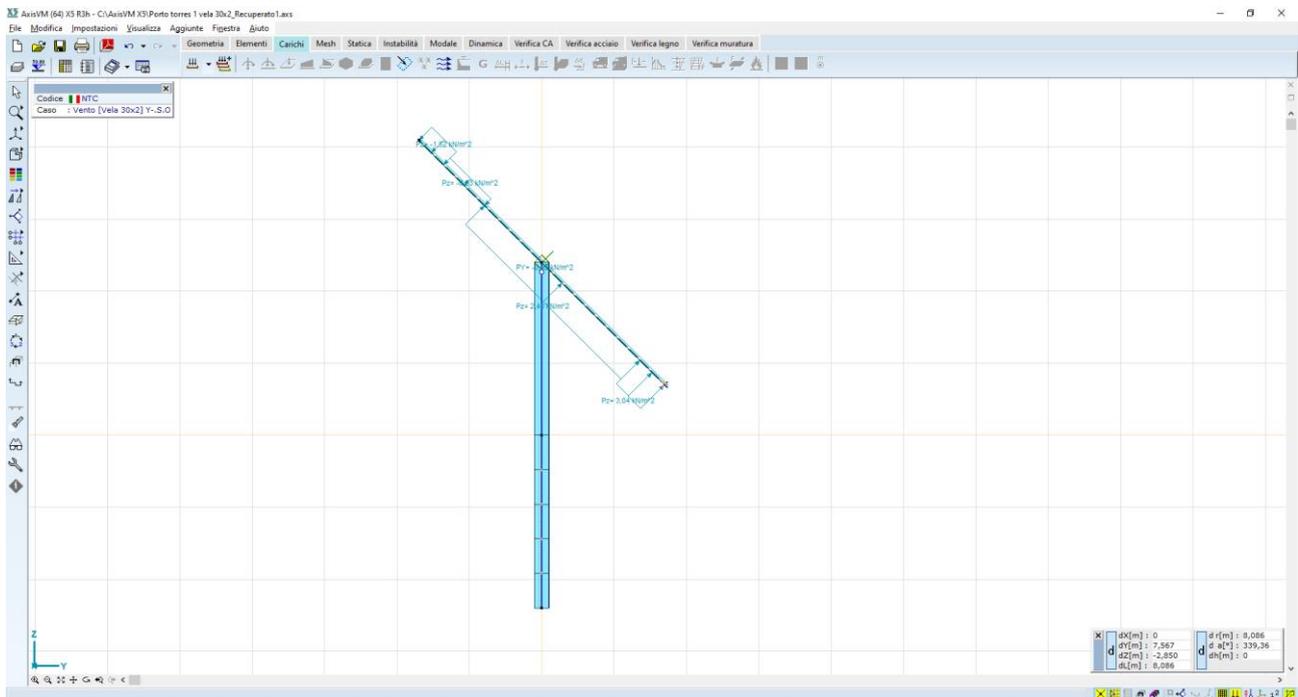
Figura 5.8: carico vento Y+P.O.



**Figura 5.9: carico vento Y+S.O.**



**Figura 5.10: carico vento Y-P.O.**



**Figura 5.11: carico vento Y-S.O.**

## 5.4 Risultati numerici

Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti.

### 5.4.1 Spostamenti

Nella configurazione Y-S.O. si registrano i massimi spostamenti orizzontali; nello specifico, lo spostamento massimo orizzontale atteso in testa palo è pari a 130 mm, mentre lo spostamento a livello del suolo è pari a 26 mm.





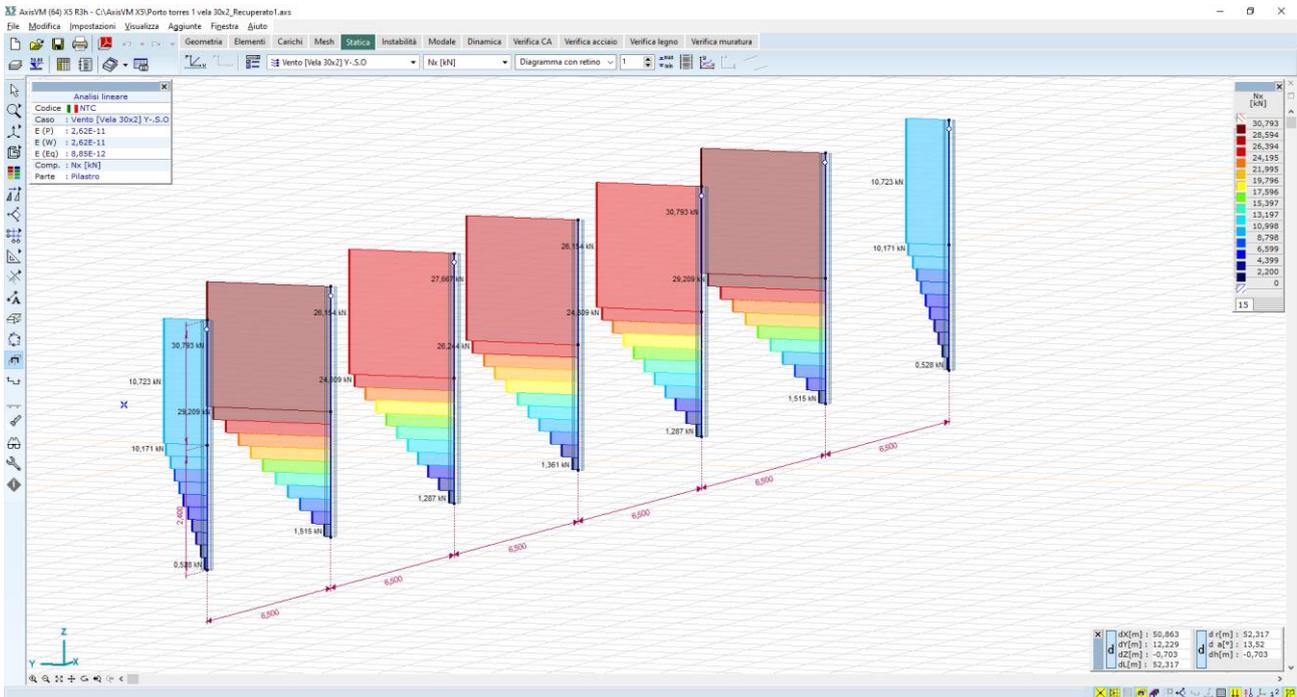


Figura 5.15: diagrammi carico uplift  $N$  – montanti – valori massimi dell'ordine dei 28kN – combinazione Y-S.O.

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

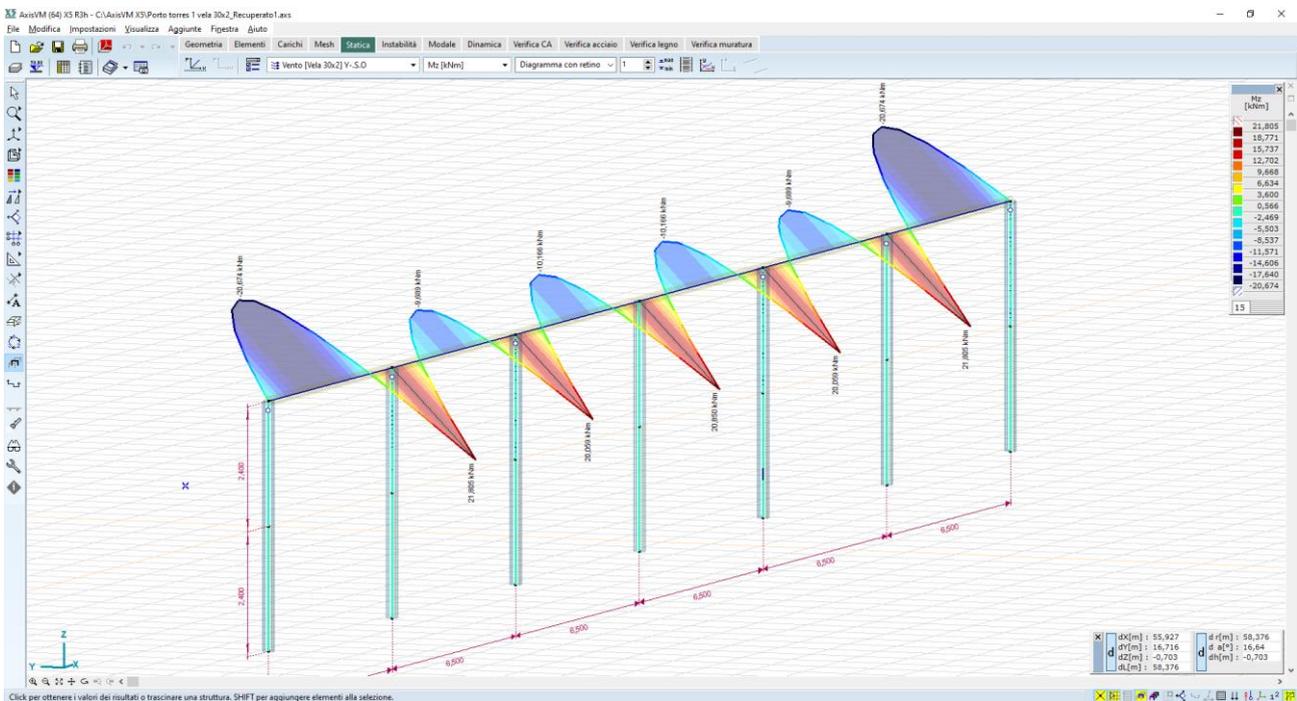


Figura 5.16: diagrammi del momento flettente  $Mz$  – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 20kN\*m – combinazione Y-S.O.

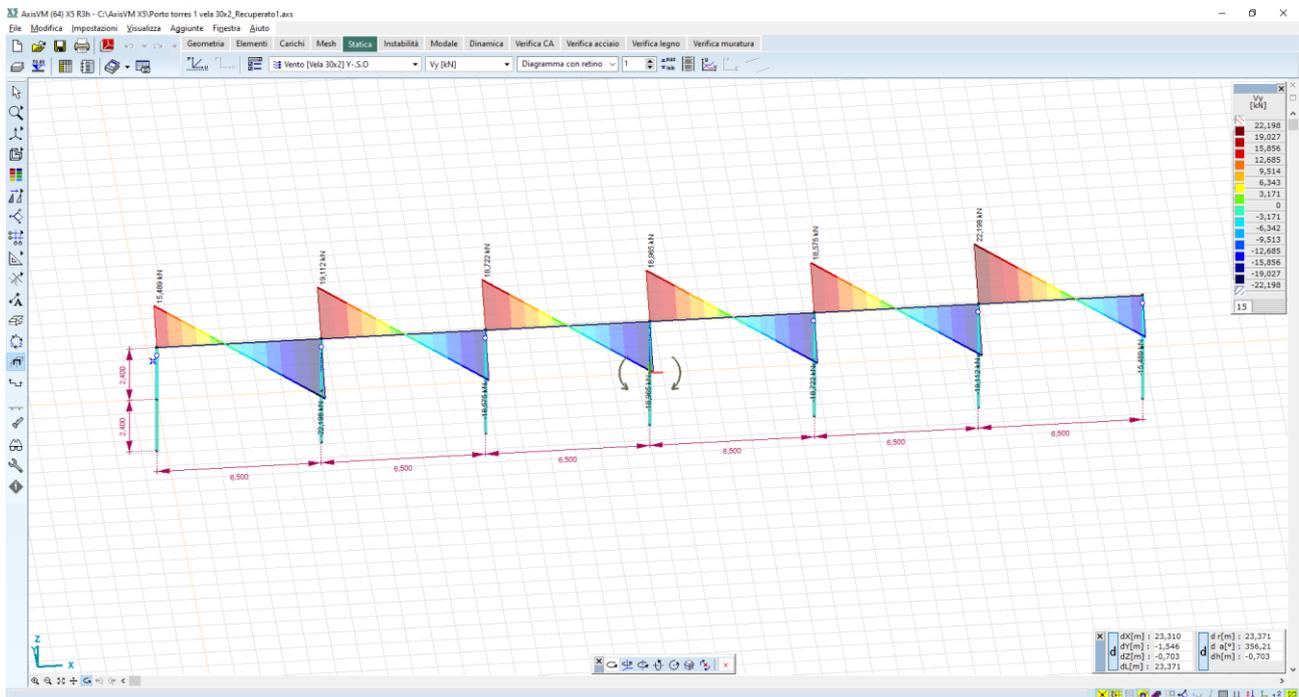


Figura 5.17: diagrammi del taglio  $V_y$ - asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 20kN – combinazione Y-S.O.

## 5.5 Verifiche di resistenza delle aste

Le verifiche di resistenza vengono condotte con le formule classiche della scienza delle costruzioni; vengono eseguite le verifiche:

- a pressoflessione dei montanti verticali
- a flessione della trave orizzontale

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.

Per quel che riguarda i montanti verticali, il valore del momento sollecitante massimo, è pari a:

$$M_{\max} = 67,74 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a:

$$M_y = W_x \cdot \sigma_y = 194,3 \text{ cm}^3 \cdot 3550 \text{ daN/cm}^2 = 68,97 \text{ kN*m}$$

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

$$M_y/M_{\max} = 1,12$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile.

Per quel che riguarda la trave principale, il valore del momento sollecitante massimo, è pari a:

$$M_{\max} = 20,88 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a

$$M_y = W_x \cdot \sigma_y = 621,4 \text{ cm}^3 \cdot 2335 \text{ daN/cm}^2 = 145,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 6.9$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile.

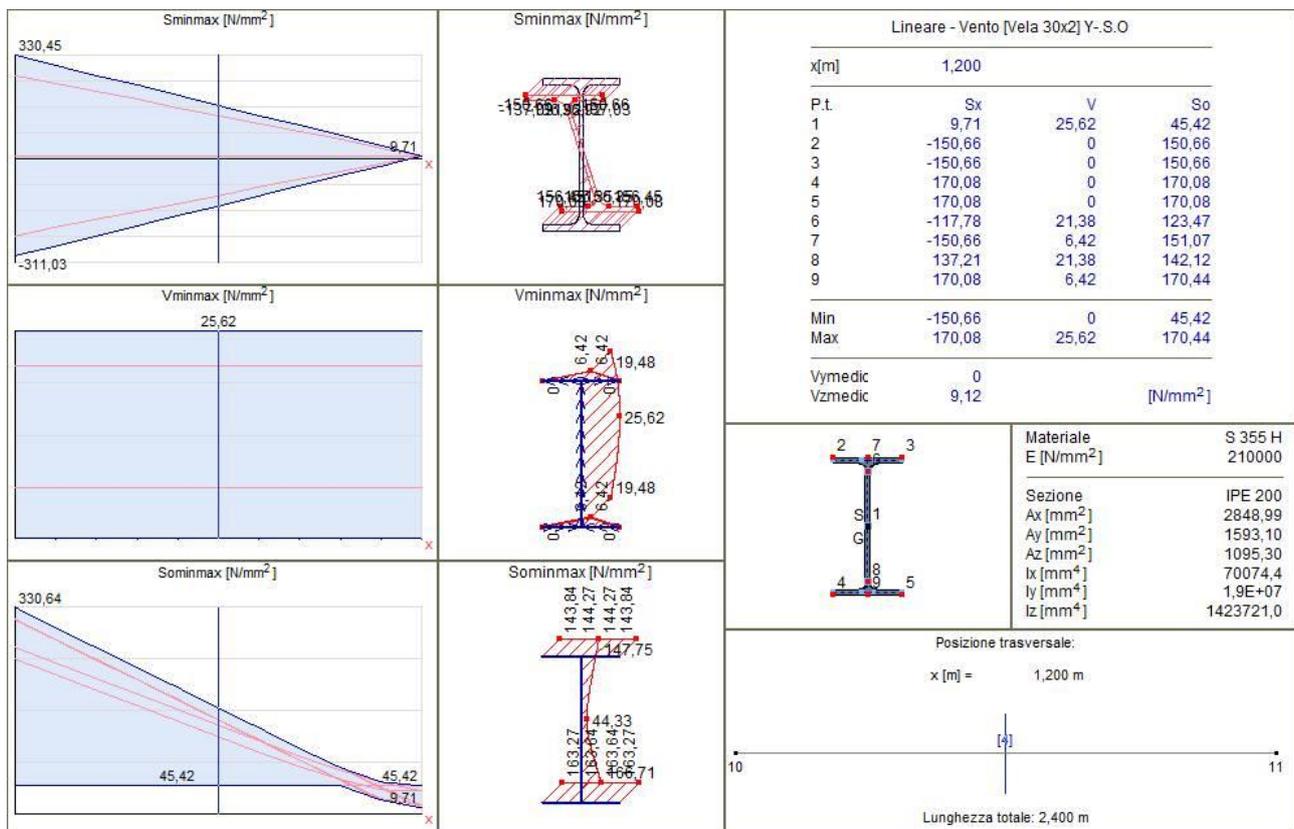
Per quel che riguarda le tensioni di lavoro indotte negli elementi strutturali, sono così calcolate:

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

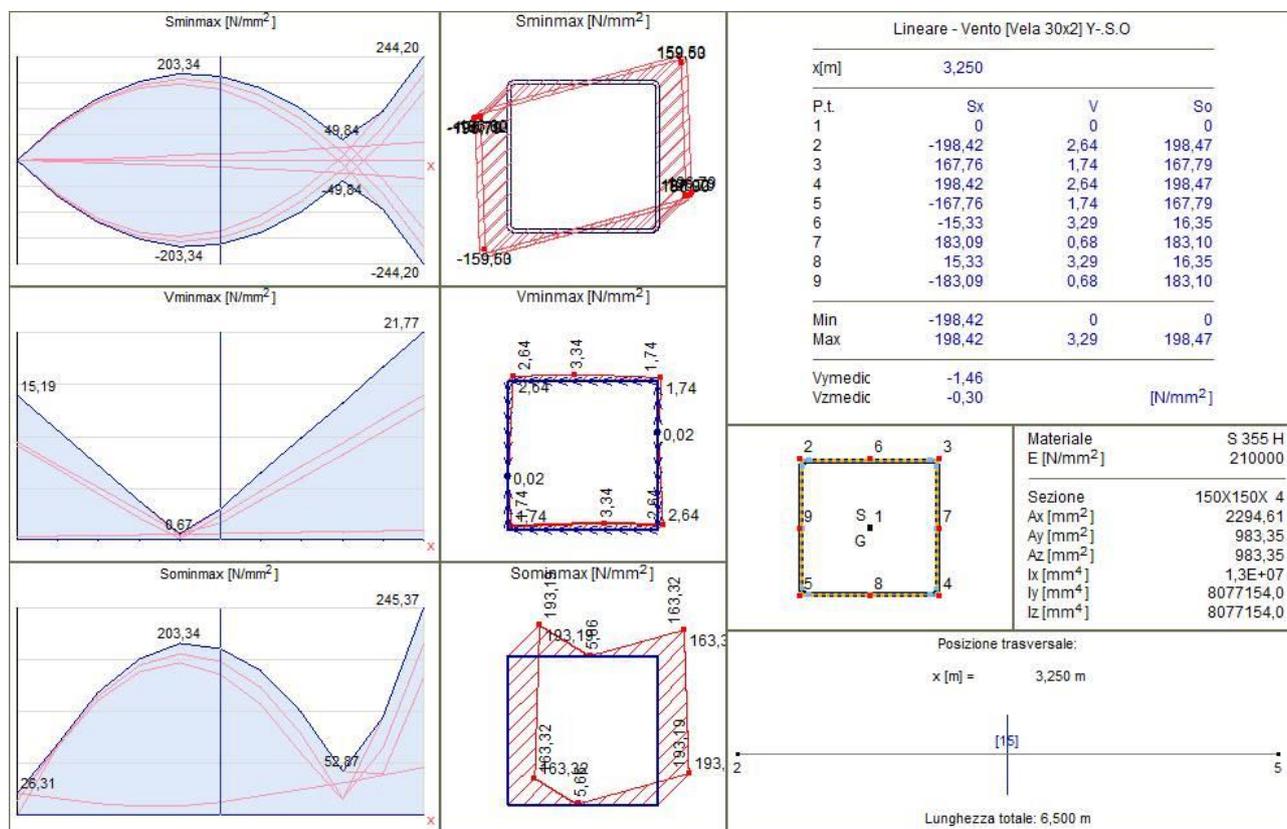
- 1500 daN/cm<sup>2</sup>
- + 1799 daN/cm<sup>2</sup>

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

- 1980 daN/cm<sup>2</sup>
- + 1980 daN/cm<sup>2</sup>



**Figura 5.18: calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti**



**Figura 5.19: calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – trave**

## 5.6 Verifiche delle condizioni di rottura del terreno

Le verifiche di resistenza precedentemente illustrate trovano validità a patto che non si manifestino rotture locali del terreno nell'intorno del montante.

Per le strutture fotovoltaiche, l'interazione palo-terreno non è soggetta alle classiche leggi della geotecnica, in quanto non sono applicabili i teoremi che descrivono i meccanismi di rottura, né il calcolo dei cedimenti.

Tutte le valutazioni numeriche, dunque, potrebbero non trovare riscontro nel modello reale.

È pertanto indispensabile la verifica di tipo empirico della reale interazione terreno-palo, che può essere effettuata mediante prove di carico – pull out test e carico laterale.

La procedura di test consiste nell'infiggere alcuni pali pilota fino alla profondità di infissione prevista da progetto, dopodiché si applicano i carichi di esercizio alla testa dei pali, e si misurano, per mezzo di comparatori, gli spostamenti, i ritorni elastici e/o le eventuali rotture.

Le prove devono essere eseguite in numero adeguato all'estensione dell'area del parco, in modo tale da fornire 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 correggere le soluzioni progettuali di partenza, ad esempio potrebbe essere necessario:

- 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 2,4 m; si raccomanda, nella fase di progetto esecutivo, 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).

## 6 Fondazioni cabine prefabbricate ITS "power station"

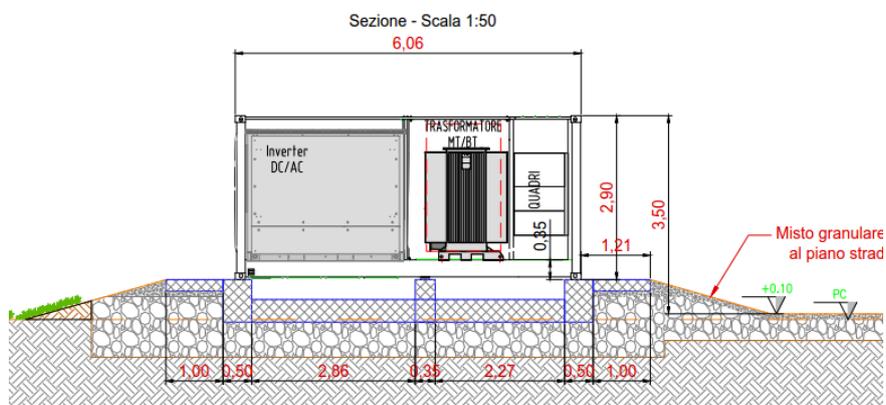
### 6.1 Descrizione generale dell'opera

Ogni gruppo di conversione è composto da uno o due inverter e da un trasformatore BT/MT. I gruppi inverter hanno la funzione di riportare la potenza generata in corrente continua dai moduli fotovoltaici alla frequenza di rete, mentre il trasformatore provvede ad innalzare la tensione al livello della rete interna dell'impianto (36 kV).

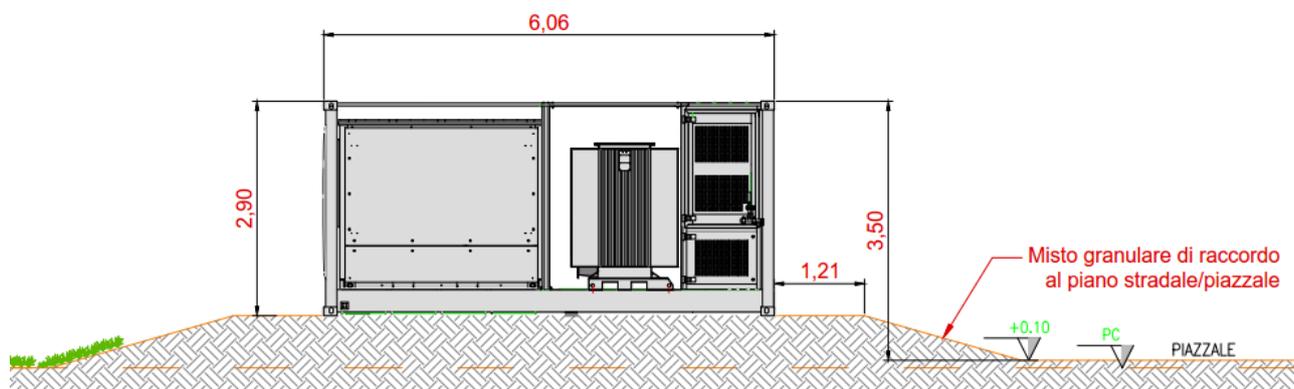


**Figura 6.1: Tipico power station con inverter e trasformatore elevatore**

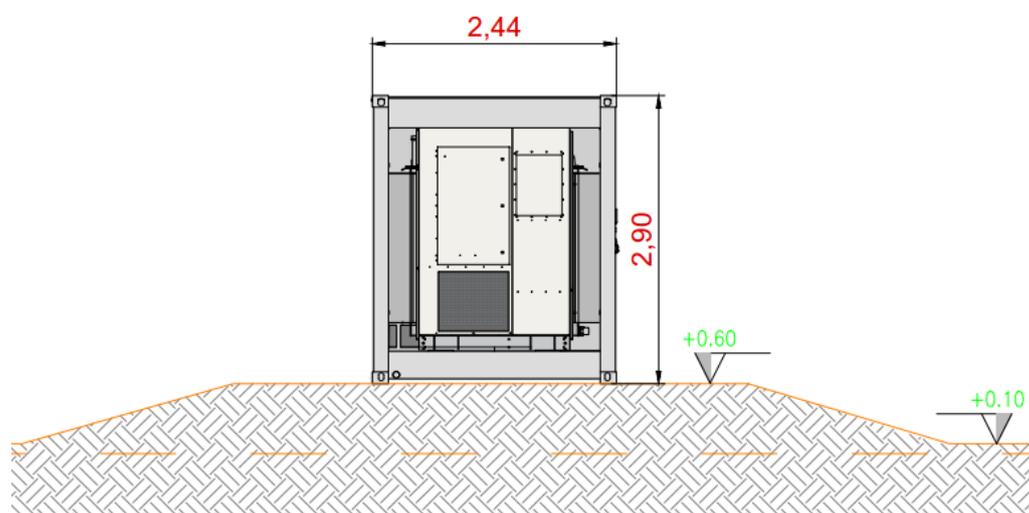
Il container viene fondato su un basamento in c.a., che trasferisce al suolo i carichi provenienti dal manufatto.



**Figura 6.2: Sezione Power station**



**Figura 6.3: Vista frontale Power station**



**Figura 6.4: vista laterale Power station**

Le fondazioni delle power station 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 6,48 x 2,78 m.

## 6.2 Materiali strutturali

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

### 6.2.1 Calcestruzzo

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

Slump S4

## 6.2.2 Acciai da armatura

Acciaio tipo	B450C
Resistenza elastica $f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	206.000 N/mm <sup>2</sup>
Limite di deformazione elast $\epsilon_{s1}$	0.198%
Limite di deformazione ultima $\epsilon_{su}$	6.750%

## 6.3 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.

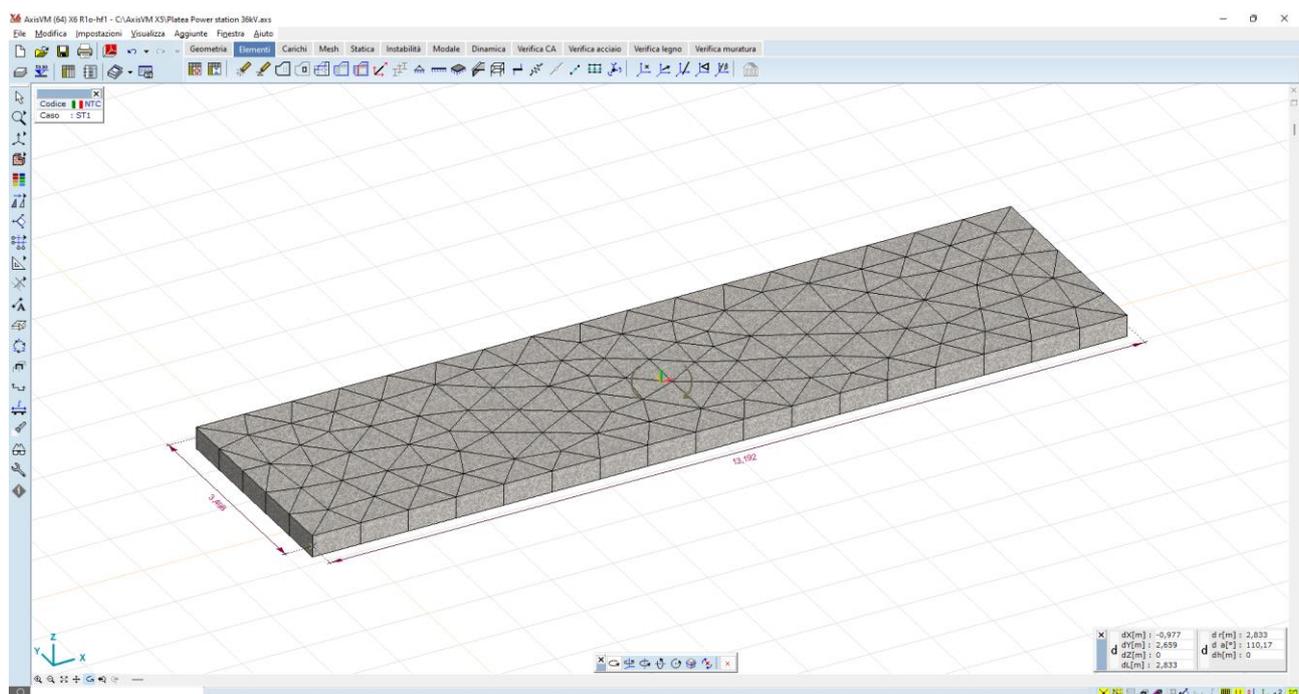
Il vincolo al suolo è costituito da un letto di molle alla Winkler, avente  $k_{vert} = 10.000$  kN/m/mq nella direzione z globale.

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 6.5: Fondazione platea della Power station – vista render**

## 6.4 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
Inverter	3,0 tonn
Quadri + interruttori	1,2 tonn
Peso proprio container	9,0 tonn
Per un totale lordo di	32,2 tonn

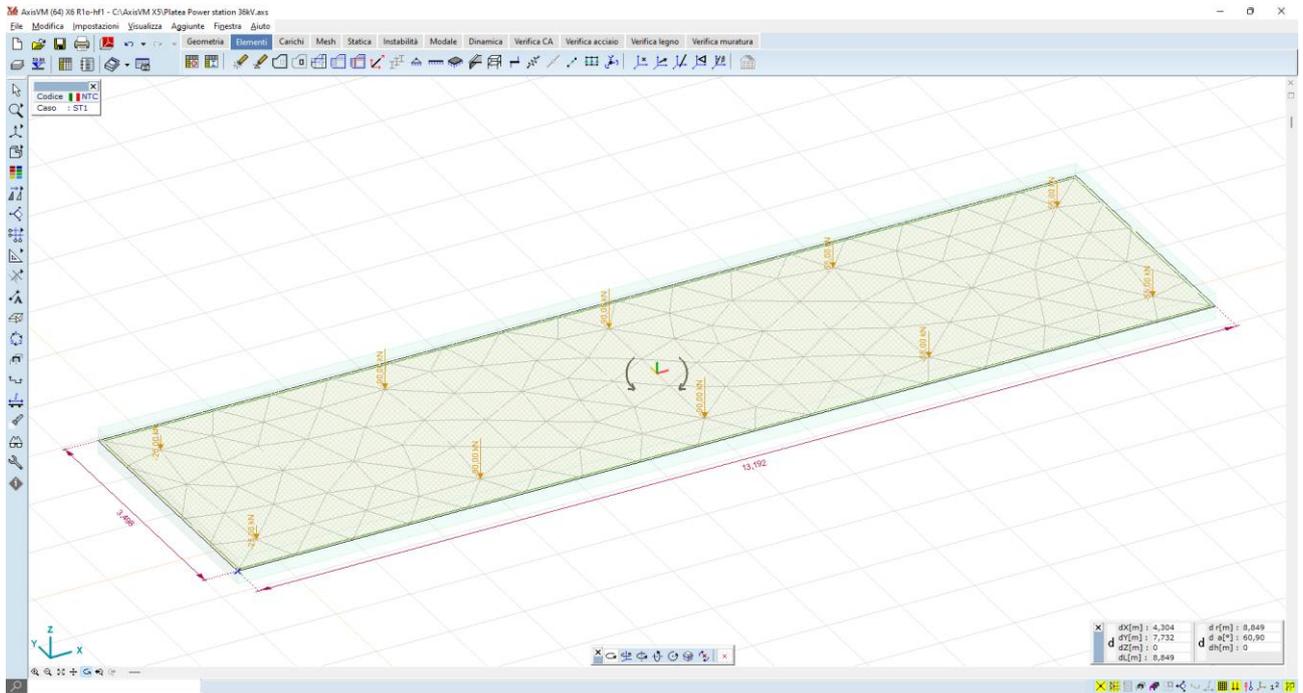
Il peso lordo viene amplificato di un fattore 1,5, a vantaggio di sicurezza, pertanto il peso lordo dell'ITS vale:

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

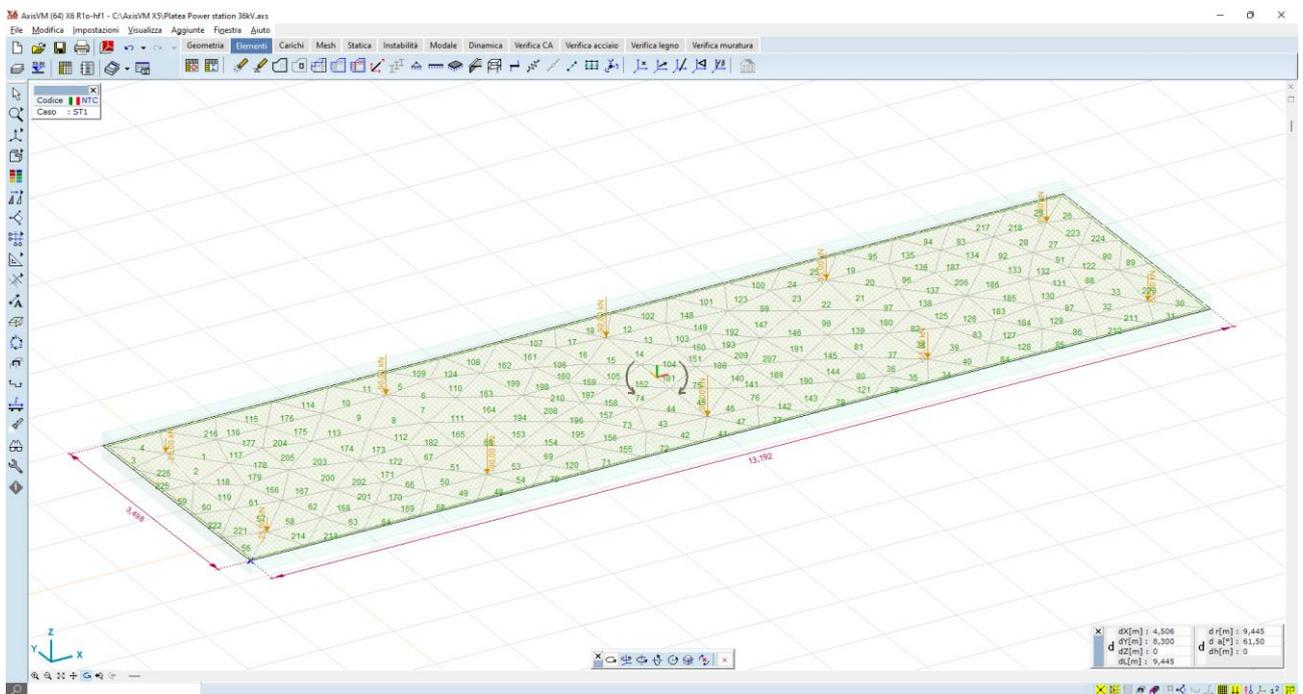
I valori dei carichi nodali vengono di seguito riportati sotto forma tabellare:

**Tabella 6.1: valori dei carichi nodali**

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



**Figura 6.6: carichi concentrati nodali - scarichi al piede**



**Figura 6.7: carichi concentrati nodali - scarichi al piede e meshatura**

## 6.5 Risultati delle analisi

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

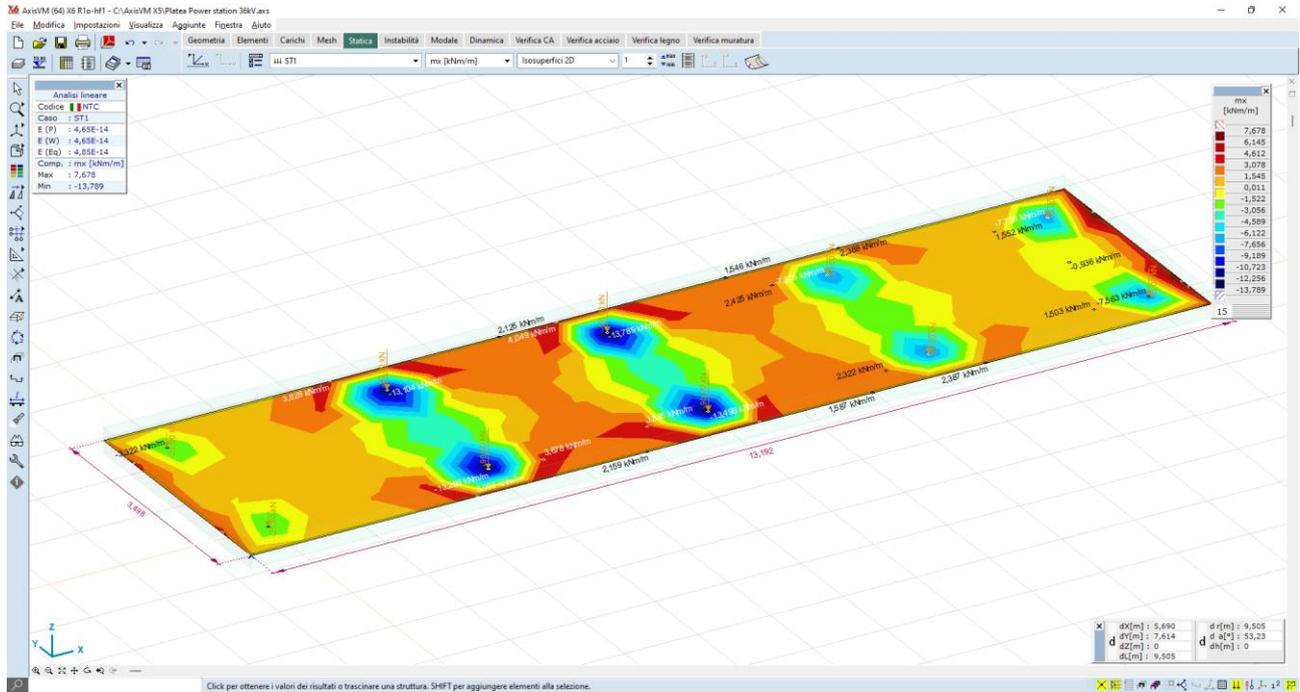


Figura 6.8: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 13,8 kNm/m

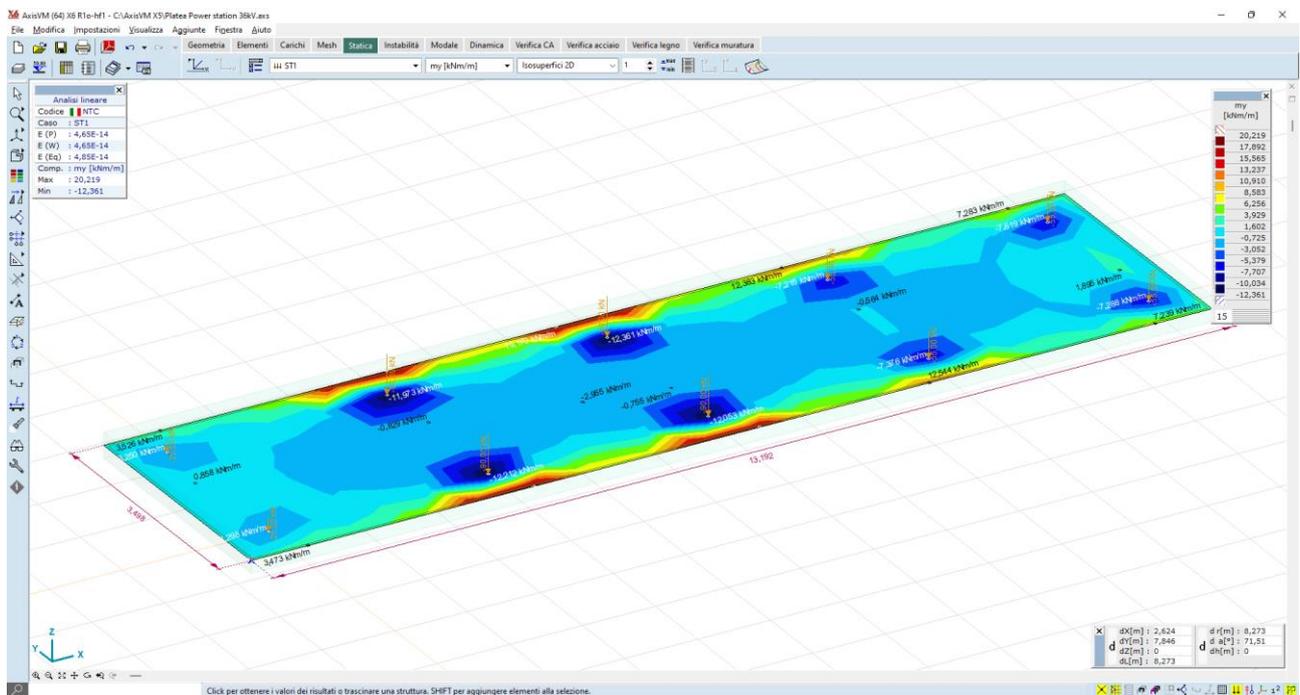
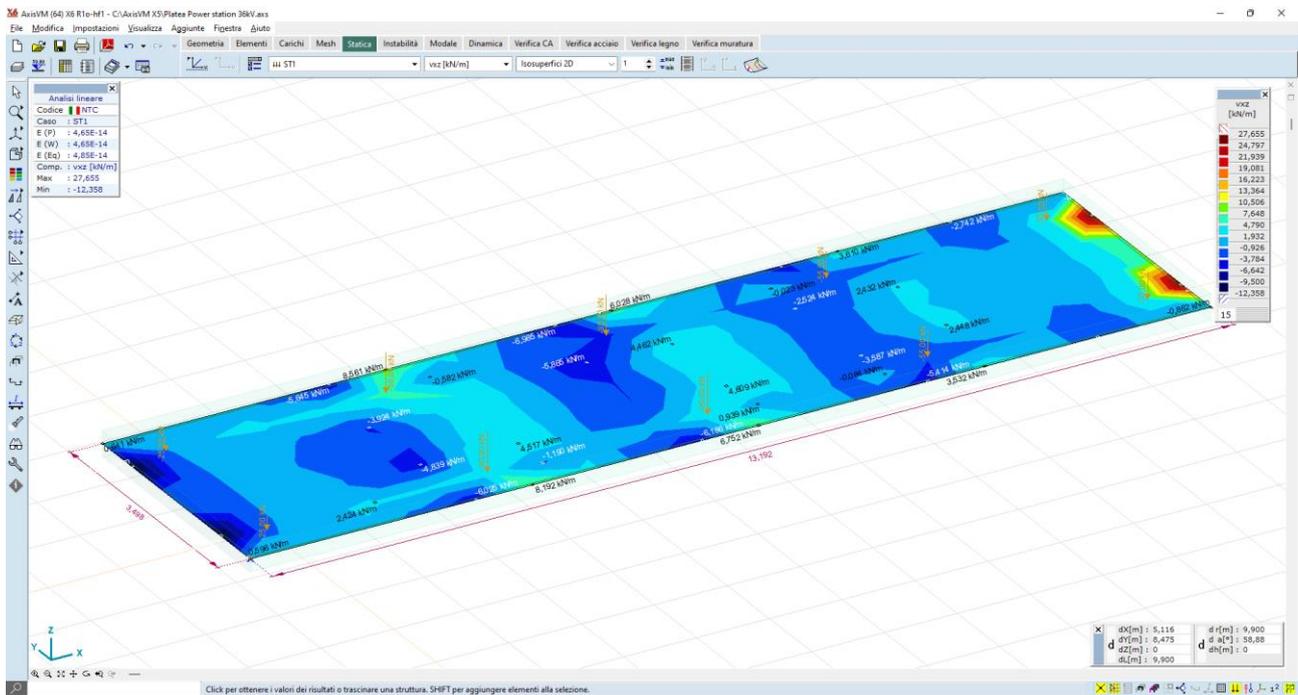
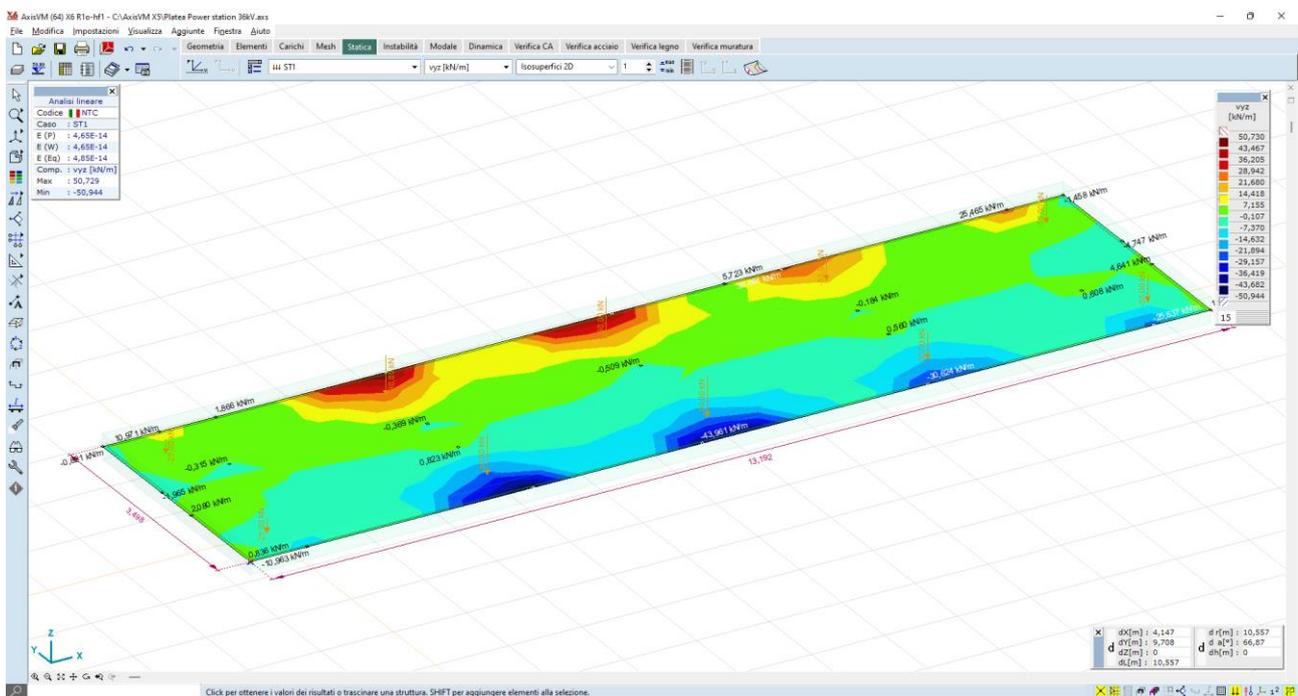


Figura 6.9: Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 17,8 kNm/m



**Figura 6.10: Sollecitazioni elemento plate – vxz – valori max 24,8 kN/m**



**Figura 6.11: Sollecitazioni elemento plate – vyz – valori max 43,5 kN/m**

## 6.6 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 35 mm
- copriferro 50 mm

Parametri armatura bidimensionale (NTC (Italiane))

Materiali Armatura Fessurazione Taglio

**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  
  $f_{ctm}$   $\epsilon_{cs} [\%] = 0,473$   
  $f_{ctm,fl}$

Impostazioni predefinite  
 Seleziona >> OK Annulla

Parametri armatura bidimensionale (NTC (Italiane))

Materiali Armatura Fessurazione Taglio

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



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



Impostazioni predefinite  
 Seleziona >> OK Annulla

Parametri armatura bidimensionale (NTC (Italiane))

Materiali Armatura Fessurazione **Taglio**

Prendere in considerazione la resistenza del calcestruzzo a trazione

**Limitazione della larghezza delle fessure**

Nelle combinazioni SLS calcolare la quantità richiesta d'armatura per limitare la fessurazione

  $w_{k,max}$  [mm] = 0,30  $w_{k2,max}$  [mm] = 0,30

$w_{k,max}$  [mm] = 0,30  $w_{k2,max}$  [mm] = 0,30

**Tipo di carico**

Breve termine ( $kt = 0.6$ ) ( $\beta = 1.0$ )

Lungo termine ( $kt = 0.4$ ) ( $\beta = 0.5$ )

Impostazioni predefinite

Seleziona >> OK Annulla

Parametri armatura bidimensionale (NTC (Italiane))

Materiali Armatura Fessurazione **Taglio**

**VRd,max**

Angolo dell'armatura a taglio  $\alpha$  [°] = 90,00

Angolo di fessura a taglio  $\theta$  [°] = 45,00

Braccio delle forze interne (z)

Calcolato da forze interne

Approssimato come  $0.9 \cdot d$

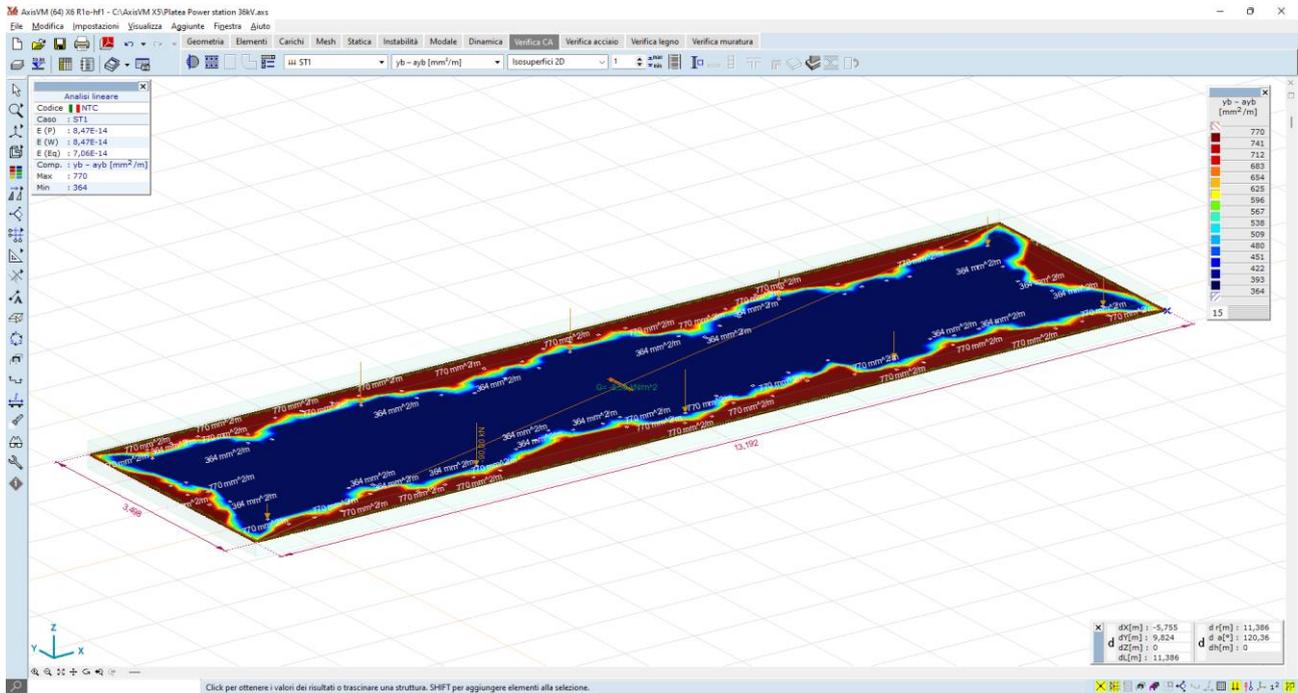
Impostazioni predefinite

Seleziona >> OK Annulla

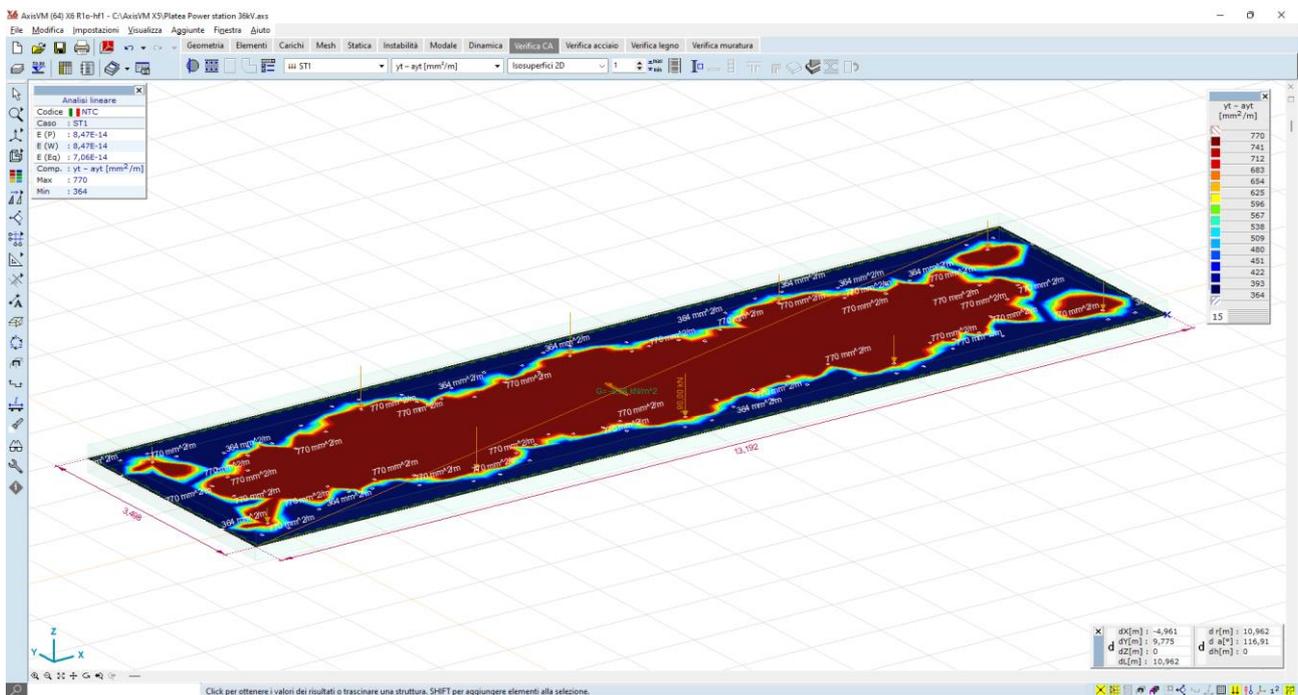
Il software calcola automaticamente le quantità di armature strettamente necessarie; indicate con:

- 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

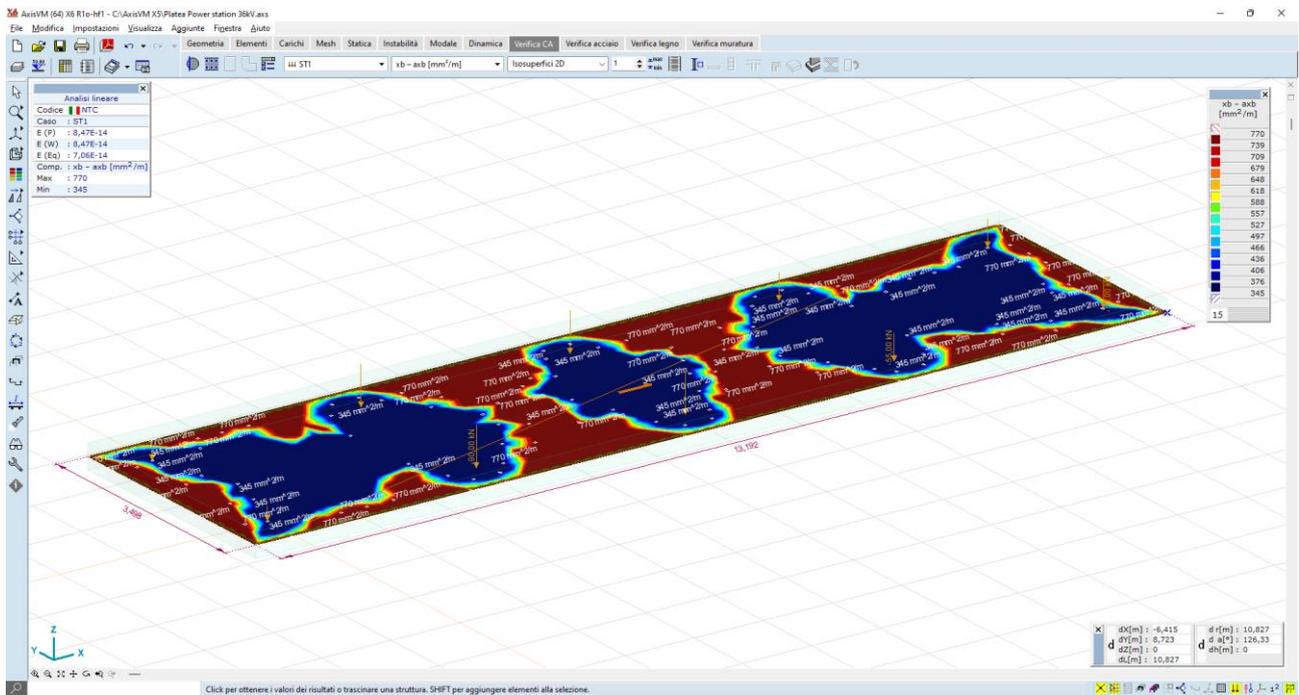
allora il software illustra graficamente le differenze tra le armature disposte e quelle necessarie:



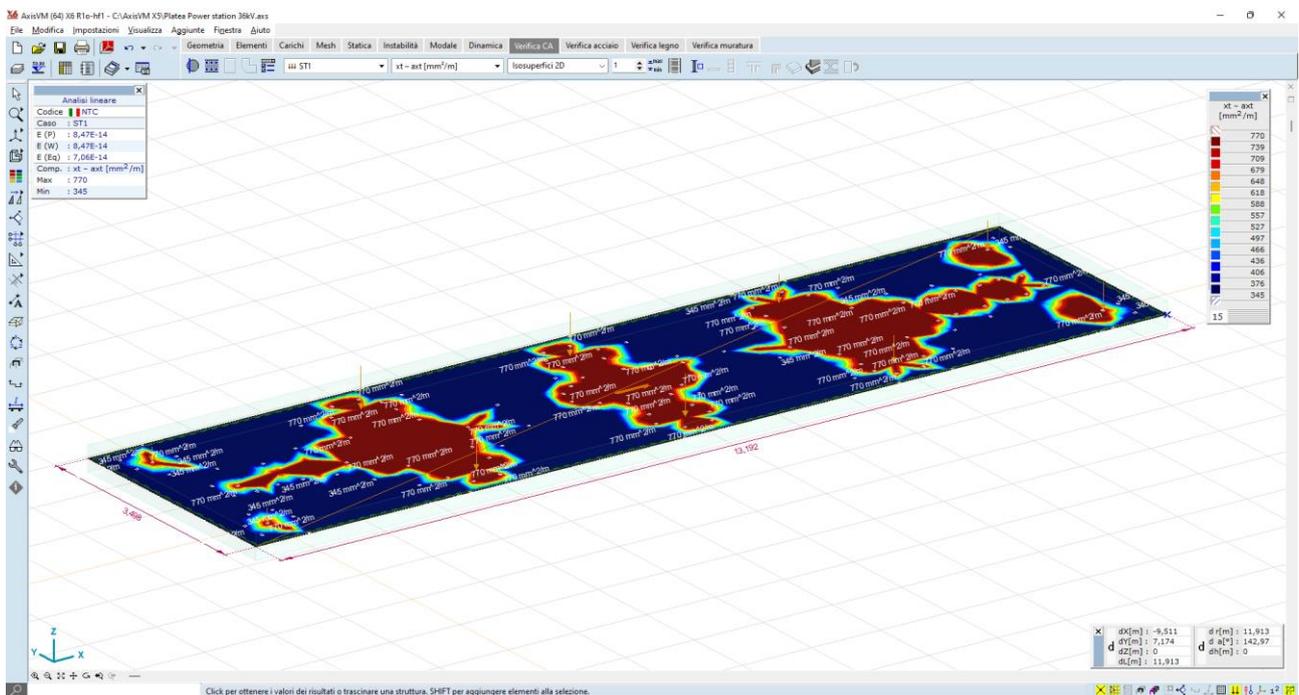
**Figura 6.12: Differenze di armatura [yb-ayb] – verifiche ok**



**Figura 6.13: Differenze di armatura [yt-ayt] – verifiche ok**



**Figura 6.14: Differenze di armatura [xb-axb] – verifiche ok**

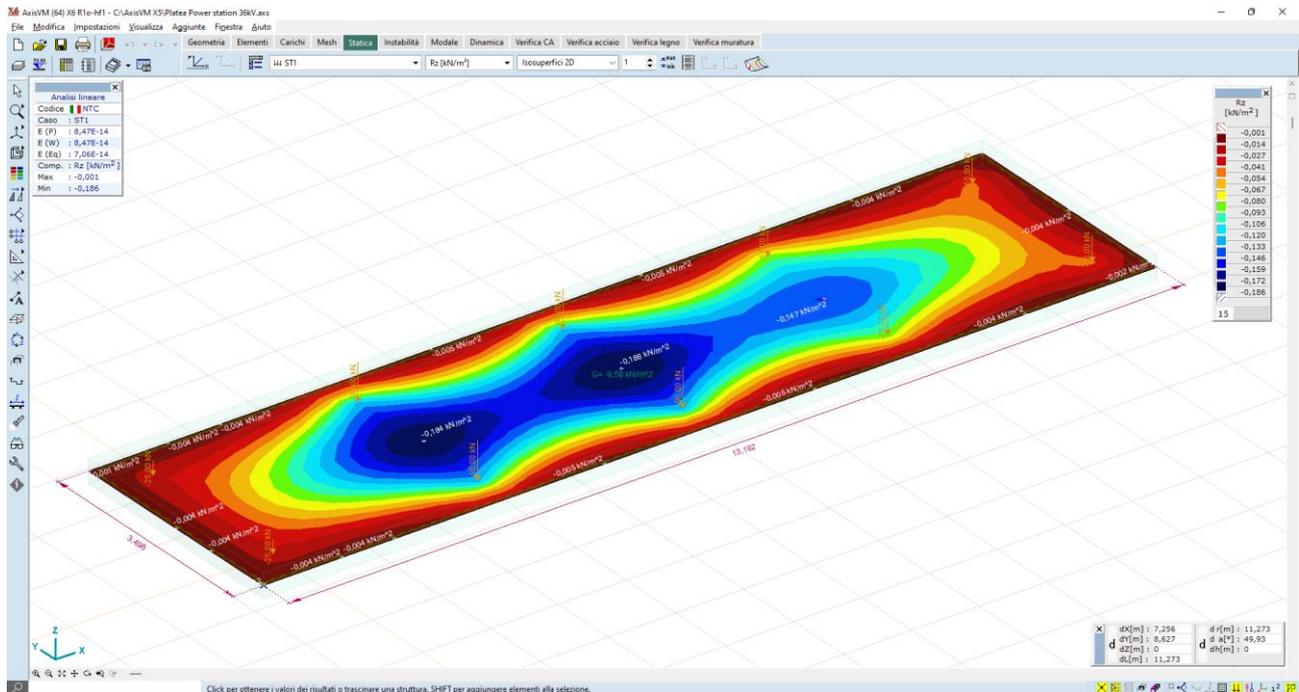


**Figura 6.15: Differenze di armatura [xt-axt] – verifiche ok**

Si può dunque concludere che le sollecitazioni indotte dal container sulle strutture fondali sono ampiamente sopportate dalle sezioni armate come da progetto.

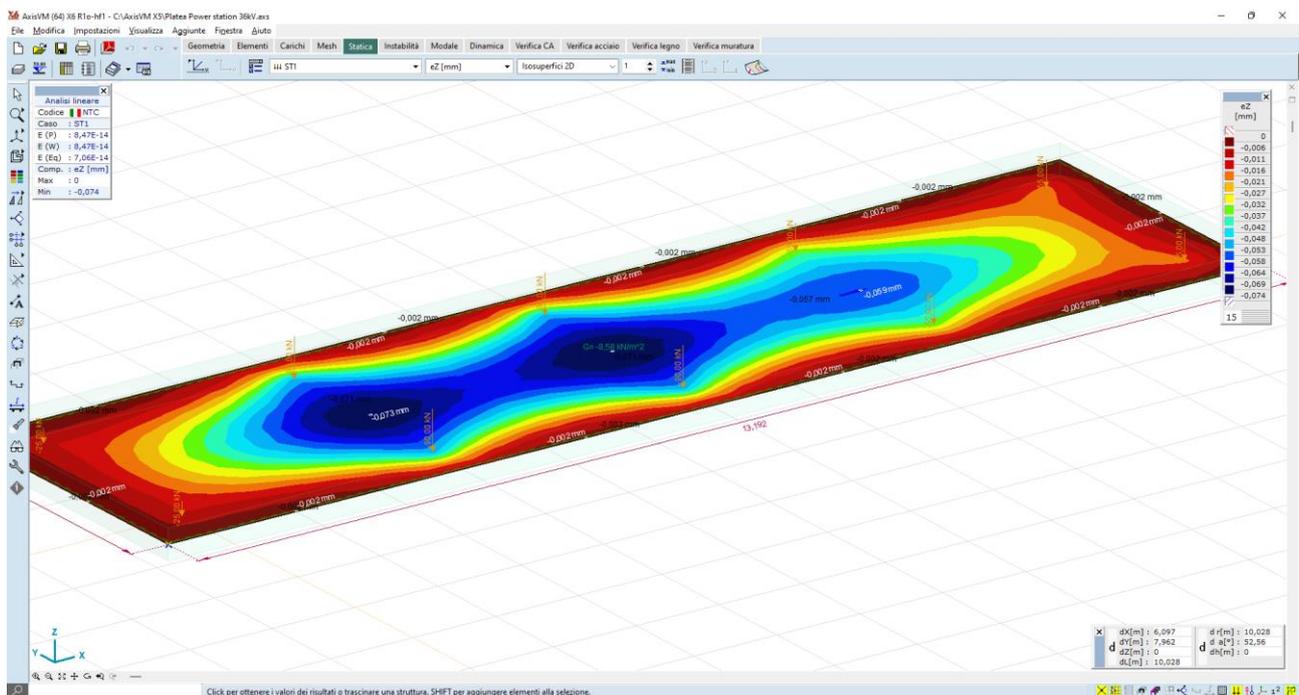
## 6.7 Verifiche delle condizioni di rottura del terreno

Le strutture fondali, impostate a -0,5m da piano campagna, inducono sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione modesto (dell'ordine dei 0,2 kN/mq),



**Figura 6.16: Valori delle pressioni al suolo – Rz – valori max 18,4 kN/mq**

Le opere in progetto, pertanto, presentano adeguati margini di sicurezza nei riguardi delle verifiche a capacità portante e dei cedimenti attesi.



**Figura 6.17: Spostamenti nodali – ez – valori max 7,3 mm**

## 7 Edificio Utente

### 7.1 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 21,25 m x 5,75 m (superficie totale di circa 122 m<sup>2</sup>) 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".

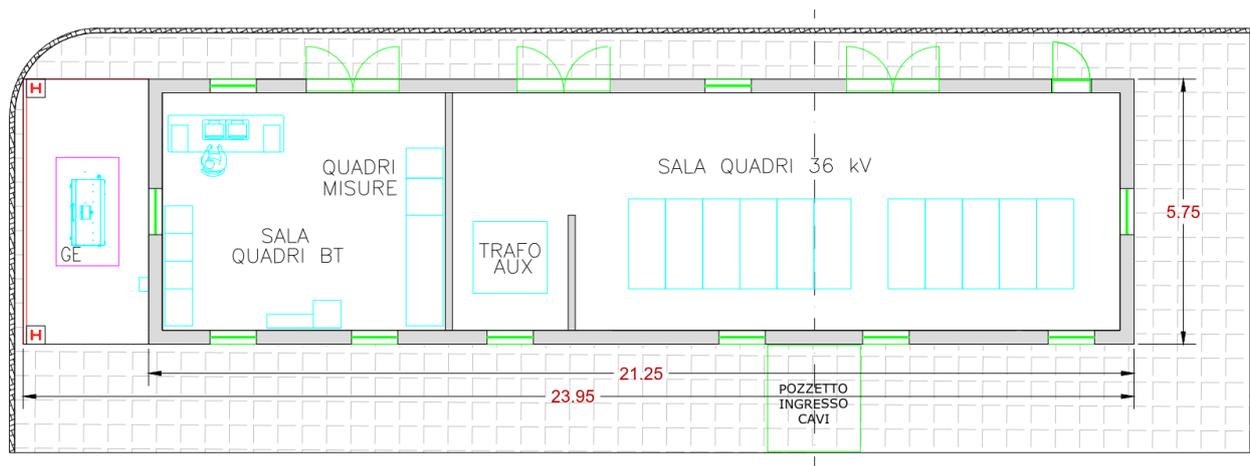


Figura 7.1: Pianta architettonica edificio

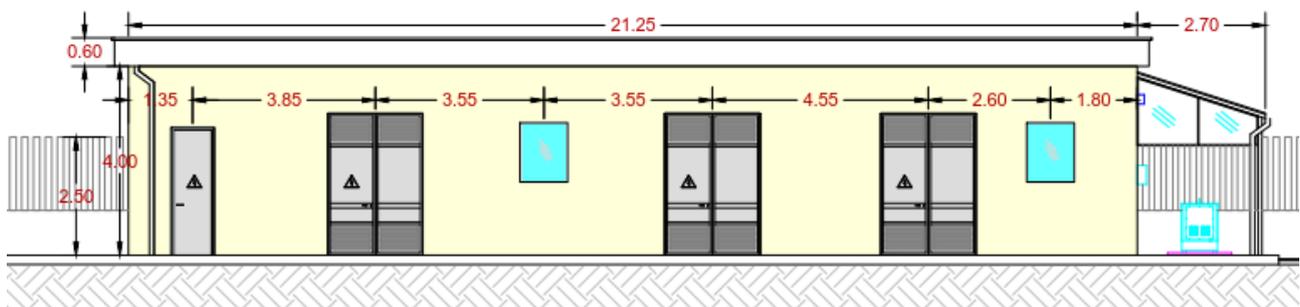
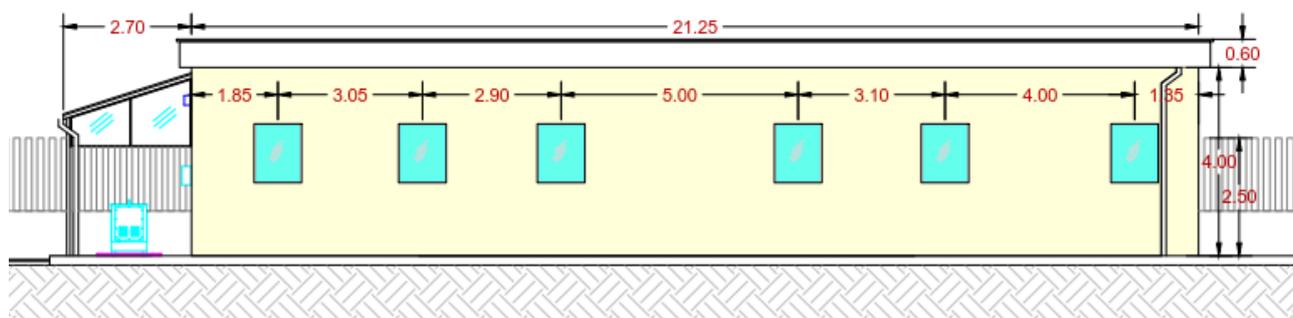
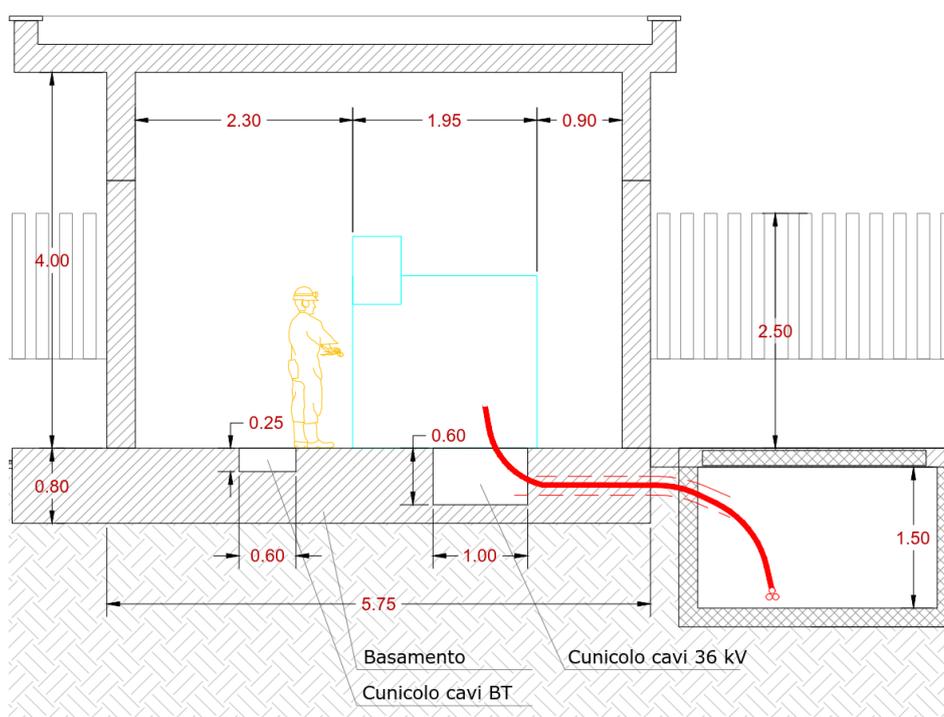


Figura 7.2: Vista architettonica edificio



**Figura 7.3: Vista architettonica edificio**



**Figura 7.4: 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.

## 7.2 Modellazione della struttura

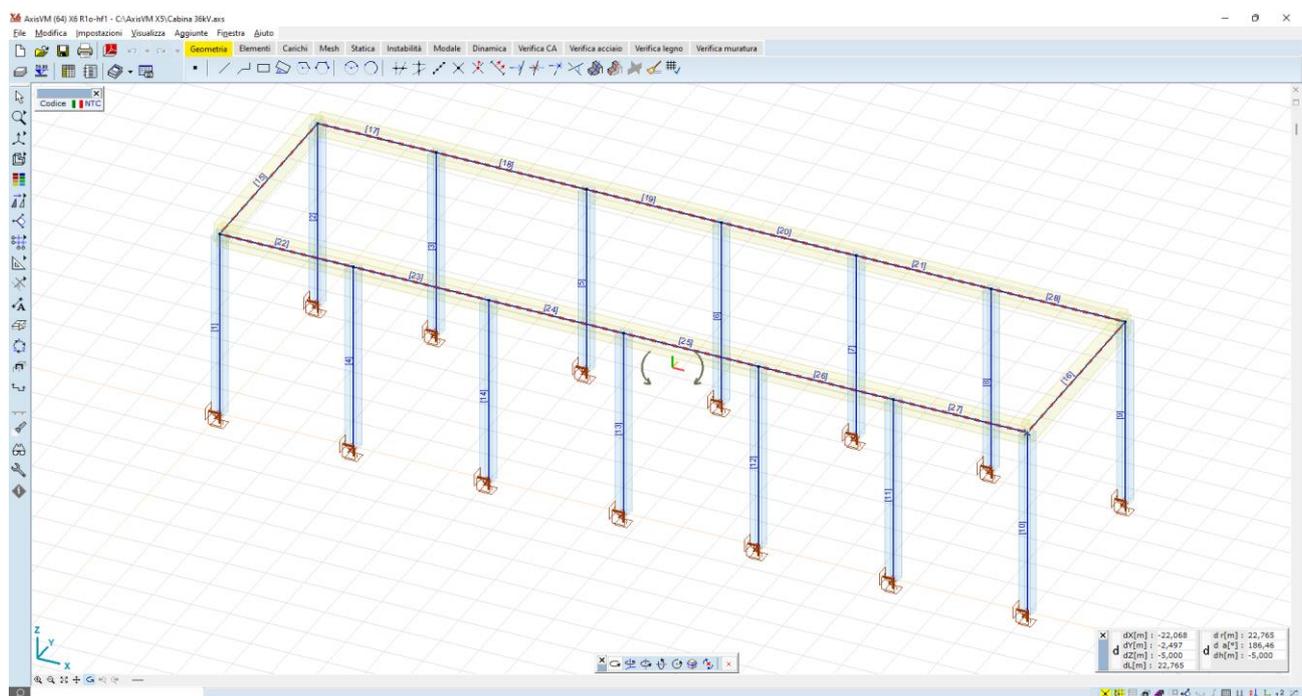
La struttura viene modellata con un reticolo di elementi monodimensionali tipo *asta*; i pilastri vengono vincolati al piede mediante incastro rigido.

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).

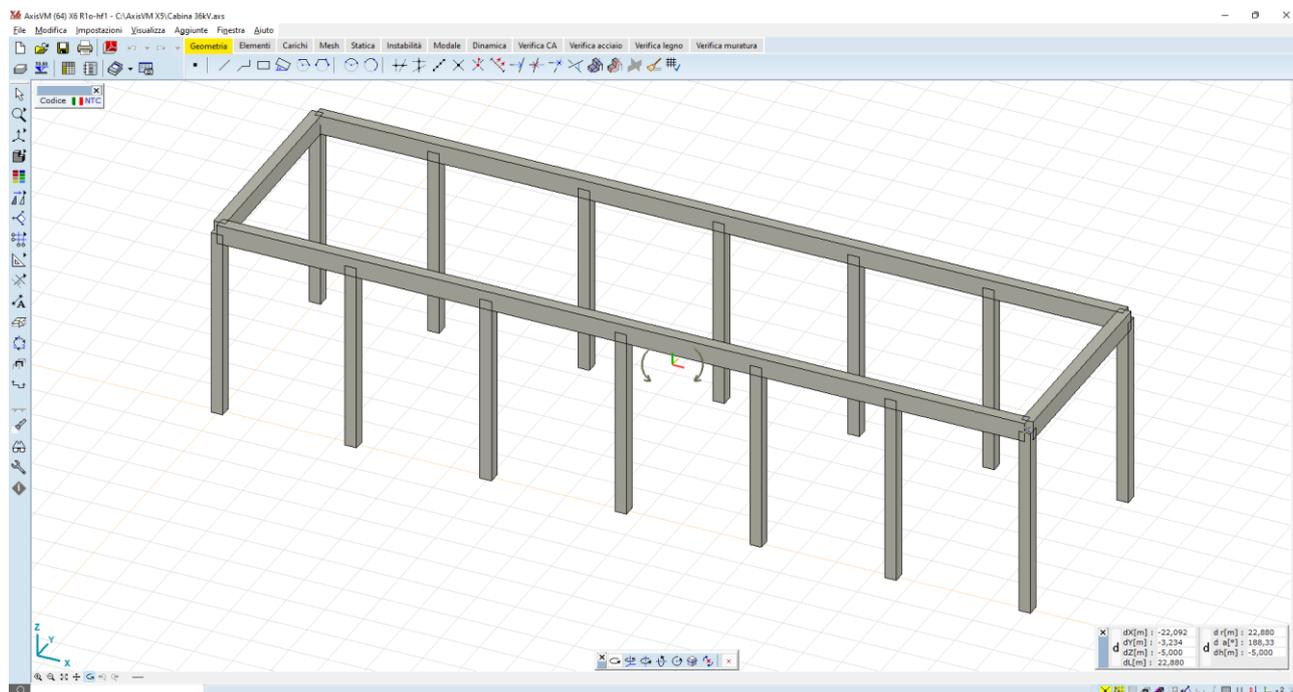
La struttura è stata modellata per mezzo del solutore FEM 3D:

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 7.5:** vista assometrica del modello ad aste



**Figura 7.6:** vista assometrica del modello ad aste\_render

## 7.3 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.

### 7.3.1 Calcestruzzo

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

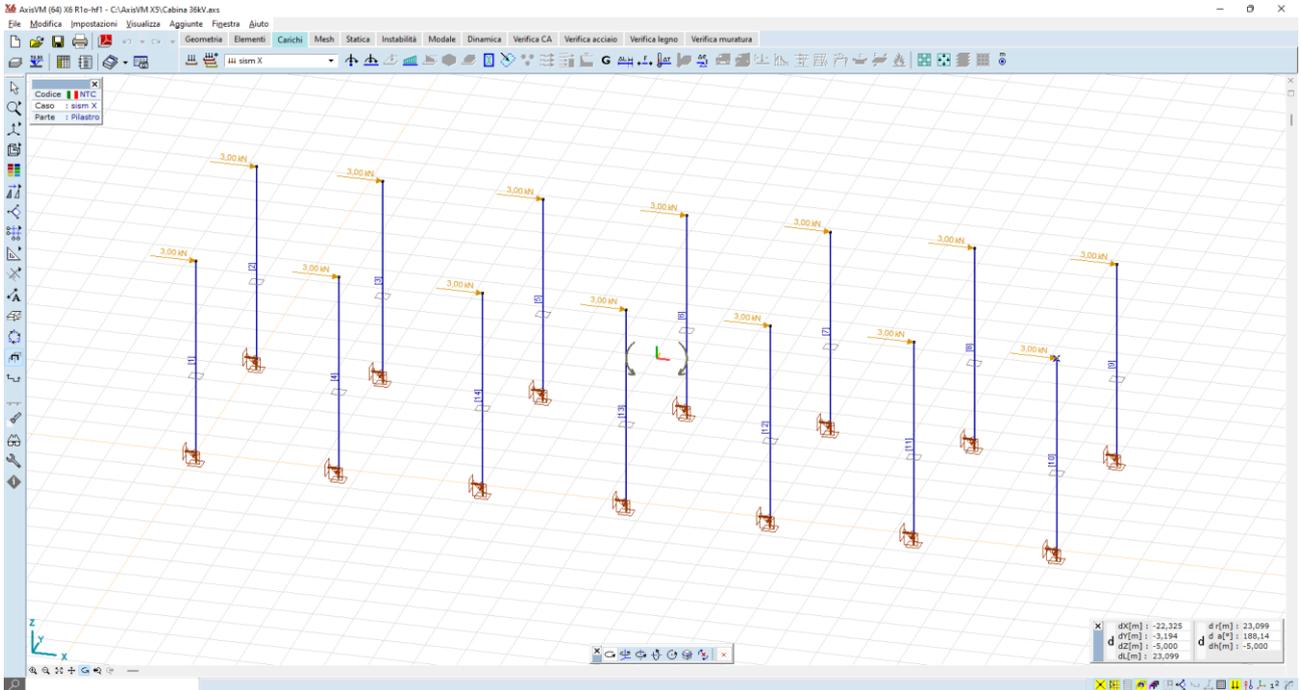
### 7.3.2 Acciai da armatura

Acciaio tipo	B450C
Resistenza elastica $f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	206.000 N/mm <sup>2</sup>
Limite di deformazione elast $\epsilon_{s1}$	0.198%
Limite di deformazione ultima $\epsilon_{su}$	6.750%

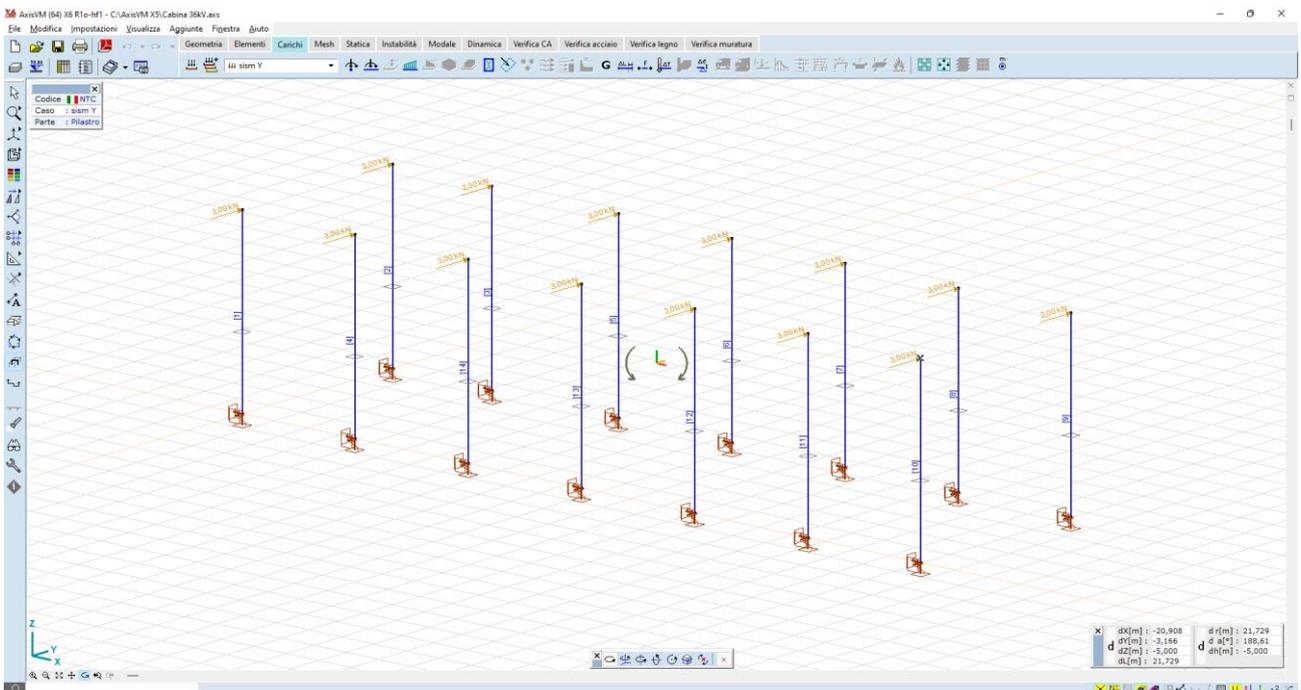


Tagliante di piano  $7\% \times 400 \times 150 = 4.200 \text{ daN}$

Azione su pilastro  $4.200 \text{ daN} / 14 \text{ pil} = 300 \text{ daN} / \text{pilastro}$



**Figura 7.8: Azione sismica in direzione x – sism X**



**Figura 7.9: Azione sismica in direzione y – sism Y**

### 7.4.4 Combinazione delle azioni

Vengono generate manualmente le seguenti combinazioni di carico:

	Nome	Permanenti solai	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

### 7.5 Calcolo di sollecitazioni e spostamenti

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

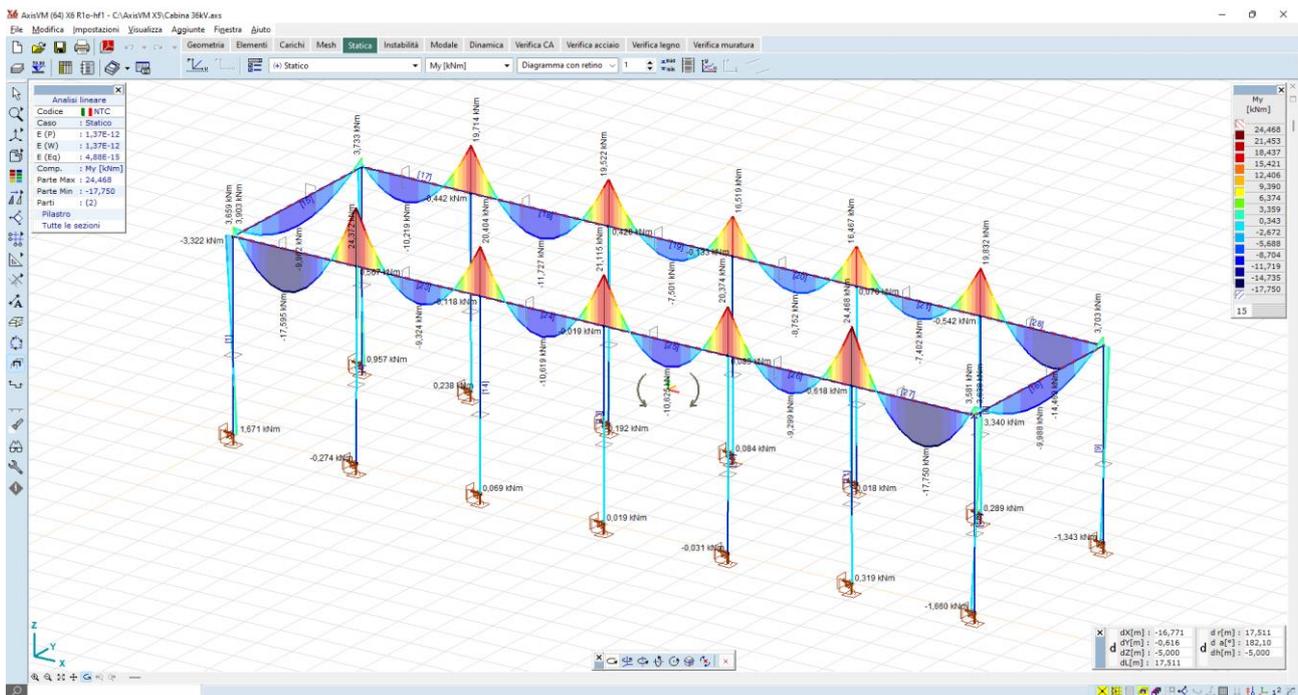


Figura 7.10: momenti flettenti  $M_y$  comb statico – valori max travi 20 kNm

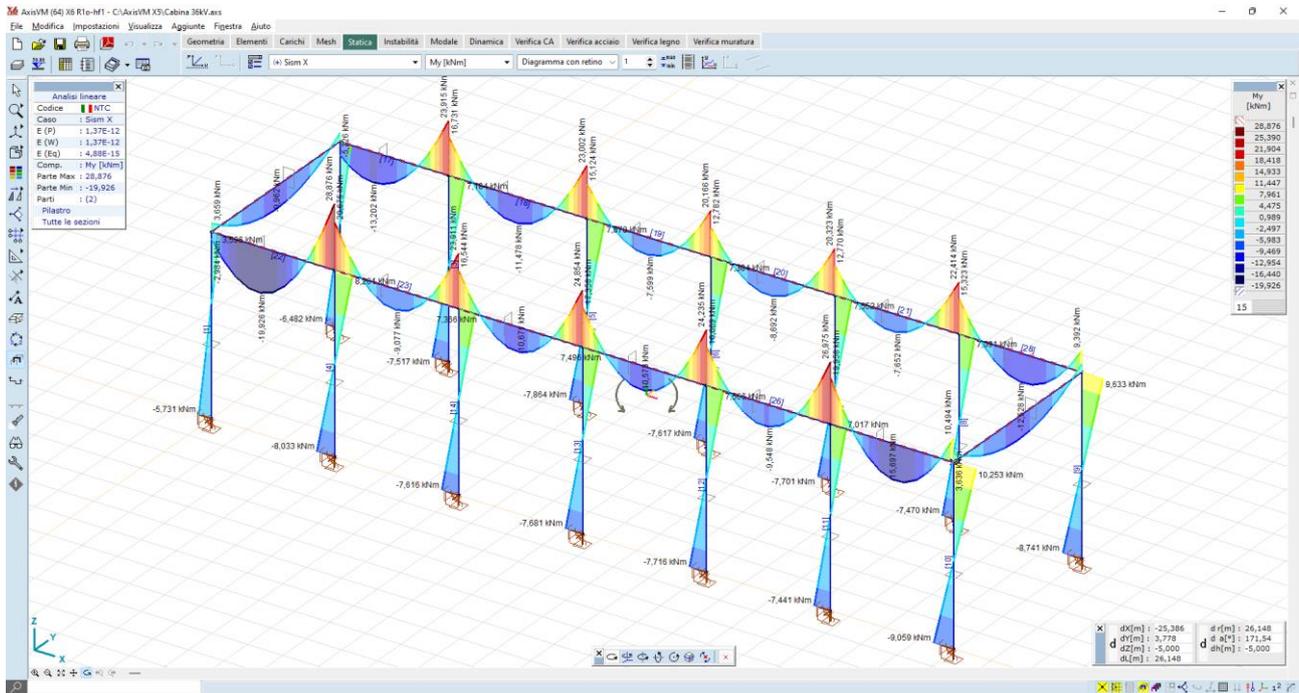


Figura 7.11: momenti flettenti  $M_y$  comb sism X – valori max travi 23kNm valori max pilastri 9,6 kNm

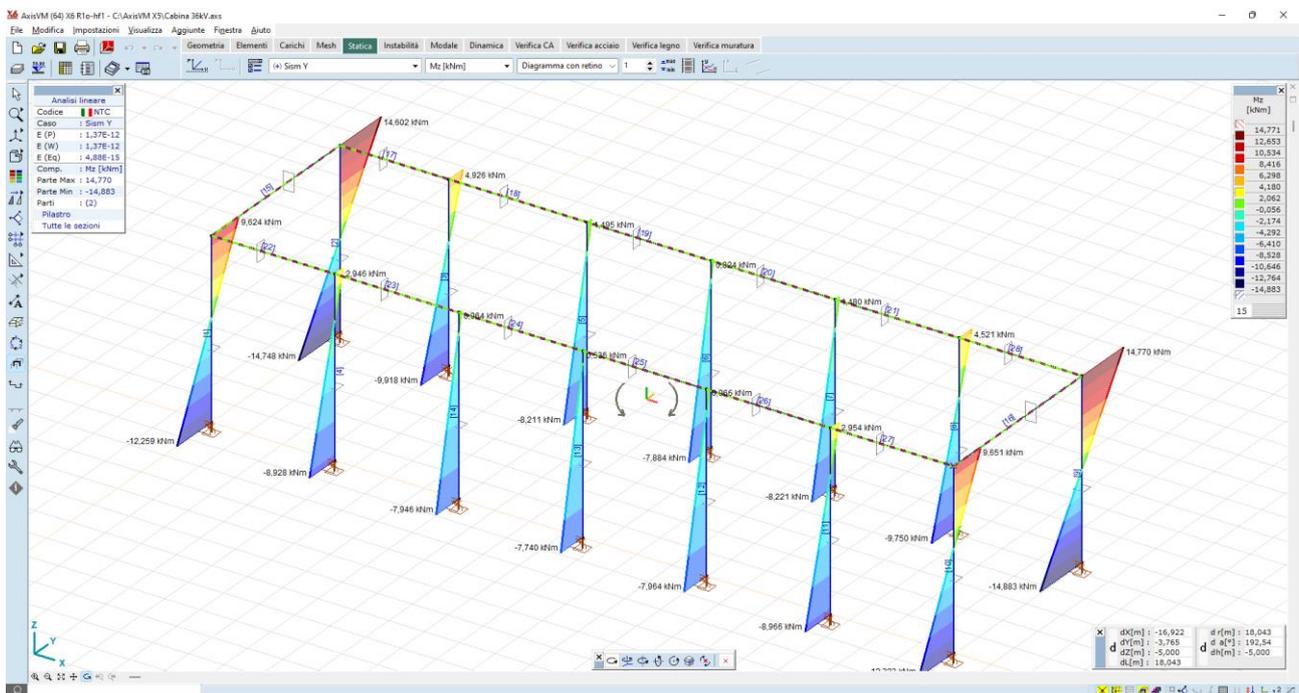


Figura 7.12: momenti flettenti  $M_z$  comb sism Y – valori max pilastri 14,7 kNm

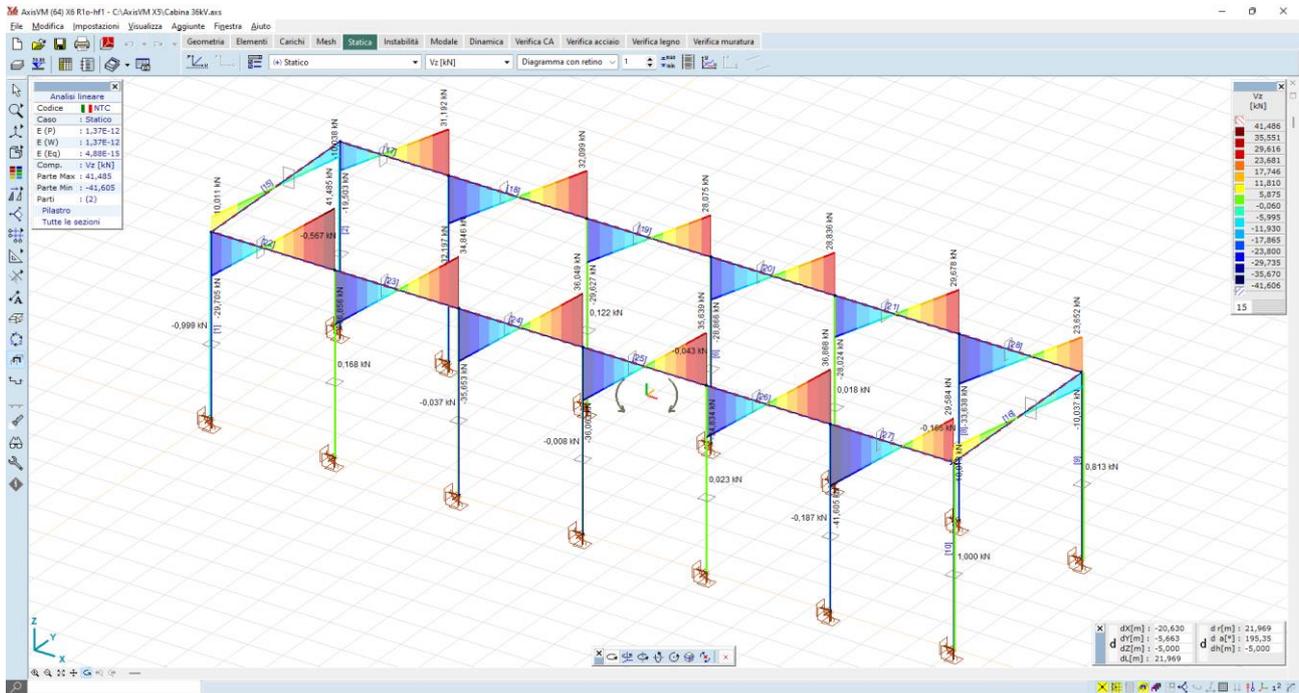


Figura 7.13: azioni taglianti Vz comb statico – valori max travi 35 kNm

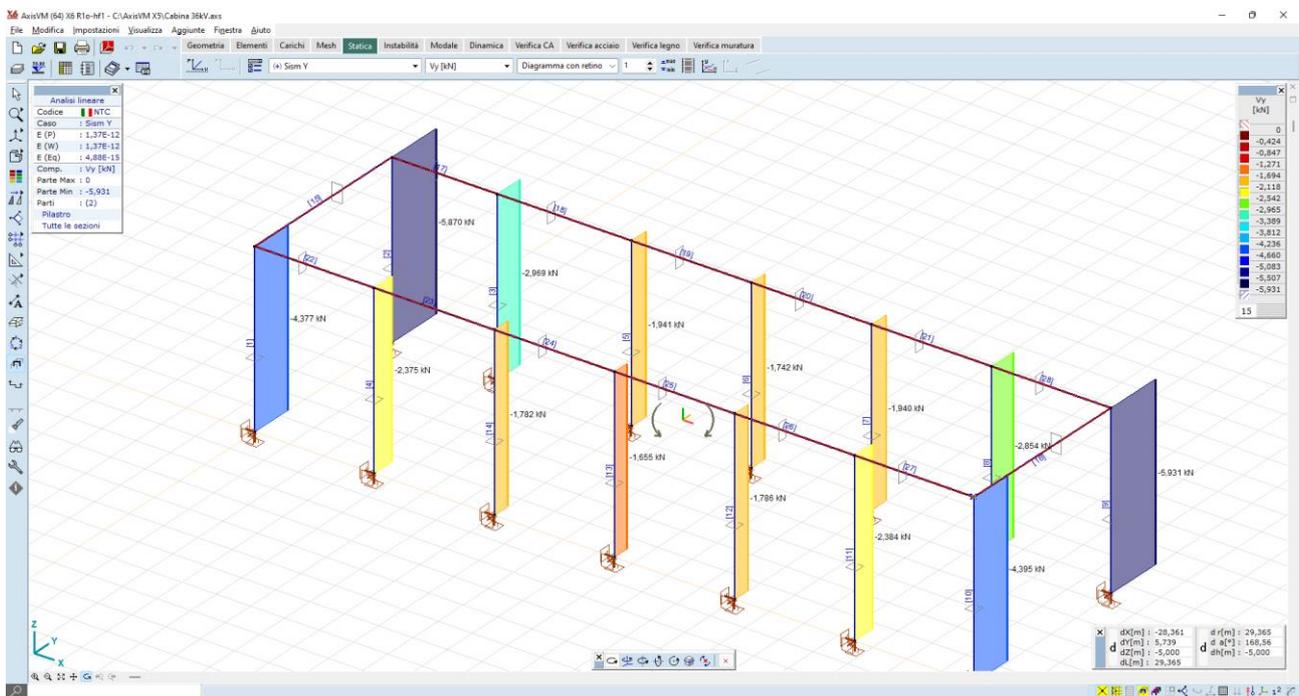
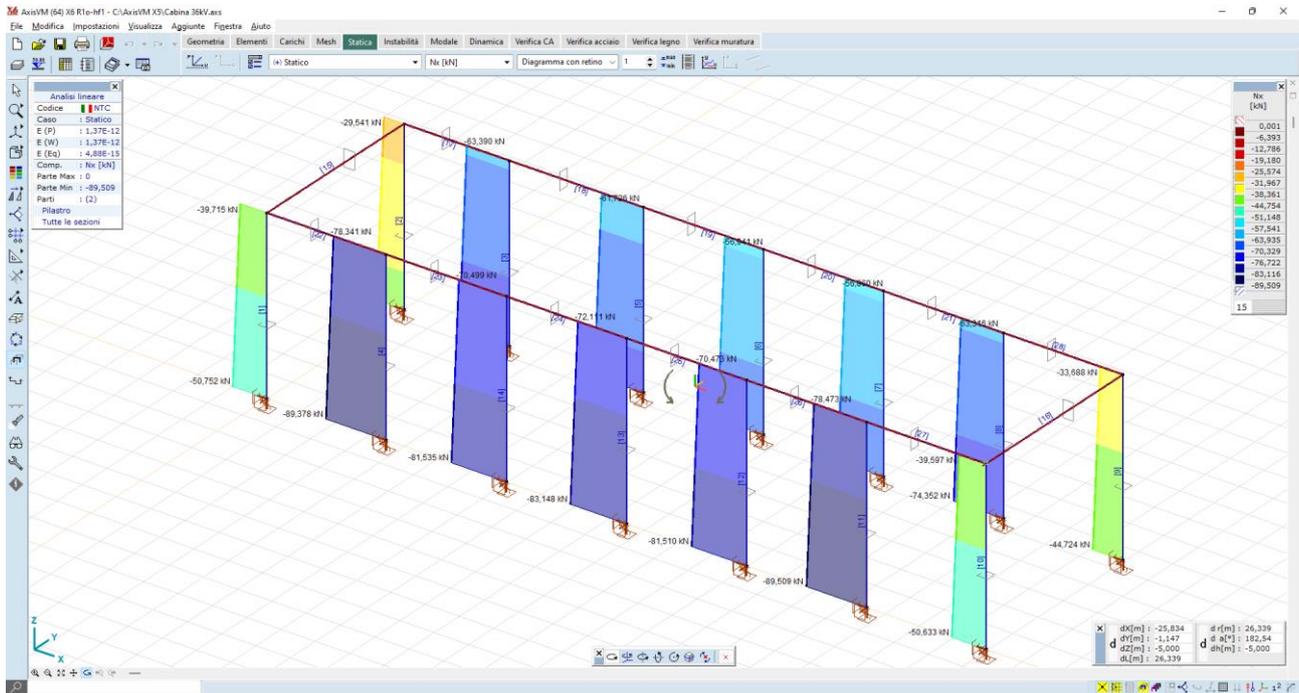
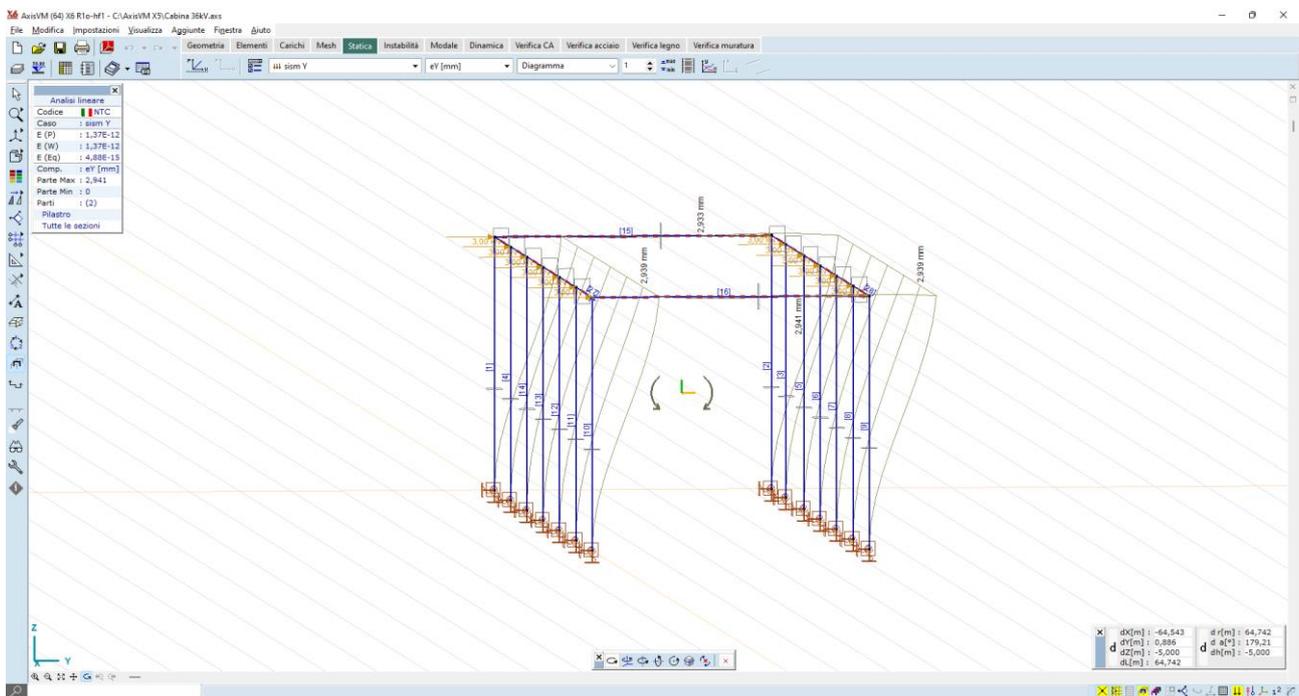


Figura 7.14: azioni taglianti Vy comb sism Y – valori max 5,8 kN



**Figura 7.15: carichi assiali sui pilastri  $N_x$  – comb statica valori max 89,5 kN**



**Figura 7.16: configurazione deformata sism Y – valori max 2,9 mm**

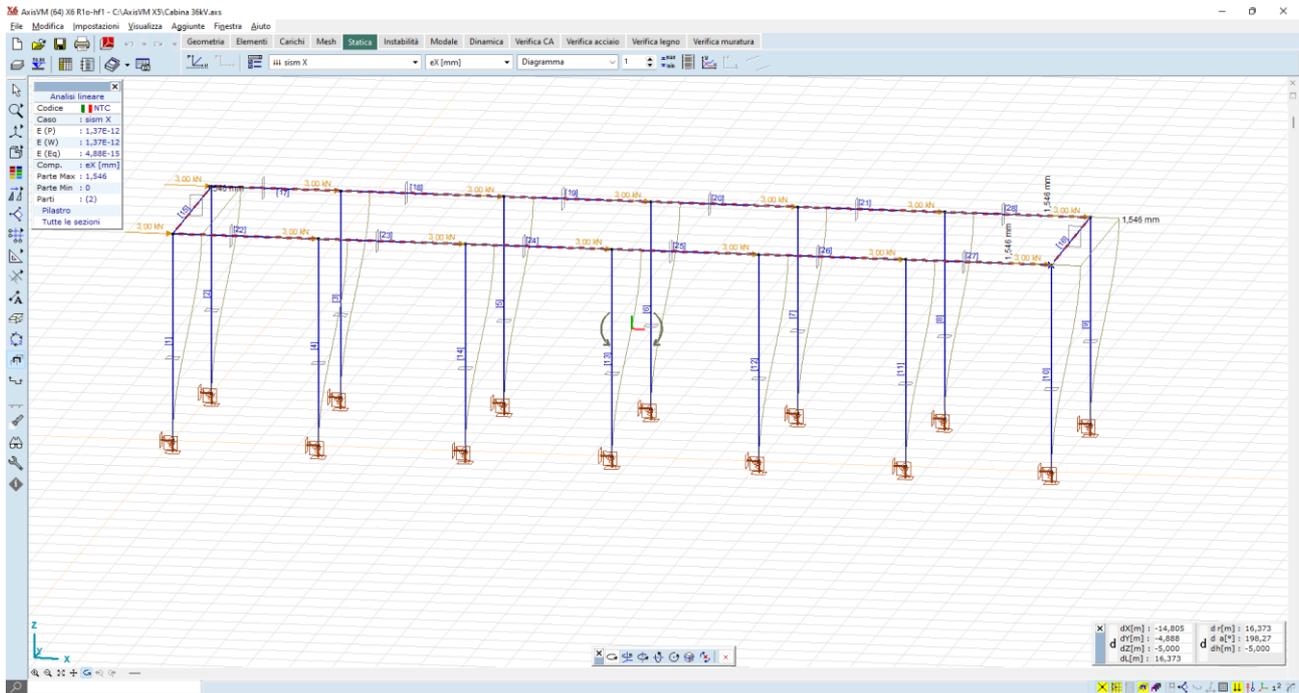
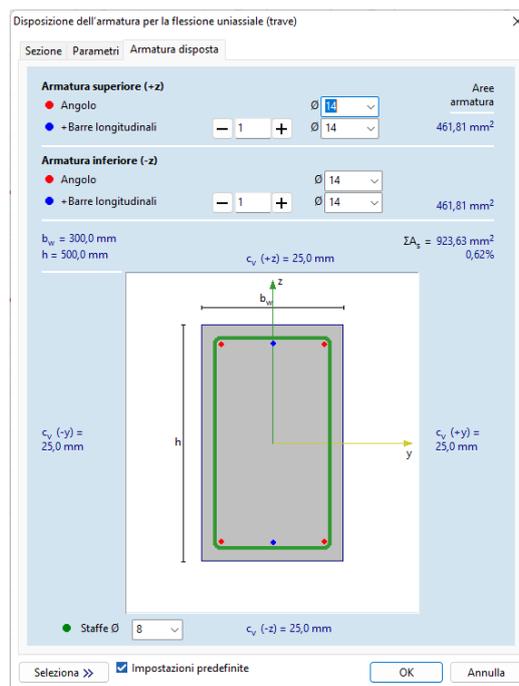


Figura 7.17: configurazione deformata sism X – valori max 1,6 mm

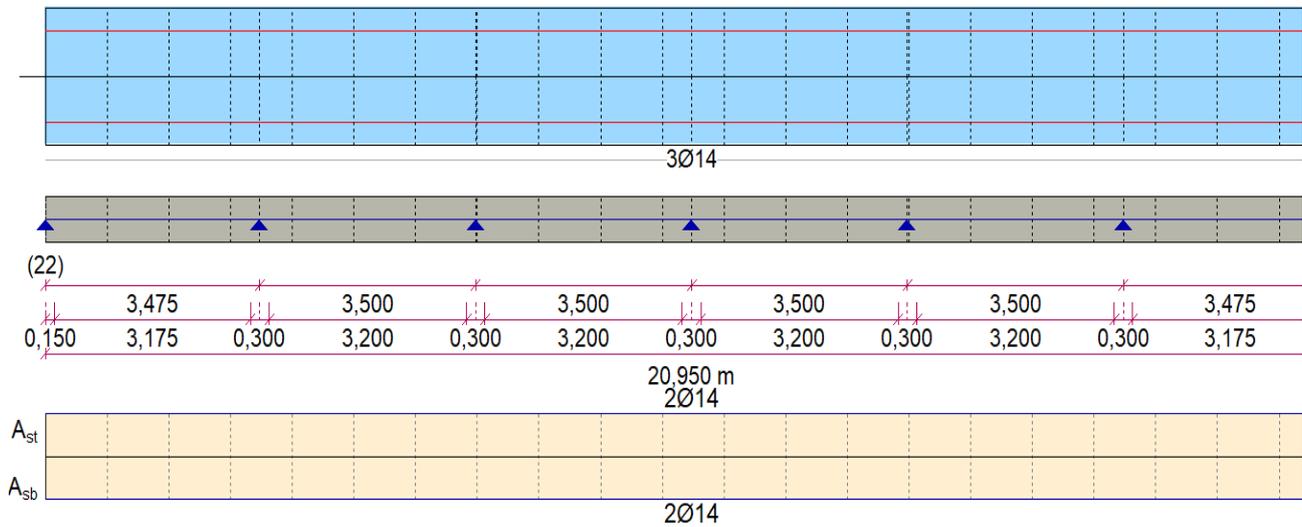
## 7.6 Verifiche degli elementi strutturali

### 7.6.1 Travi

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



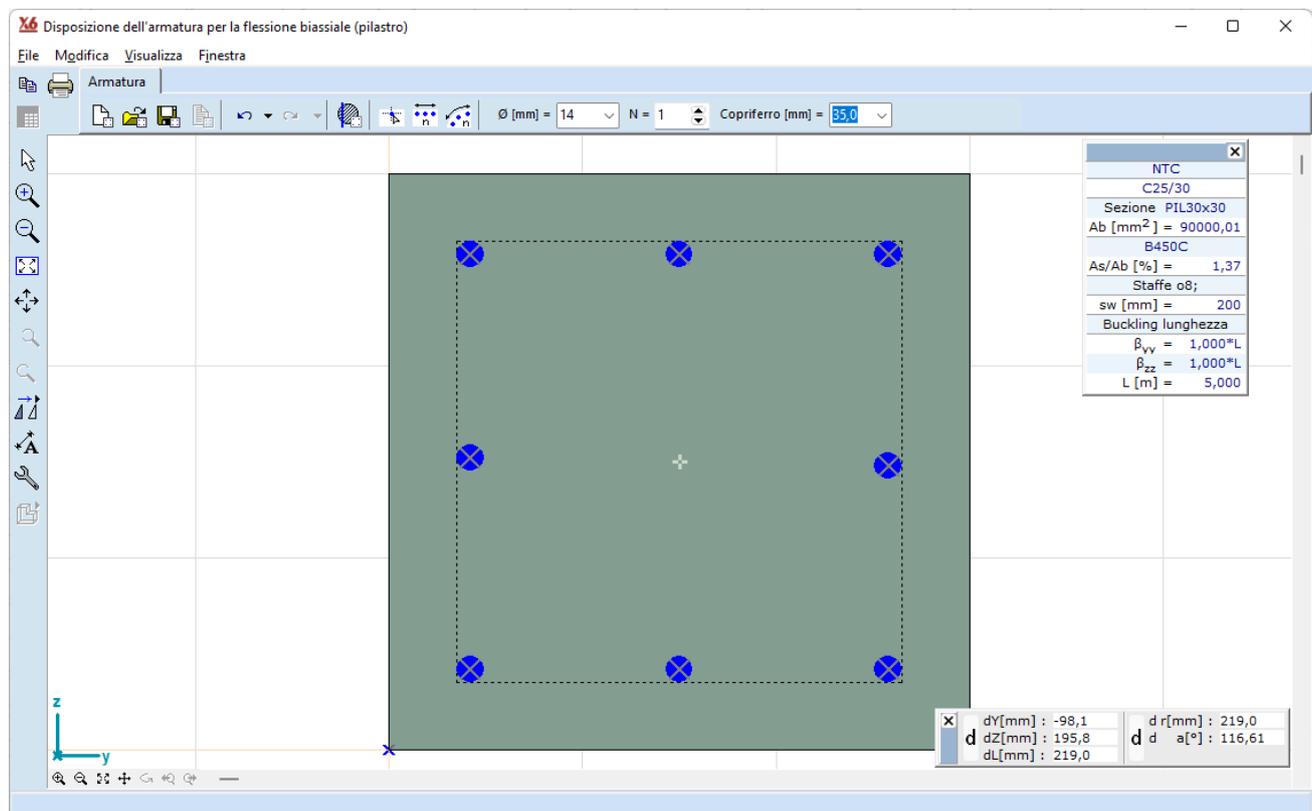
Si raffrontano i diagrammi dei tagli e momenti sollecitanti  $M_{yEd}$   $V_{zEd}$  e quelli resistenti  $M_{yR}$   $V_{zR}$



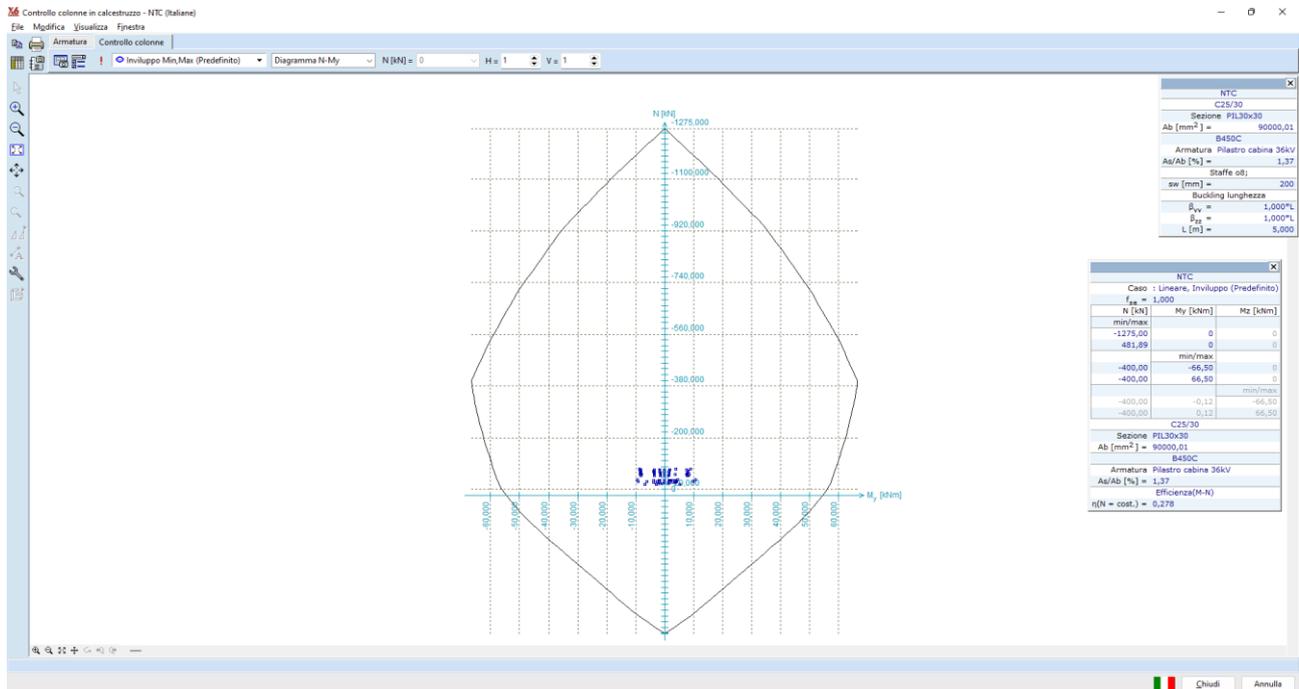
È possibile osservare come i valori dei momenti e tagli resistenti [ $M_r$  e  $V_r$ ] sono sempre superiori a quelli sollecitanti, pertanto tutte le sezioni risultano verificate.

## 7.6.2 Pilastri

Per i pilastri, tutti a sezione 30 x 30 cm, viene ipotizzata un'armatura disposta come da immagine seguente (barre long  $\Phi 14$ , staffe  $\Phi 8$ , copristaffa 25 mm, copriferro 40 mm):



Per tutti i pilastri, 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.

## 7.7 Verifiche delle condizioni di rottura del terreno

I pilastri scaricano al suolo carichi verticali dell'ordine dei 90 kN.

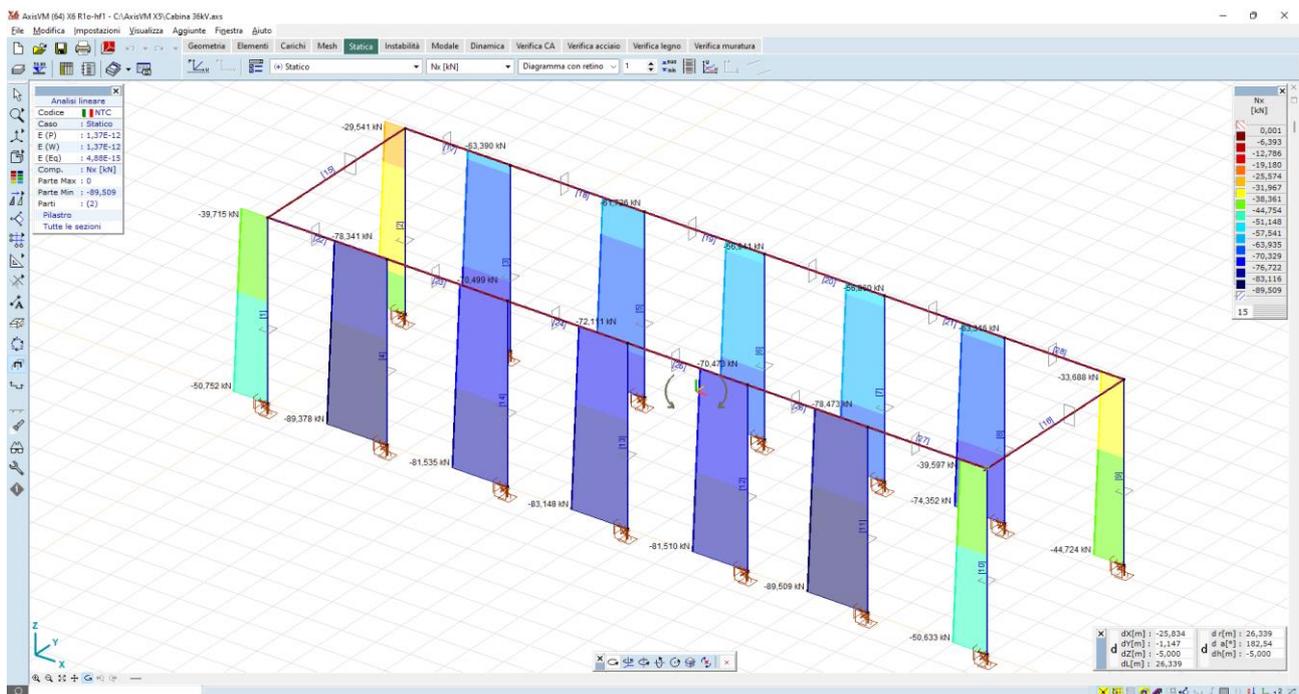


Figura 7.18: carichi assiali sui pilastri  $N_x$  – comb statica valori max 89,5 kN

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 -1,00 m 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/cm<sup>2</sup>).

Le opere in progetto, pertanto, presentano adeguati margini di sicurezza nei riguardi delle verifiche a capacità portante e dei cedimenti attesi.