

00	Novembre 2023	PRIMA EMISSIONE	D. Cavallo	M. Cutini	F. Fellin
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APROVATO



REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA
Provincia di Udine
COMUNI DI PREMARIACCO E REMANZACCO



PROGETTO:

IMPIANTO FOTOVOLTAICO "FRIULI 02"
da 39,3 MW_p di potenza nominale
PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:



Piazza Manifattura, 1 – 38068 Rovereto (TN)
 Tel. +39 0464 625100 - Fax +39 0464 625101 - PEC r2r.arn@pec.a2.eu

PROGETTISTA:



OGGETTO DELL'ELABORATO:

RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

N° ELABORATO				CODIFICA COMMITTENTE
6				R06

ID ELABORATO: *PVFRL02_R06_Relazione preliminare sulle strutture_Rev.0*

Questo elaborato è di proprietà di R2R S.r.l. ed è protetto a termini di legge



INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DATI GENERALI.....	4
2.1	Dati del Proponente	4
2.2	Località di realizzazione dell'intervento.....	5
2.3	Destinazione d'uso	5
2.4	Dati catastali.....	5
2.5	Connessione	6
3	LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO	7
3.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE	7
3.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	9
3.3	RISCHIO SISMICO	11
4	NORMATIVA E LEGGI DI RIFERIMENTO	12
5	STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI - TRACKERS MONOASSIALI ...	12
5.1	Descrizione generale delle strutture	12
5.2	Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione	15
5.3	Modellazione della struttura – criteri generali	16
5.4	Carichi di progetto.....	20
5.4.1	Pesi propri strutturali	20
5.4.2	Sovraccarichi permanenti	20
5.4.3	Vento.....	20
6	Tracker monoassiale 1P a 48 moduli.....	26
6.1	Generazione del modello.....	26
6.2	Casi di carico.....	27
6.3	Risultati numerici.....	31
6.3.1	Spostamenti.....	31
6.3.2	Sollecitazioni.....	33
7	Tracker monoassiale 1P a 24 moduli.....	36
7.1	Generazione del modello.....	36
7.2	Casi di carico.....	37
7.3	Risultati numerici.....	41
7.3.1	Spostamenti.....	41
7.3.2	Sollecitazioni.....	43
8	FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE “POWER STATION”	46
8.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	46
8.2	Descrizione del Modello	47
8.3	Materiali strutturali.....	48

8.4	Azioni di progetto	48
8.5	Risultati delle analisi	49
9	FONDAZIONI CABINE CONTROL ROOM.....	53
9.1	Descrizione generale dell’opera	53
9.2	Descrizione del Modello	54
9.3	Azioni di progetto	55
9.4	Materiali strutturali.....	56
9.5	Risultati delle analisi	57
10	EDIFICIO STAZIONE UTENTE	61
10.1	Descrizione generale dell’opera	61
10.2	Criteri di modellazione della struttura	62
10.2.1	Elementi asta	62
10.2.2	Analisi dei carichi	65
10.2.3	Risultati delle analisi	67
11	FONDAZIONE TRASFORMATORE DI POTENZA	73
11.1	Descrizione generale dell’opera	73
11.2	Modellazione della struttura – criteri generali	74
11.3	Carichi di progetto.....	75
11.4	Tipo di analisi strutturale.....	75
11.5	Generazione del modello.....	76
11.6	Risultati delle analisi	78
12	APPARECCHIATURE AT	81
12.1	Descrizione generale delle opere	81
12.2	Criteri di progetto delle fondazioni apparecchiature AT	82
12.3	Fondazione per sezionatore orizzontale	82
12.4	Fondazione per interruttore tripolare.....	85
12.5	Fondazioni unipolari per Trasformatore di Tensione TV	87
12.6	Fondazioni unipolari per Trasformatore di Corrente TA	89
12.7	Fondazioni unipolari per Scaricatori	91
13	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	93
13.1	Caratterizzazione dell’area di sedime.....	93
13.2	Analisi delle pressioni al suolo.....	94
13.3	Verifiche di capacità portante	96
14	CONSIDERAZIONI FINALI DI TIPO geotecnico	99
14.1	Trackers monoassiali	99
14.2	Strutture fondali cabine.....	99
14.3	Strutture impianto di Utenza	100

1 INTRODUZIONE

R2R S.r.l. (di seguito anche la “**Società**”), con sede in 38068 Rovereto (TN), Piazza Manifattura n. 1, è una società appartenente al Gruppo A2A., multiutility italiana che, per quanto riguarda il settore energia, copre tutta la catena del valore, operando nella generazione, vendita e distribuzione dell’energia elettrica.

Per quanto riguarda l’iniziativa descritta nel presente elaborato, R2R ha in progetto la realizzazione di un nuovo impianto fotovoltaico e delle relative opere e infrastrutture connesse avente una potenza nominale complessiva di 39,3 MW_{DC}, denominato “Friuli 02”, sito nel territorio dei Comuni di Premariacco e Remanzacco, in provincia di Udine (di seguito anche il “Parco Fotovoltaico”).

Secondo quanto previsto dal preventivo prot. TERNA P20200035076, relativo alla connessione del Parco Fotovoltaico Friuli 2, Codice Pratica 202000378, rilasciato da Terna S.p.A. in data 11/06/2020 e accettato dalla Società in data 07/10/2020, l’impianto si collegherà, tramite degli elettrodotti interrati previsti in gran parte su strade pubbliche, e per brevi tratti all’interno di proprietà private, alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) per l’immissione dell’energia elettrica prodotta attraverso una sottostazione utente di trasformazione e consegna (di seguito anche “SSEU”), prevista nel Comune di Remanzacco, da collegare in antenna a 132 kV con la sezione 132 kV della già esistente Stazione Elettrica (SE) RTN 220/132 kV denominata “Udine Nord Est”.

L’area interessata dal Parco Fotovoltaico ricade su una superficie catastale complessiva di circa 62 ettari, dei quali 48 recintati per l’impianto. Il territorio è caratterizzato da una morfologia pressoché pianeggiante, l’area d’impianto è posta all’incirca tra le quote 95 e 105 m s.l.m.

L’impianto sarà costituito da pannelli fotovoltaici ad alto rendimento che permetteranno di ottenere una produzione annua netta stimata di energia elettrica di circa 61,15 GWh/anno, pari al consumo medio annuo di energia elettrica di 24.500 famiglie.

Il ricorso alla produzione di energia da fonte rinnovabile, quale quella fotovoltaica, costituisce una strategia prioritaria per ridurre le emissioni di inquinanti in atmosfera provocate dalla produzione di energia elettrica mediante processi termici. Questo progetto apporterà infatti importanti benefici ambientali sia in termini di mancate emissioni di inquinanti che di risparmio di combustibile: l’impianto consentirà di evitare l’emissione di circa 27.176 t/anno di anidride carbonica. Il bilancio sull’ambiente sarà pertanto nettamente positivo.

2 DATI GENERALI

2.1 Dati del Proponente

Di seguito i dati anagrafici del soggetto proponente:

SOCIETA' PROPONENTE	
Denominazione	R2R S.R.L.
Indirizzo sede legale	Piazza Manifattura, 1 – 38068 Rovereto (TN)
Codice Fiscale/Partita IVA	02650930221
Capitale Sociale	10.000,00 €
PEC	r2r.arn@pec.a2a.eu

Tabella 2-1 – Informazioni principali della Società Proponente

2.2 Località di realizzazione dell'intervento

L'impianto fotovoltaico oggetto del presente progetto è suddiviso in due blocchi, localizzati rispettivamente nel comune di Remanzacco (UD), Blocco Remanzacco, e nel comune di Premariacco (UD), Blocco Premariacco, all'interno del quale si distinguono due aree impianto: l'Area A e l'Area B.

L'elettrodotto MT 30 kV relativo alle tre aree di impianto interessa entrambi i comuni di Premariacco e Remanzacco (UD).

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 le aree di impianto, così come individuati da catasto dei comuni interessati, sono:

- Blocco Premariacco Area A:
Comune di Premariacco (UD) FG 19 particelle 29, 32, 33, 34, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 65, 66, 68, 69, 70, 73, 74, 75, 76, 79, 80, 81, 84, 85, 86
- Blocco Premariacco Area B:
Comune di Premariacco FG 11 particella 213
- Blocco Remanzacco:
Comune di Remanzacco (UD) FG 12 particelle 3, 4, 5, 6, 7, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 90, 91, 92, 93, 98, 131, 150, 258

L'area della stazione utente interesserà invece i seguenti terreni, così come individuati da catasto del comune di Remanzacco (UD):

- FG 12 particella 104

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	Comuni di Premariacco e Remanzacco (UD)
Potenza di Picco (kWp)	39.312 kWp
Potenza in immissione AC	35.500 kW
Informazioni generali del sito	Sito pianeggiante ben raggiungibile da strade statali/provinciali/comunali
Tipo di strutture di sostegno	Inseguitore monoassiale
Coordinate blocco Premariacco A	Latitudine 46° 2' 42.50"N

	Longitudine	13° 20' 37.71"E
Coordinate blocco Premariacco B	Latitudine	46° 2' 52.66"N
	Longitudine	13° 20' 49.61"E
Coordinate blocco Remanzacco	Latitudine	46° 5' 12.86"N
	Longitudine	13° 18' 2.12"E
Coordinate Stazione Utente 132 kV	Latitudine	46° 4' 54.89"N
	Longitudine	13° 18' 8.73"E

Tabella 2-2 – Dati impianto

2.5 Connessione

La Società VOLTA GREEN ENERGY S.R.L. ha presentato a Terna S.p.A. ("il Gestore"), in data 02/03/2020, la richiesta di connessione alla RTN. Alla richiesta è stato assegnato Codice Pratica 202000378.

Il gestore ha trasmesso la soluzione tecnica minima generale per la connessione (STMG) in data 11/06/2020 successivamente accettata in data 07/10/2020.

Tale STMG, insieme a tutta la pratica di connessione, è poi stata positivamente volturata alla società R2R S.R.L. in data 25 Febbraio 2022.

Lo schema di allacciamento alla RTN prevede che l'impianto venga collegato in antenna a 132 kV con la sezione 132 kV della Stazione Elettrica (SE) RTN 220/132 kV denominata "Udine Nord Est".

Al fine di razionalizzare l'utilizzo delle strutture di rete, il Gestore ha proposto inoltre di condividere lo stallo RTN 132 kV nella stazione SE Udine Nord Est con altri impianti di produzione.

La stazione utente di impianto e il nuovo elettrodotto in antenna a 132 kV per il collegamento della stessa alla SE Udine Nord Est costituiscono impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 132 kV nella suddetta stazione costituisce impianto di rete per la connessione.

3 LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO

3.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

L'area presa in considerazione nel presente progetto ricade amministrativamente all'interno dei comuni di Premariacco e Remanzacco e (UD), per un'area complessiva recintata di circa 48 ettari, 40 per i blocchi Premariacco A e B e 8 per il blocco Remanzacco.

L'area interessata dal progetto è facilmente raggiungibile grazie ad una rete di strade di vario ordine presenti in zona.



Figura 3-1 – Inquadramento regionale

L'impianto presenta le seguenti coordinate GPS per le tre aree di impianto:

- Blocco Premariacco Area A
 - Lat. 46° 2' 42.50"N - Long. 13° 20' 37.71"E
 - Altimetria media risulta essere circa 95 m s.l.m.

- blocco Premariacco Area B
 - Lat. 46° 2' 52.66"N - Long. 13° 20' 49.61"E
 - Altimetria media risulta essere circa 95 m s.l.m.
- Blocco Remanzacco
 - Lat. 46° 5' 12.86"N - Long. 13° 18' 2.12"E
 - Altimetria media risulta essere circa 115 m s.l.m.

Per quanto riguarda invece le opere di connessione, site anch'esse nel comune di Remanzacco (UD), le coordinate risultano essere le seguenti:

- Lat. 46° 4' 54.89"N - Long. 13° 18' 8.73"E
- Altimetria media risulta essere circa 112 m s.l.m.

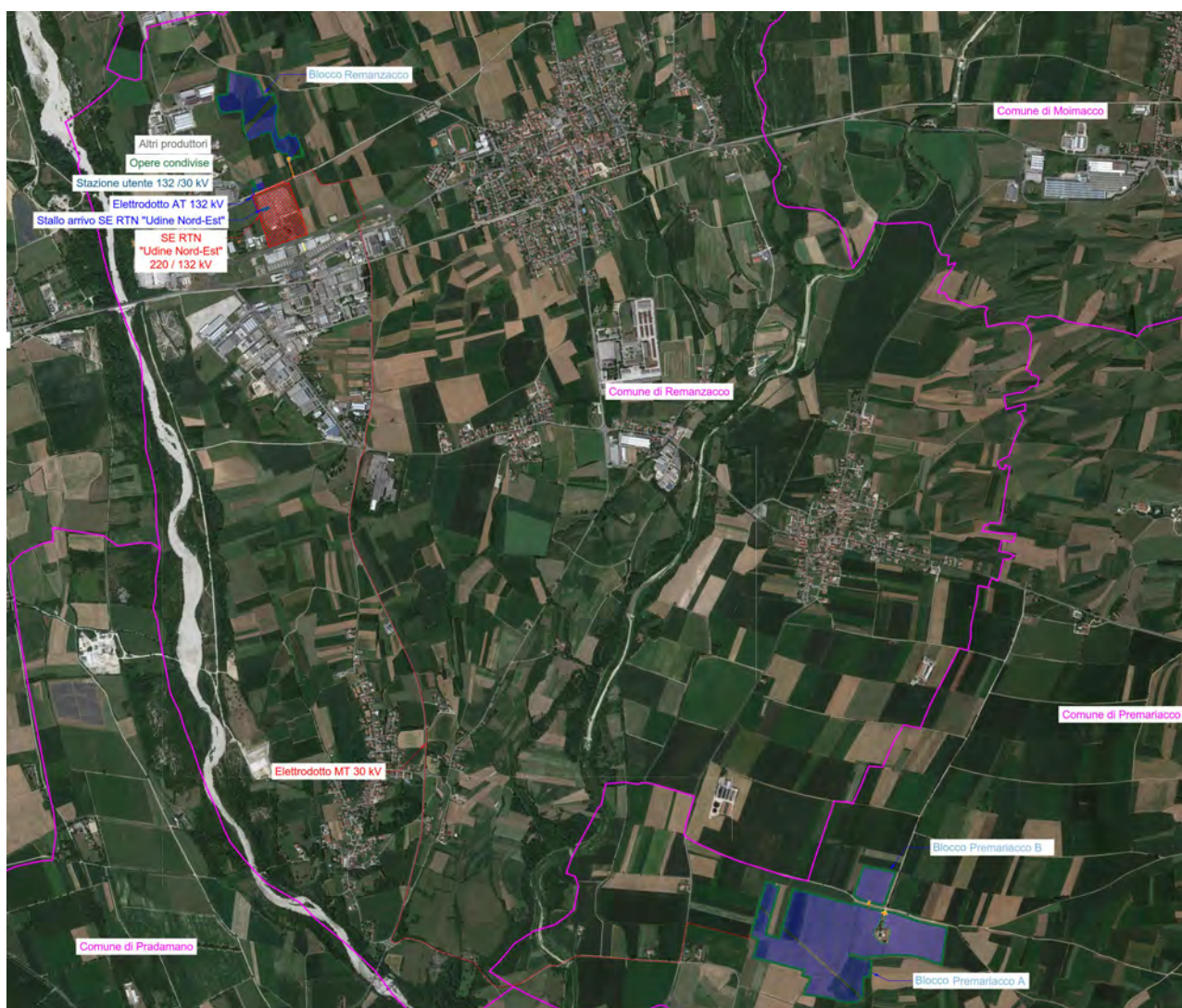


Figura 3-2 – Area impianto su ortofoto

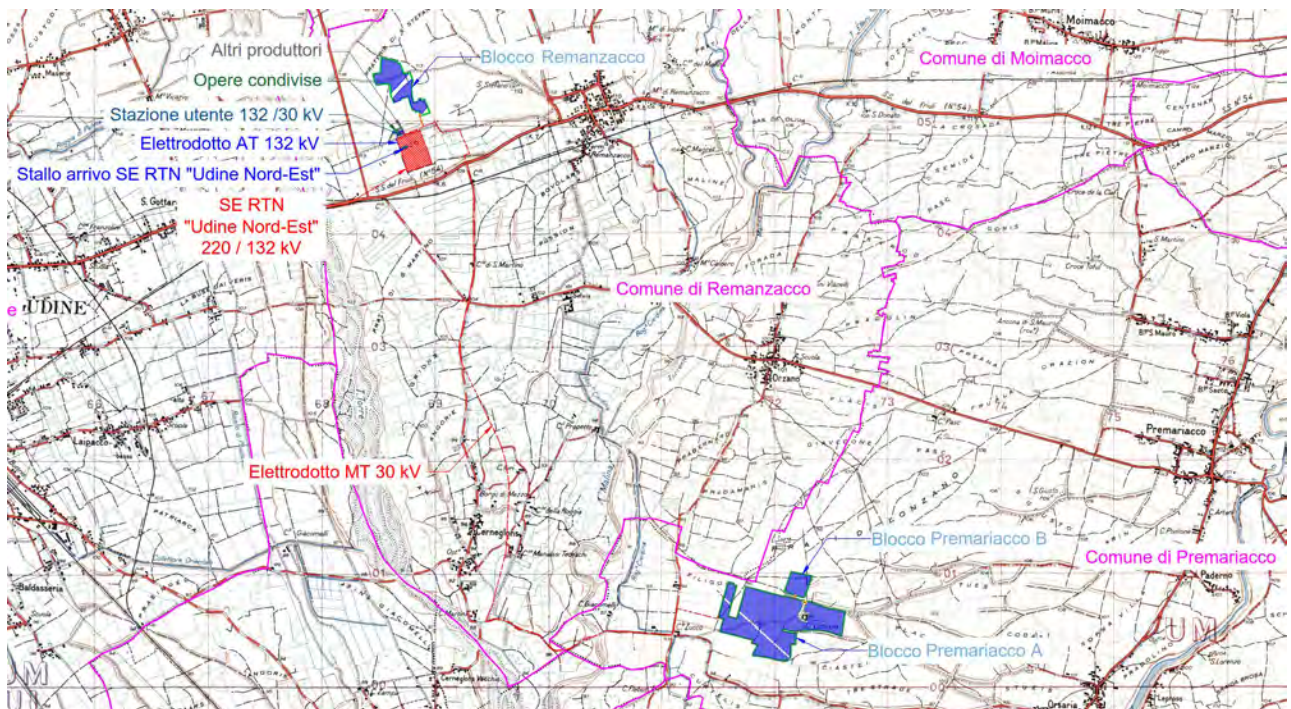


Figura 3-3 – Area impianto su IGM 1:25.000

3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico i seguenti contenuti sono stati estrapolati dalla "Relazione Geologica, geomorfologica, geotecnica e sismica con elementi pedologici" trasmessa insieme al progetto definitivo alla quale si rimanda per maggiori approfondimenti.

L'area di interesse ricade nella zona della Pianura Friulana, estesa dal piede dei rilievi prealpini fino alla linea di costa dell'Adriatico, che è divisa in alta e bassa pianura dalla "linea delle risorgive".

Le aree di intervento ricadono nella zona litostratigrafica delle coperture continentali, dove predominano i depositi detritici.

Per quanto riguarda la caratterizzazione stratigrafica e litologica di dettaglio dei siti oggetto di intervento in base ai sopralluoghi effettuati, i cui esiti sono riportati nella "Relazione Geologica, geomorfologica, geotecnica e sismica con elementi pedologici", la situazione è la seguente:

- per il blocco di Remanzacco e la relativa Stazione di Utente: le litologie sono riconducibili a depositi quaternari di origine fluvio-glaciale rimaneggiati dalle correnti fluviali del reticolo idrografico rappresentato nello specifico dal T.Torre e dal T.Malina. L'unità litologica per il caso in esame è la GSM: terreni ghiaioso-sabbiosi in varia matrice di fine limoso argillosa.
- per il blocco di Premariacco: le litologie sono riconducibili a depositi quaternari di origine fluvio-glaciale rimaneggiati dal Natisone e dal Malina; allontanandosi da tali aste fluviali, tuttavia, si osserva una diminuzione del contenuto di ghiaia ed un aumento della frazione fine limoso-argillosa che caratterizza l'unità MSG: terreni limoso sabbiosi commisti a ghiaia.

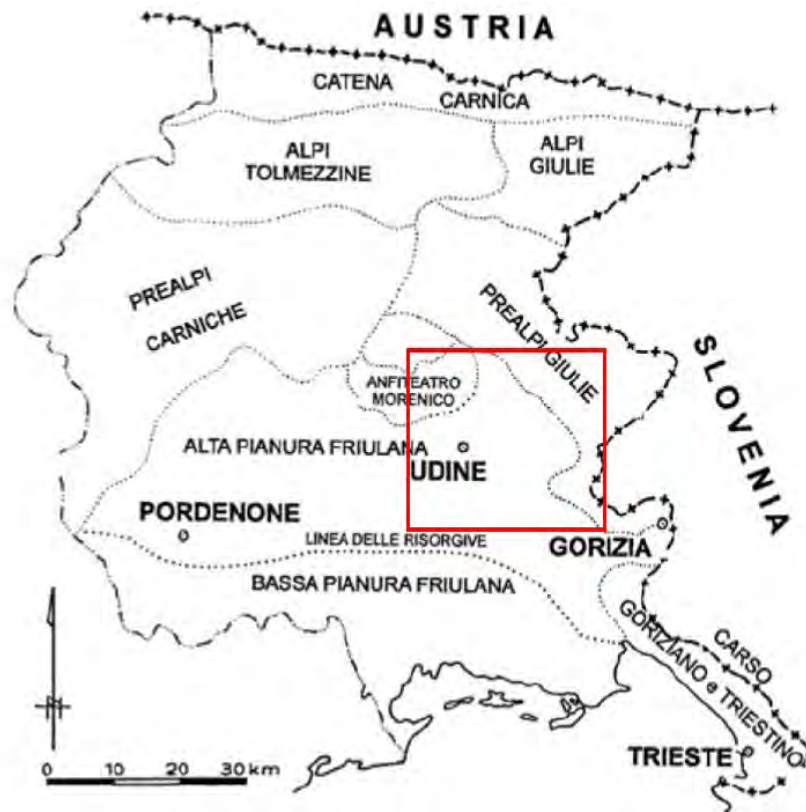


Figura 3-4 – Le unità orografiche del Friuli Venezia Giulia

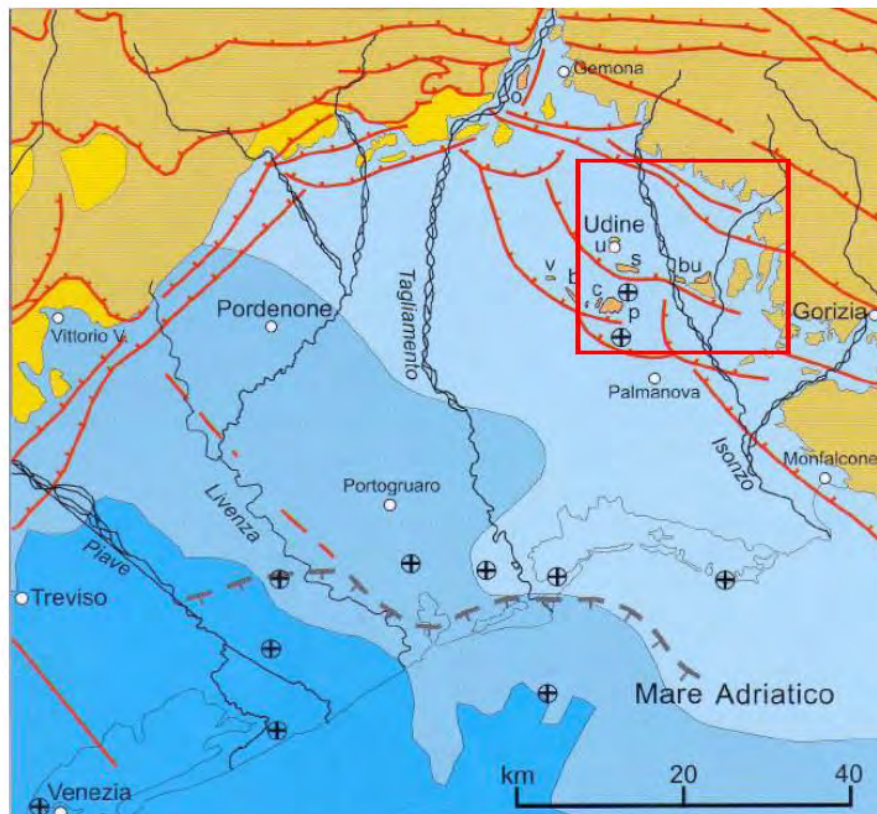


Figura 3-5 – Rappresentazione semplificata della tettonica della pianura friulana (da Regione Veneto, 1990, Gasperi et al., 1997, Peruzza et al., 2002, Vai et al., 2002)

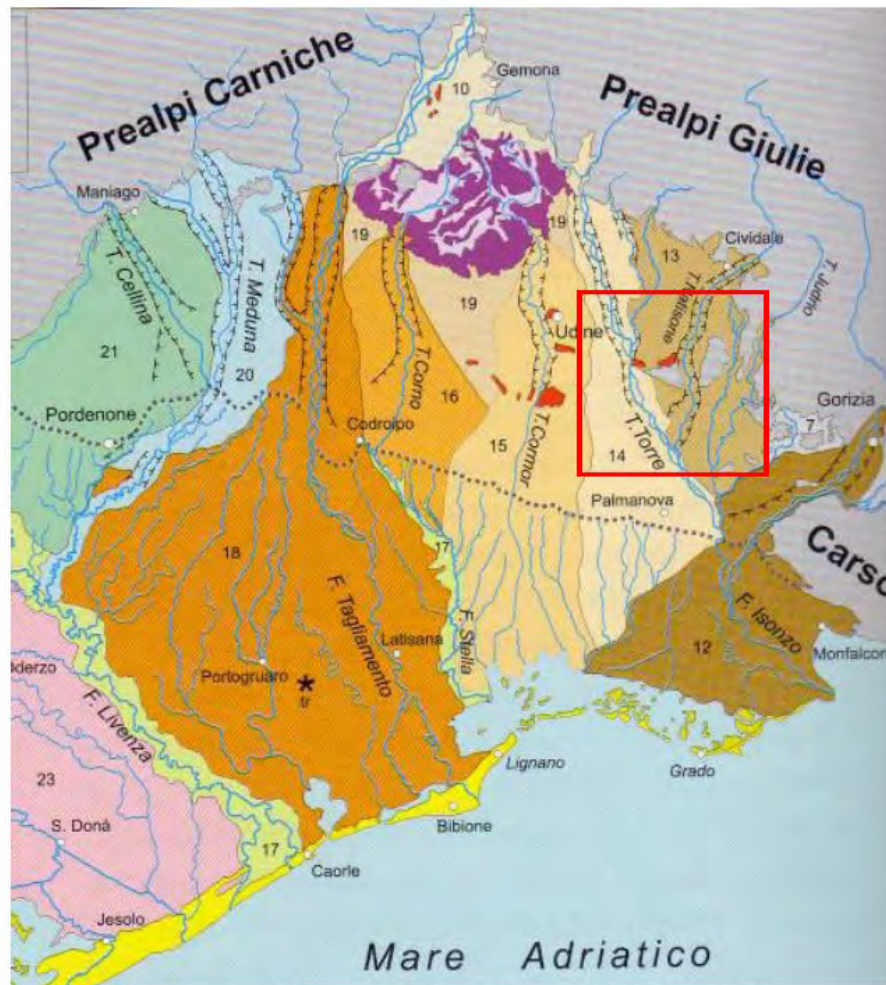


Figura 3-6 – Schema dei sistemi deposizionali pleniglaciali della pianura friulana (Da "Geomorfologia della provincia di Venezia", A. Bondesan, M. Meneghel, 2004)

3.3 RISCHIO SISMICO

L'area oggetto del presente studio, situata tra i Comuni di Remanzacco e Premariacco, è stata classificata come zona a grado 2 ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", aggiornata con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519/2006.

La più recente Delibera della Giunta Regionale 6 maggio 2010 n. 845 "Classificazione delle zone sismiche e indicazione delle aree di alta e bassa sismicità" in cui vengono recepiti gli aggiornamenti normativi di settore conferma la classificazione in zona 2.

4 NORMATIVA E LEGGI DI RIFERIMENTO

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

I valori caratteristici dei carichi vento verranno calcolati in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4, nonché la 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.

5 STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI - TRACKERS MONOASSIALI

5.1 Descrizione generale delle strutture

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

I trackers monoassiali sono strutture metalliche costituite essenzialmente da tre componenti:

- 1) I pali in acciaio zincato, direttamente infissi nel terreno;
- 2) La struttura porta moduli girevole, montata sulla testa dei pali, composta da profilati in metallo, sulla quale viene posata una fila di moduli fotovoltaici (in totale massimo 48 moduli per struttura disposti su una fila in verticale, considerando la struttura più grande che verrà impiegata sull'impianto);
- 3) L'inseguitore solare, necessario per la rotazione della struttura porta moduli, costituito essenzialmente da un motore elettrico (controllato da un software), che tramite un attuatore collegato al profilato centrale della struttura di supporto, permette di ruotare la struttura durante la giornata, posizionando i pannelli nell'angolazione ottimale.

Le strutture devono essere opportunamente dimensionate per sopportare il peso dei moduli fotovoltaici, e soprattutto i carichi vento previsti nella zona di installazione.

Il layout di progetto prevede l'installazione di due tipologie di vela:

- **Tipo A – 1x24 moduli**
- **Tipo B – 1x48 moduli**

Entrambe in configurazione 1p (rispettivamente 24 e 48 moduli per vela, disposti in verticale su una sola fila);

Di seguito le viste delle due tipologie di vela previste in progetto:

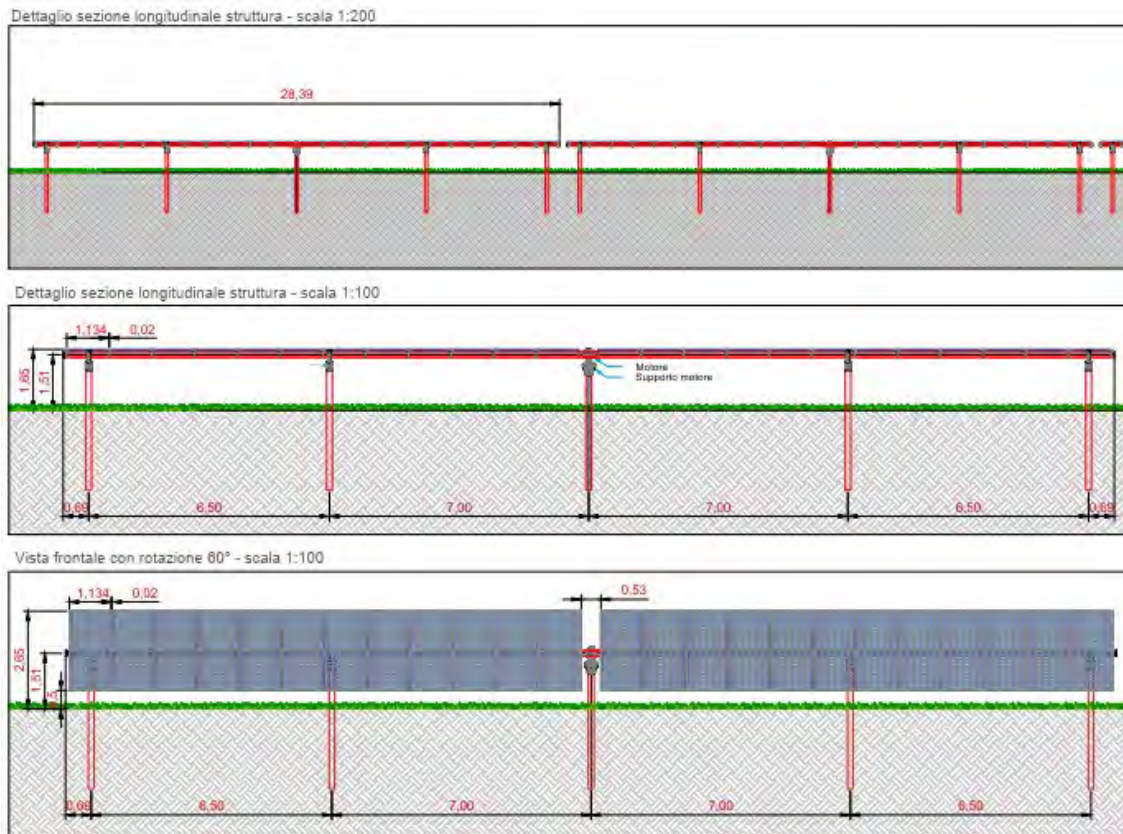


Figura 5-1 – Vela fotovoltaica 24x1 moduli

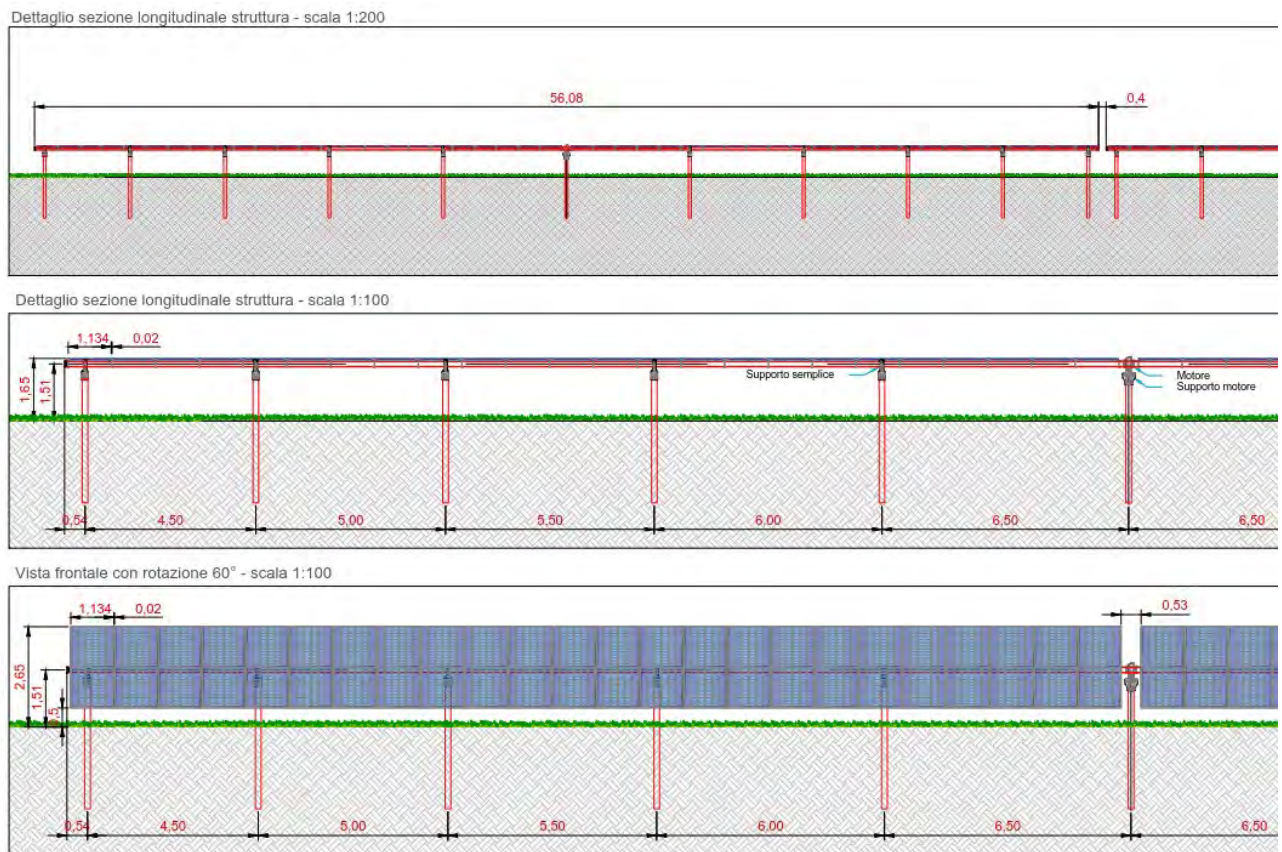


Figura 5-2 – Vela fotovoltaica 48x1 moduli

Il modulo di progetto ha le seguenti dimensioni:

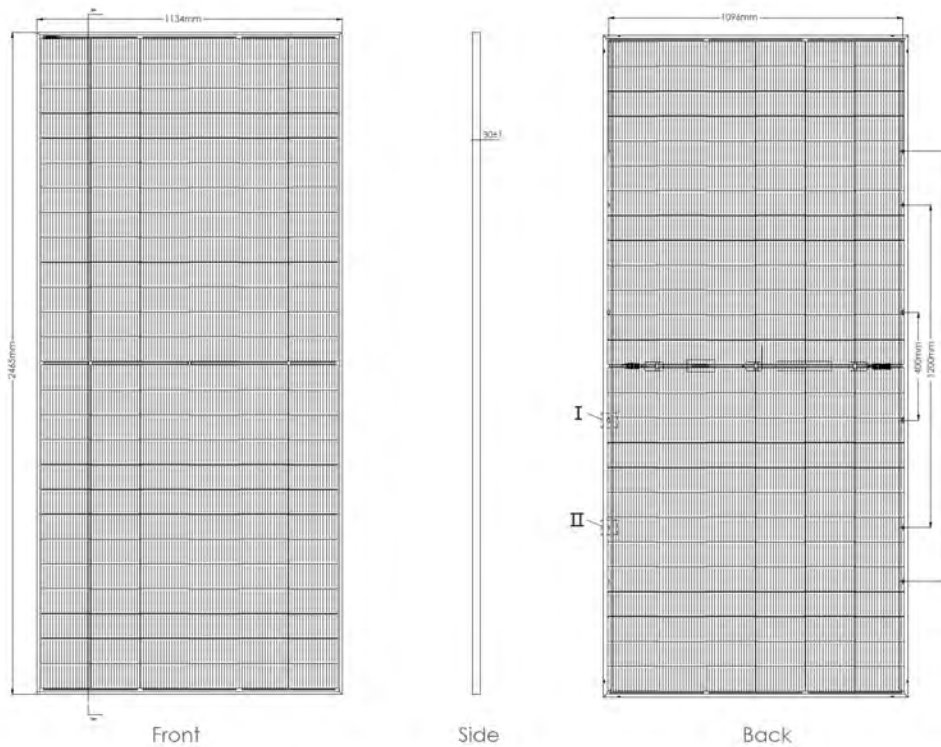


Figura 5-3 – Dimensione modulo di progetto

Le vele fotovoltaiche hanno pertanto superfici esposte pari a:

- Per le strutture 1x48 [56,00x2,46] = 138,00 mq ca
- Per le strutture 1x24 [28,40x2,46] = 70,00 mq ca

Tutte le tipologie strutturali sono caratterizzate da:

- altezza al mozzo pari a 1,50 mt da p.c.
- altezza massima del punto sommale della vela pari a 2,65 mt da p.c.
- profondità di infissione pari a 2,70mt

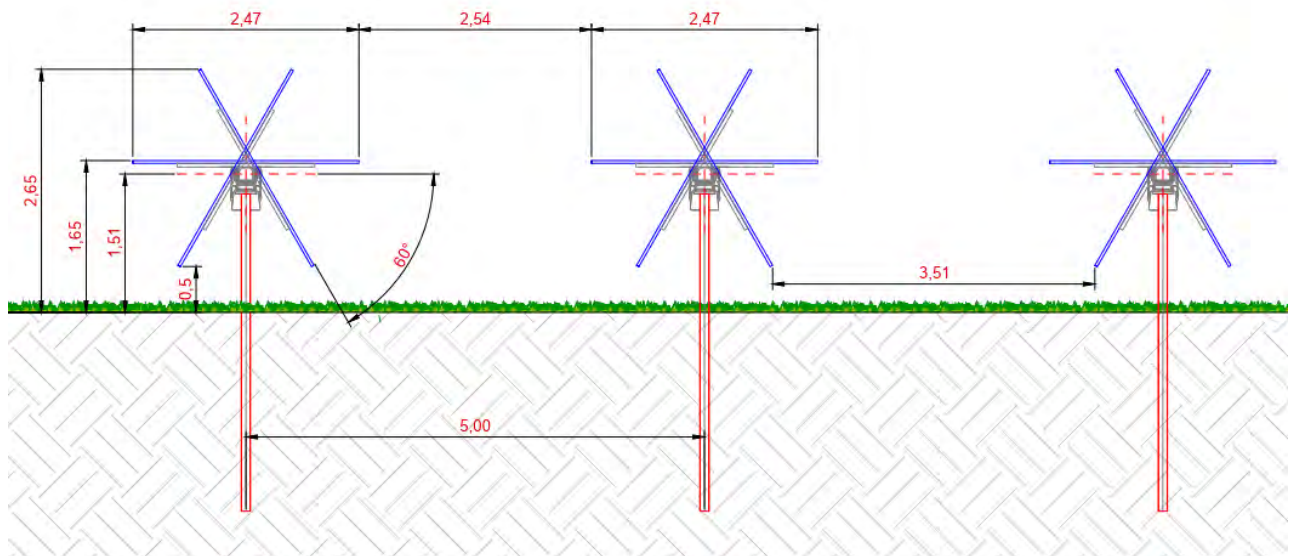


Figura 5-4 – Sezione trasversale tipologica struttura Tracker

Gli elementi strutturali che costituiscono il tracker monoassiale sono:

- I pali verticali, infissi nel terreno, a loro volta suddivisi in due categorie:
 - *motor support*, deputati al supporto del motore (in posizione centrale alla vela)
 - *simple support*, deputati al semplice sostegno dell'asse di rotazione
- La trave orizzontale (anche detta *torque tube*), che funge da asse di rotazione principale, la cui rotazione è comandata da un sistema motorizzato e collegato ad un software
- Gli arcarecci, sui quali vengono fissati i moduli fotovoltaici,

I moduli, disposti in configurazione 1p, sono fissati su una serie di arcarecci, a loro volta collegati alla trave orizzontale (*torque tube*) che funge da asse di rotazione principale, e che consente di ruotare la vela fotovoltaica in funzione dei raggi solari incidenti.

L'asse di rotazione è vincolato ad una serie di montanti verticali, infissi nel terreno per battitura fino a profondità idonee a garantire la stabilità del complesso terreno-struttura, come più avanti descritto.

5.2 Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione

Sulla base delle prime considerazioni geologiche, l'area di sedime risulta caratterizzata da un sedime limoso-argilloso; è plausibile, pertanto, prevedere una infissione al suolo di tipo diretto, per semplice battitura; si possono escludere, in questa fase, tecniche di infissione diversa tipologia, quali ad esempio infissioni a rotazione, o con precedente realizzazione di perforazione (*pre-drilling*), infissioni a rotopercolazione, ecc...

Le assunzioni progettuali andranno comunque verificate nella fase di progettazione esecutiva, mediante l'esecuzione di test in situ (nello specifico, *ramming test*) che consentiranno confermare o smentire le ipotesi preliminari.

La profondità di infissione è prevista in via preliminare fino a profondità di -2,70 mt da p.c.

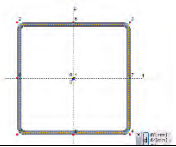
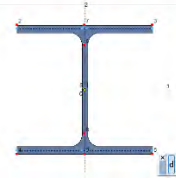
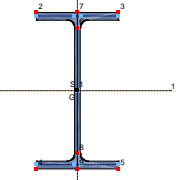
5.3 Modellazione della struttura – criteri generali

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.

Aste

Gli elementi che costituiscono il telaio tipo sono i seguenti:

Id	Tipo	Funzione	Materiale	Sezione
01	Q 120x120x4.0	asse di rotazione orizzontale – <i>torque tube</i>	Acciaio S 350 GD	
02	HE 200 A	Montante verticale – <i>motor support</i>	Acciaio S 275	
03	IPE 200	Montante verticale – <i>simple support</i>	Acciaio S 275	

Caratteristiche meccaniche dei materiali

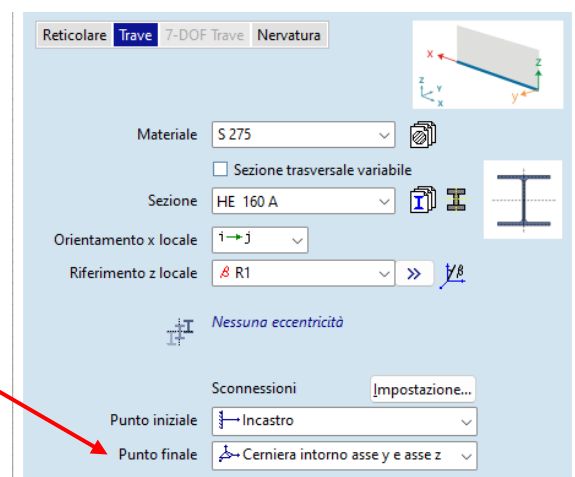
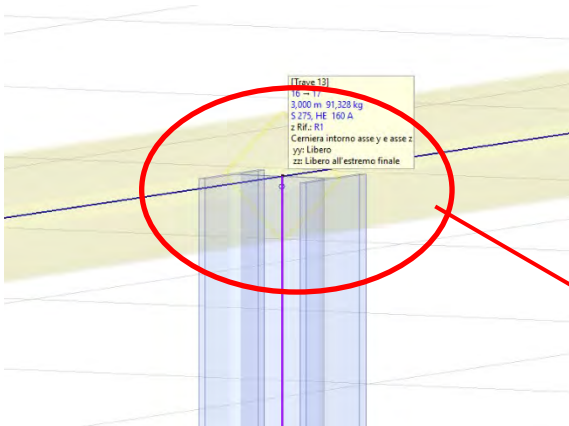
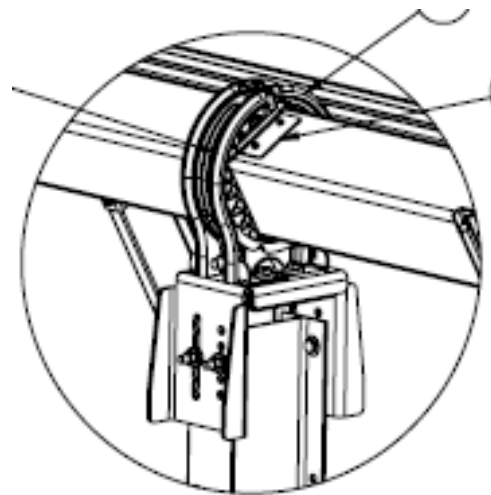
	Nome	Tipo	E_x [N/mm ²]	ν	α_T [1/°C]	ρ [kg/m ³]	P_1
1	S 275	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f_y [N/mm ²] = 275,00
3	S 350 GD	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f_y [N/mm ²] = 350,00

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

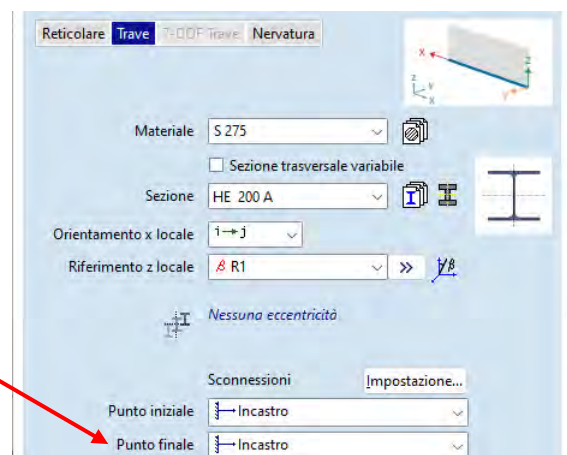
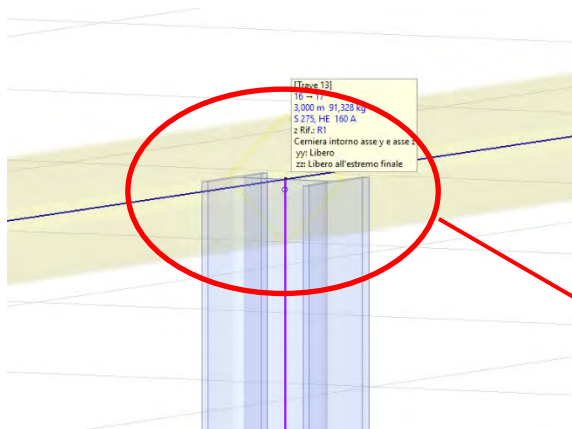
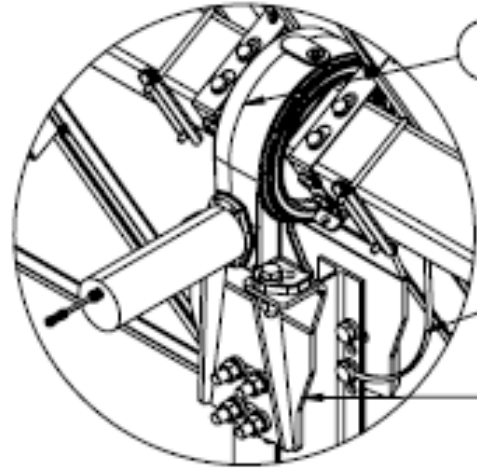
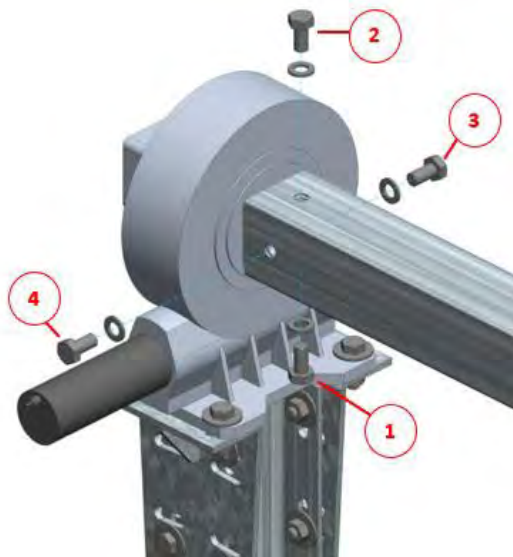
Sconnessioni e vincoli

L'asse di rotazione è vincolato ai pali verticali mediante due diversi tipi di vincolo:

Il giunto trave orizzontale – *simple support* viene modellato per mezzo di sconnessioni applicate alla testa del simple support, con un certo numero di rilasci rotazionali che ne simulano un vincolo tipo cerniera sferica.



Il giunto trave orizzontale – *motor support* viene modellato invece con un incastro rigido, in quanto in grado di bloccare sia le componenti lineari che rotazionali



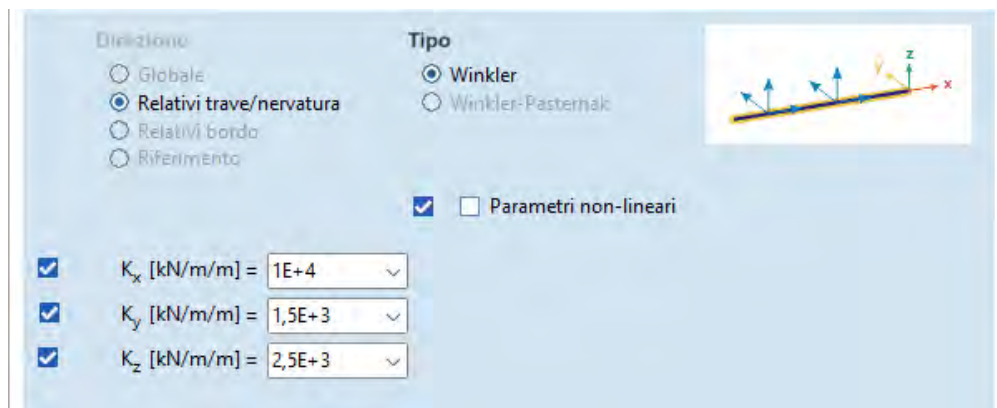
Vincolo al suolo

La porzione infissa dei pali verticali viene modellata con un letto di molle orizzontali alla winkler, le cui rigidezze, come di seguito esplicate, tengono conto delle caratteristiche peculiari della infissione per battitura all'interno di un sedime sabbio-argilloso.

Si assume, a favore di sicurezza, di applicare le molle a partire da una profondità di 50cm dal piano campagna, escludendo di fatto dall'interazione con il terreno la parte superficiale.

Le rigidezze assegnate in questa fase progettuale sono 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)



I valori di rigidezza sopra assegnati sono uno degli aspetti che deve essere approfondito in sede di progettazione esecutiva, mediante prove sperimentali in sito (es. pull out e carico laterale) per mezzo delle quali è possibile verificare in maniera empirica le assunzioni progettuali.

In questa fase vengono assegnati valori di rigidezza desunti da altre installazioni possedenti analoghe caratteristiche.

Pannello di carico

La vela fotovoltaica viene assimilata ad un *pannello di carico*, elemento virtuale che ha come funzione quella di trasferire i carichi esterni di progetto (vento, neve, peso proprio, sovraccarichi, ecc...) sugli elementi strutturali sottostanti (asse di rotazione e pali verticali).

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni prevalenti, il pannello di carico viene orientato con inclinazione pari a 45° rispetto all'orizzontale, in modo tale da presentare la massima esposizione ai carichi vento.

Solutore FEM

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, 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

rilasciata da STA DATA srl di Torino

5.4 Carichi di progetto

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

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

5.4.1 Pesì propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione dei profilati

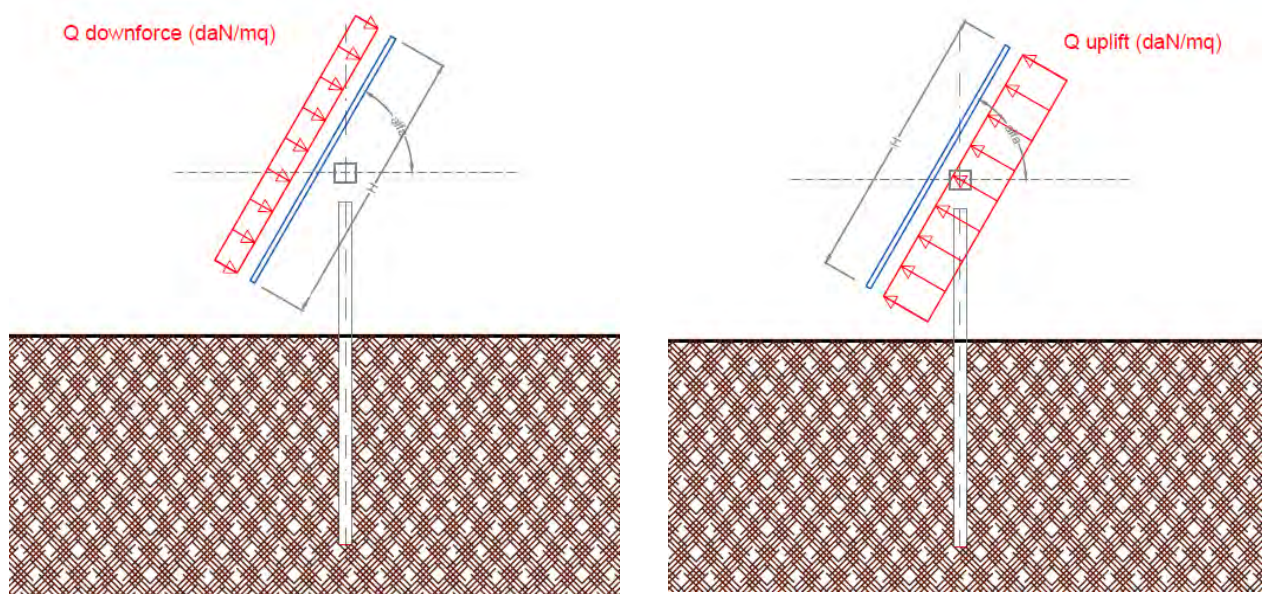
5.4.2 Sovraccarichi permanenti

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

5.4.3 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)

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

dove:

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

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: 1 – Friuli Venezia Giulia

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 :

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s};$$

$$a_0 = 1000 \text{ m};$$

$$k_s = 0,40$$

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 $a_s = 2,0 \text{ mt} < a_0 = 1000 \text{ m}$; pertanto $c_a = 1$

si calcola la velocità di riferimento $v_r = v_{b,0} \cdot c_a = 25,0 \text{ m/s}$

e la pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot (25)^2 = 390,0 \text{ (espressa in N/mq), ossia } \underline{39,00 \text{ daN/mq}}$$

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).

Distanza dalla costa > 30km

	ZONE 1,2,3,4,5					
	costa					
	mare			500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
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} (4mt), se

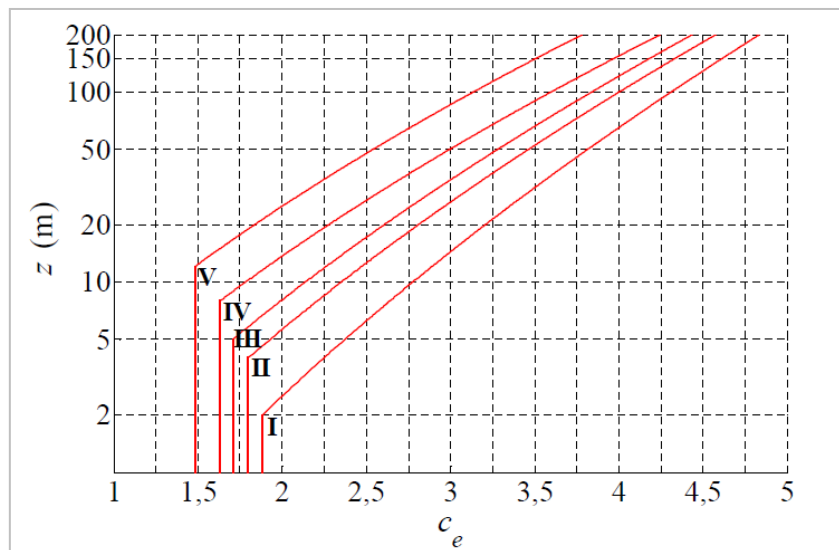
$z \geq z_{min}$ il coefficiente di esposizione si calcola mediante la formula:

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

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

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

e si determina con il grafico seguente:



Nel nostro caso,

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

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 quelle di *tettoie a singola falda*.

La normativa, al punto C3.3.8.2 della Circolare, introduce, per questo tipo di strutture, il coefficiente di forza c_F , così definito:

Per valori positivi	$C_{F+}=+0,2+\alpha/30$ [indipendente dal coeff bloccaggio]
Per valori negativi	$C_{F-}=-0,5-1,3*\alpha/30$ per coeff bloccaggio $\Phi=0$
	$C_{F-}=-1,4$ per coeff bloccaggio $\Phi=1$

I valori di c_F variano a seconda dell'angolo di inclinazione della vela, nonché dal grado di ostruzione Φ

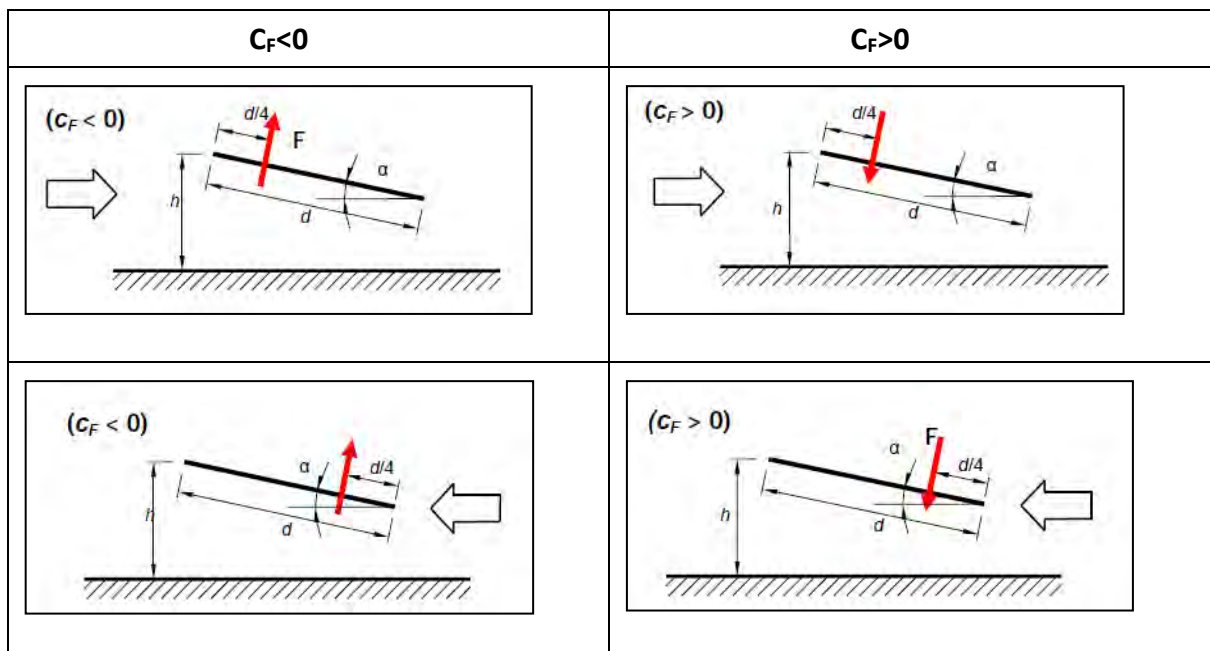
Le assunzioni di progetto consistono nel considerare i C_{F+} come da normativa, mentre i C_{F-} da interpolazione tra le situazioni limite:

$\Phi=0$ - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 0° fino a 30°ca, e

$\Phi=0,8$ - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 40° fino a 55°ca

inclinaz α (°)	C_{F+}	C_{F-} ($\Phi=0$)	C_{F-} ($\Phi=1$)	C_{F-} interpolato
0	0,200	-0,500	-1,4	-0,500 ($\Phi=0$)
5	0,367	-0,717	-1,4	-0,717 ($\Phi=0$)
10	0,533	-0,933	-1,4	-0,933 ($\Phi=0$)
15	0,700	-1,150	-1,4	-1,150 ($\Phi=0$)
20	0,867	-1,367	-1,4	-1,367 ($\Phi=0$)
25	1,033	-1,583	-1,4	-1,583 ($\Phi=0$)
30	1,200	-1,800	-1,4	-1,800 ($\Phi=0$)
35	1,367	-2,017	-1,4	-1,800 ($\Phi=0,5$)
40	1,533	-2,233	-1,4	-1,817 ($\Phi=0,8$)
45	1,700	-2,450	-1,4	-1,925 ($\Phi=0,8$)
50	1,867	-2,667	-1,4	-2,033 ($\Phi=0,8$)
55	2,033	-2,883	-1,4	-2,142 ($\Phi=0,8$)

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 $d/4$



Una distinzione importante consiste nel dimensionamento delle vele esterne, perimetrali, sottoposte all'azione diretta del vento; da quelle interne, per le quali si innescano fenomeni di scia, distacco di vortici, ecc...

È facoltà del progettista considerare valori del coefficiente di pressione desunti da prove sperimentali in galleria del vento; in questi casi è di fondamentale importanza che i modelli sui quali sono condotti i test abbiano stesse frequenze di vibrazione di quelli in progetto.

I valori di pressione vento nelle configurazioni $Q_{downforce}$ e Q_{uplift} diventano le seguenti:

inclinaz a (°)	Cf+	Cf- (Φ=0)	Cf- (Φ=1)	Cf- interpo	Press downforce Q (daN/mq)	Pressione uplift Q (daN/mq)
0	0,200	-0,500	-1,4	-1,400 (Φ=0)	13,28	-92,97
5	0,367	-0,717	-1,4	-1,400 (Φ=0)	24,35	-92,97
10	0,533	-0,933	-1,4	-1,400 (Φ=0)	35,42	-92,97
15	0,700	-1,150	-1,4	-1,400 (Φ=0)	46,48	-92,97
20	0,867	-1,367	-1,4	-1,400 (Φ=0)	57,55	-92,97
25	1,033	-1,583	-1,4	-1,400 (Φ=0)	68,62	-92,97
30	1,200	-1,800	-1,4	1,600 (Φ=0,5)	79,69	106,25
35	1,367	-2,017	-1,4	1,600 (Φ=0,5)	90,76	106,25
40	1,533	-2,233	-1,4	-1,817 (Φ=0,8)	101,82	-120,64
45	1,700	-2,450	-1,4	-1,925 (Φ=0,8)	112,89	-127,83
50	1,867	-2,667	-1,4	-2,033 (Φ=0,8)	123,96	-135,03
55	2,033	-2,883	-1,4	-2,142 (Φ=0,8)	135,03	-142,22

Per la configurazione di vela inclinata a 45° è plausibile attendersi valori di carico vento pari a circa 120 daN/mq nelle due configurazioni di downforce e uplift.

Questi valori devono essere presi in considerazione per le verifiche di congruità dei carichi generati in automatico dal software.

Gli schemi di carico principali, disposti secondo le indicazioni derivanti dalla Circolare NTC, verranno infatti generati dal software, come illustrato nel seguito.

6 TRACKER MONOASSIALE 1P A 48 MODULI

6.1 Generazione del modello

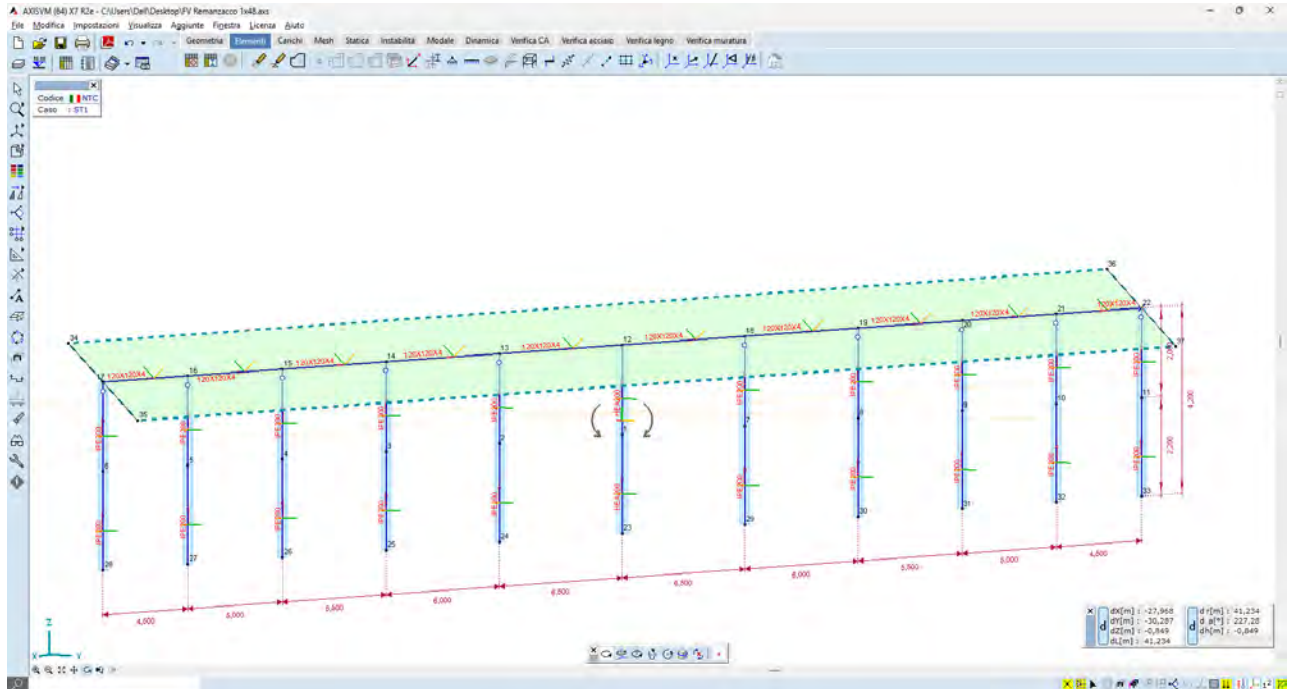


Figura 5_modello a elementi finiti – vista ad aste

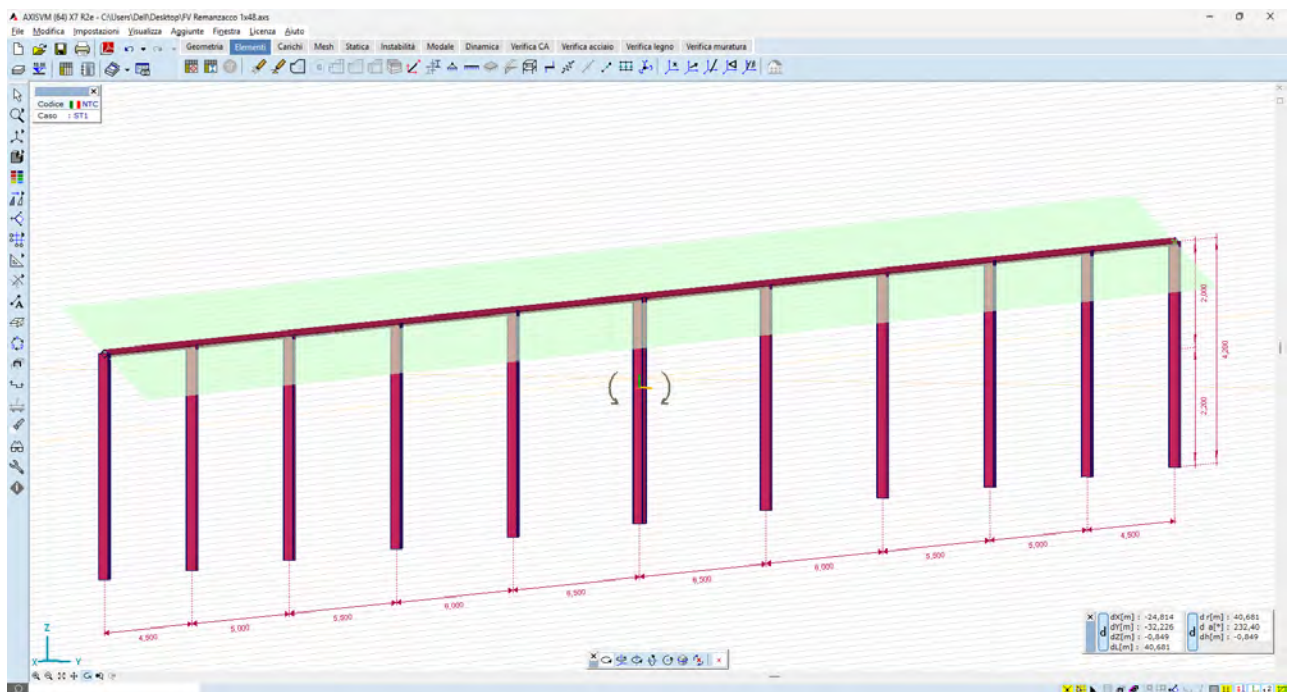


Figura 6_modello a elementi finiti – vista render

6.2 Casi di carico

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

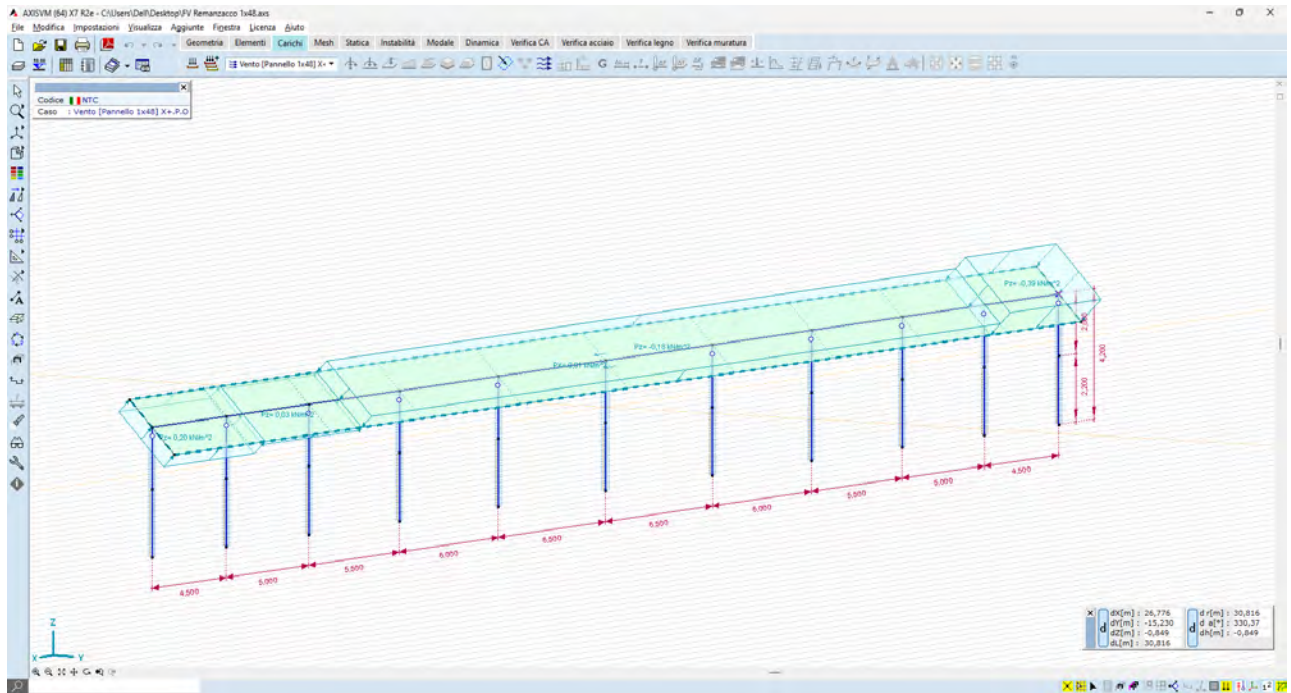


Figura 7_carico vento X+P.O.

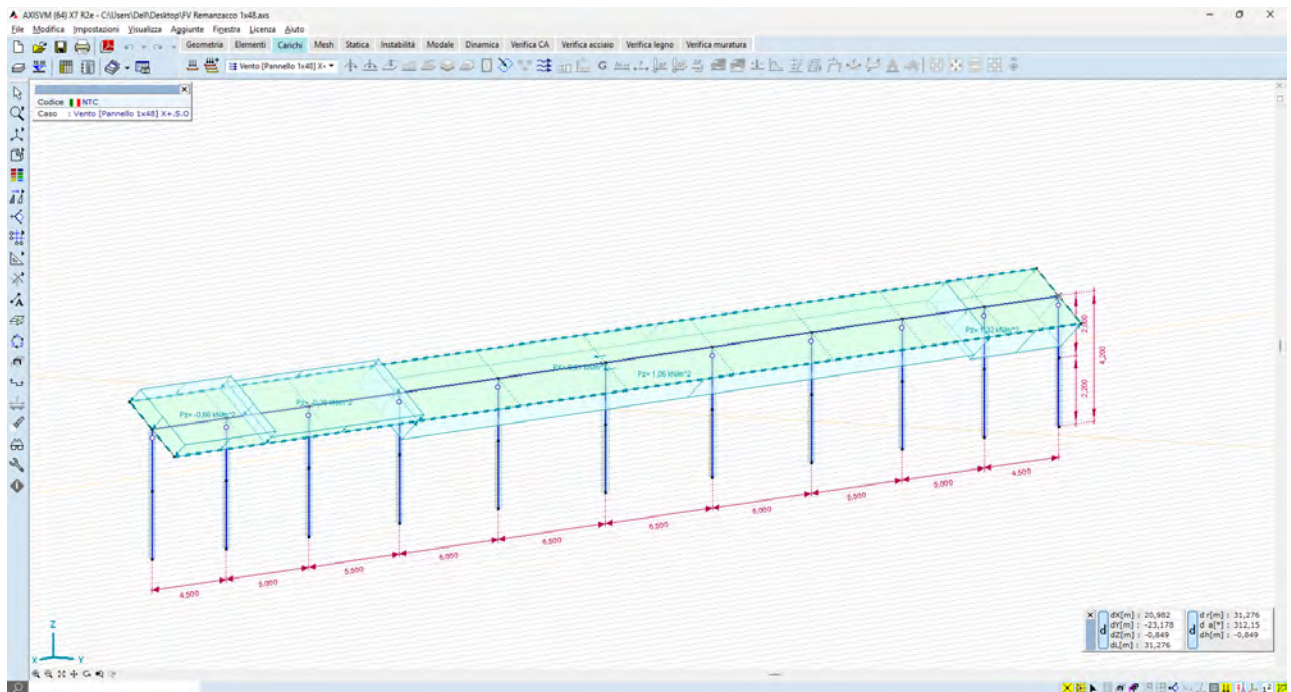


Figura 8_carico vento X+S.O.

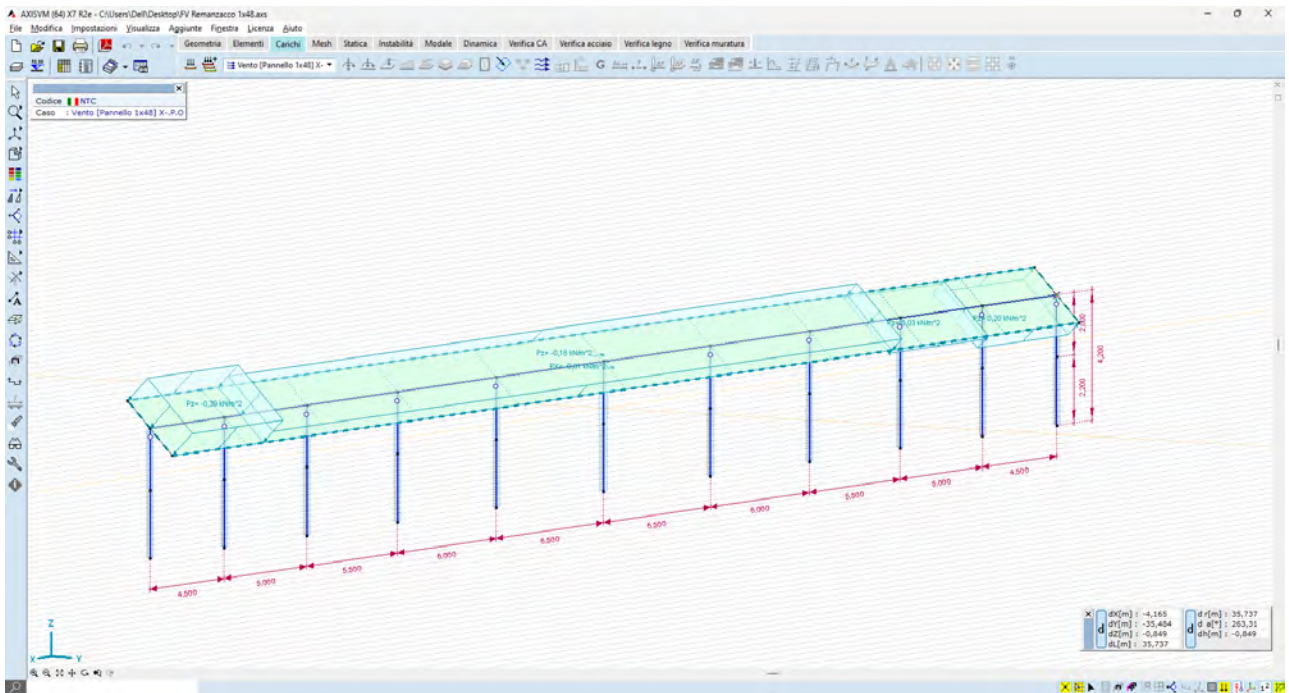


Figura 9_carico vento X-P.O.

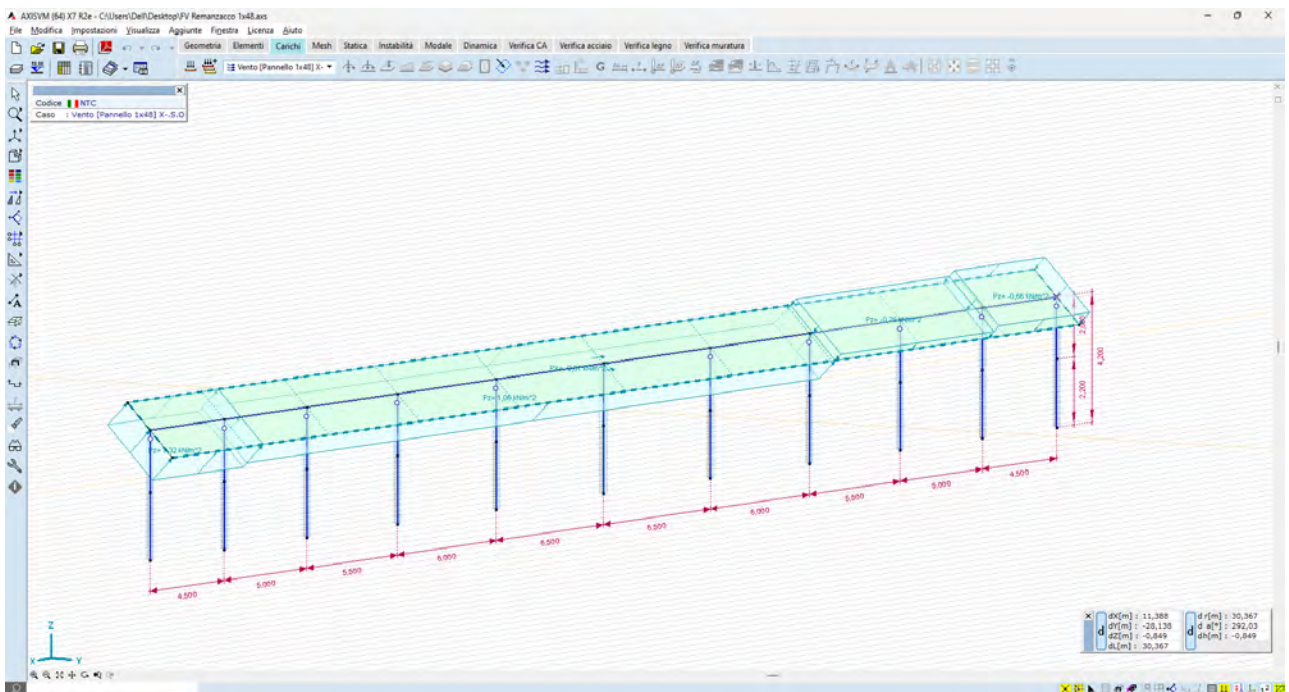


Figura 10_carico vento X-S.O.

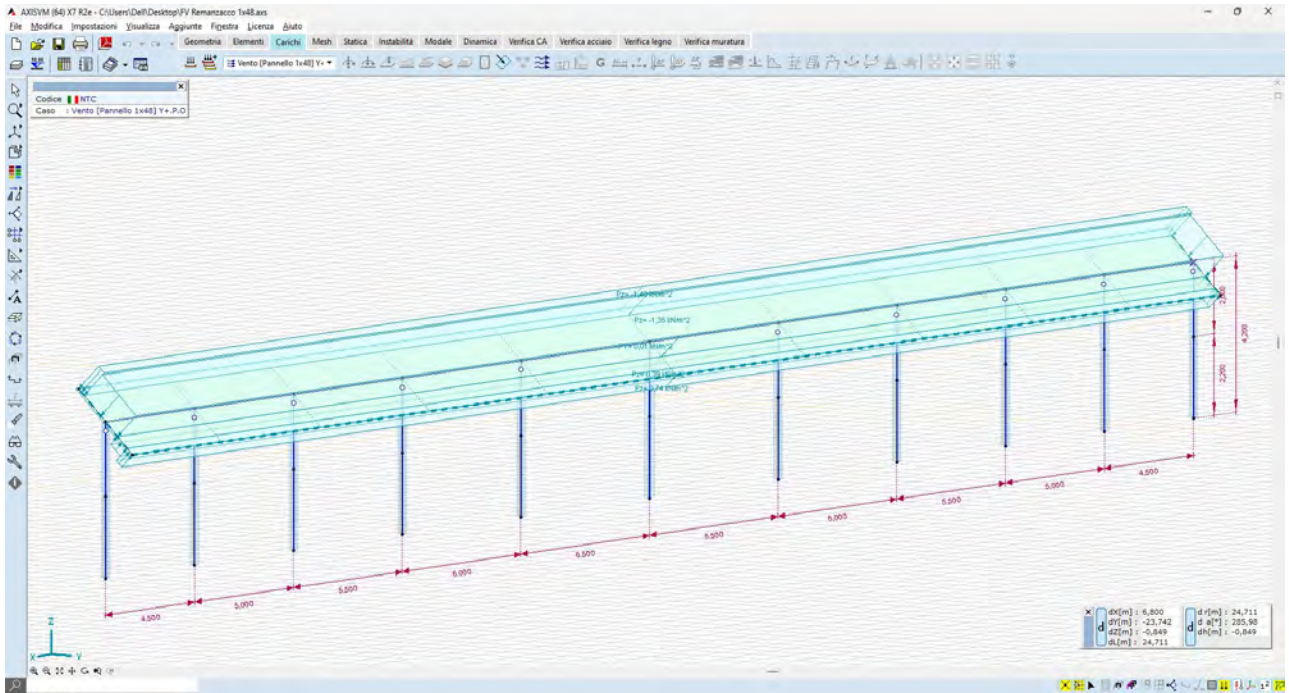


Figure 1 Y+P.O.

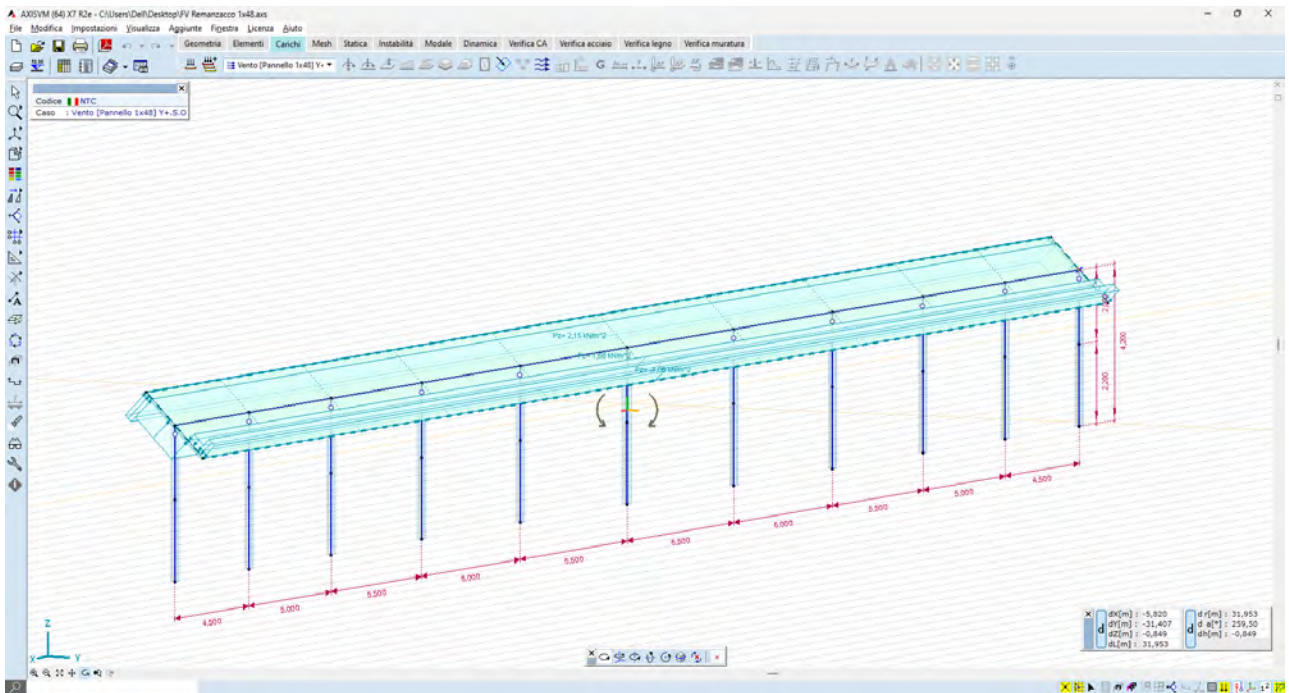


Figure 2_Y+S.O.

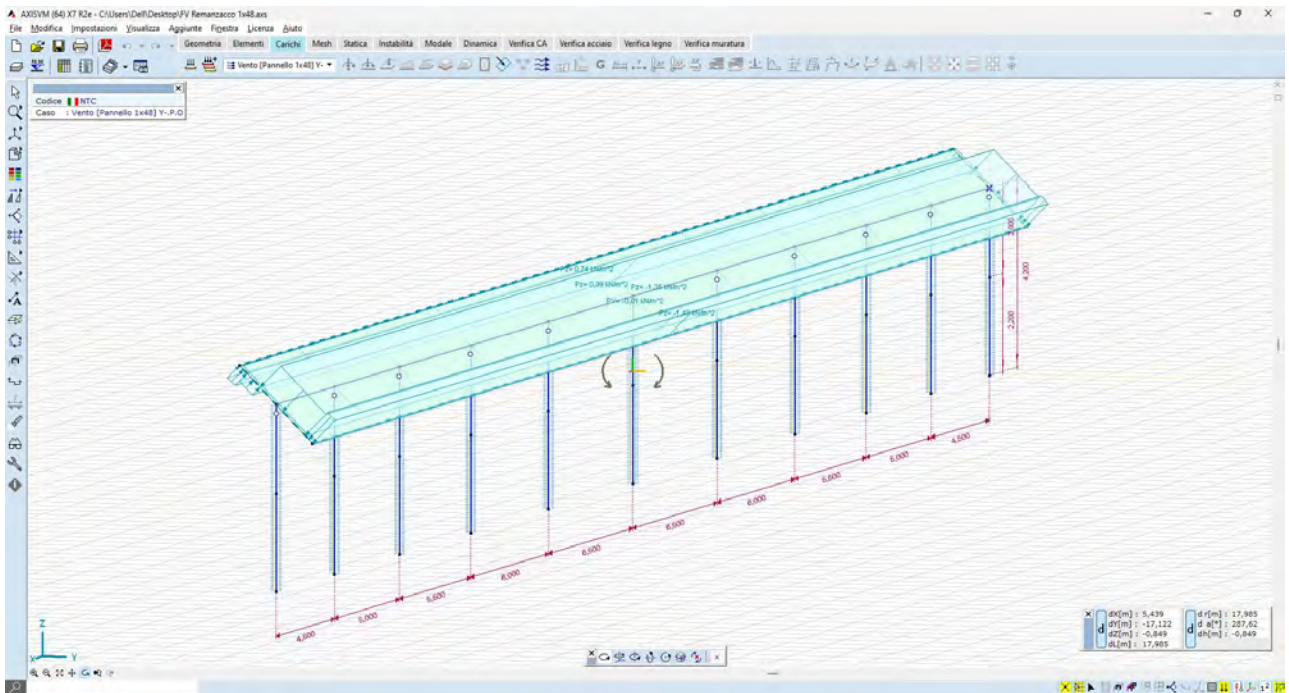


Figure 3_Y-P.O.

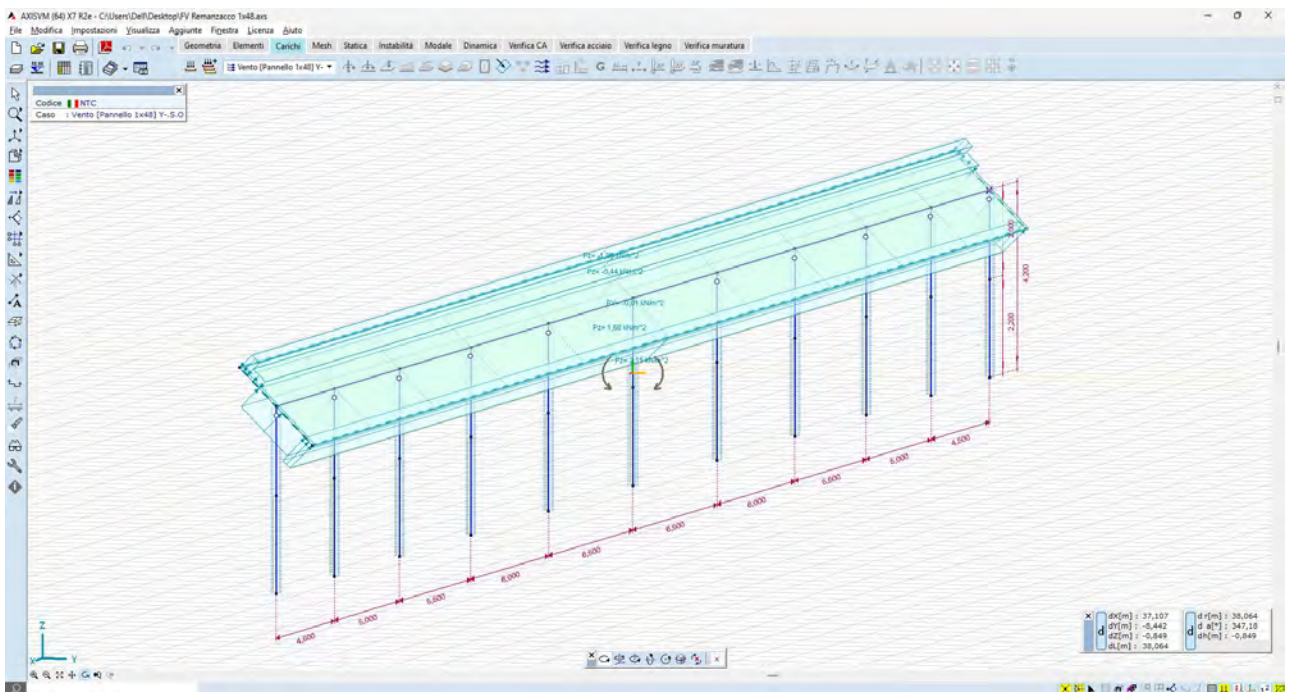


Figure 4_Y-S.O.

6.3 Risultati numerici

Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, con particolare attenzione a quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali attesi sotto l'azione dei carichi vento.

6.3.1 Spostamenti

Le deformate nelle condizioni di carico più significative sono di seguito illustrate:

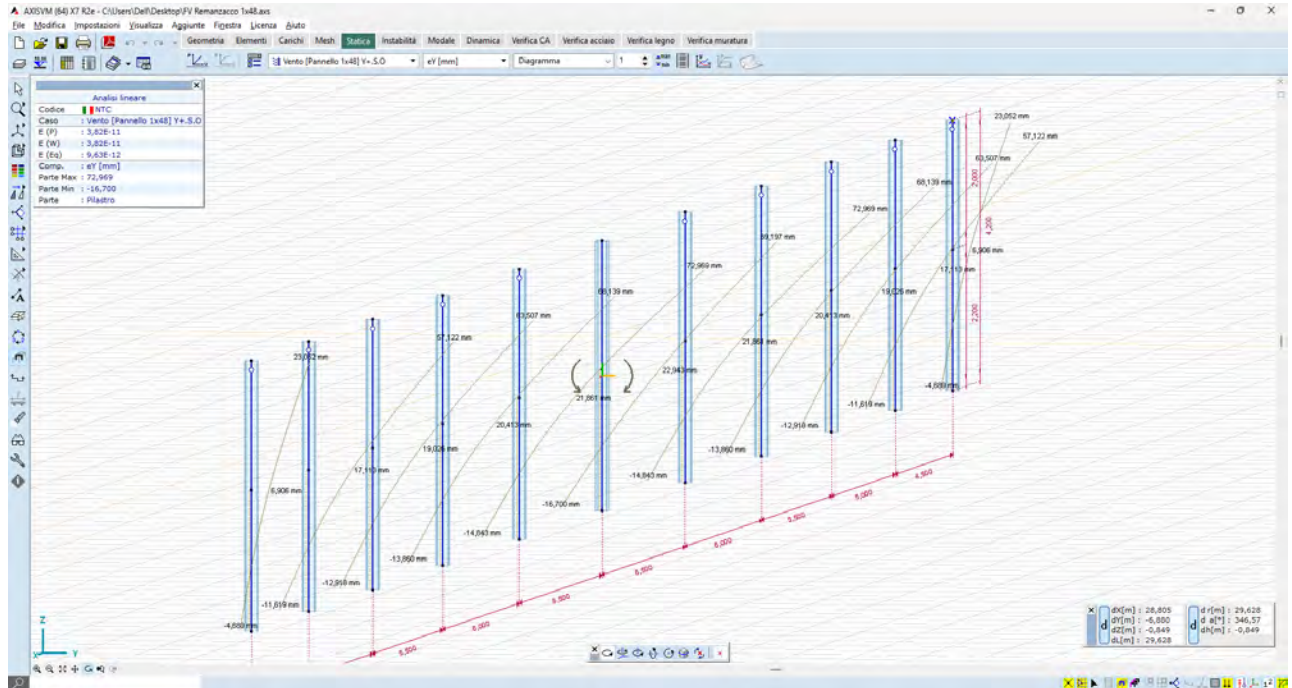


Figura 11_spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O. -72,9mm in testa 22,7mm al piano camp

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	: Vento [Pannello 1x48] Y+S.O
E (P)	: 3,82E-11
E (W)	: 3,82E-11
E (Eq)	: 9,63E-12
Comp.	: eY [mm]
Parte Max	: 72,969
Parte Min	: -16,700
Parte	: Pilastro

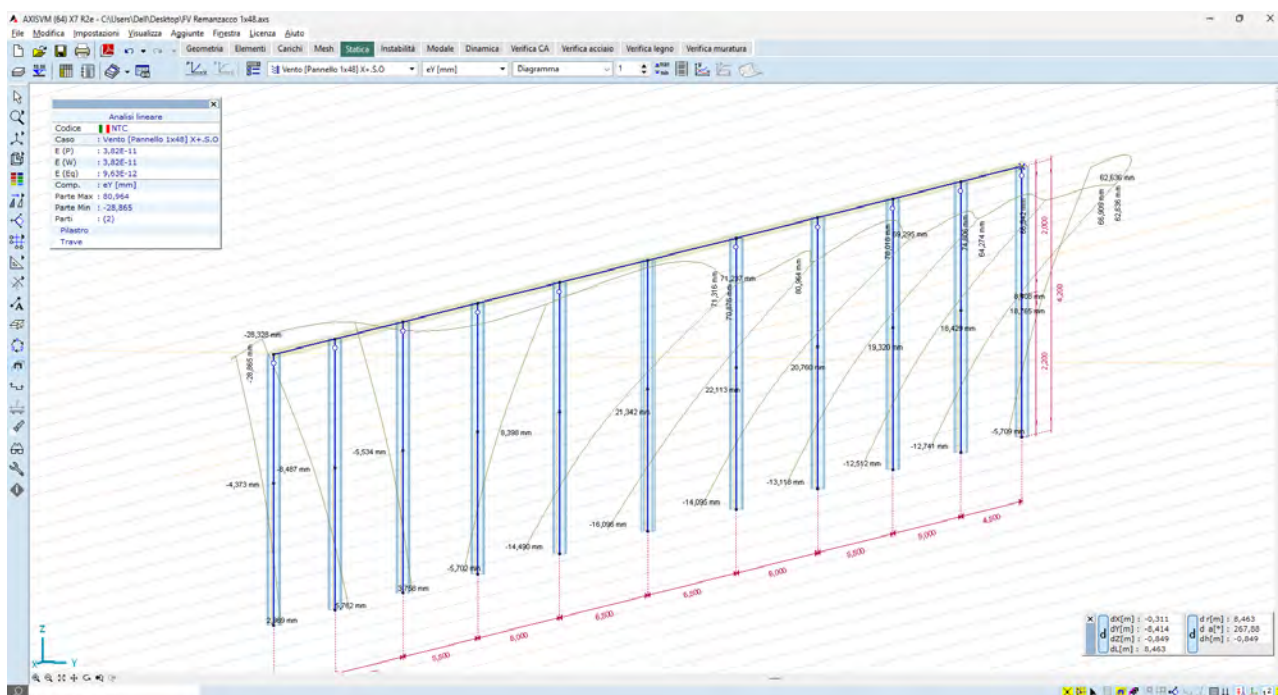


Figura 12_ ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O - Valori massimi attesi 80,9 mm e 28,8 mm

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Vento [Pannello 1x48] X+.S.O
E (P)	3,82E-11
E (W)	3,82E-11
E (Eq)	9,63E-12
Comp.	eY [mm]
Parte Max	80,964
Parte Min	-28,865
Parti	(2)
Pilastro	
Trave	

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine degli 80 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 24mm; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni osservabili sul territorio nazionale.

È raccomandato, 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 misurabili in campo.

6.3.2 Sollecitazioni

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

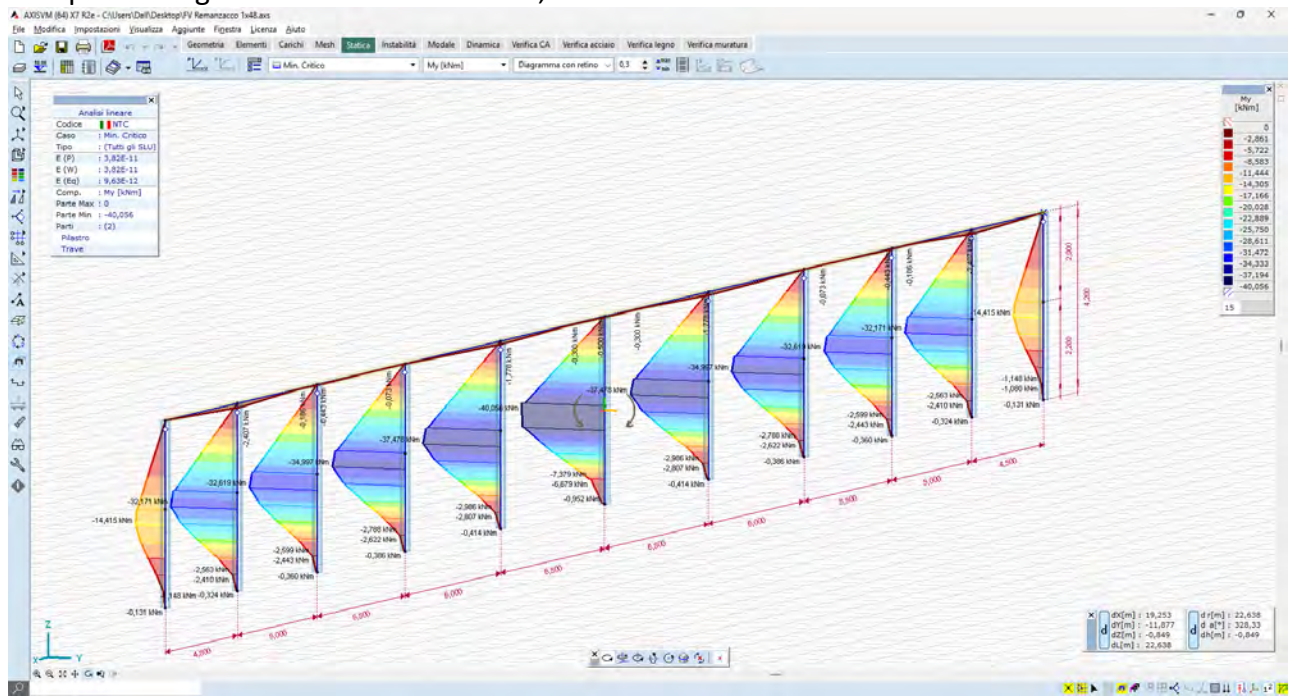


Figura 13_ momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 40 kN*m – combinazione Y-S.O.

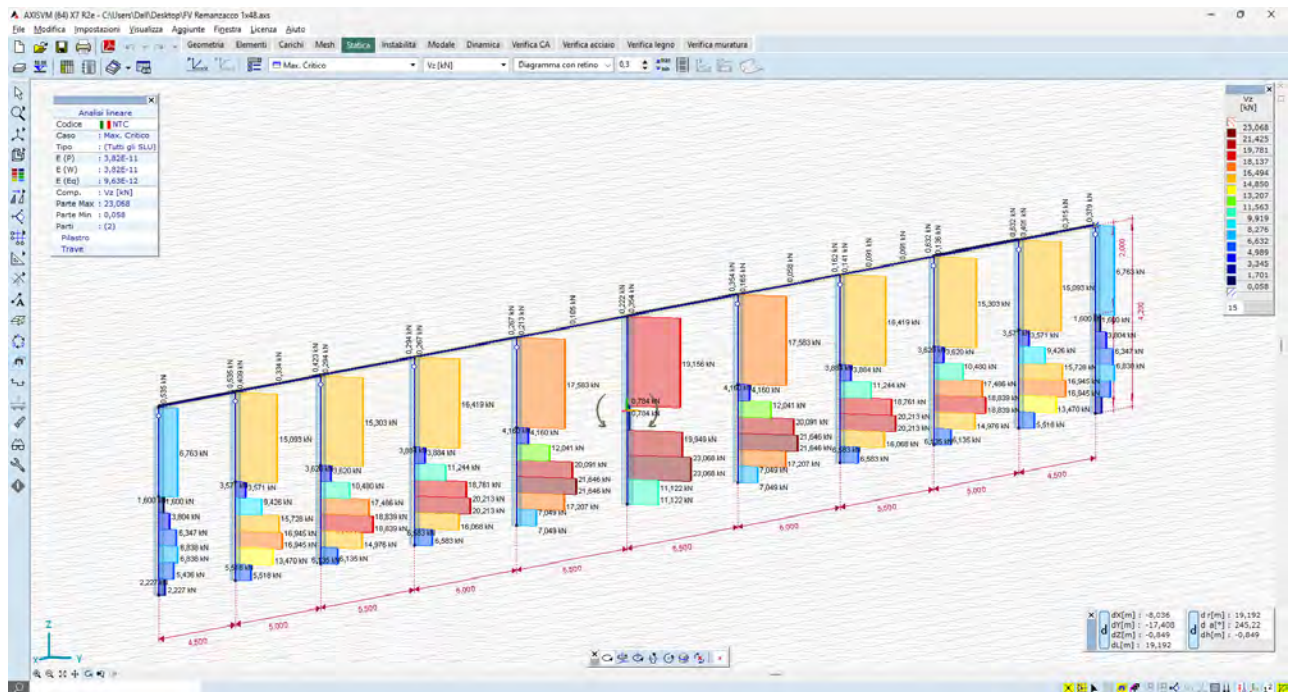


Figura 14_ taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 23 kN – combinazione Y-S.O.

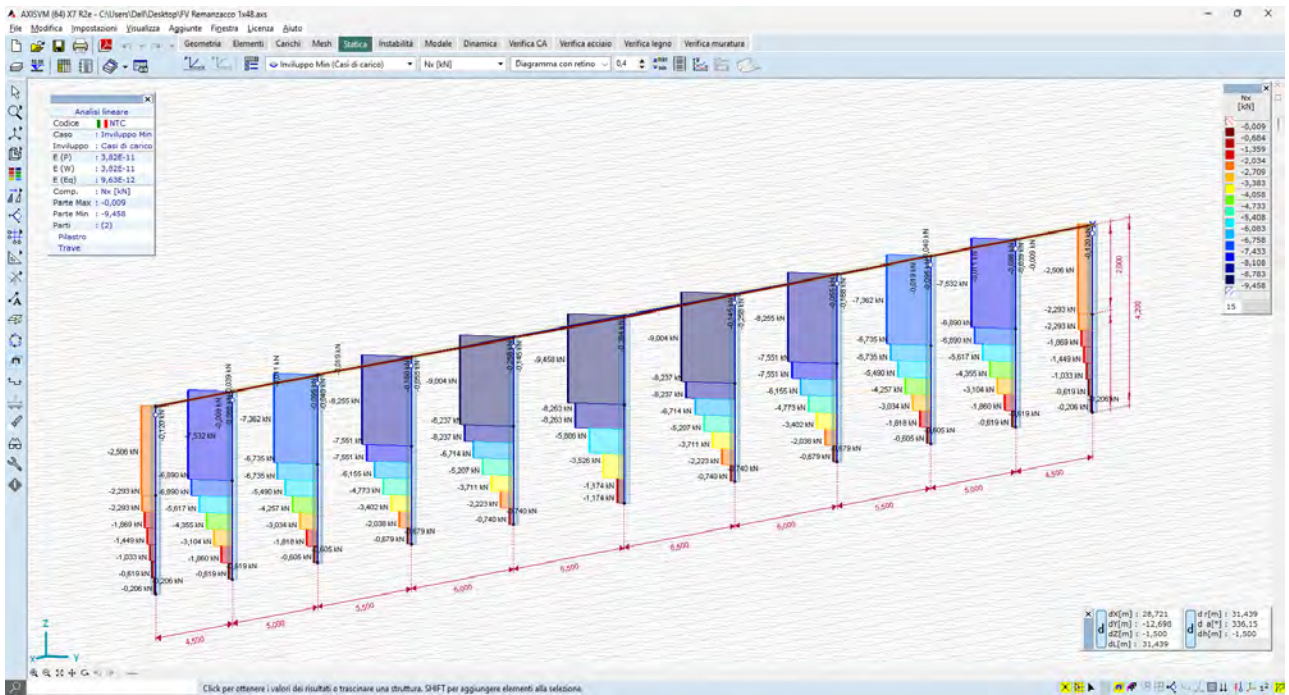


Figura 15_ carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell’ordine dei 9,5 kN – combinazione Y+S.O.

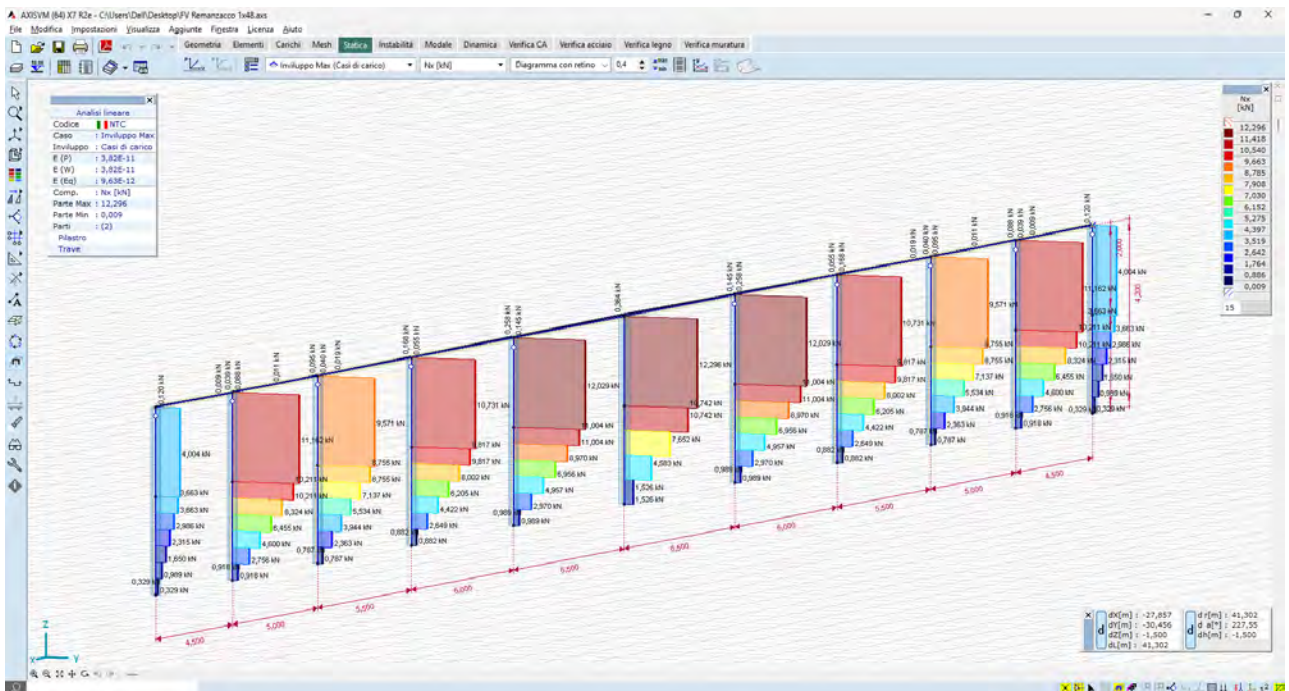


Figura 16_ carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell’ordine dei 12,3 kN – combinazione Y+S.O.

Per quel che riguarda l'asse di rotazione (torque tube)

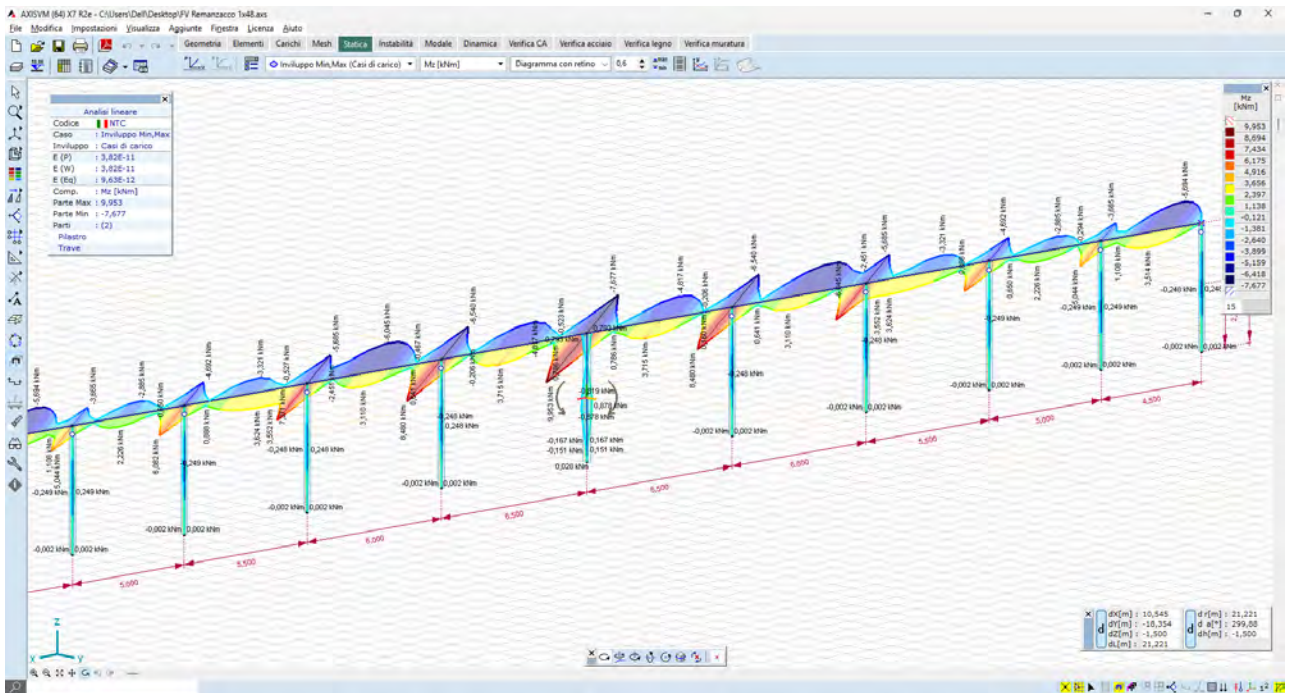


Figura 17_momento flettente Mz – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei +9,8 kN*m

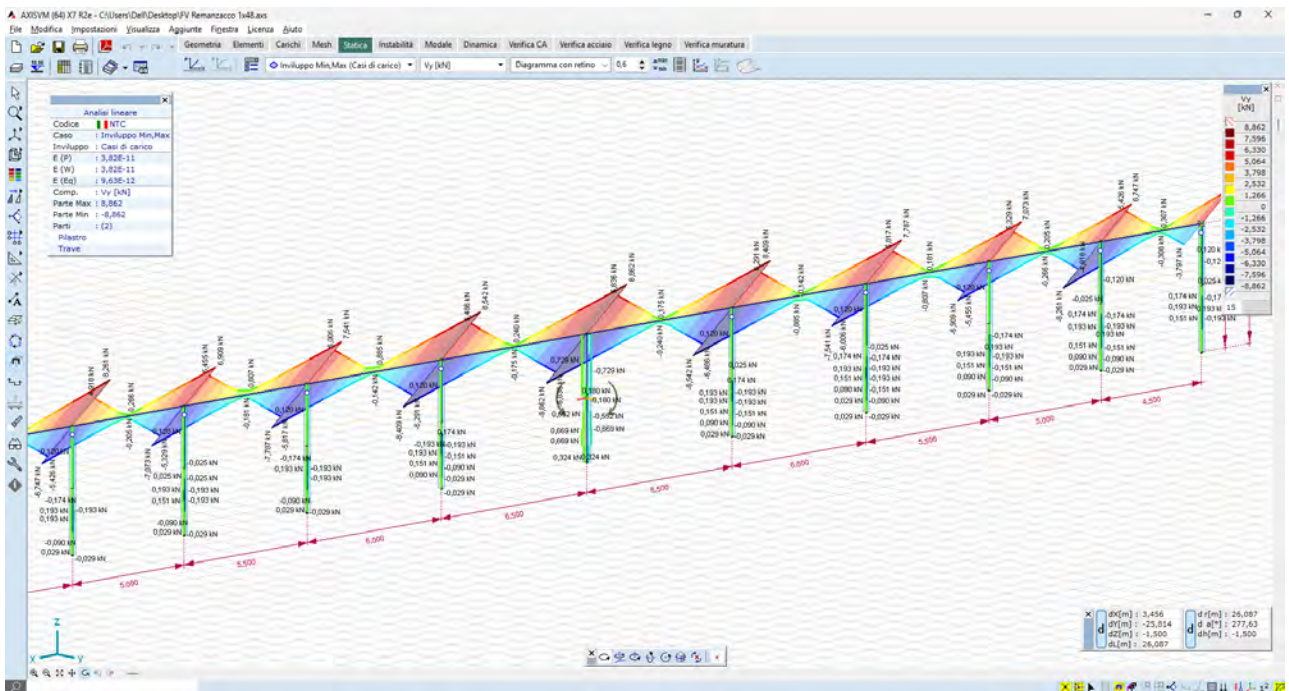


Figura 18_azione tagliante Vy – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei +8,8 kN

7 TRACKER MONOASSIALE 1P A 24 MODULI

7.1 Generazione del modello

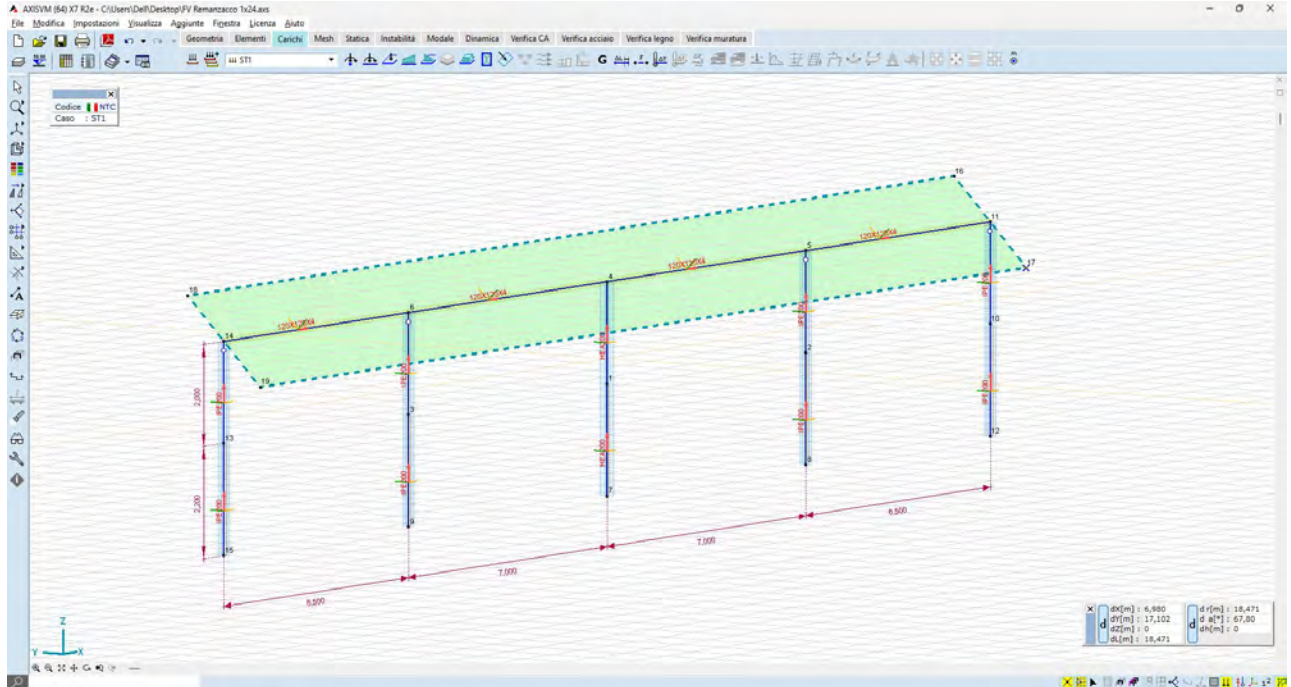


Figura 19_modello a elementi finiti – vista ad aste

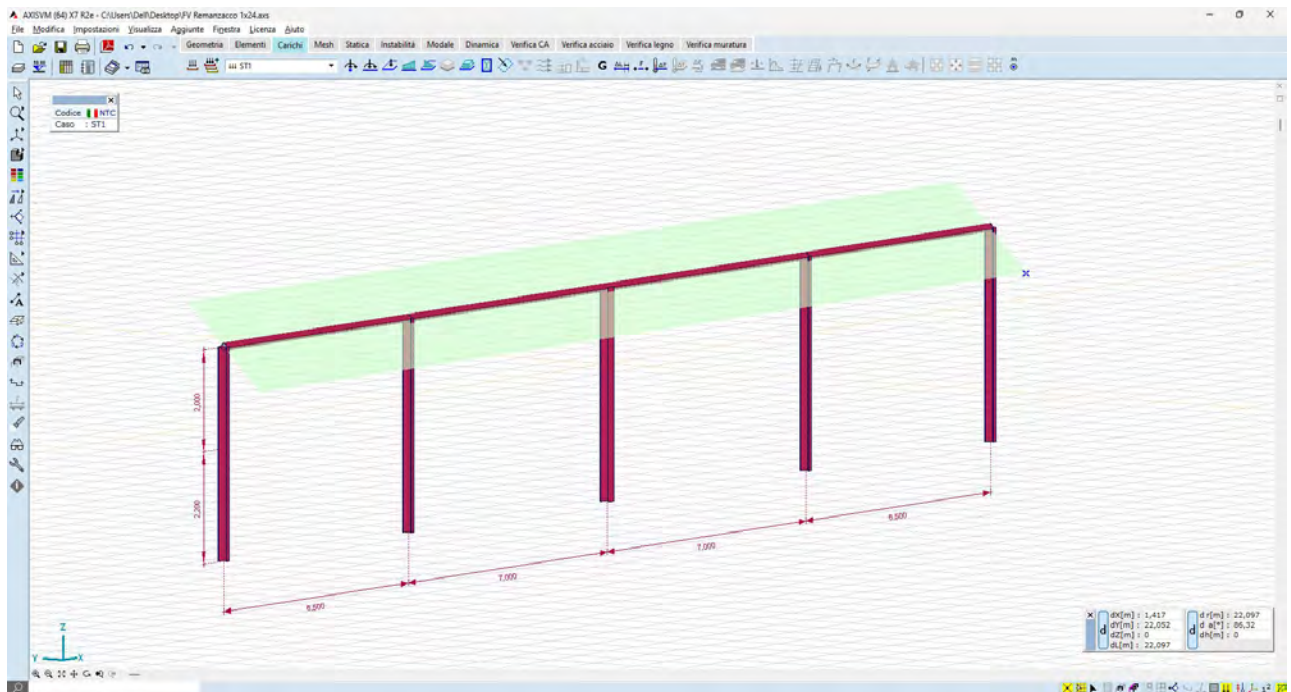


Figura 20_modello a elementi finiti – vista render

7.2 Casi di carico

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

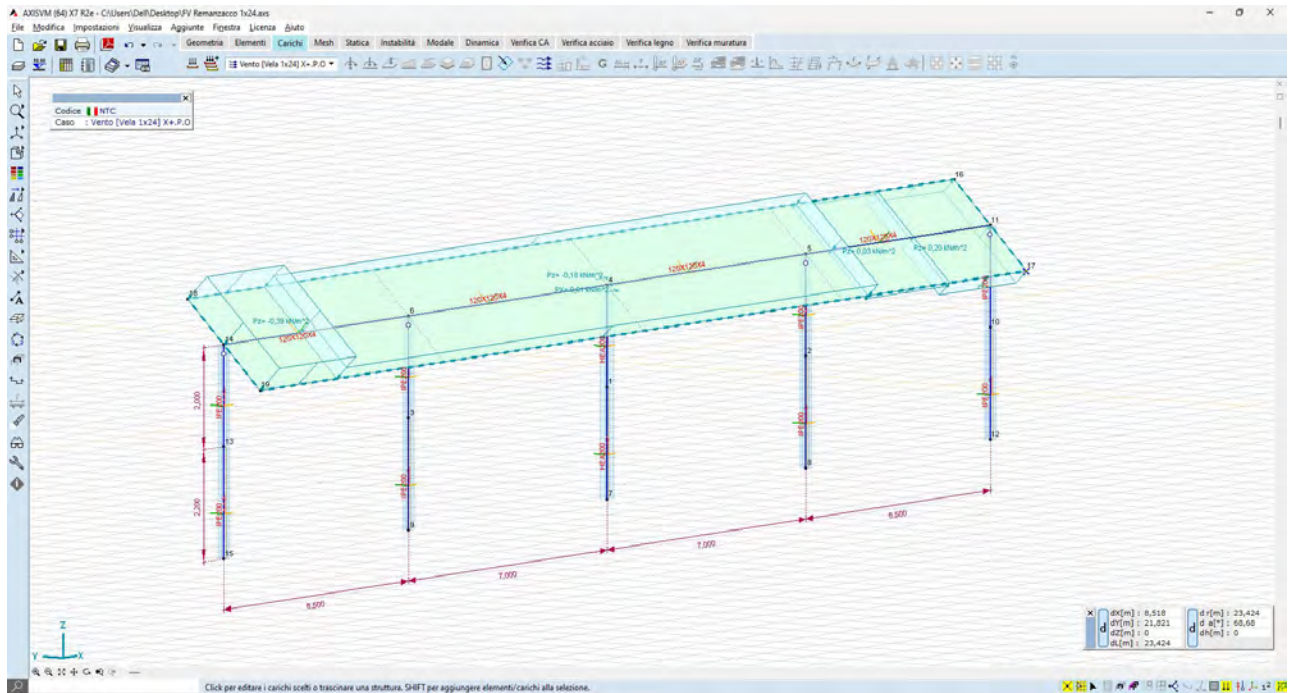


Figura 21_ carico vento X+P.O.

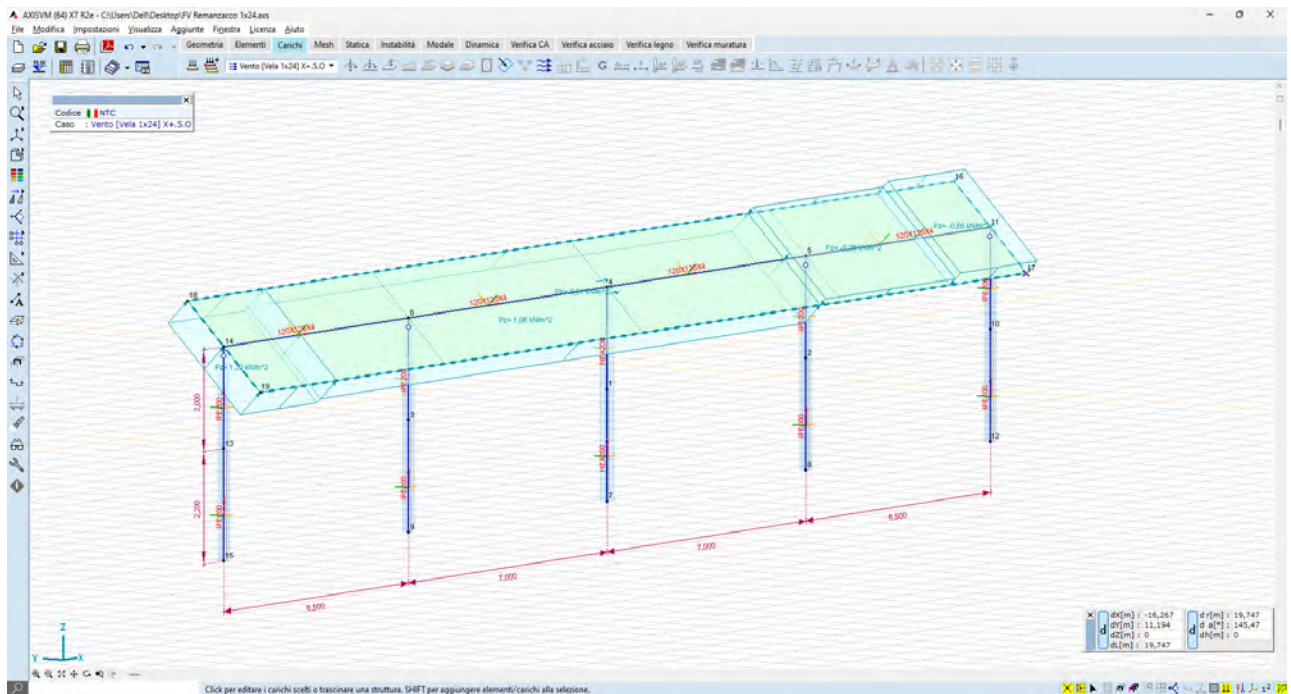


Figura 22_ carico vento X+S.O.

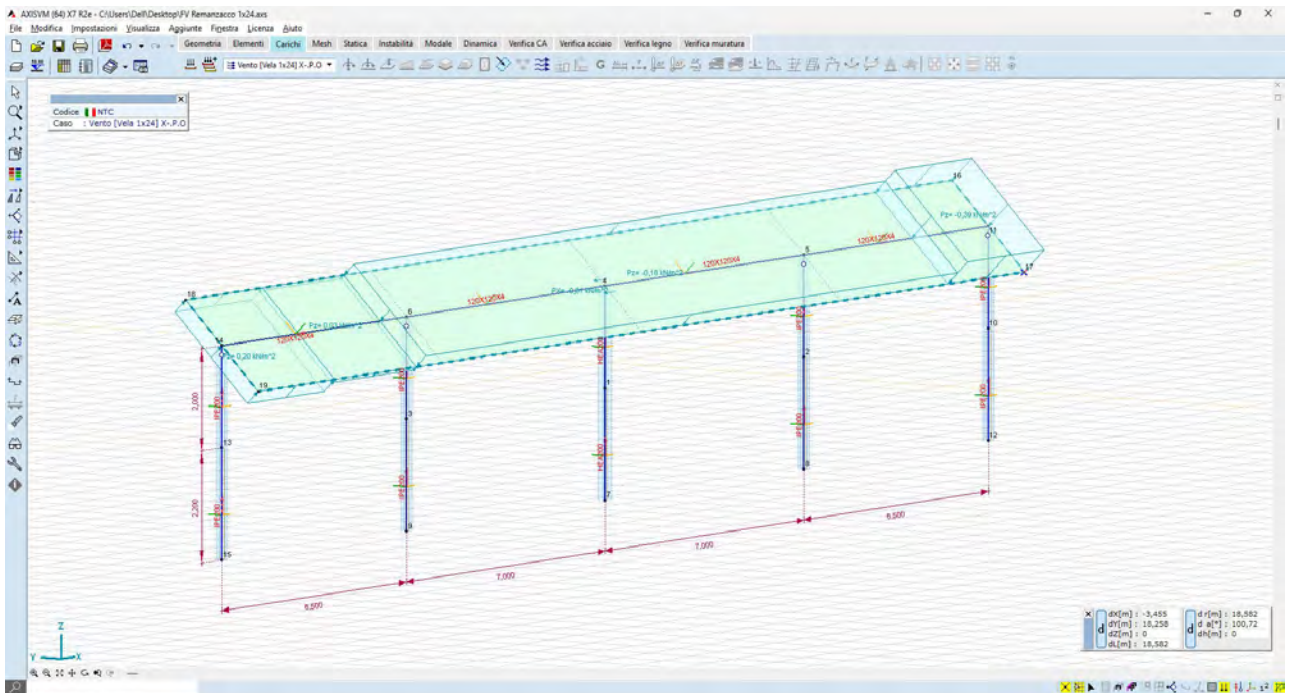


Figura 23_carico vento X-P.O.

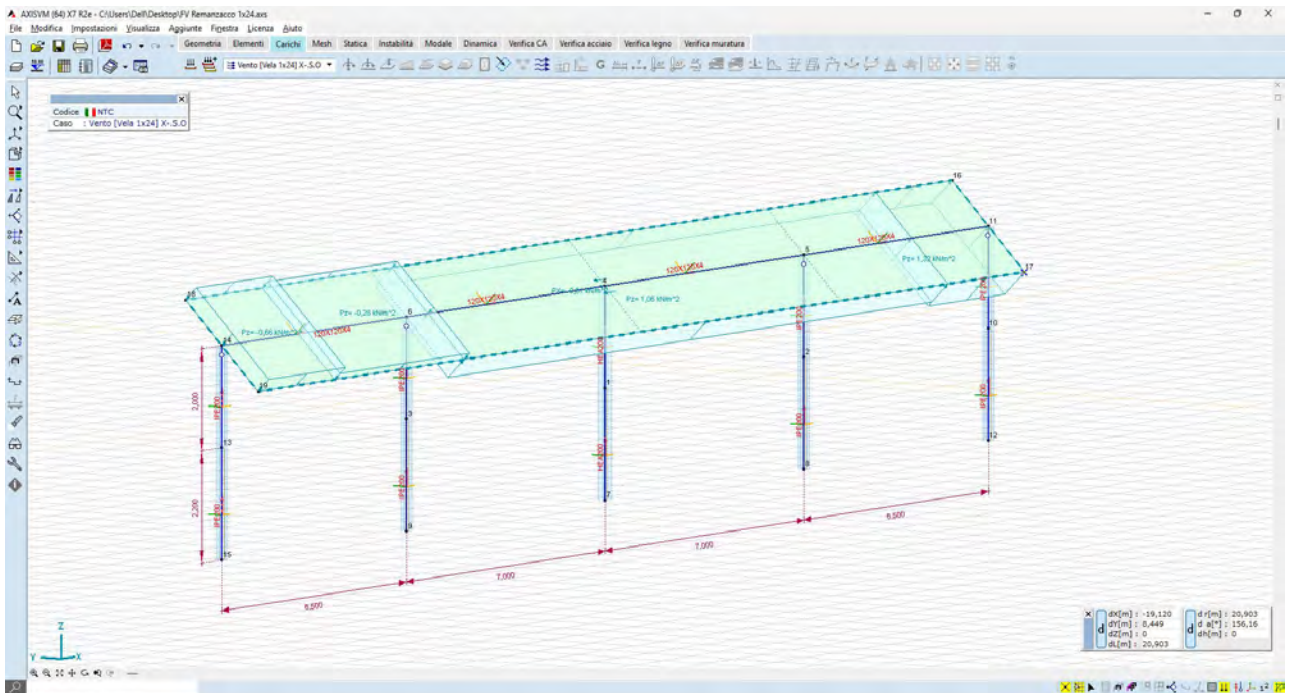


Figura 24_carico vento X-S.O.

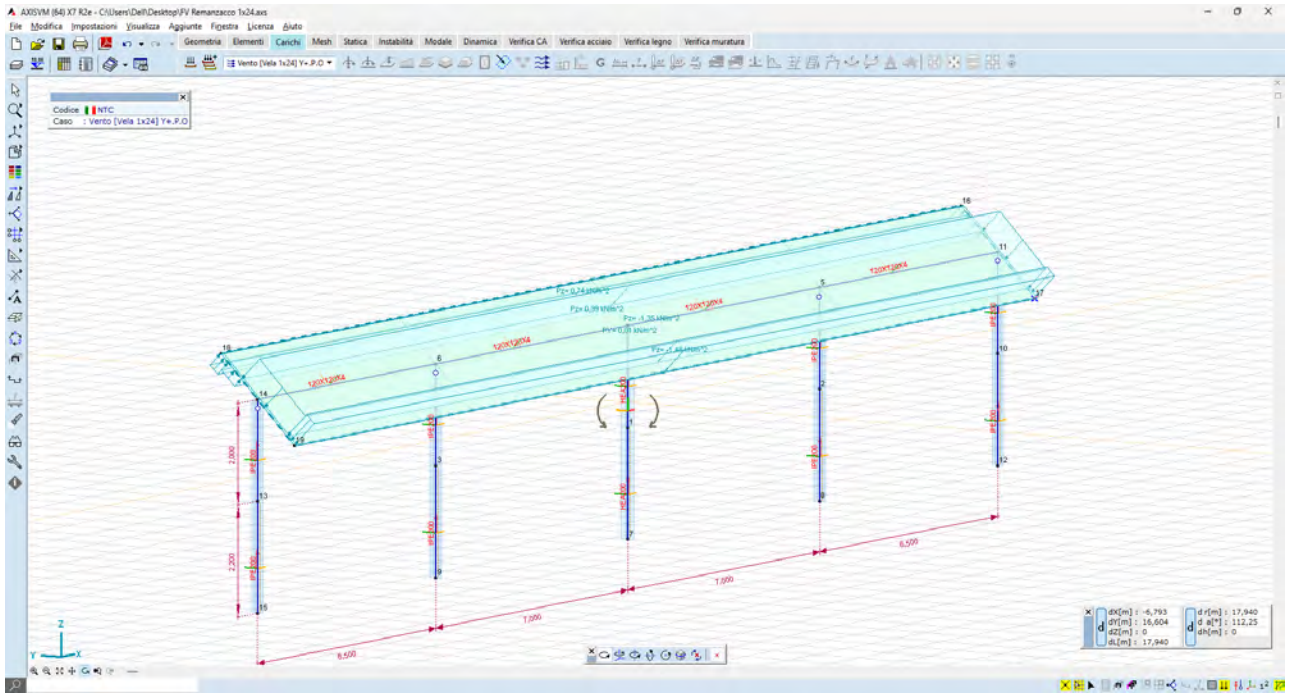


Figure 5 Y+P.O.

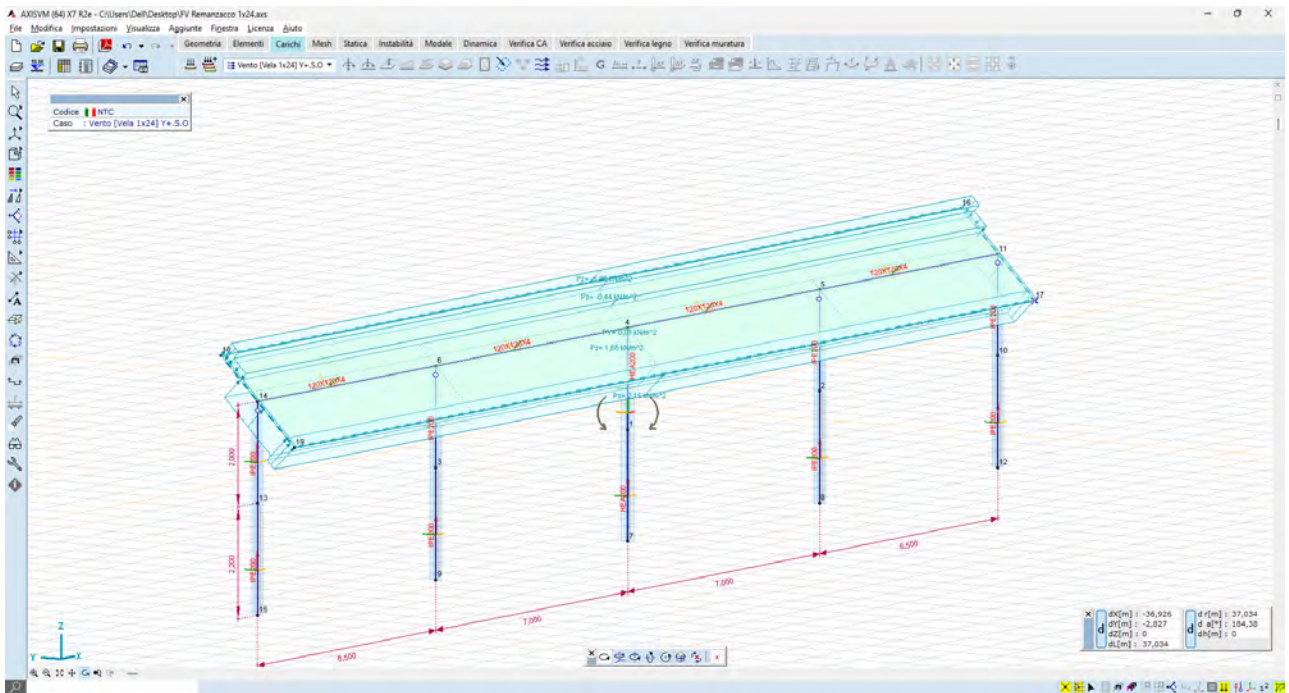


Figure 6_Y+S.O.

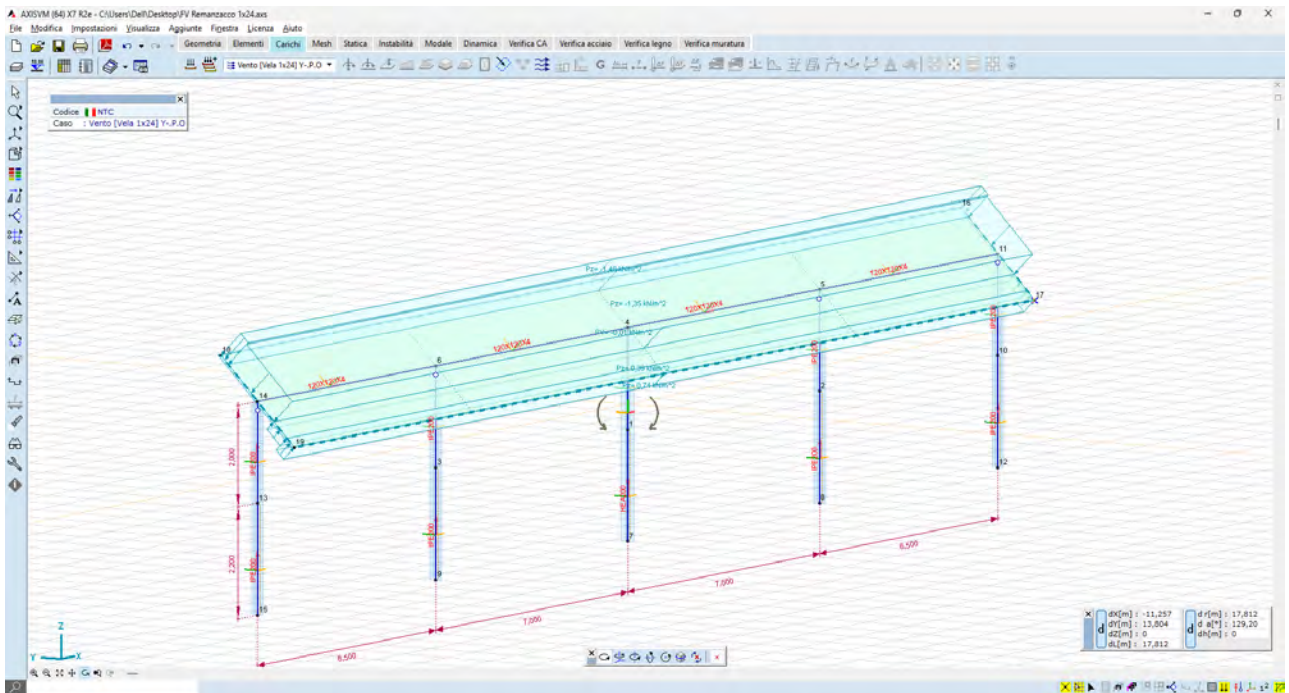


Figure 7_Y-P.O.

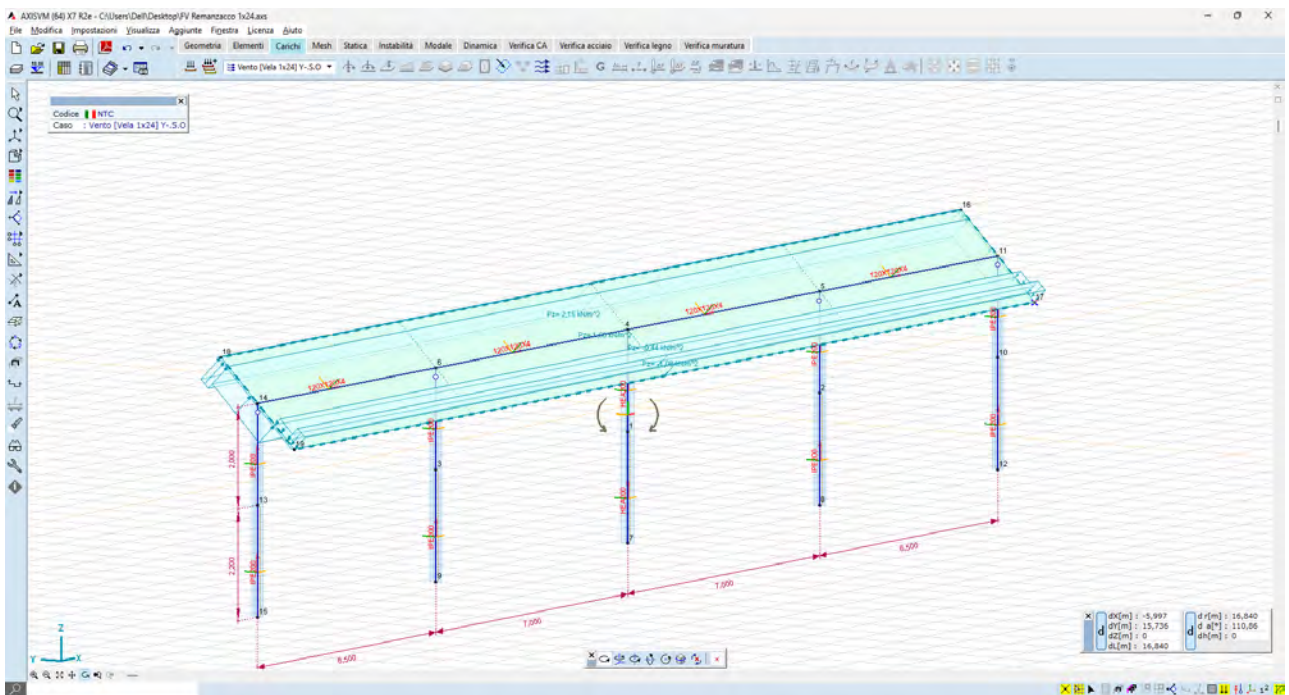


Figure 8_Y-S.O.

7.3 Risultati numerici

Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, con particolare attenzione a quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali attesi sotto l'azione dei carichi vento.

7.3.1 Spostamenti

Le deformate nelle condizioni di carico più significative sono di seguito illustrate:

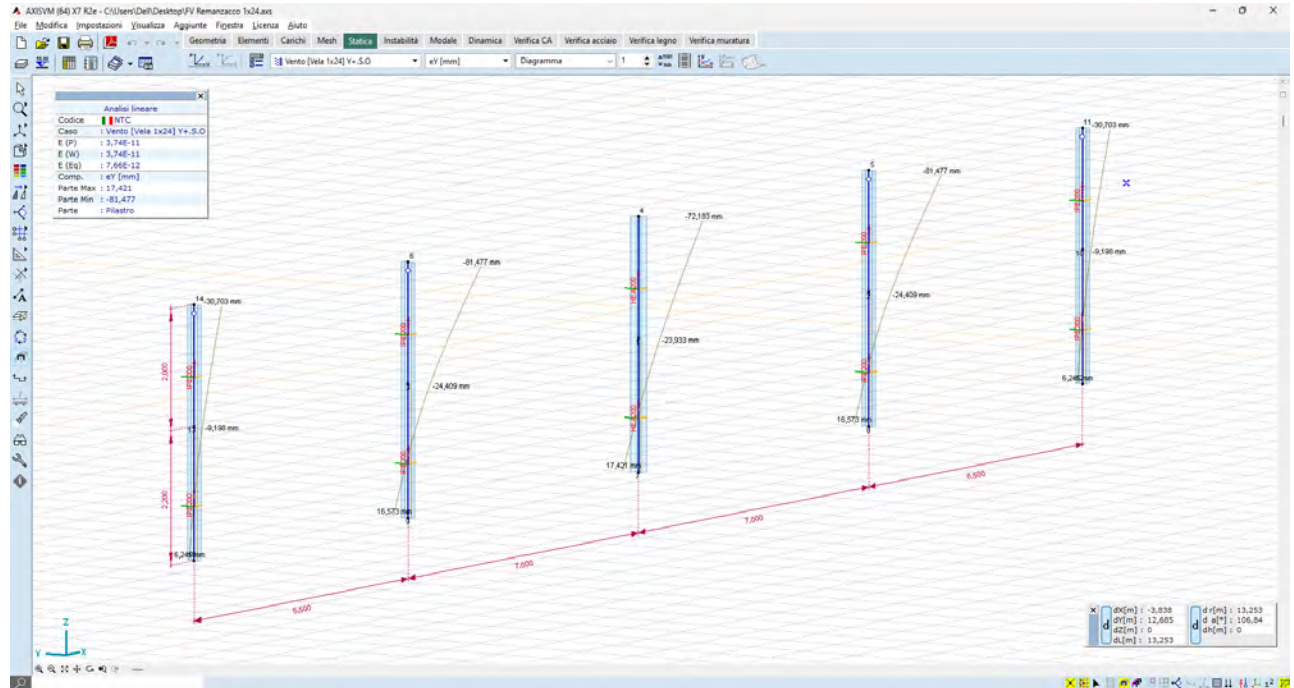


Figura 25_spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O. -81,5mm in testa 24,4mm al piano camp

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Vento [Vela 1x24] Y+S.O
E (P)	3,74E-11
E (W)	3,74E-11
E (Eq)	7,66E-12
Comp.	eY [mm]
Parte Max	17,421
Parte Min	-81,477
Parte	Pilastro

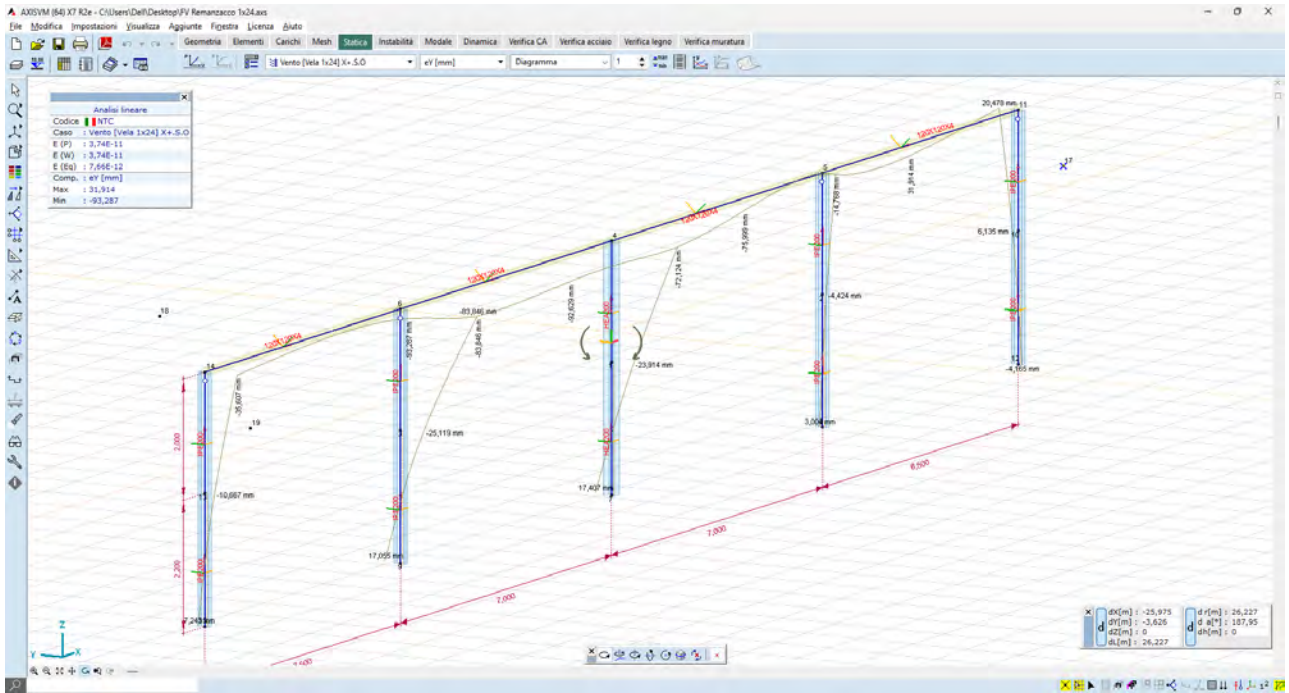


Figura 26_ ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O - Valori massimi attesi 93,2 mm e 31,9 mm

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Vento [Vela 1x24] X+.S.O
E (P)	3,74E-11
E (W)	3,74E-11
E (Eq)	7,66E-12
Comp.	eY [mm]
Max	31,914
Min	-93,287

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 90 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 24mm; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni osservabili sul territorio nazionale.

È raccomandato, 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 misurabili in campo.

7.3.2 Sollecitazioni

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

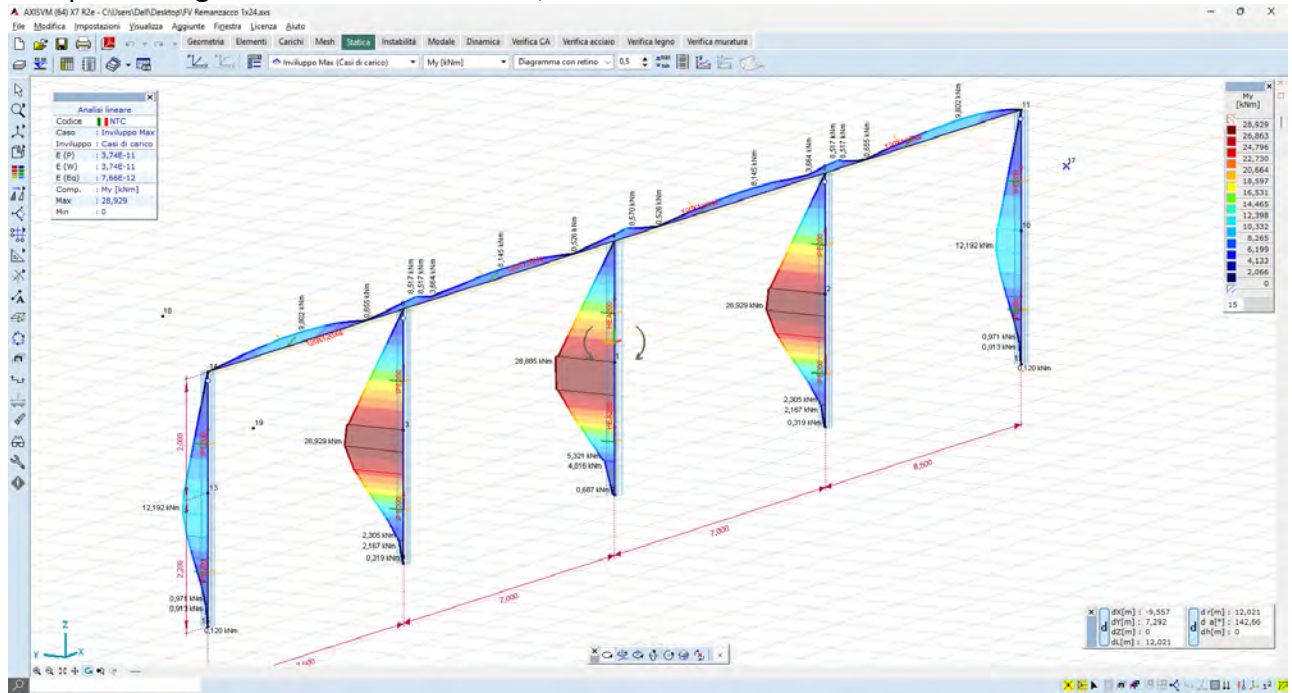


Figura 27_ momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 28,8 $kN \cdot m$ – combinazione Y-S.O.

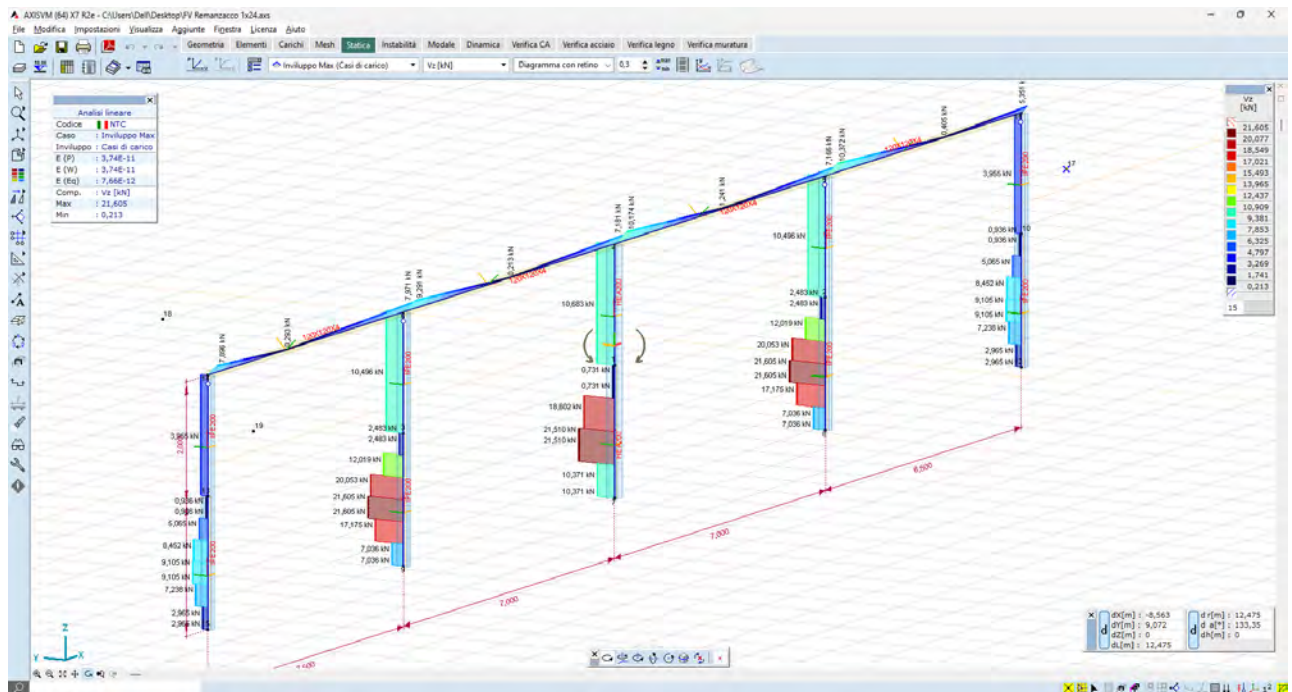


Figura 28_ taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 21 kN – combinazione Y-S.O.

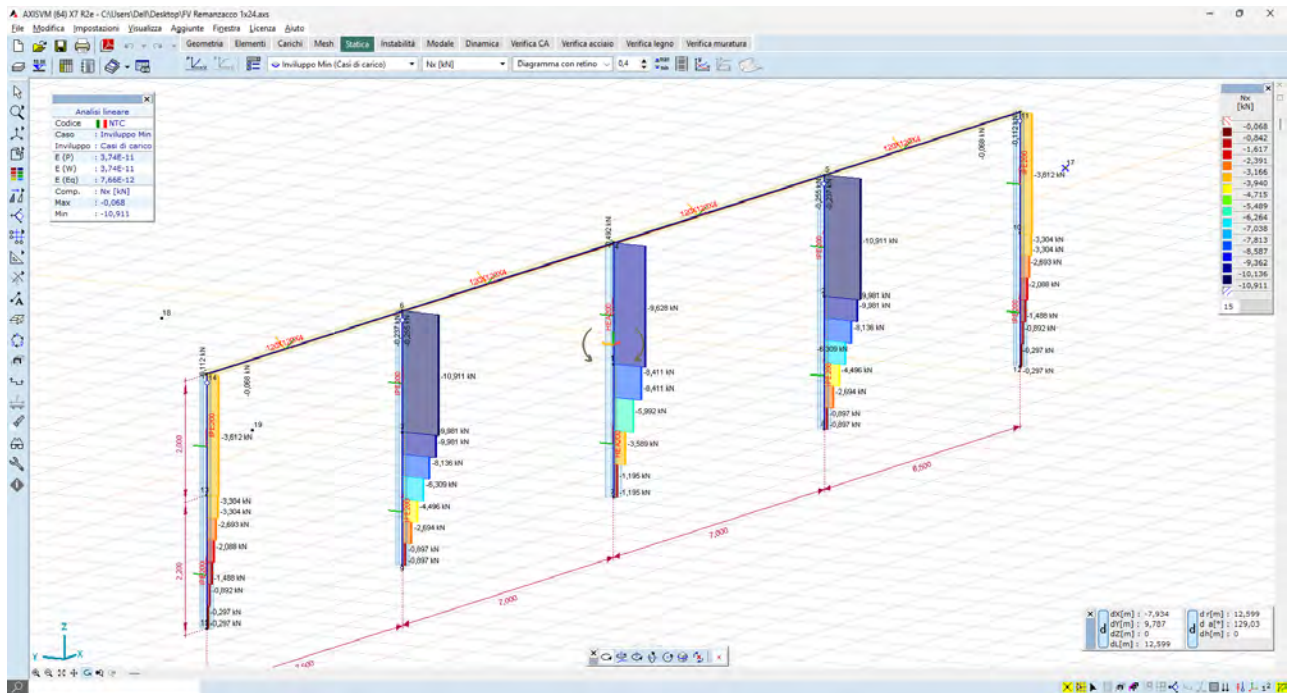


Figura 29_ carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 10,5 kN – combinazione Y+S.O.

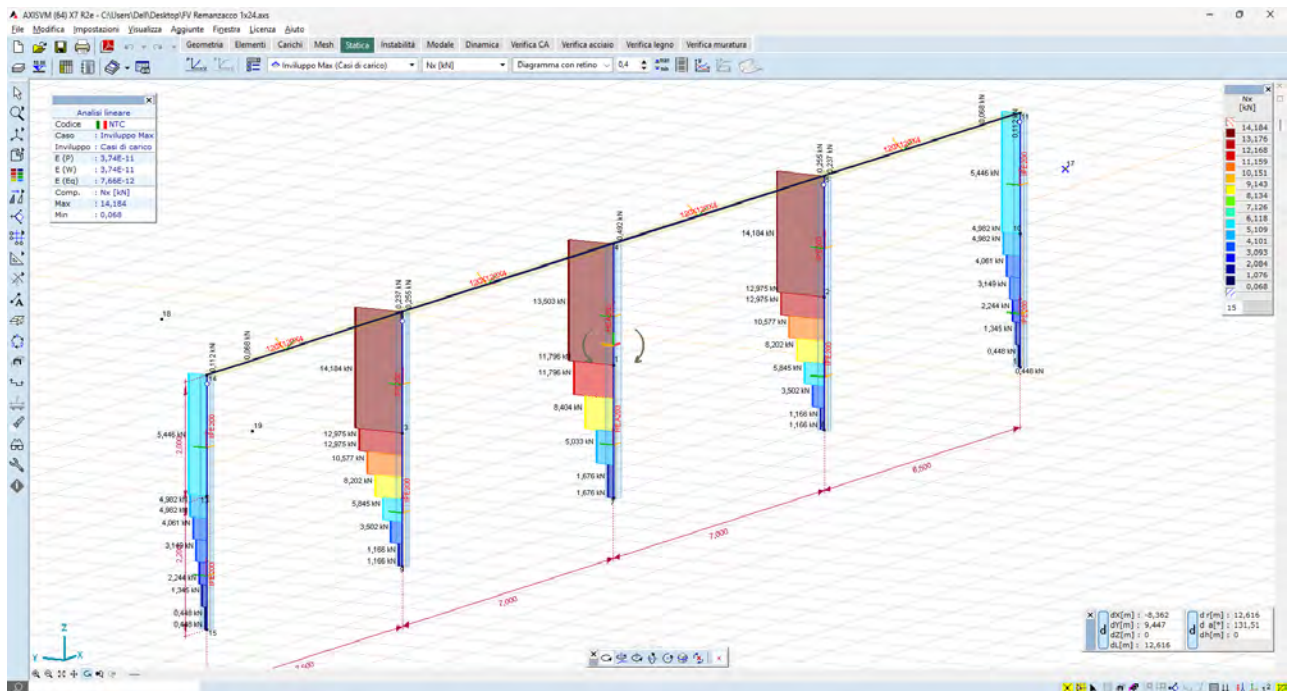


Figura 30_ carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 14,0 kN – combinazione Y+S.O.

Per quel che riguarda l'asse di rotazione (torque tube)

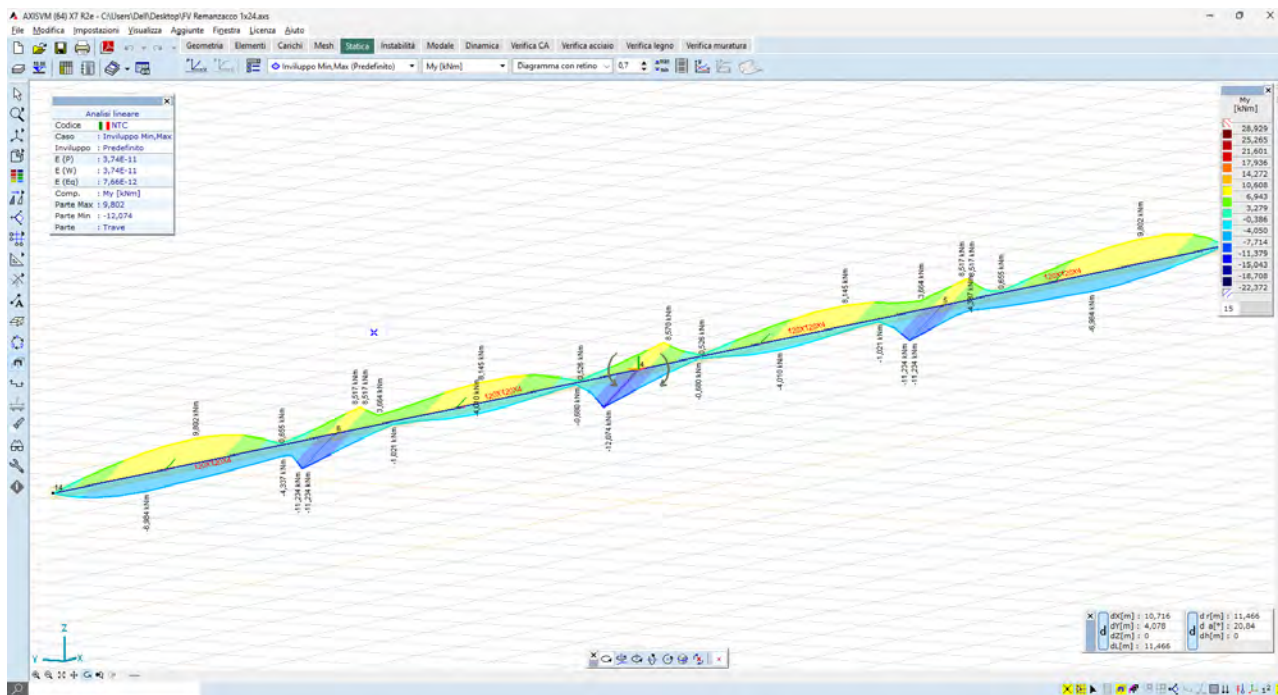


Figura 31_momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei $-18,0 + 25,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

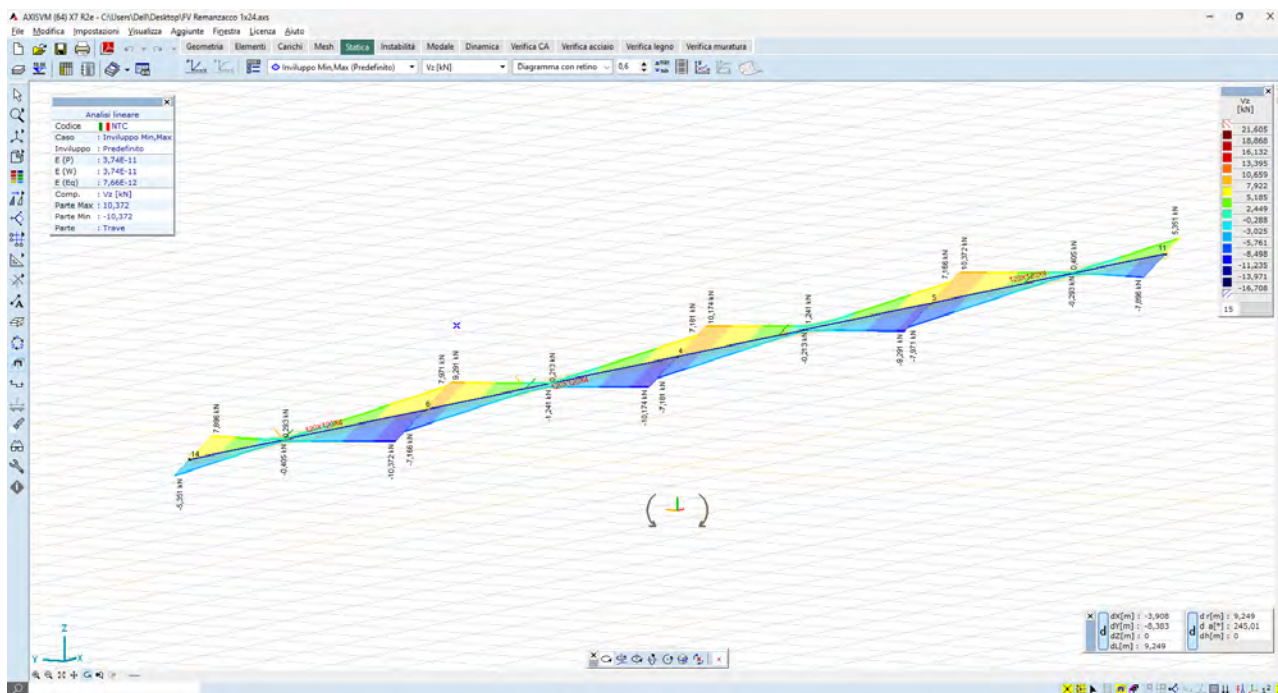


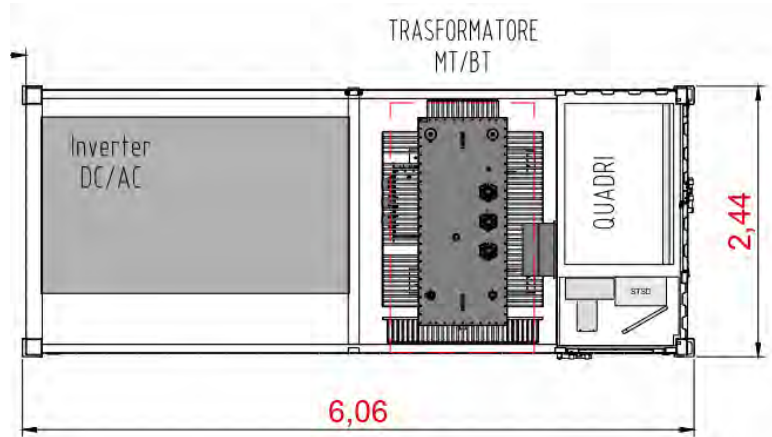
Figura 32_azione tagliante V_y – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei $-7,0 + 10,0 \text{ kN}$

8 FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE "POWER STATION"

8.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le cabine di conversione Inverter (Power Station) proposte sono della tipologia modulare, cabine preassemblate all'interno delle quali vengono alloggiati un inverter e un trasformatore elevatore, inclusivi di compartimenti MT e BT.

Saranno installate 11 cabine Inverter di conversione DC/AC, Power Station, dalle dimensioni in pianta di circa 6x2,5mt.



Nel caso in oggetto, si vuole tenere la quota del piano finito del container al di sopra del p.c. circostante, per tal motivo l'ipotesi di progetto è una fondazione del tipo platea nervata in c.a. il cui piano di imposta coincide con il p.c. stesso.

Al fine di raggiungere un substrato geologico idoneo, tuttavia, si dovrà prevedere la bonifica di un volume di terreno fino alla profondità di circa -0,80 cm da p.c., in modo tale da attestare i carichi al suolo al di sotto della coltre di terreno vegetale.

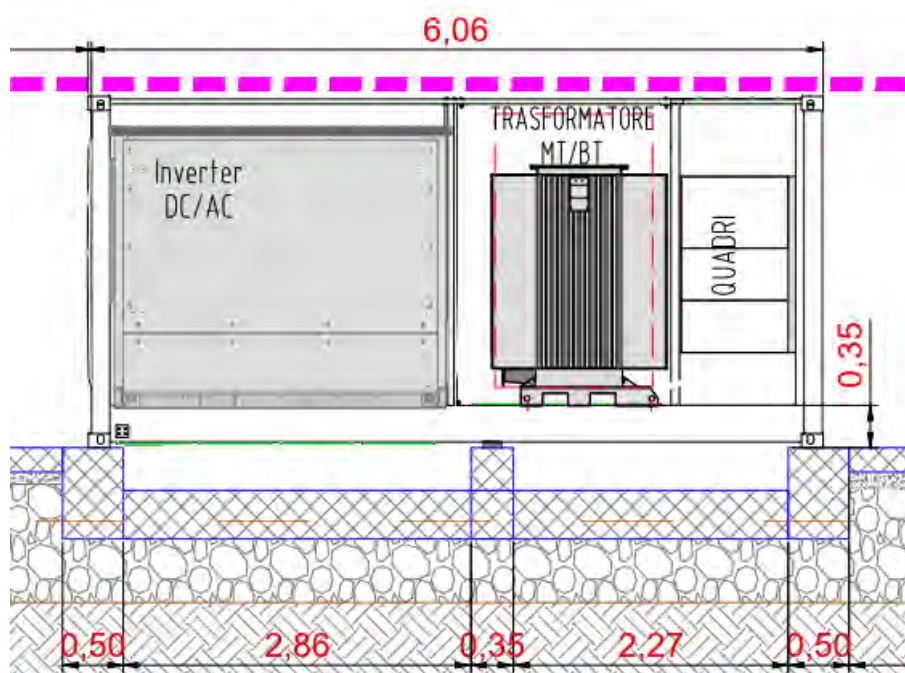


Figura 8-1 – Layout tipico Cabina di Conversione

8.2 Descrizione del Modello

Le strutture fondali sono modellate per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 60x30. L'ingombro in pianta è di 6,0 x 2,5 mt.

Il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti è del tipo platea 2D su suolo elastico alla Winkler, con nervature estradossate rispetto al piano di imposta.

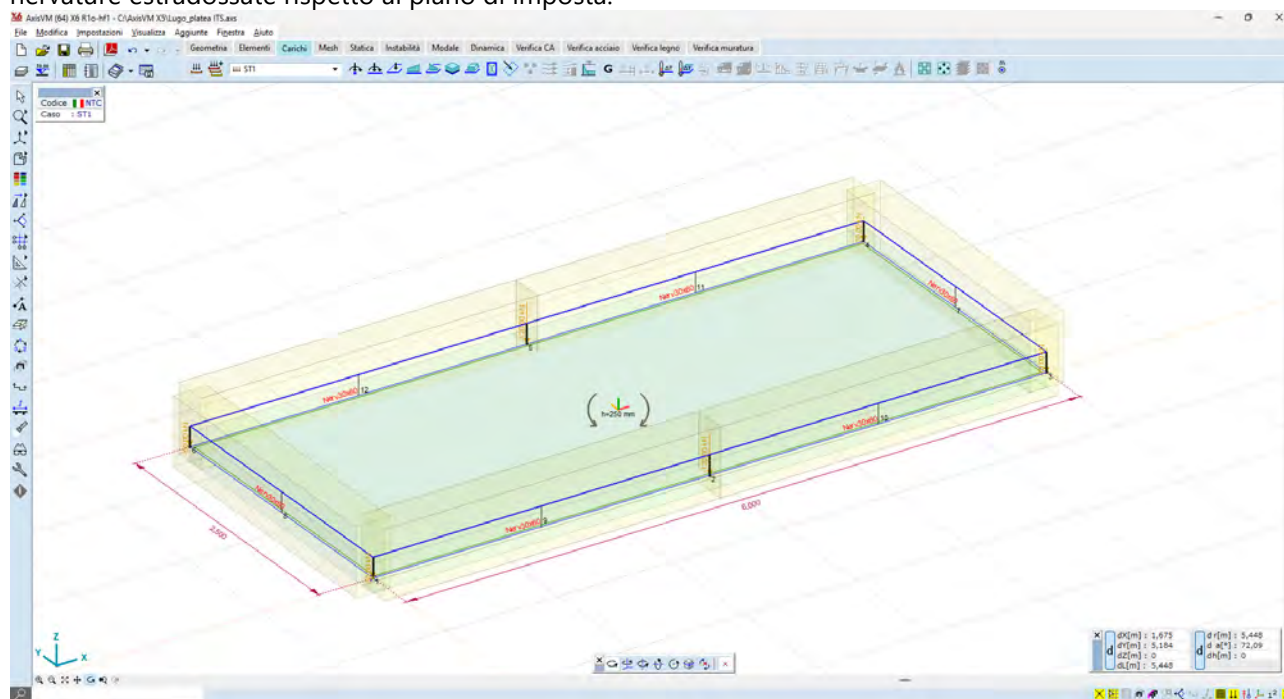


Figura 2: Fondazione Power station – vista 3D

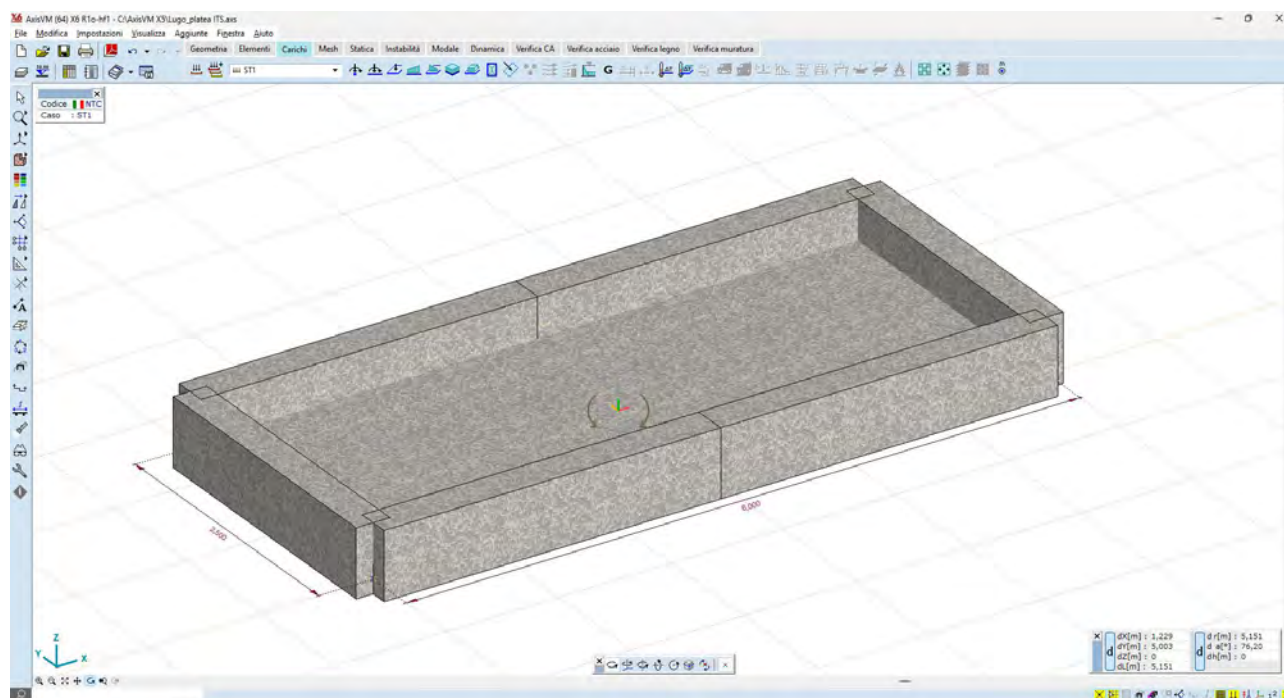


Figura 3: Fondazione Power station – vista render

Il vincolo al suolo è costituito da un letto di molle alla Winkler, avente:

- $k_{vert} = 5.000$ daN/mq (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato)

- $k_{orizz} = 500 \text{ daN/mq}$ (valore basso, in assenza di ammorsamento laterale)

I carichi provenienti dal container vengono modellati come carichi nodali applicati nei punti di scarico.

8.3 Materiali strutturali

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

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	32mm
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%

8.4 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 di progetto vengono riportati alcuni valori di pesi standard:

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 del manufatto ITS viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale: $P = 32,2 \times 1,5 = 48,3 \text{ tonn [480kN]}$.

Il peso come sopra calcolato viene ripartito sui n.6 appoggi, come di seguito:

Direzione	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Qk	0	0	-50,00	0	0	0
Qk	0	0	-120,00	0	0	0
Qk	0	0	-70,00	0	0	0
Qk	0	0	-50,00	0	0	0
Qk	0	0	-120,00	0	0	0
Qk	0	0	-70,00	0	0	0

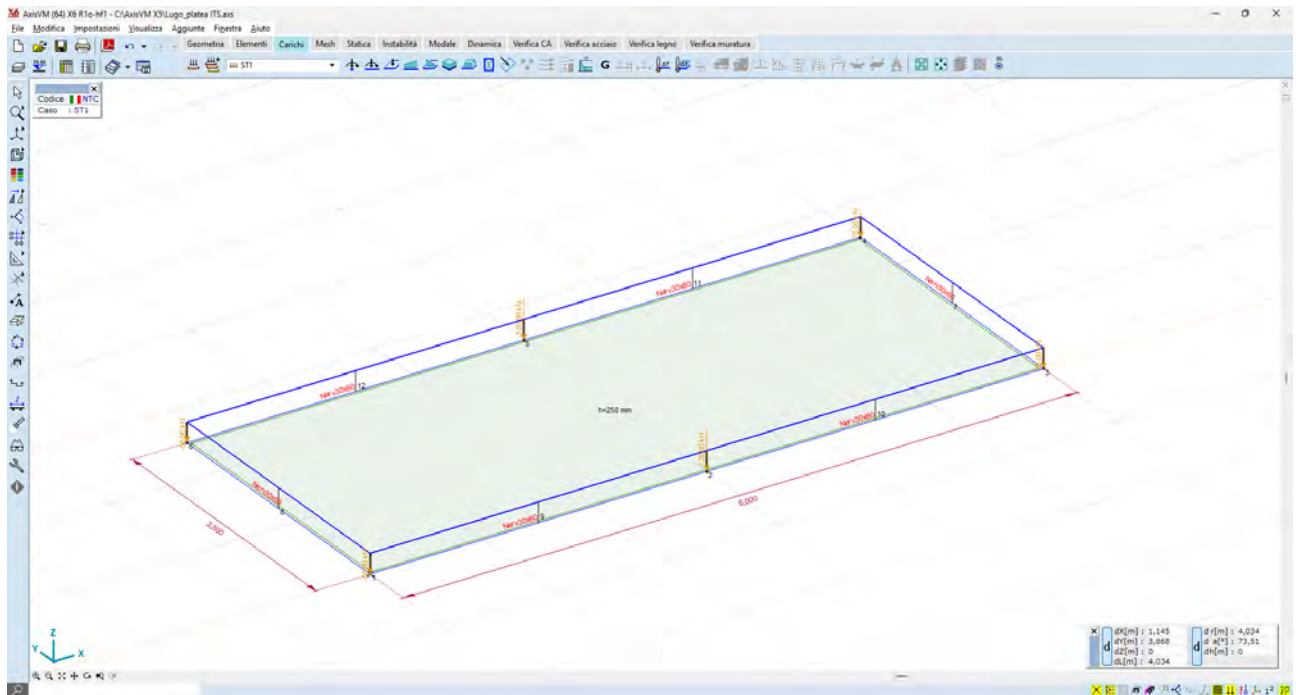


Figura 4: carichi concentrati nodali - scarichi al piede

8.5 Risultati delle analisi

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, 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
- rilasciata da STA DATA srl di Torino

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

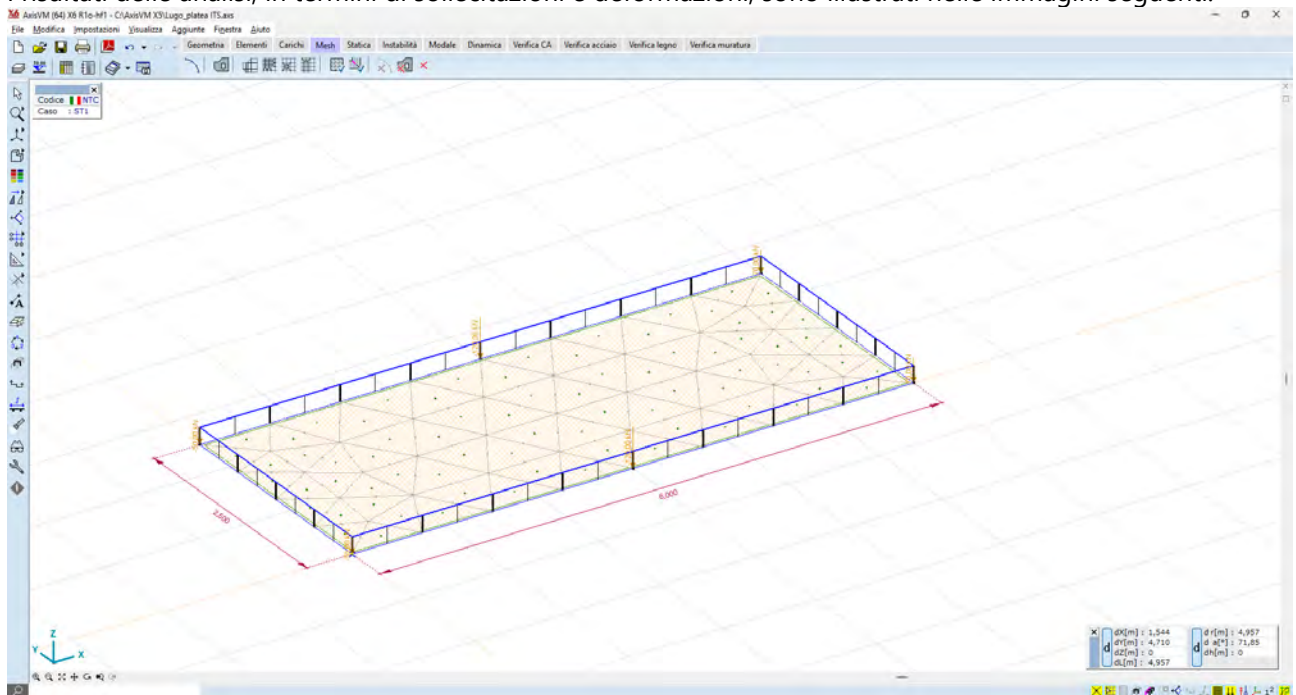


Figura 5: Generazione della mesh

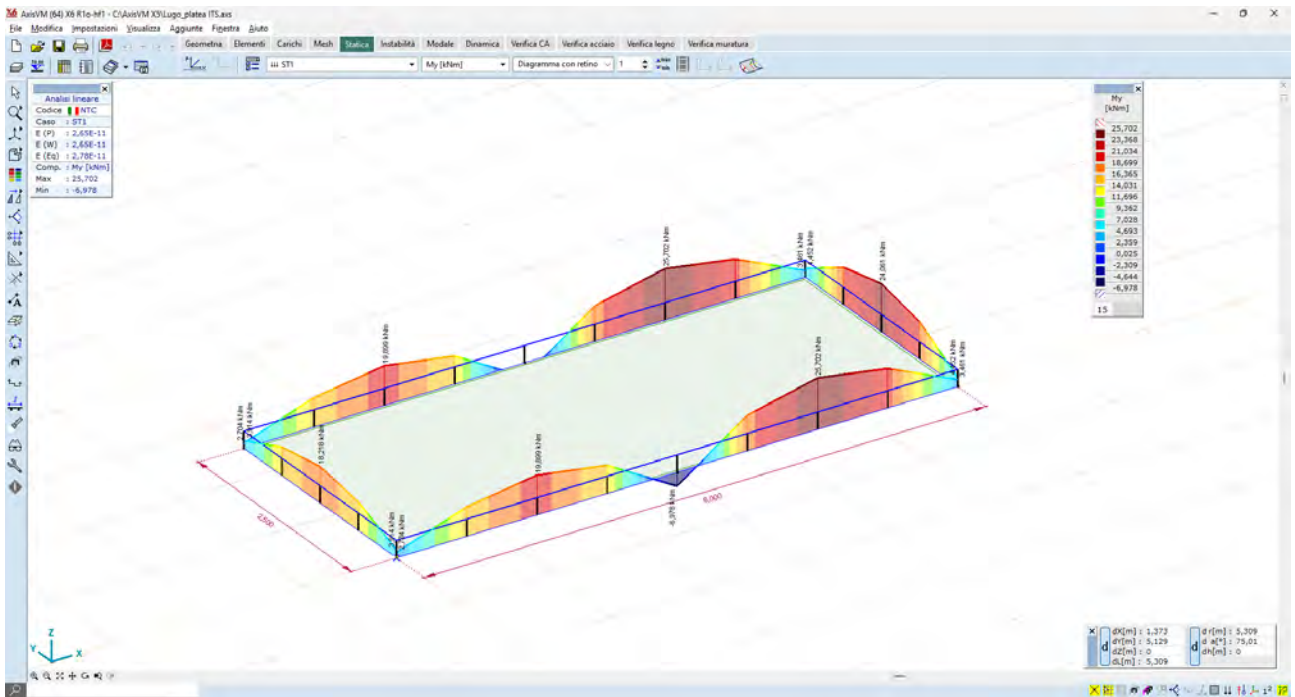


Figura 6: Sollecitazioni Nervature – My – valori max 24kN*m

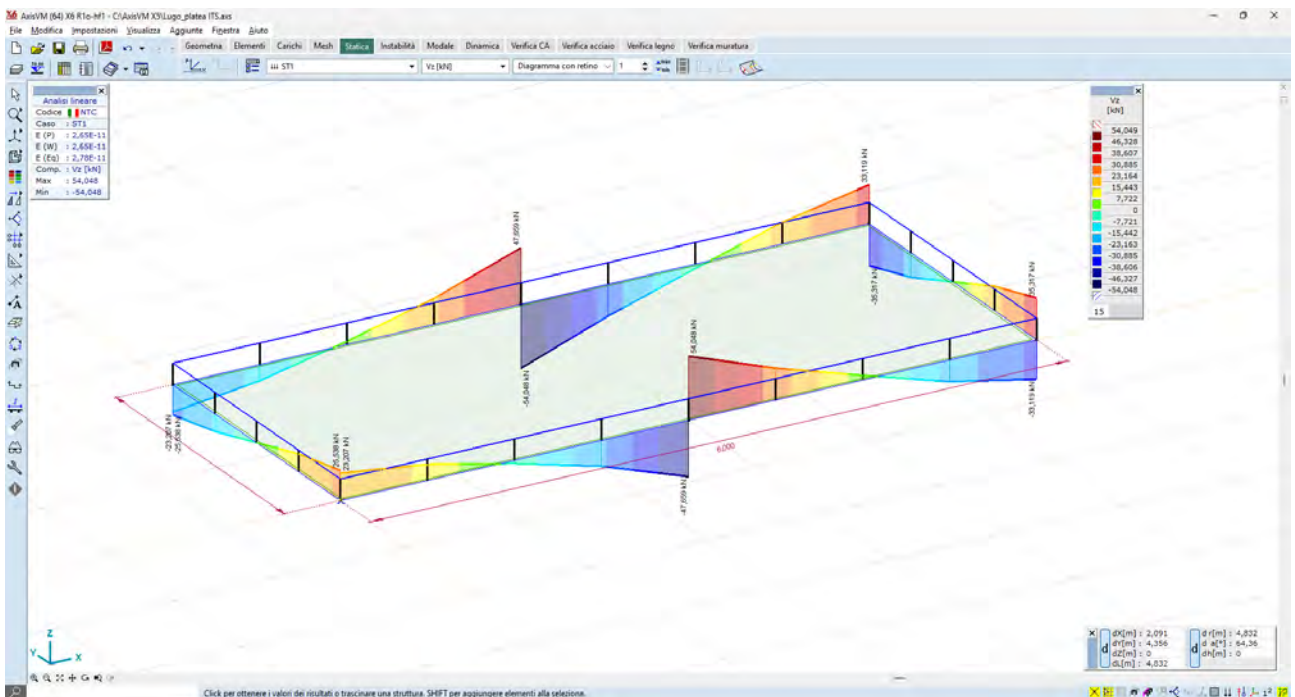


Figura 7: Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 46 kN

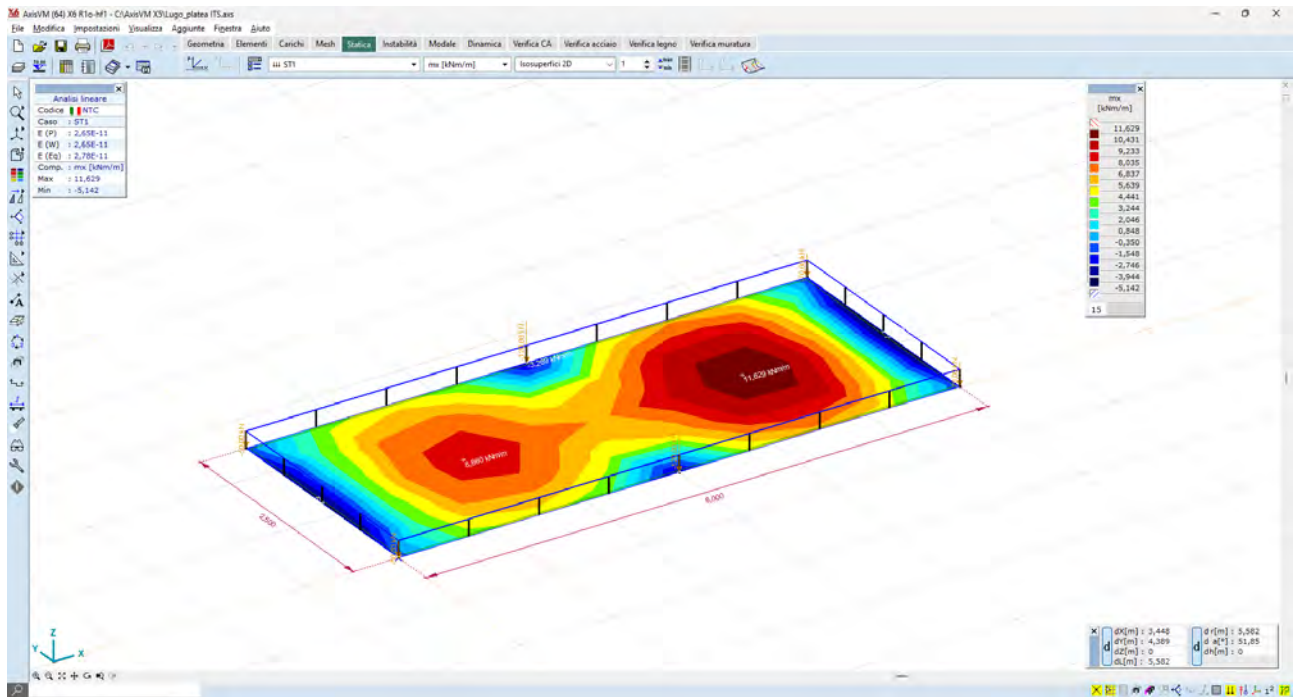


Figura 8: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 10,4 kNm/m

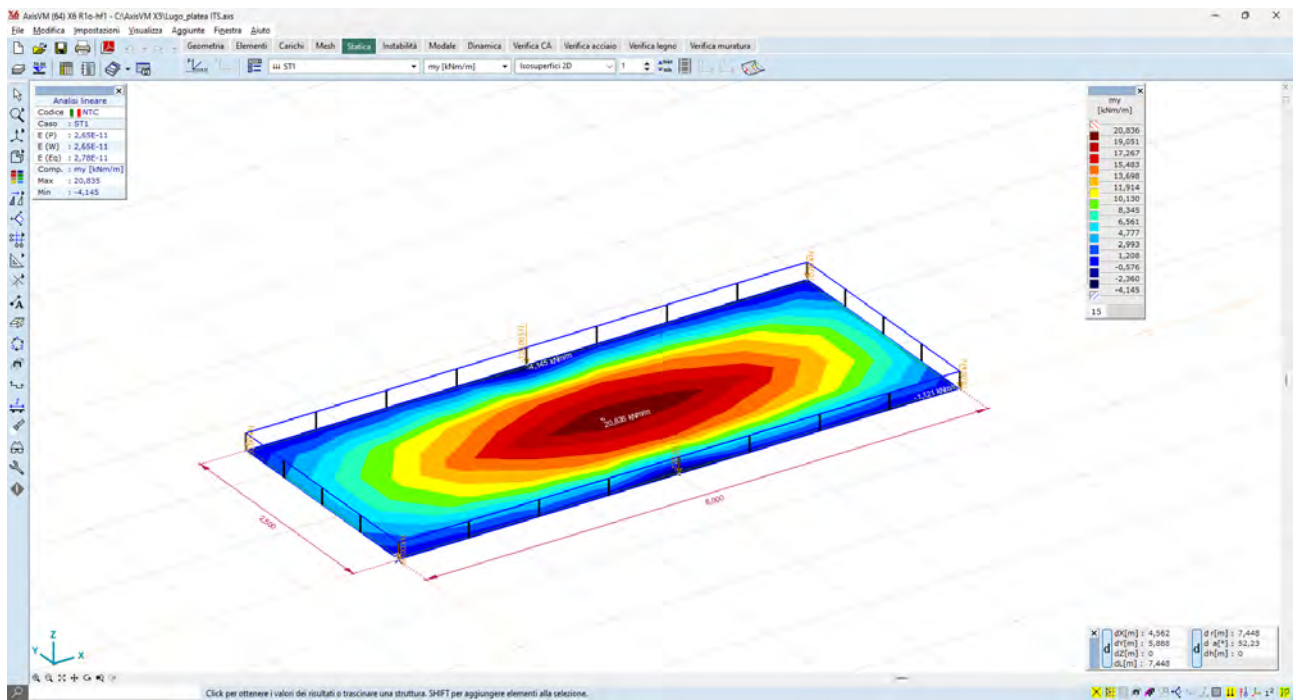


Figura 9: Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 19,0 kNm/m

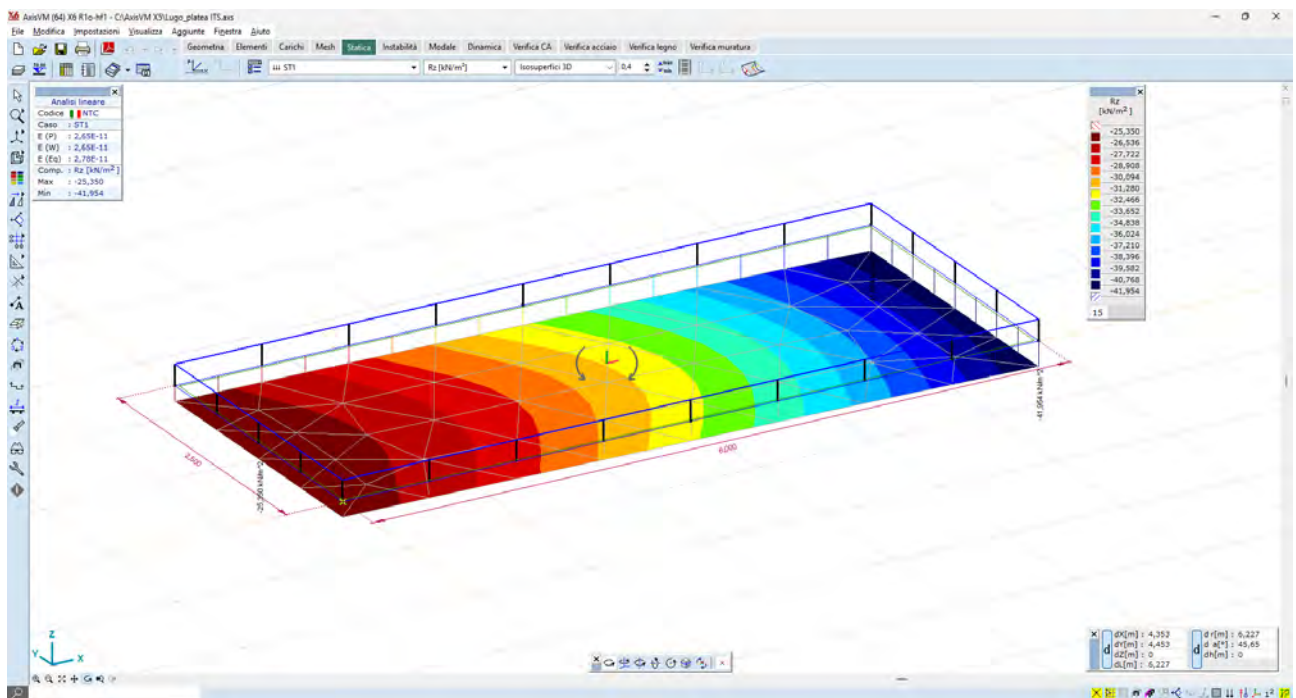


Figura 10: Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 40,0 kN/mq

9 FONDAZIONI CABINE CONTROL ROOM

9.1 Descrizione generale dell'opera

Il container prefabbricato all'interno del quale vengono allocati magazzino e sala controllo ("control room") ha dimensioni in pianta pari a ca 12 x 2,5 mt

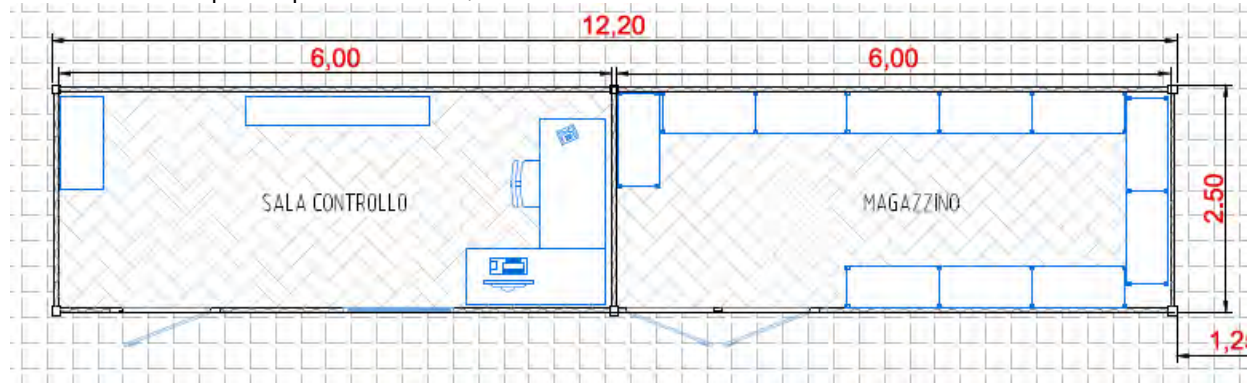


Figura 11: Layout container magazzino e sala controllo

Nel caso in oggetto, si vuole tenere la quota del piano finito del container al di sopra del p.c. circostante, per tal motivo l'ipotesi di progetto è una fondazione del tipo platea nervata in c.a. il cui piano di imposta coincide con il p.c. stesso.

Al fine di raggiungere un substrato geologico idoneo, tuttavia, si dovrà prevedere la bonifica di un volume di terreno fino alla profondità di circa -0,80 cm da p.c., in modo tale da attestare i carichi al suolo al di sotto della coltre di terreno vegetale.

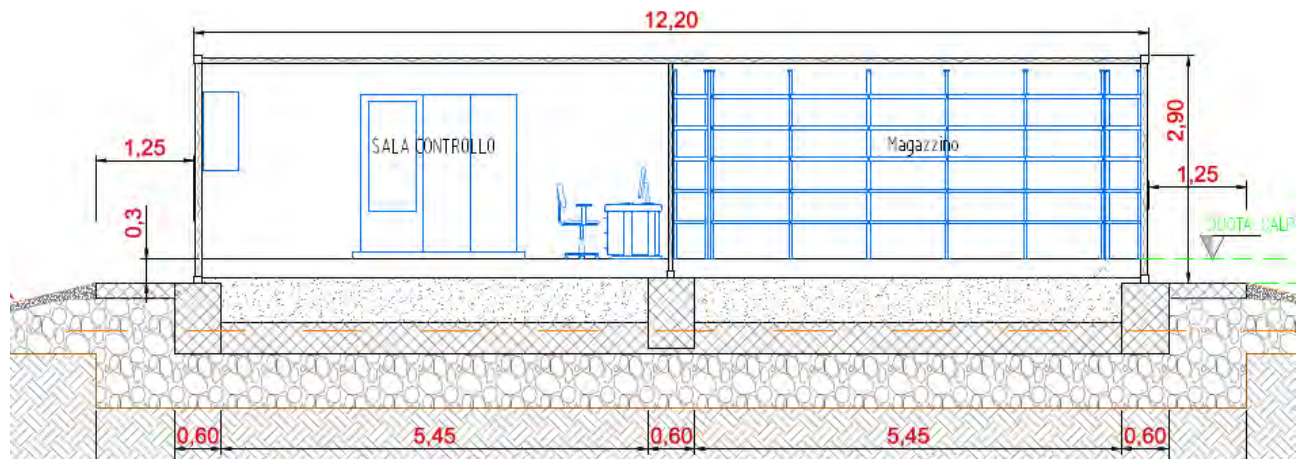


Figura 12: Sezione di progetto - fondazione control room

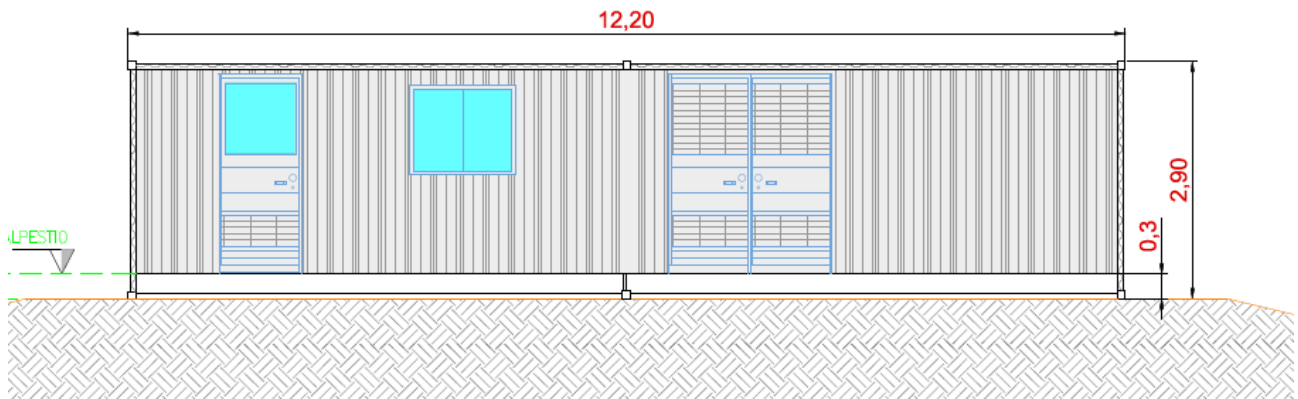


Figura 13: vista di progetto - Power station

9.2 Descrizione del Modello

Le strutture fondali sono modellate per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 60x30. L'ingombro in pianta è di 12,0 x 2,5 mt.

Il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti è del tipo platea 2D su suolo elastico alla Winkler, con nervature estradossate rispetto al piano di imposta.

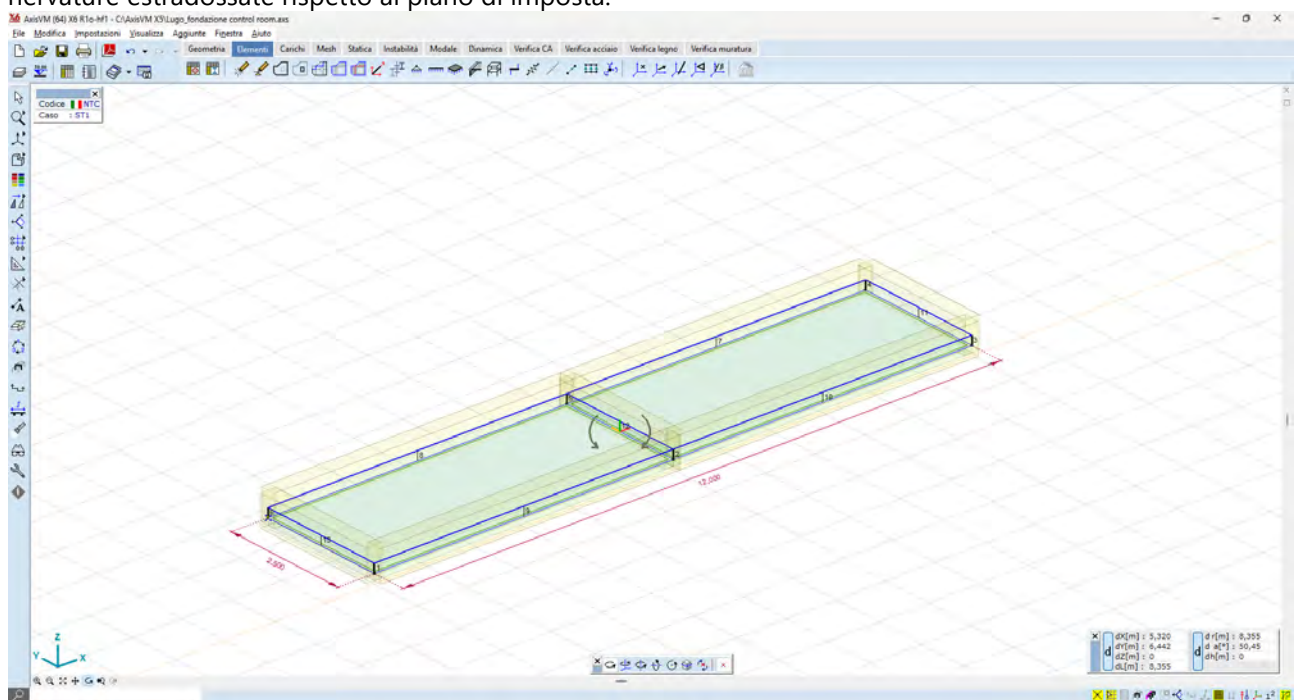


Figura 14: Fondazione Power station – vista 3D

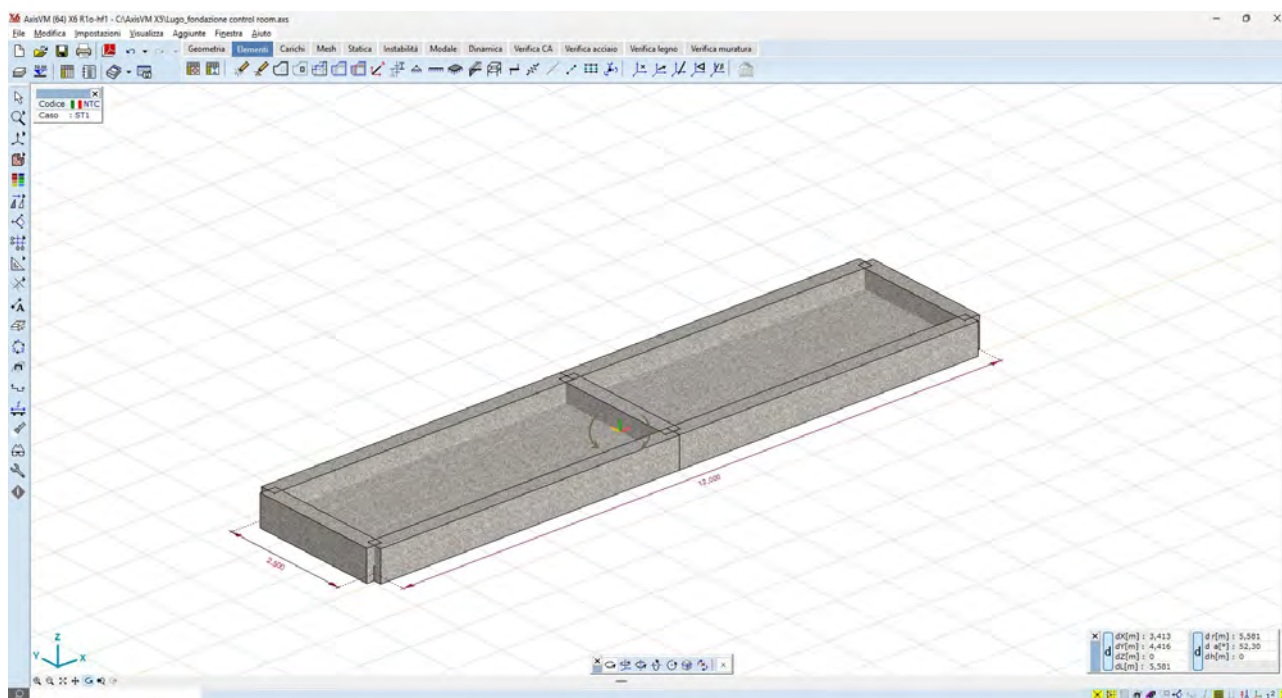


Figura 15: Fondazione Power station – vista render

Il vincolo al suolo è costituito da un letto di molle alla Winkler, avente:

- $k_{vert} = 5000 \text{ daN/mq}$ (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato)
- $k_{orizz} = 500 \text{ daN/mq}$ (ossia molto basso, a simulare il grado di ammortamento laterale)

I carichi provenienti dal container vengono modellati come carichi nodali applicati nei punti di scarico.

9.3 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 di progetto vengono riportati alcuni valori di pesi standard:

Carichi distribuiti magazzino	$400 \text{ daN/mq} \times 12,0 \times 2,5 = 12,0 \text{ tonn}$
Peso proprio container	3,0 tonn

Per un totale lordo di 15,0 tonn. Il peso lordo del manufatto viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale:

$$P = 15,0 \times 1,5 = 22,5 \text{ tonn} [225 \text{ kN}].$$

Questo peso viene ripartito sui n.6 appoggi, come di seguito:

Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-60,00	0	0	0
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-60,00	0	0	0
Qk	0	0	-25,00	0	0	0

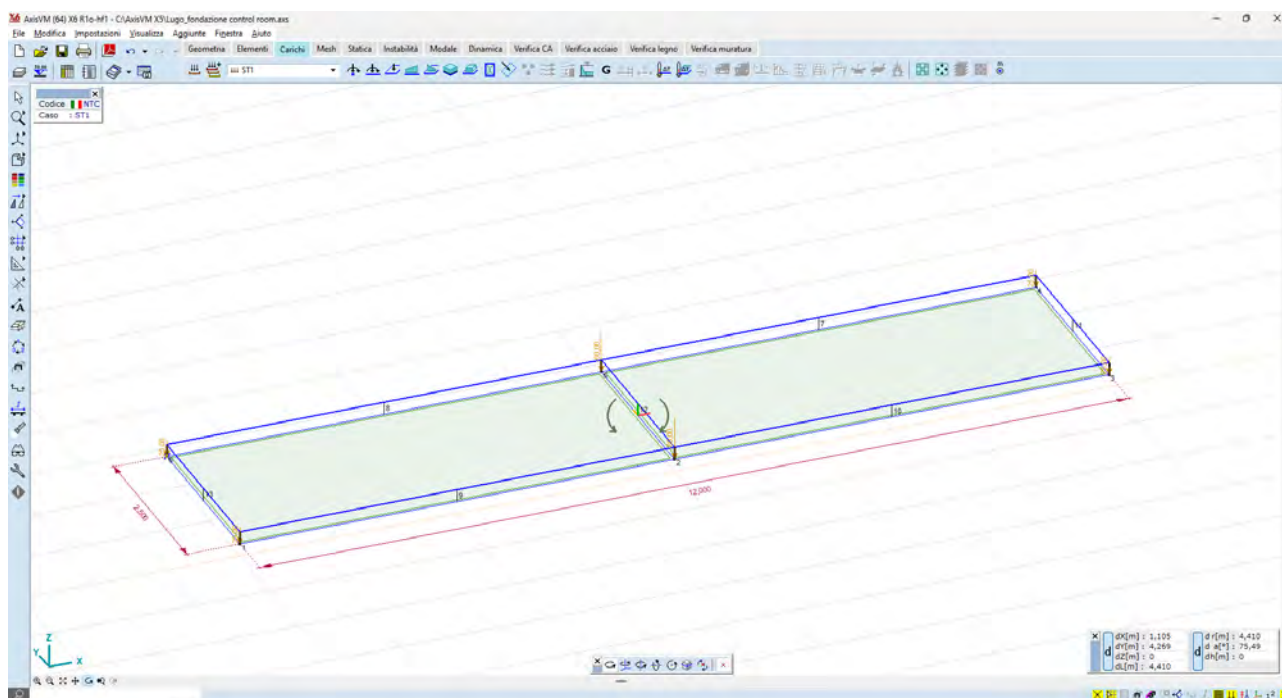


Figura 16: carichi concentrati nodali - scarichi al piede

9.4 Materiali strutturali

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

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	32mm
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%

9.5 Risultati delle analisi

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, 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

rilasciata da STA DATA srl di Torino

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

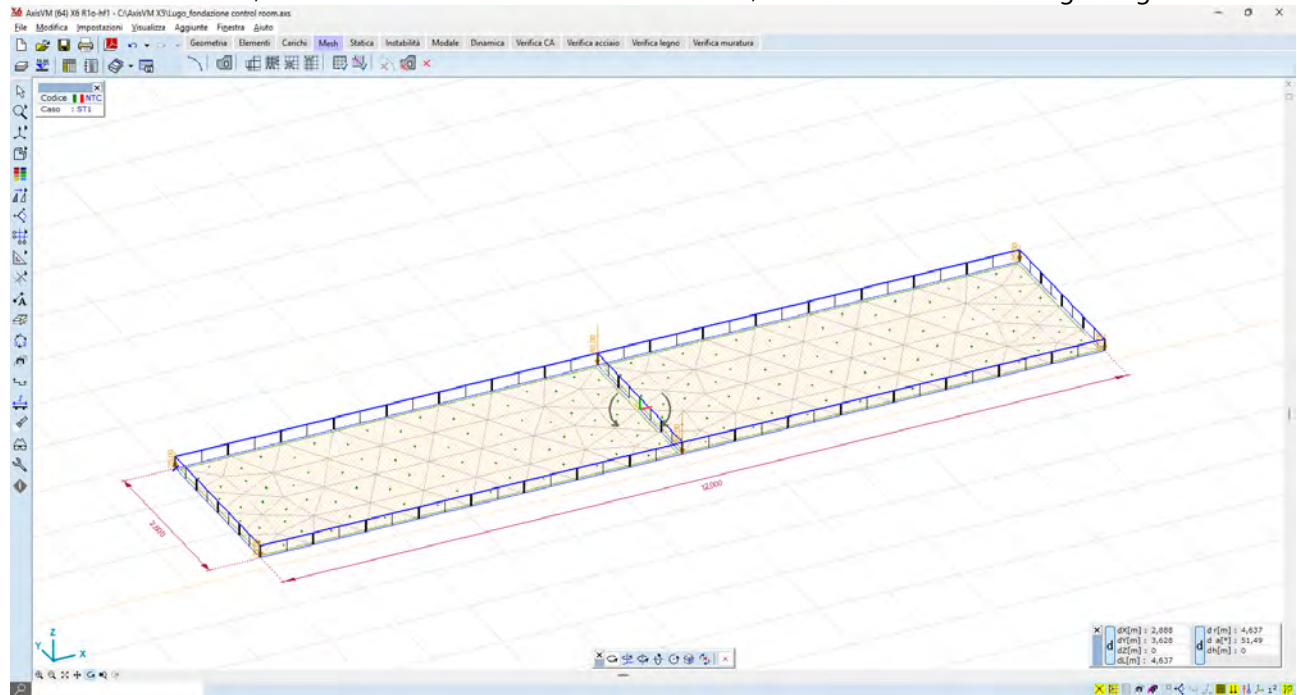


Figura 17: Generazione della mesh

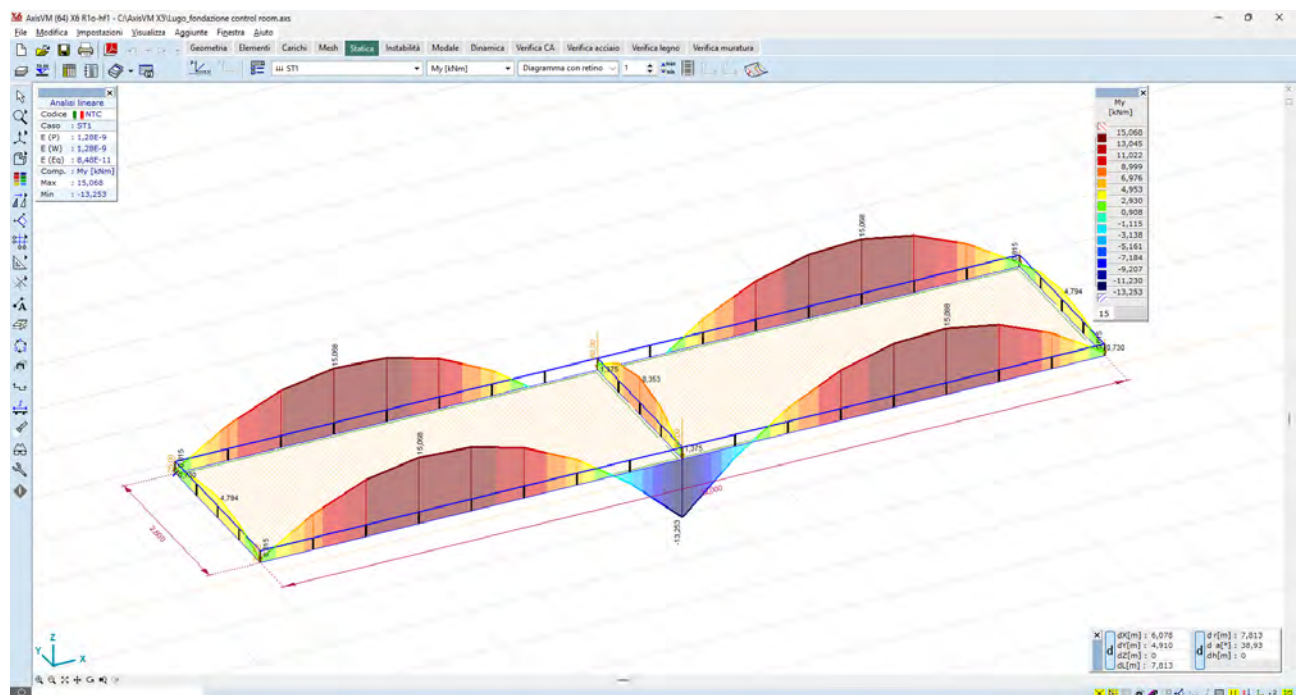


Figura 18: Sollecitazioni Nervature – My – valori max 13,0 kN*m

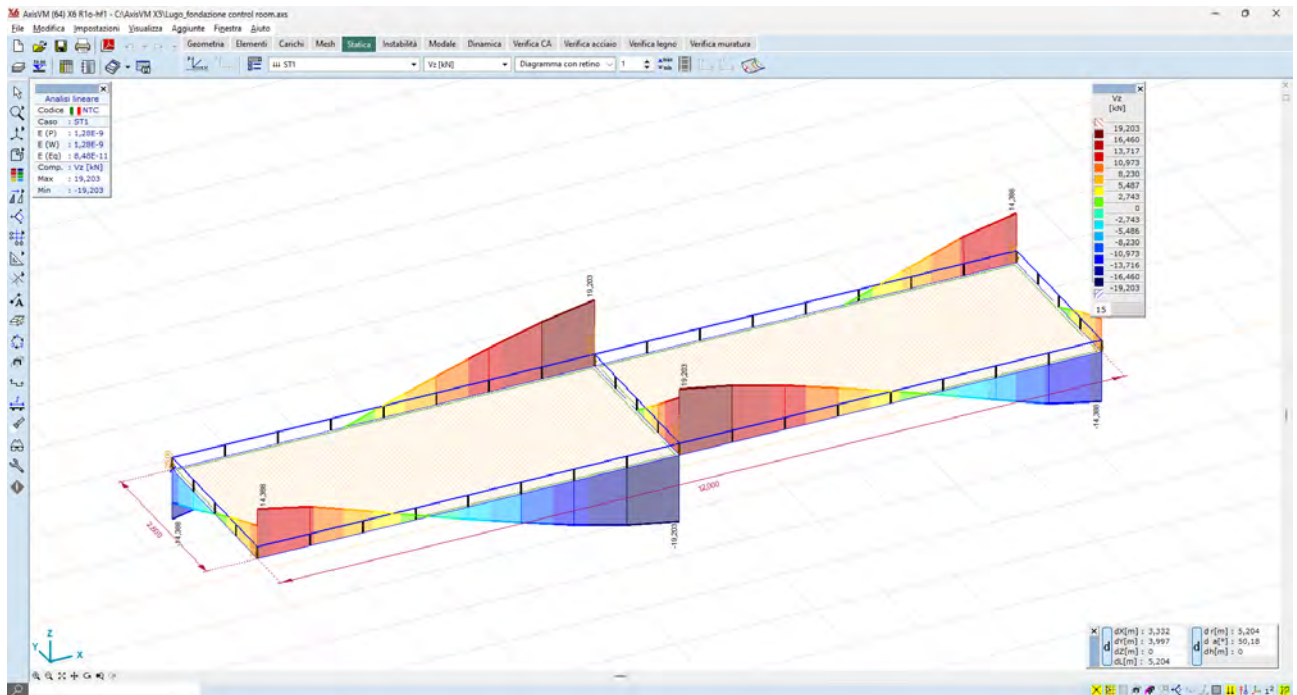


Figura 19: Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 16,4 kN

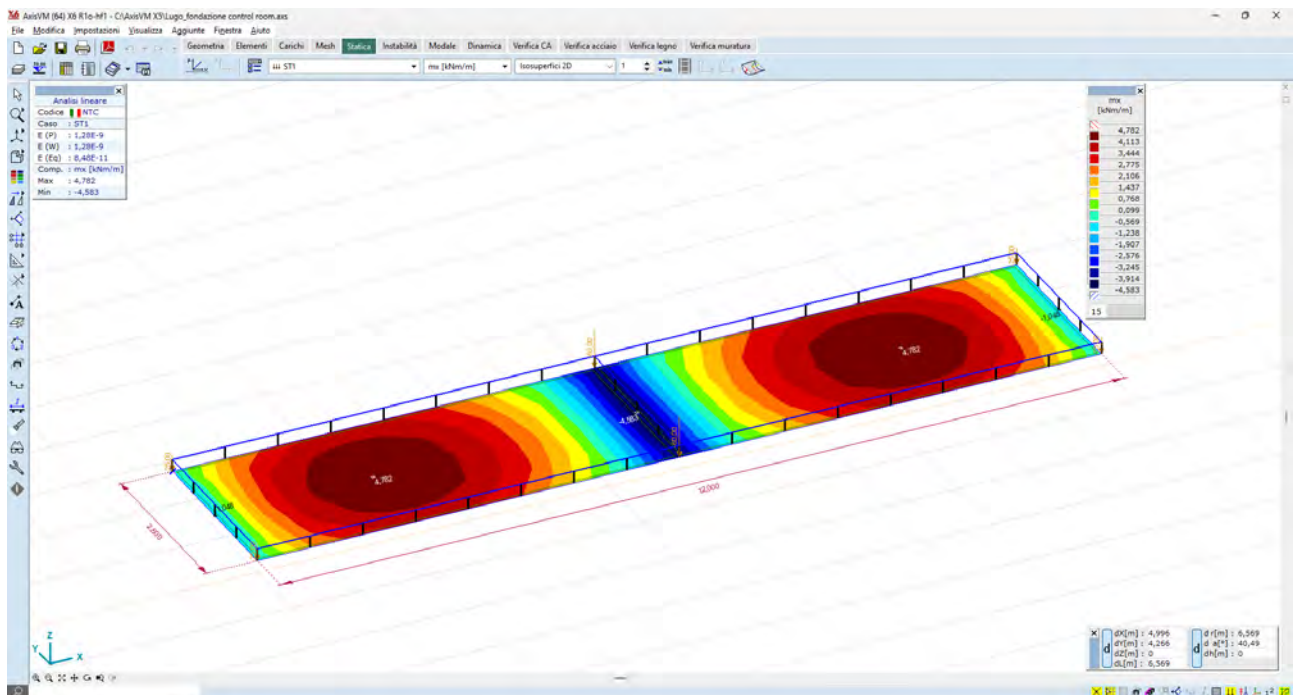


Figura 20: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 4,0 kNm/m

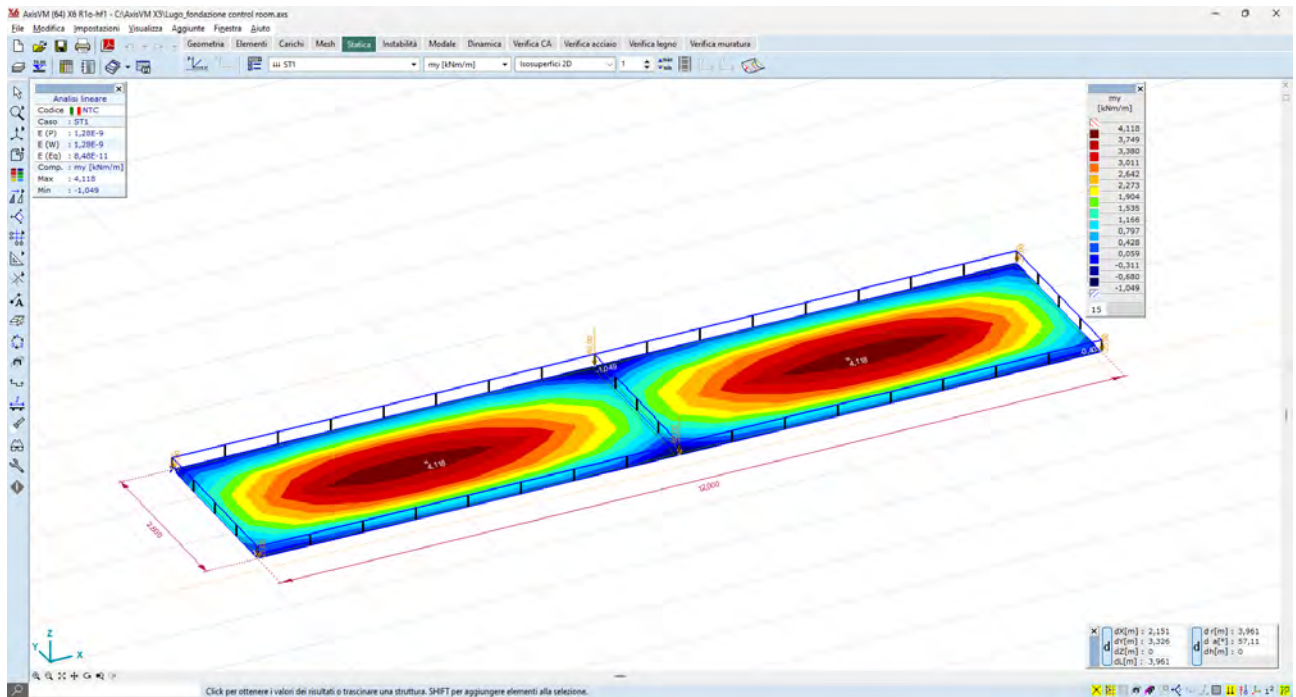


Figura 21: Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 3,7 kNm/m

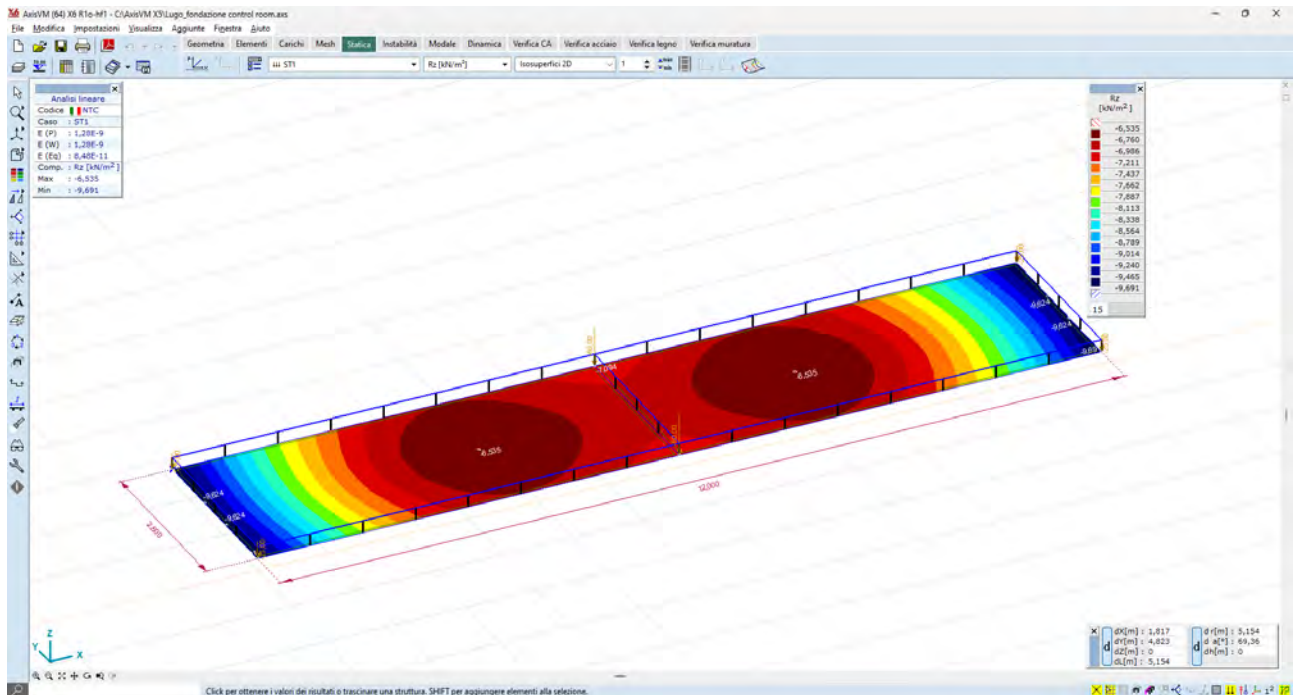


Figura 22: Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 9,0 kN/mq

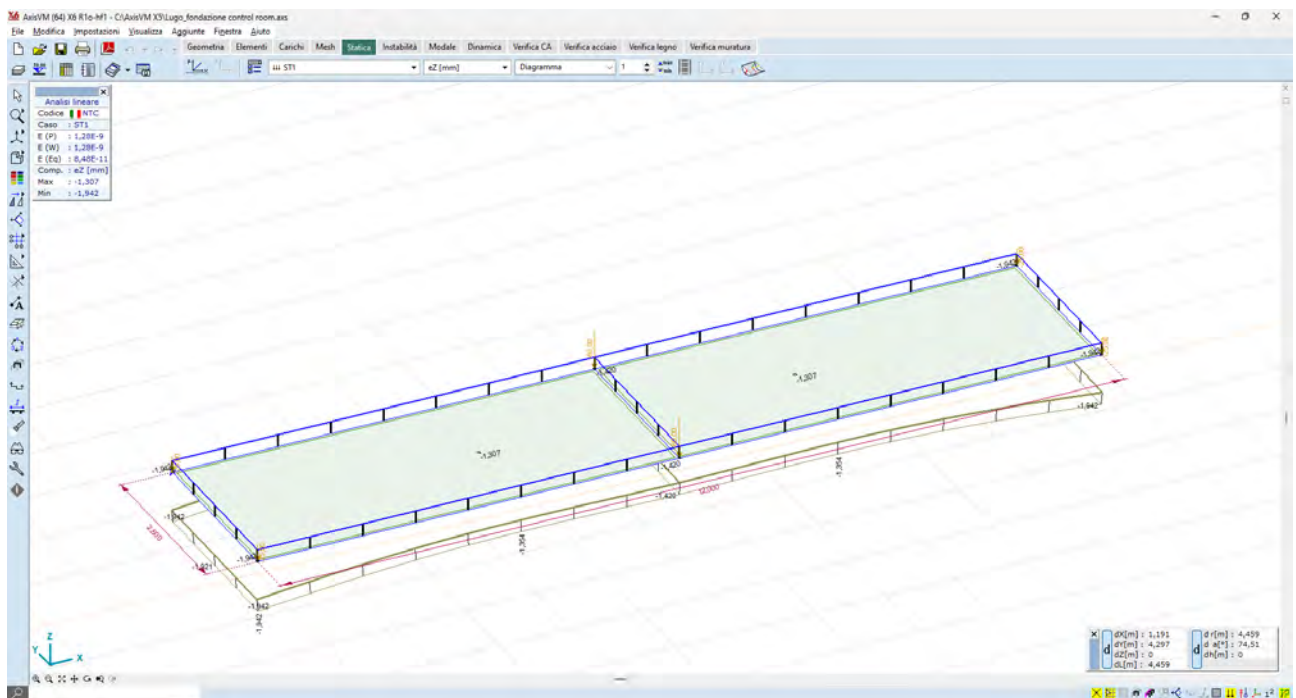


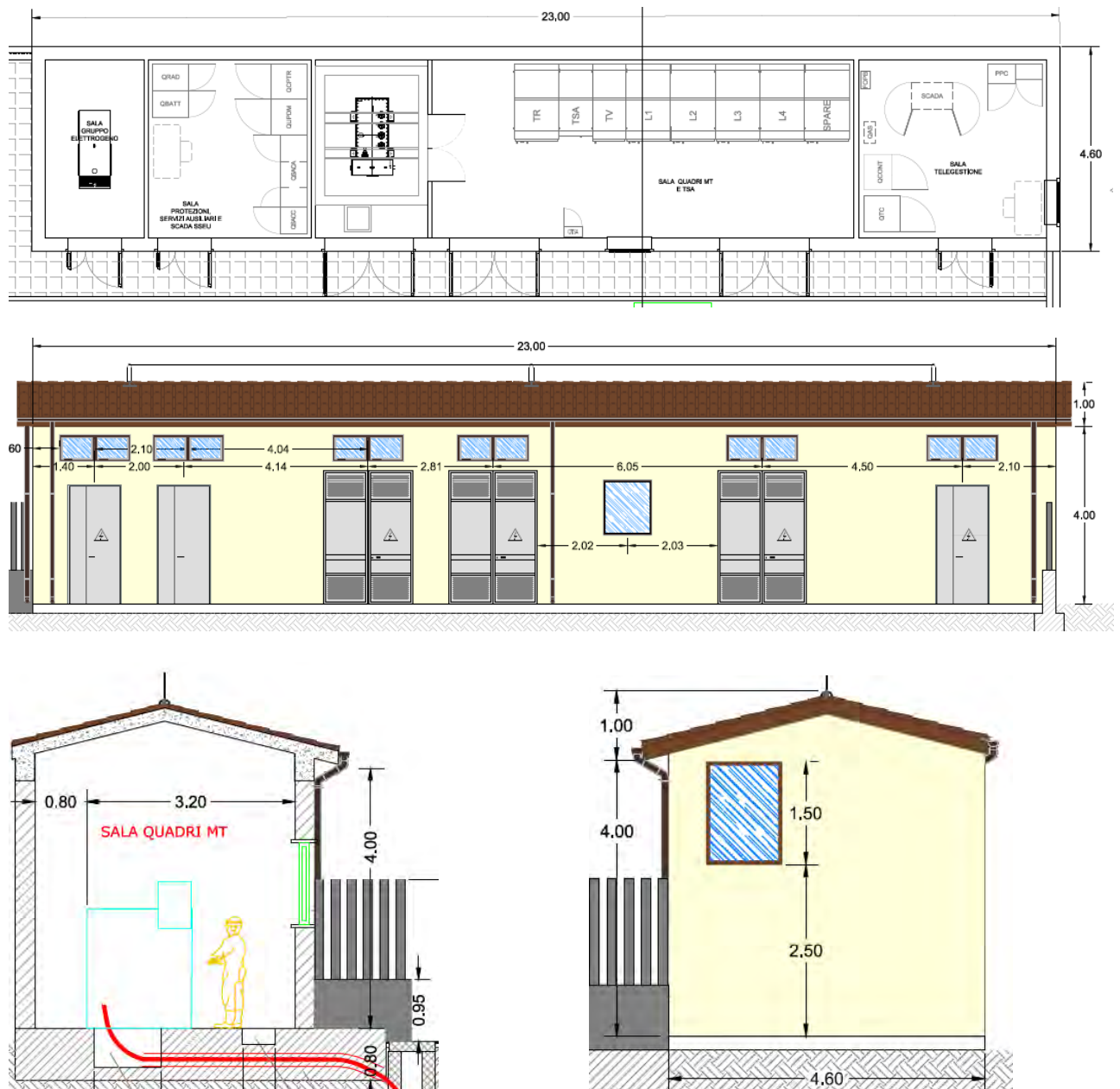
Figura 23: Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 1,4 mm

10 EDIFICIO STAZIONE UTENTE

10.1 Descrizione generale dell'opera

L'edificio di comando ospita la sala quadri MT, con una parte dedicata al trasformatore TSA e uno spazio per le misure, il locale quadri BT e controllo, oltre ad una sala uso uffici.

È costituito da un corpo di fabbrica articolato al piano terra, isolato, dalle dimensioni architettoniche in pianta di circa 23x4,6ml, ed altezza massima al colmo di copertura pari a 5,0 mt dal piano finito delle sistemazioni esterne; per i dettagli architettonici si rimanda all'elaborato grafico "PVFRL02_T39 - Planimetrie viste e sezioni Edificio Utente - Stazione Utente", parte integrante del progetto definitivo dell'Impianto di Utenza.



10.2 Criteri di modellazione della struttura

Sulla base del progetto architettonico si è ipotizzata una struttura portante, costituita da un reticolo di pilastri e travi in c.a. gettato in opera, dalle sezioni più avanti descritte, copertura a doppia falda inclinata costituita da solaio laterocementizio di spessore 25+5cm e struttura di fondazione costituita da reticolo di travi rovesce a sezione a T, impostata a -1,00mt da piano delle finiture esterne.

Le assunzioni principali della modellazione sono:

- I pilastri e le travi sono stati modellati con elementi momodimensionali tipo asta (*beam*)
- Il vincolo al suolo è modellato con appoggio elastico monodimensionale alla Winkler, ossia un letto di molle verticali aventi rigidezza
 - nella direzione globale verticale pari a $k_z = 1E+4$ KN/m/m (a simulare un sottofondo portante del piano di posa)
 - nella direzione globale orizzontale pari a $k_x = k_y = 5.000$ KN/m/m (a simulare un discreto ammorsamento laterale riscontrabile a -1,00 mt da p.c.)
- Il solaio di copertura è modellato come *diaframma*, ossia elemento infinitamente rigido nel proprio piano, che trasmette alle travi sottostanti i carichi portati

10.2.1 Elementi asta

	Nome	Disegno	Processo	Figura	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	ly [mm ⁴]	Iz [mm ⁴]
6	TRfond 700x800		Altro	T	700,0	800,0	300,0	300,0	1,32E+10	1,37E+10
1	Pil 30x30		Altro	Rett.	300,0	300,0	0	0	6,75E+8	6,75E+8
2	Pil 30x40		Altro	Rett.	300,0	400,0	0	0	9E+8	1,6E+9
3	TR 30x50		Altro	Rett.	500,0	300,0	0	0	3,125E+9	1,125E+9
4	TR 50x24		Altro	Rett.	240,0	500,0	0	0	5,76E+8	2,5E+9
5	Polig 600x360		Altro	Personalizzato	360,0	600,0	0	0	8,1555E+8	2,8933E+9

Gli elementi verticali (pilastri) sono stati disposti sulla base delle peculiarità architettoniche della pianta dell'edificio

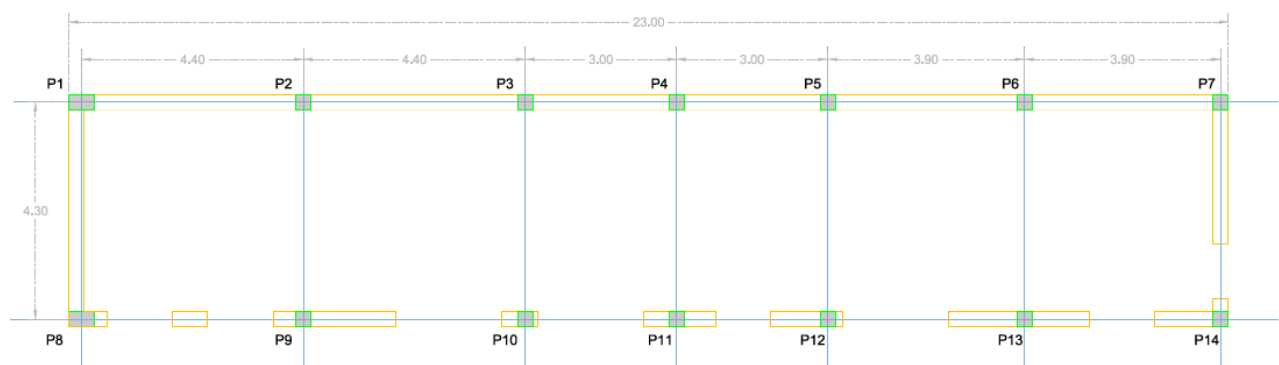


Figura 24_disposizione di progetto degli elementi verticali (pilastri)

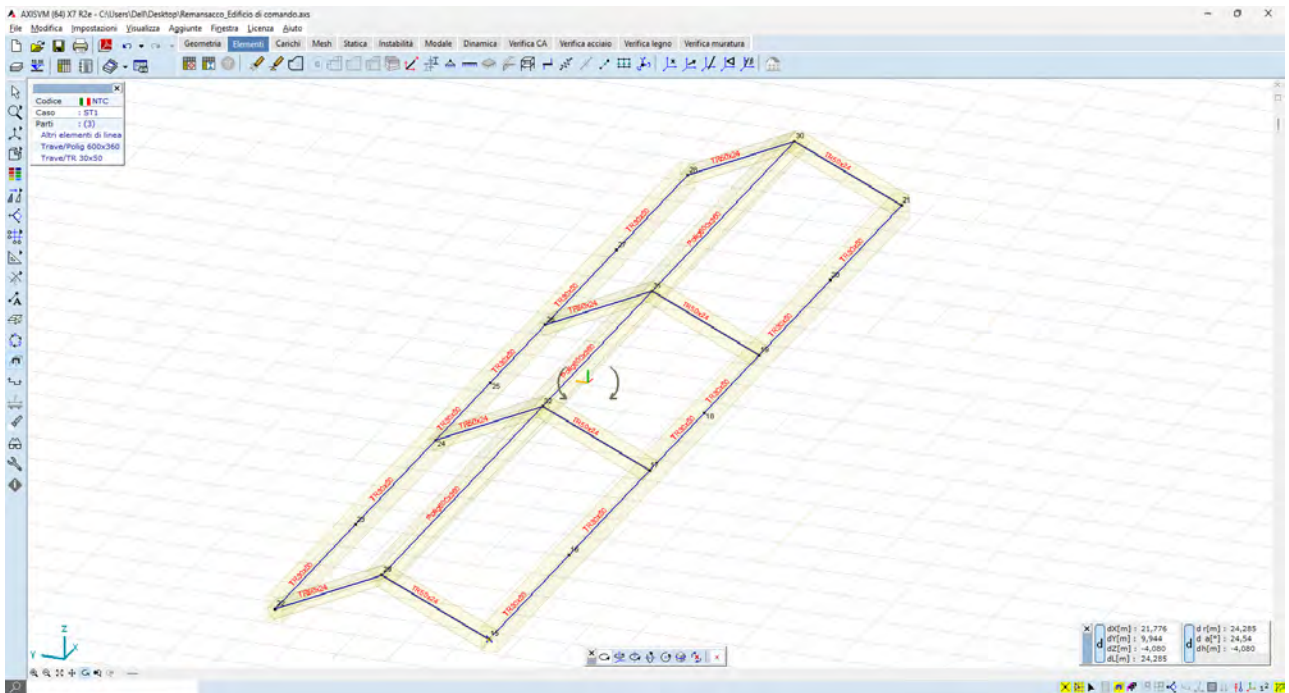


Figura 25_vista modello – copertura - elementi asta

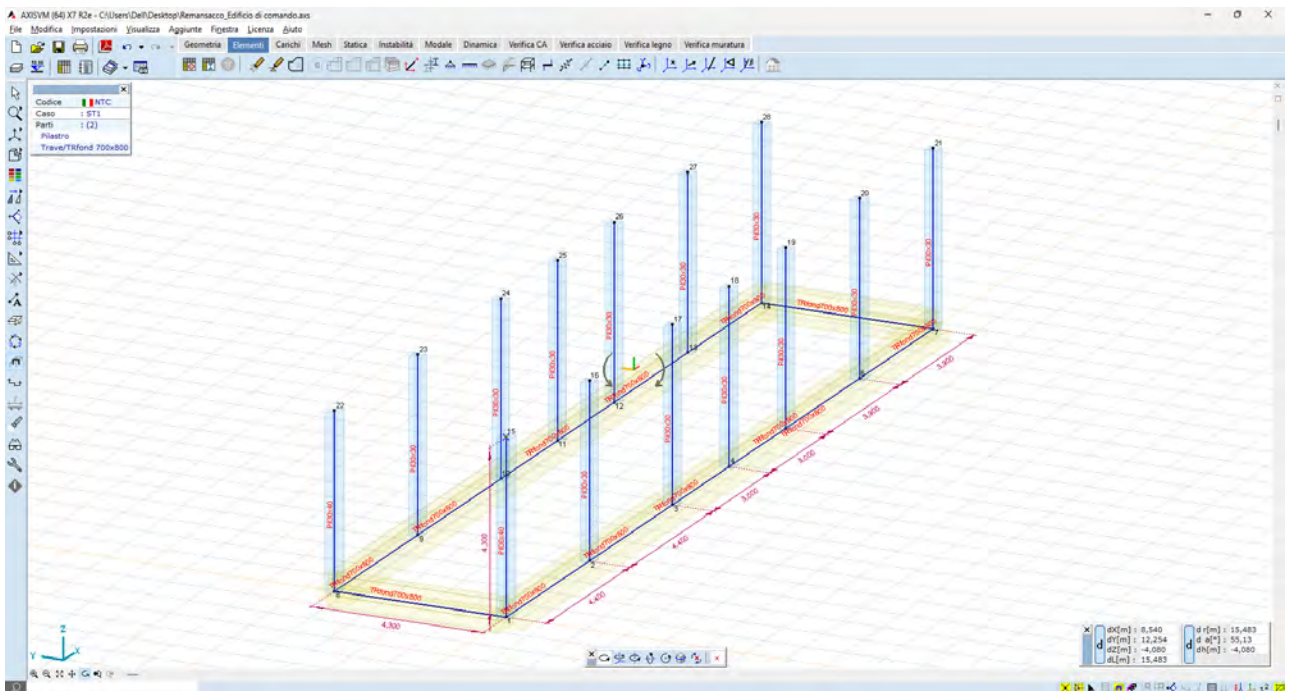


Figura 26_vista modello_fondazioni e pilastri - elementi asta

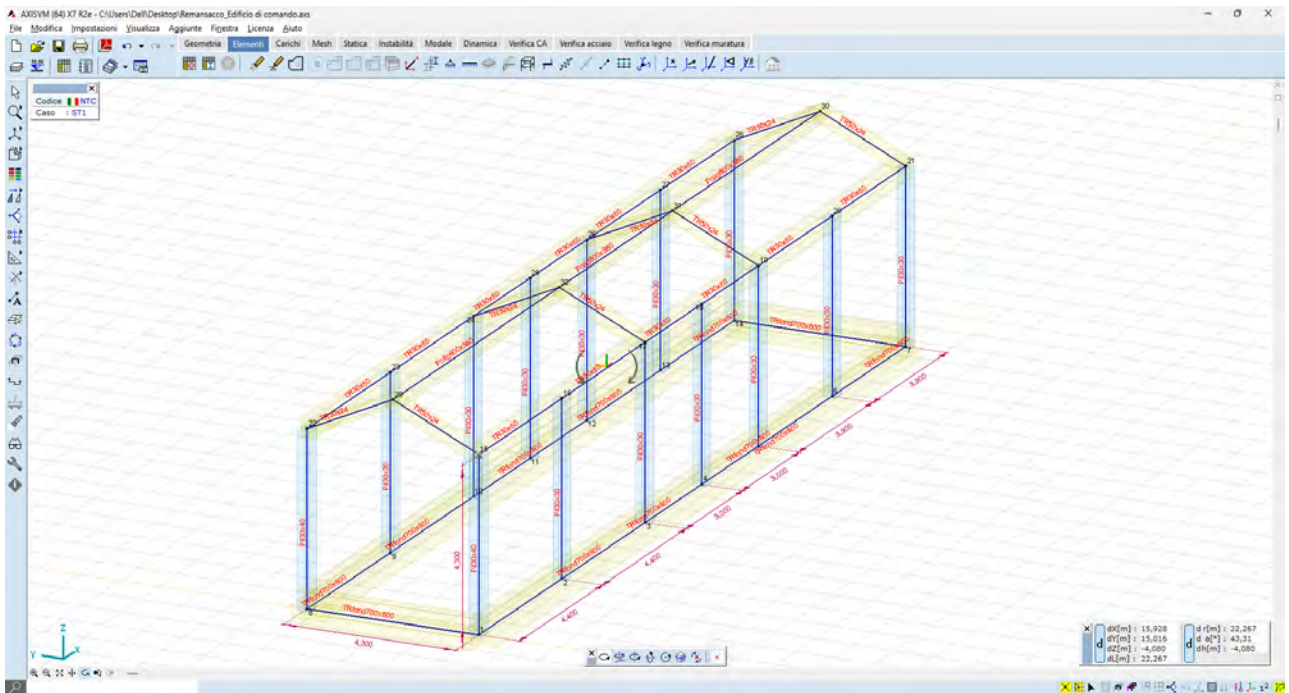


Figura 27_vista complessiva struttura – elementi asta

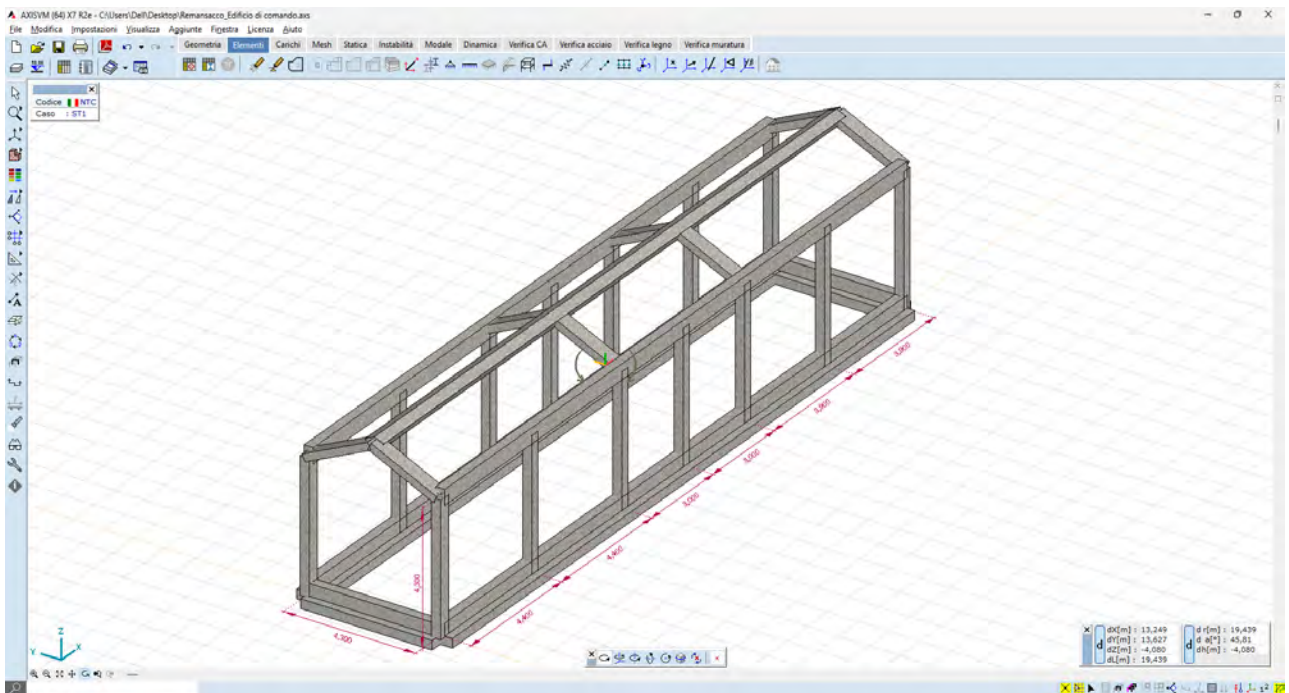


Figura 28_vista modello solido - render 3D

10.2.2 Analisi dei carichi

Carichi da solaio di copertura

Peso proprio strutturale solaio laterocementizio 25+5cm	360 daN/mq
Peso permanente portato dal solaio	140 daN/mq
Carico accidentale (Cat.H tab 3.1.II della NTC2018)	50 daN/mq

In fase di dimensionamento preliminare si considerano con valori unitari, per cui viene attribuito un carico distribuito complessivo pari a **550 daN/mq**

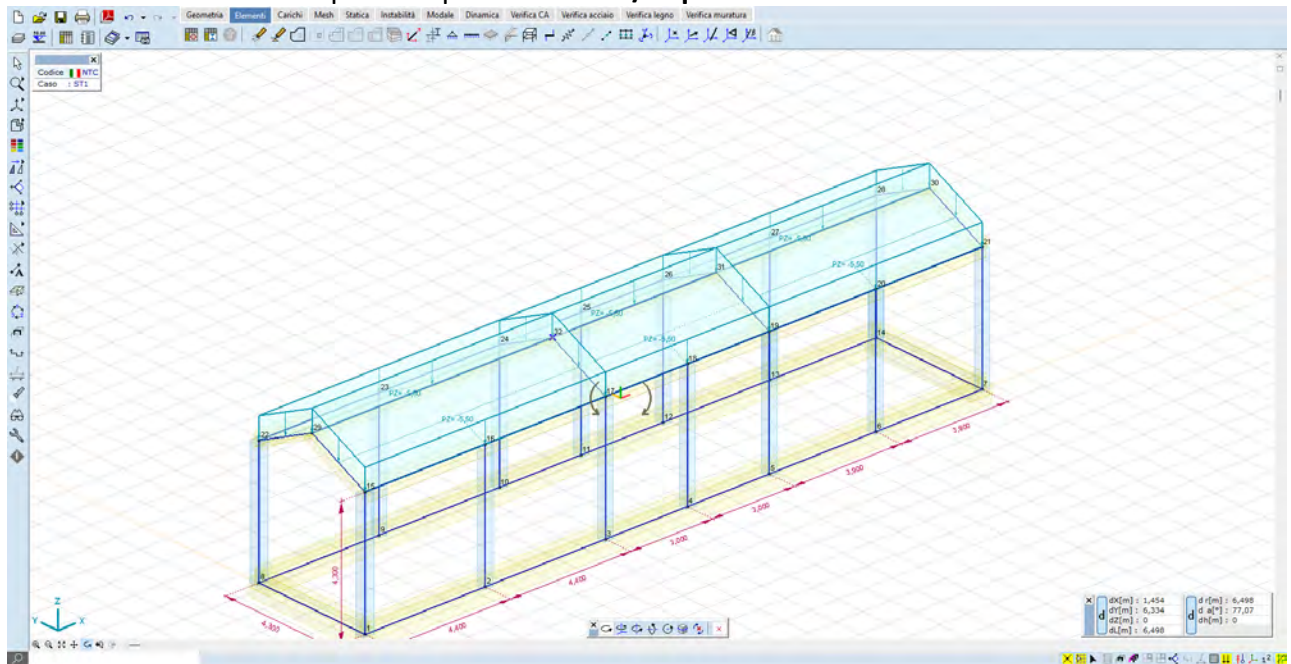


Figura 29_disposizione carichi su solaio copertura

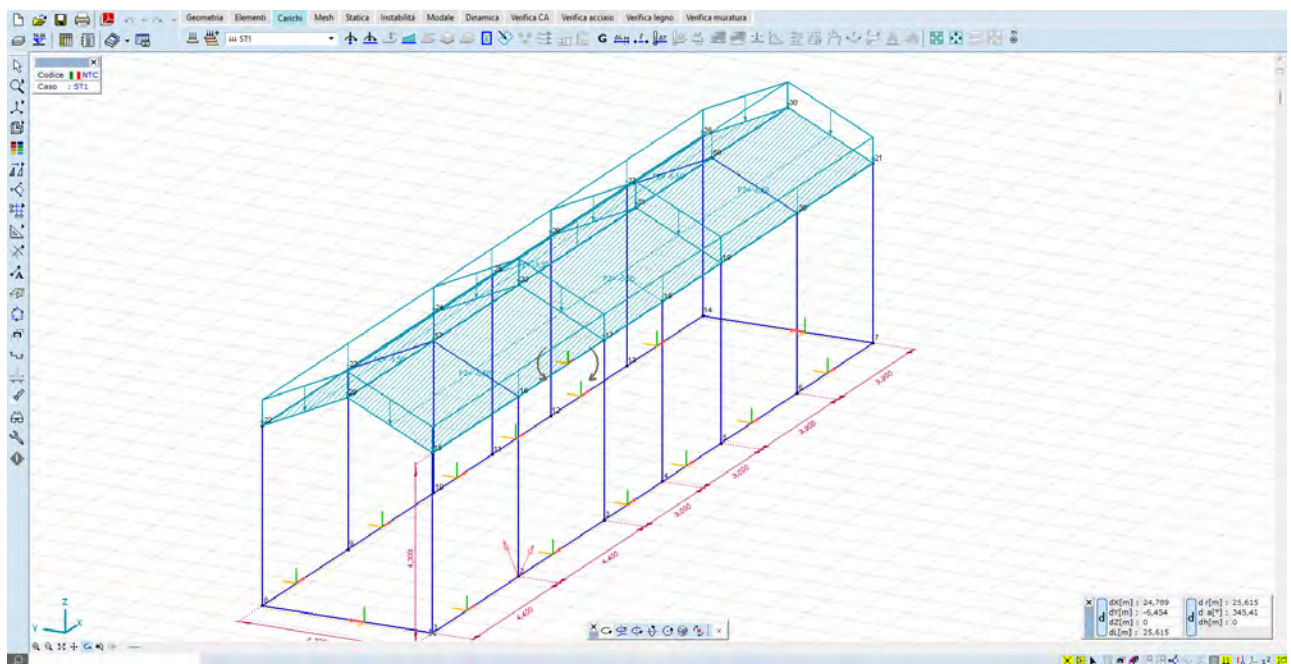


Figura 30_disposizione carichi su solaio copertura

Carichi sismici

In considerazione del fatto che:

- la struttura è regolare in pianta e in altezza,
- che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, e che da solo eccita il 85% delle masse sismiche,

è consentito utilizzare una analisi di tipo semplificato, che consiste nell'attribuire un tagliante di piano al solaio di copertura pari al 7% delle masse sismiche del solaio stesso.

I risultati dell'analisi modale di seguito illustrata dimostrano che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, ed eccita il 93% delle masse; questo modo ha una frequenza propria di vibrazione pari a 2,10Hz, che equivale ad un periodo proprio pari a:

$$T1=0,475 \text{ sec}$$

Al quale corrisponde un'accelerazione spettrale orizzontale pari a:

$$S_d(T1) = 1,074$$

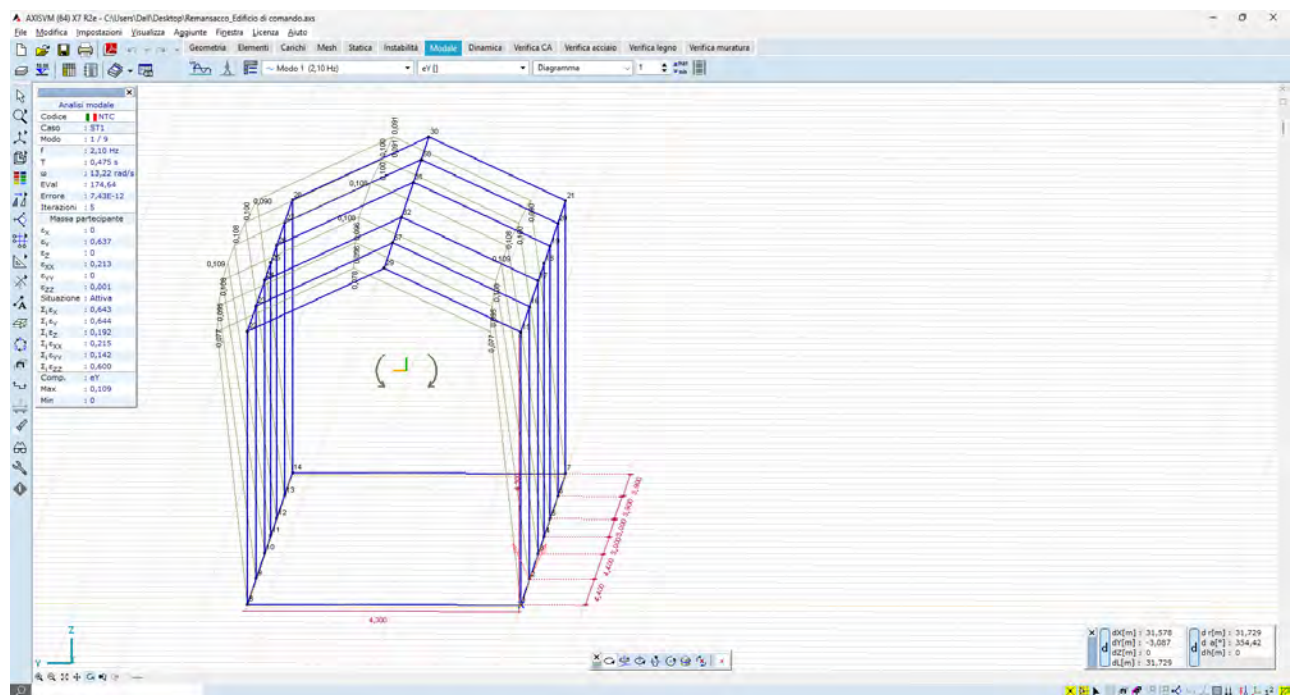


Figura 31_primo modo di vibrare – flessionale - $T = 0.413 \text{ sec}$ – massa partecipante 92,6%

Ai sensi del cap. 7.3.3.2 della NTC2018 l'azione sismica può essere assimilata ad una forza orizzontale alla massa che costituisce il solaio di copertura pari a:

$$F_h = S_d(T1) * \lambda * W / g$$

dove:

- ag è l'accelerazione orizzontale massima del terreno, funzione del Tempo di ritorno e dello SL di riferimento
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_s * S_t$
- λ è un coeff nel nostro caso pari a 1,0
- W è la massa dell'impalcato

S_s è determinato dalla formula $= 1,4 - 0,4 F_0 * a_g / g = 1,4 - (0,4 * 2,648 * 0,485 / 9,81)$

Quindi $S = S_s * S_t = 1.347 * 1.0$

Si deve verificare la condizione che $ag \cdot S < 0.075g$
ossia che $0.485 \cdot 1.347 < 0.075 \cdot 9,81$ $0.653 < 0.735$ condizione verificata

In definitiva per tali ipotesi è ammesso assimilare l'azione sismica, di tipo inerziale, ad un'azione orizzontale applicata al centro di massa del solaio con un'intensità pari al 7% del peso della copertura.

10.2.3 Risultati delle analisi

L'analisi è del tipo statico lineare ad elementi finiti. La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore FEM:

AXIS VM release 6
Licenza n. 7754
rilasciata a SCM Ingegneria srl
rilasciata da STA DATA srl di Torino

Deformate

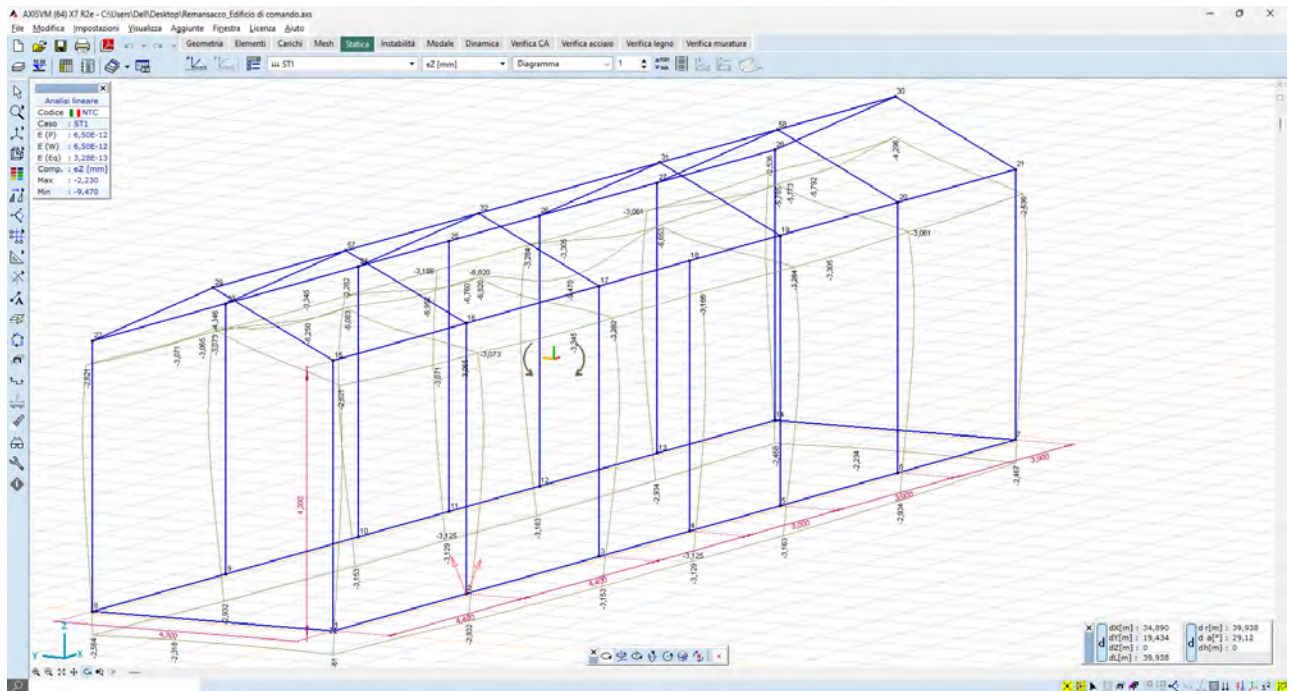


Figura 32_ deformazioni della struttura sottocarico_valori massimi ez= 9,4 mm

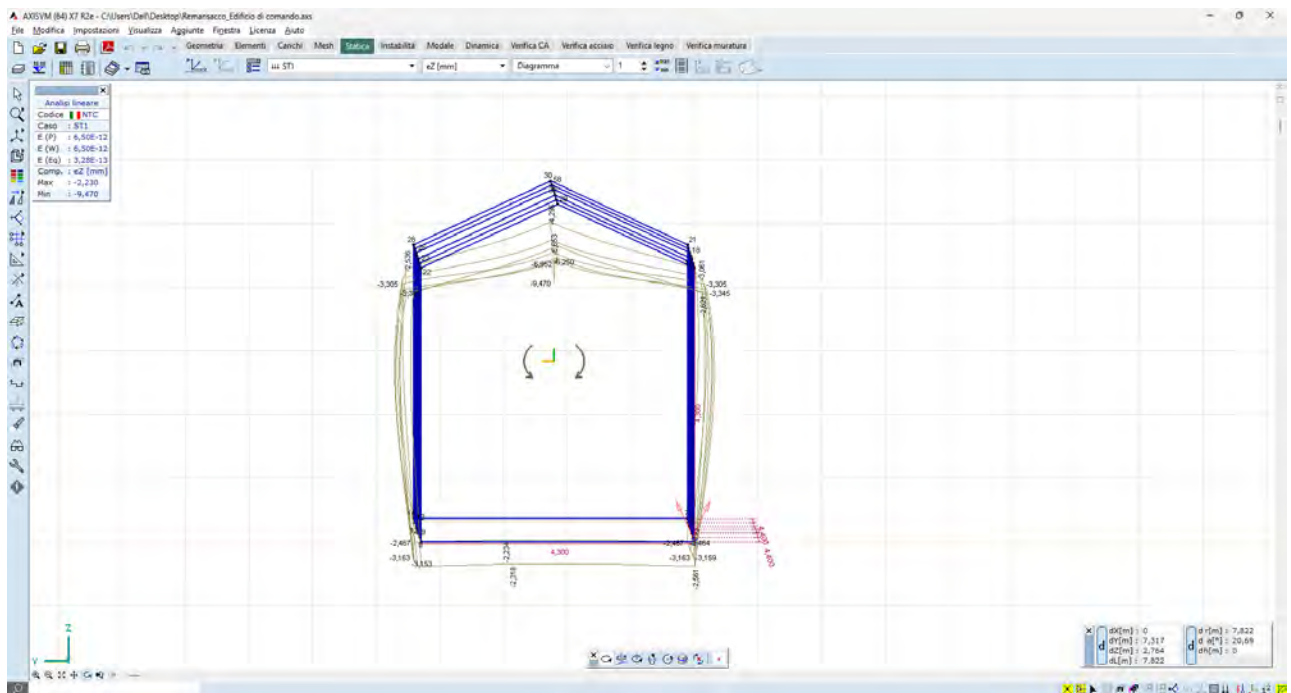


Figura 33_ deformazioni della struttura sottocarico_vista frontale

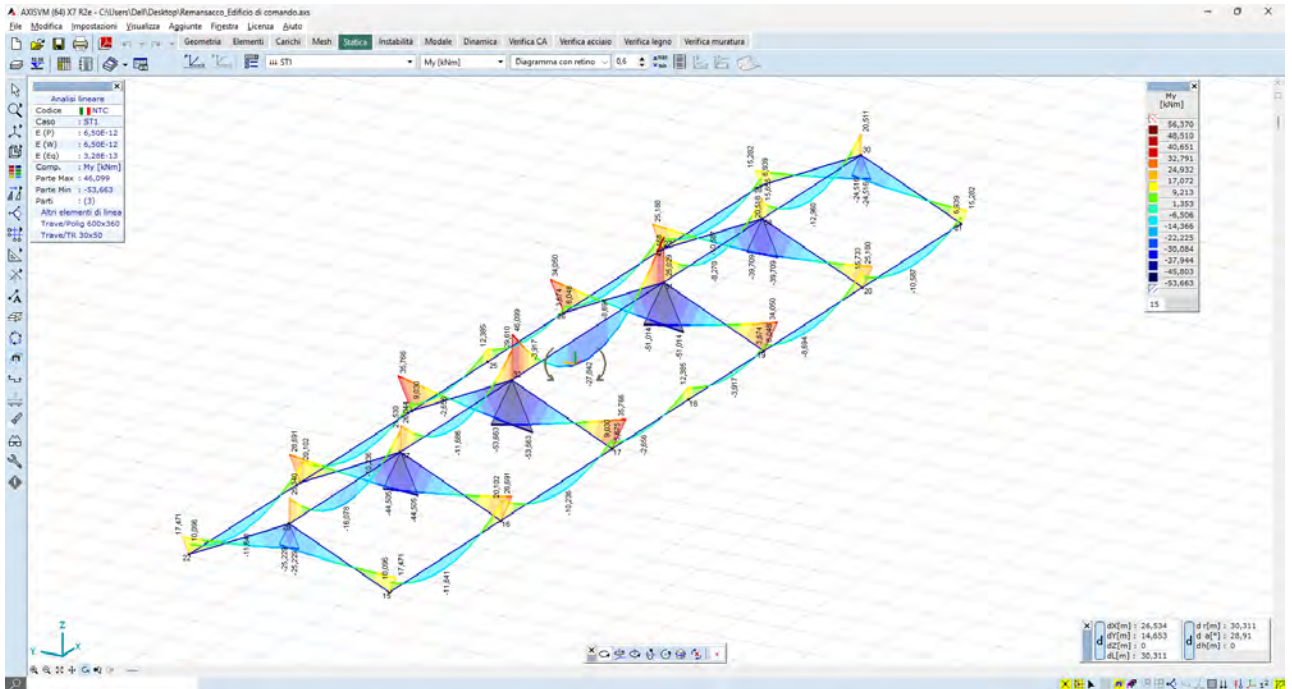


Figura 34_ momenti flettenti sulle travi di copertura – valori massimi $M_y = 35,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

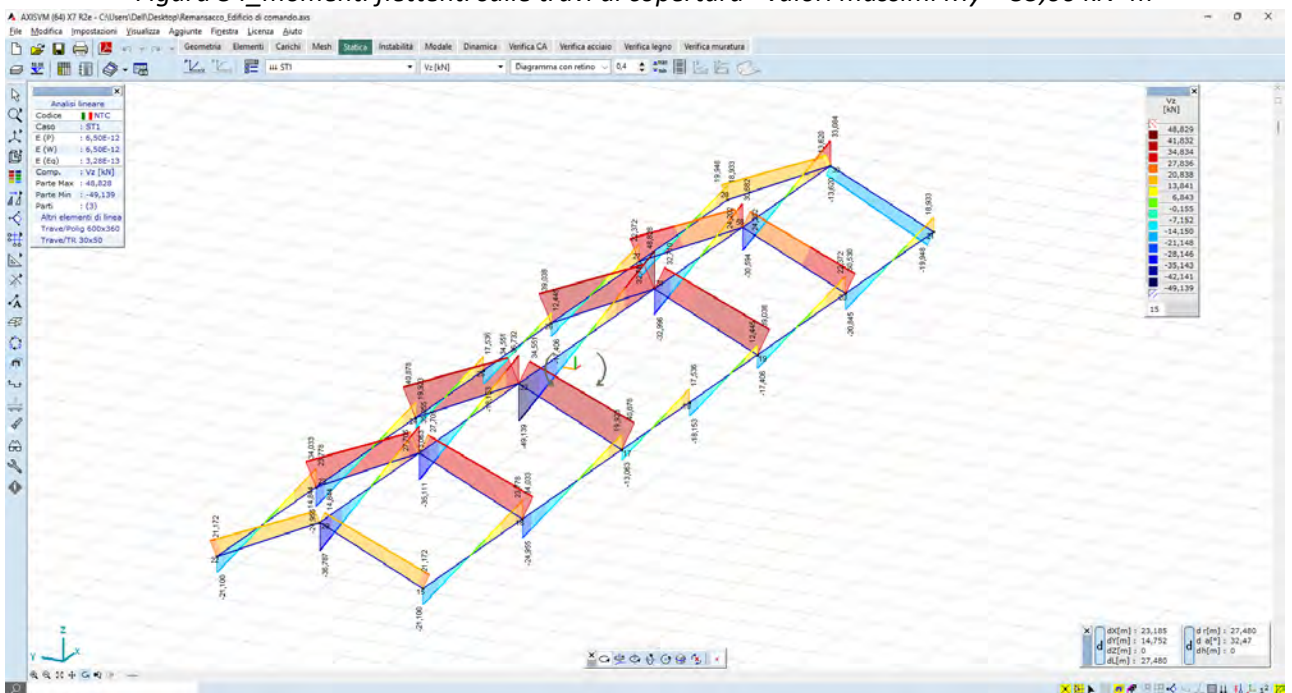


Figura 35_ azioni taglianti sulle travi di copertura – valori massimi $V_z = 35,00 \text{ kN}$

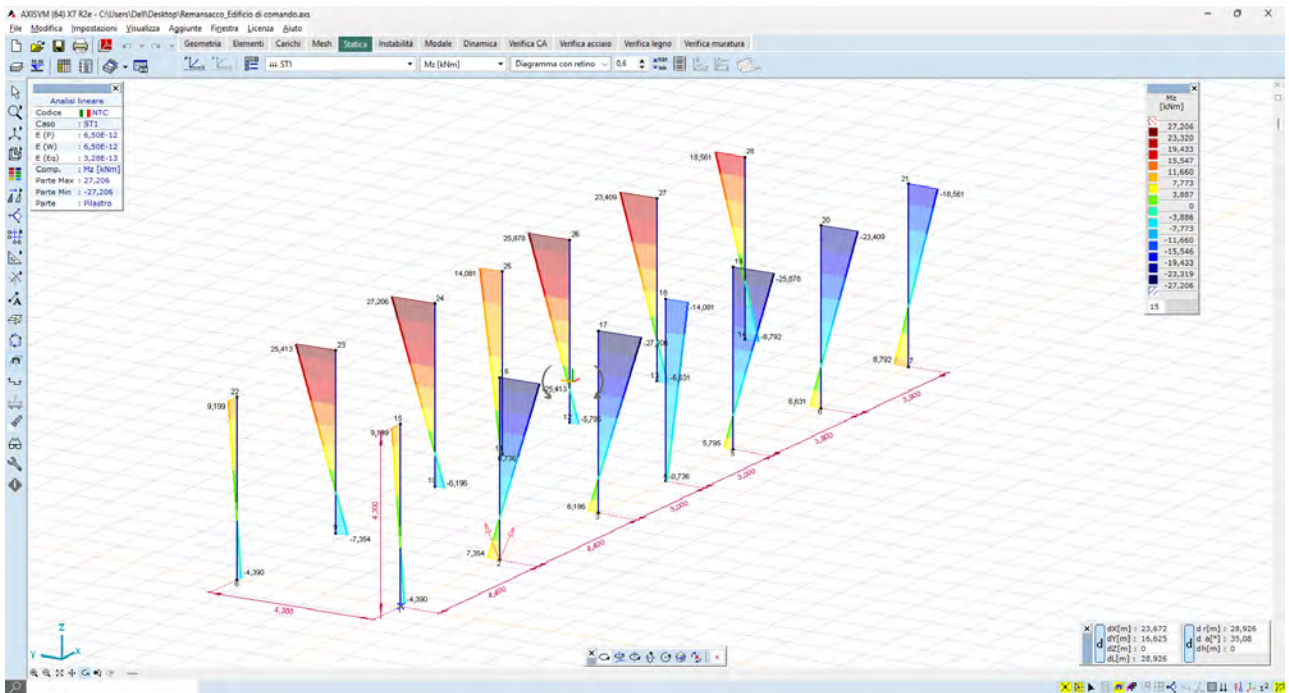


Figura 36_ azioni flettenti sui pilastri – valori massimi $M_z = 27,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

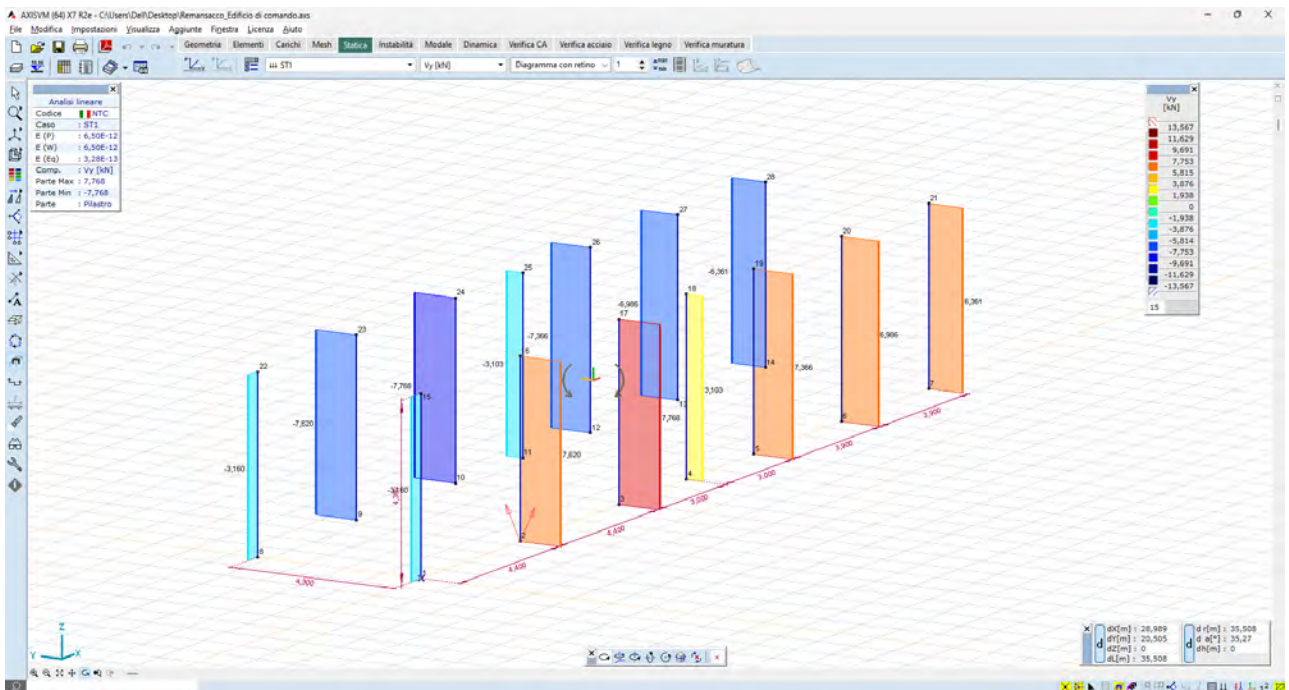


Figura 37_ azioni taglianti sui pilastri – valori massimi $V_y = 11,00 \text{ kN}$

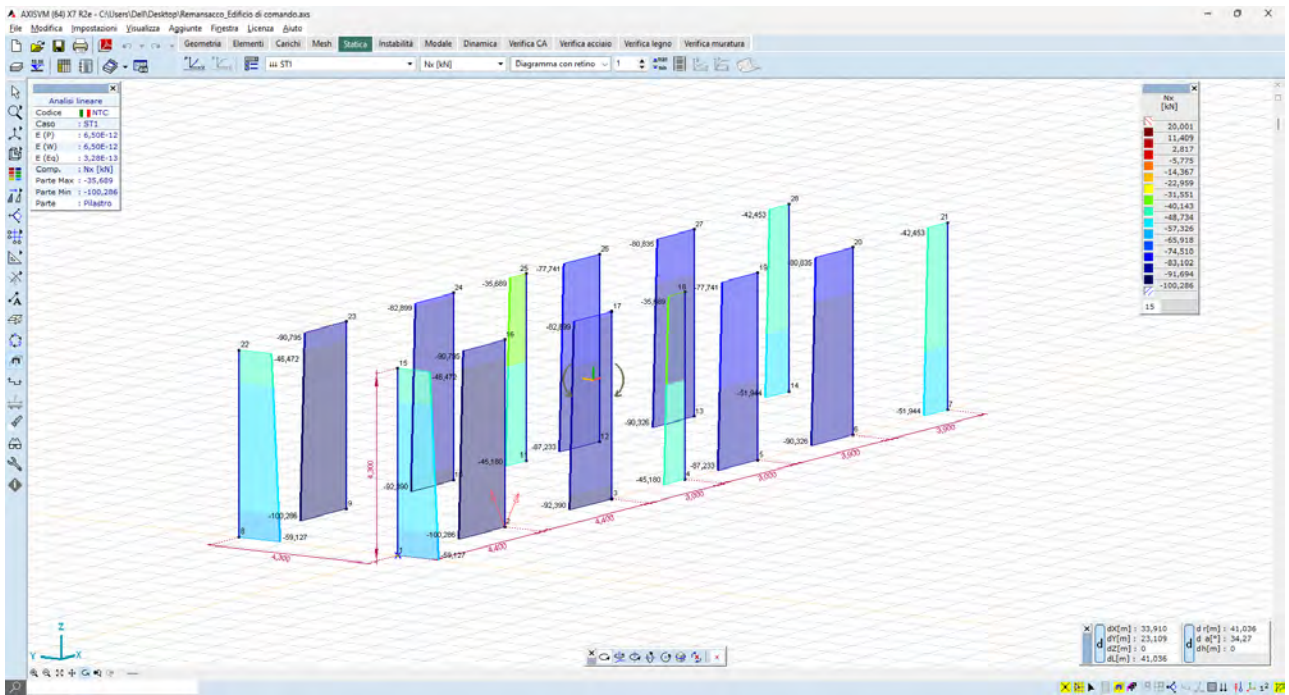


Figura 38_azioni assiali nei pilastri - valori massimi $N_x = 92,00$ kN

Pressioni al suolo

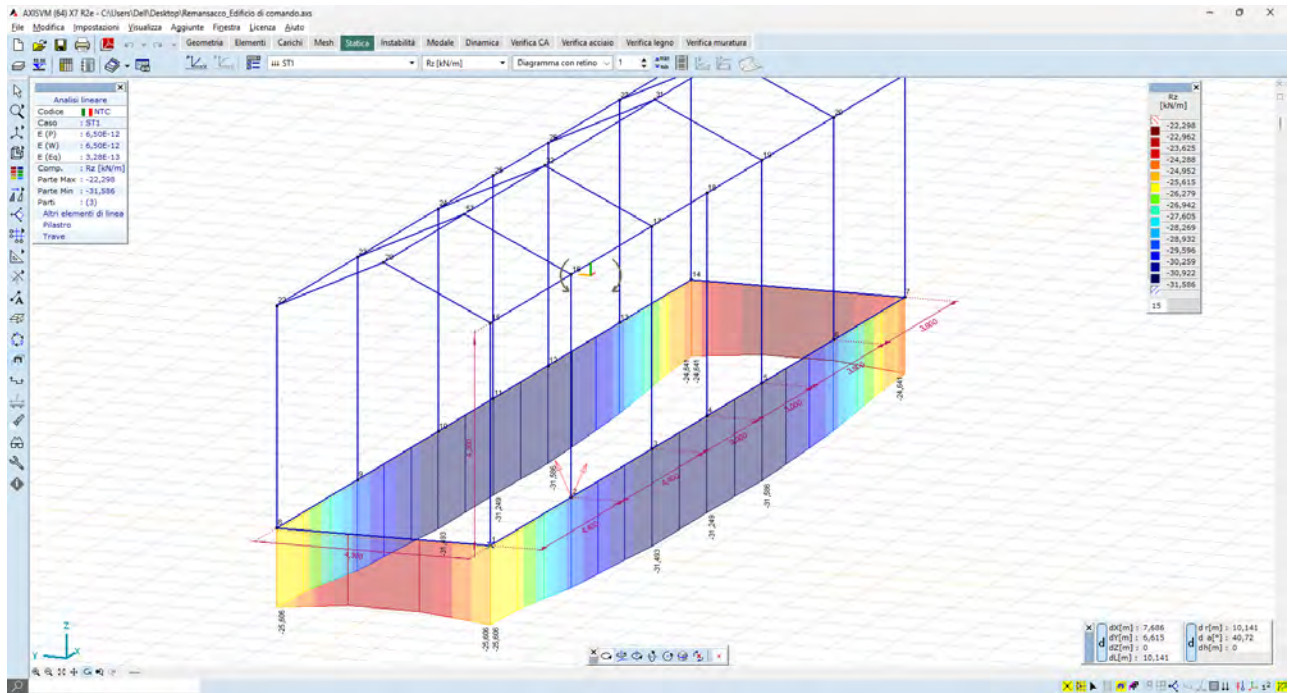
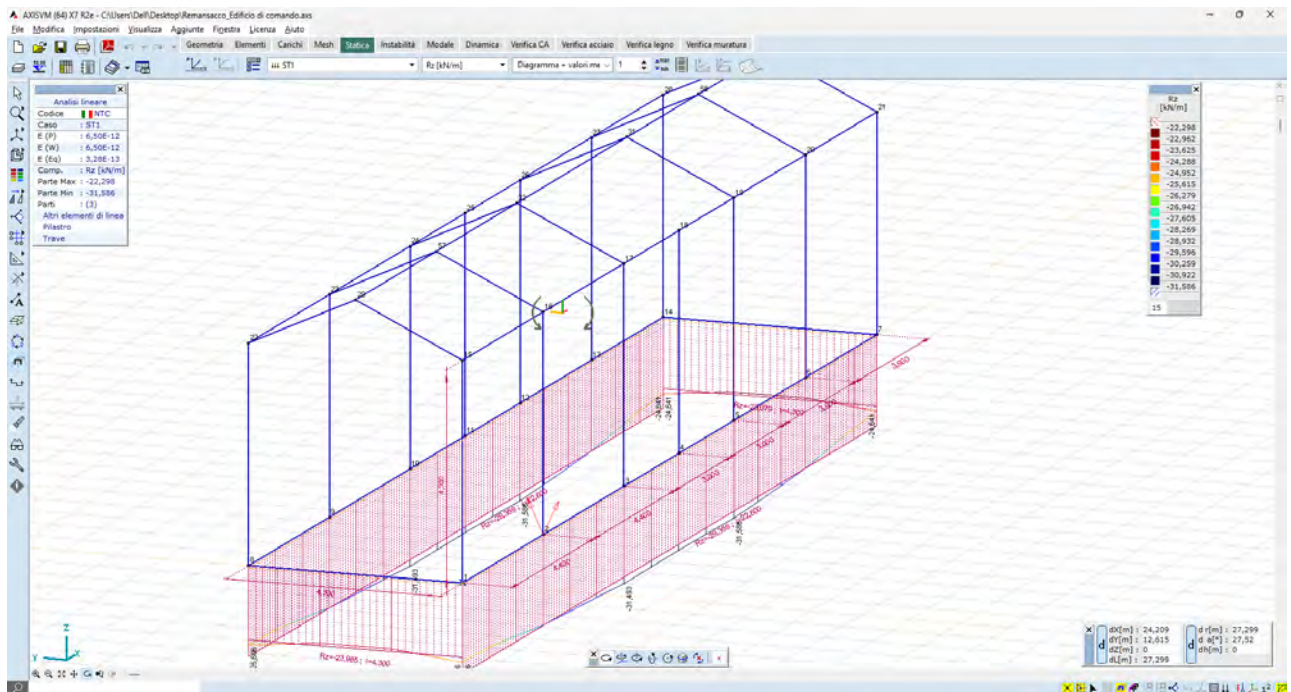


Figura 39_pressioni al suolo Rz – valori massimi dell’ordine dei 31 kN/m



Posta la base della fondazione pari a 80cm, il valore medio dei carichi al suolo è pari a 38,75 kN/mq, ossia

0,387 daN/cmq

valore assolutamente modesto, e sopportabile dal piano di imposta posto a -1,00 mt da p.c..

11 FONDAZIONE TRASFORMATORE DI POTENZA

11.1 Descrizione generale dell'opera

L'opera in oggetto è una vasca interrata in c.a. adibita al contenimento dell'olio che può essere sversato dal trasformatore di potenza AT/MT, nonché alla fondazione del trasformatore stesso.

La vasca presenta una pianta rettangolare di dimensioni 6,50 x 9,00 m ed un'altezza $h = 1,40$ m (le dimensioni potrebbero variare in base alla scelta del trasformatore).

L'interno della vasca presenta 2 setti intermedi, sui quali verrà alloggiato il trasformatore, per mezzo dei quattro piedi che scaricheranno il peso in modo puntuale.

Sulla parte superiore della vasca è presente un grigliato metallico sul quale è posato lo strato tagliafiamma in pietrame per uno spessore complessivo di ca 50cm

La fondazione appartiene alla tipologia di tipo diretto.

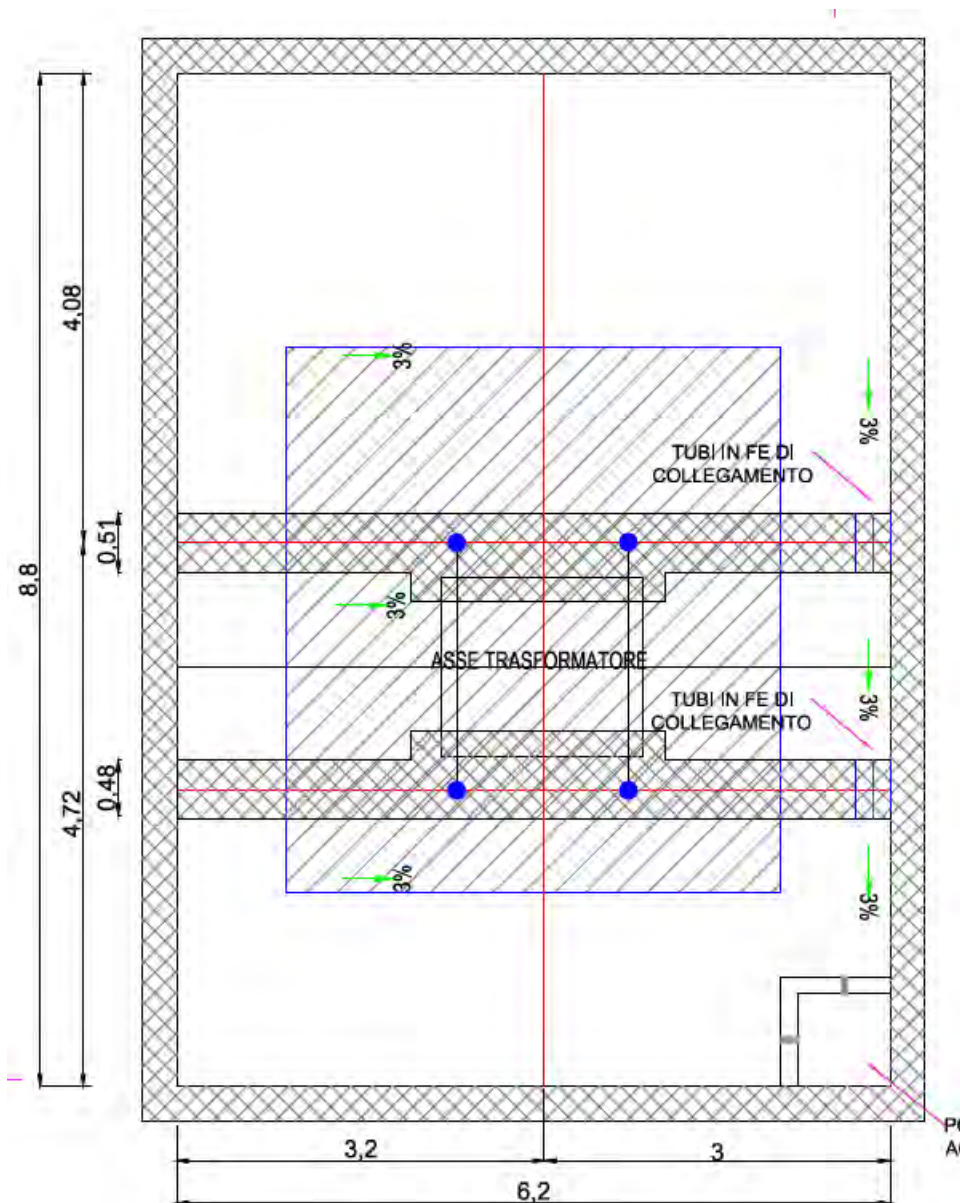


Figura 40_vista in pianta vasca fondazione

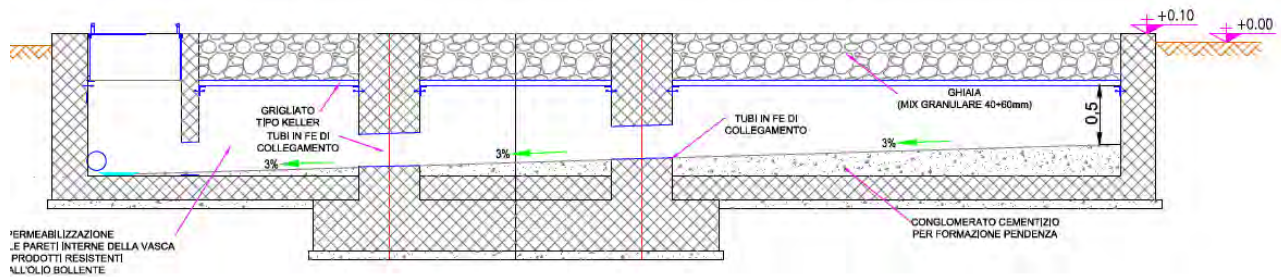
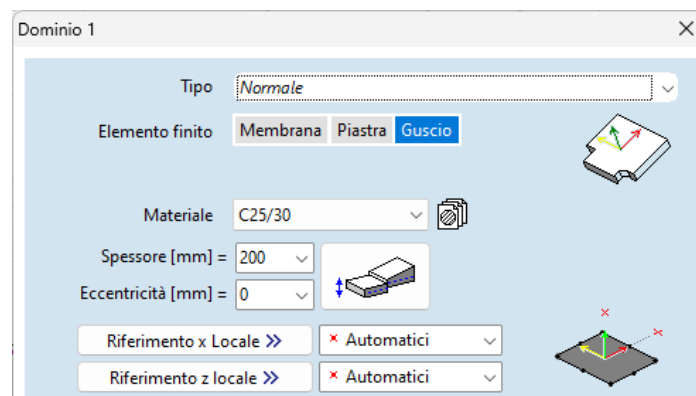


Figura 41_ sezione vasca fondazione

11.2 Modellazione della struttura – criteri generali

La struttura viene modellata per mezzo di elementi shell 2D, del tipo guscio, ossia reagenti sia nel piano che fuori piano.



Gli elementi guscio possono essere usati per modellare strutture con comportamento dipendente sia dagli effetti nel piano (membranali) che dagli effetti flessionali (di piastra). L'elemento guscio è una sovrapposizione dell'elemento membrana e dell'elemento piastra.

Le sollecitazioni interne nell'elemento guscio sono:

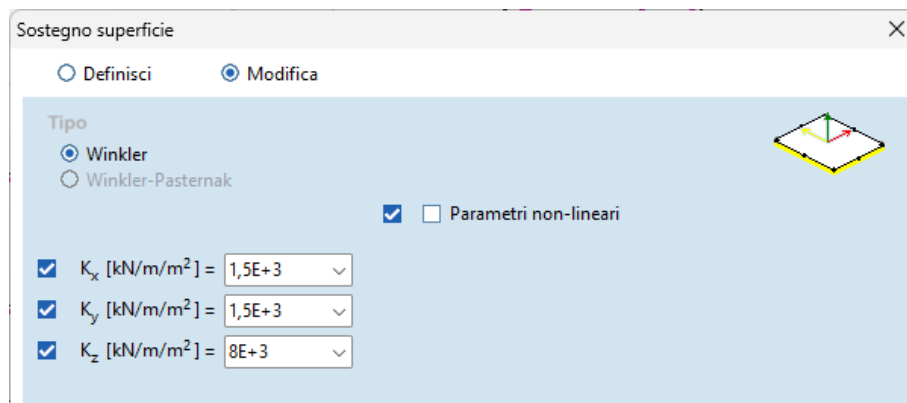
- forze n_x , n_y , e n_{xy} (componenti membranali)
- momenti m_x , m_y , e m_{xy} , e tagli q_x , q_y (componenti di piastra).

Gli elementi shell hanno spessori variabili in funzione delle proprietà strutturali attribuiti in fase di progetto, e più precisamente:

- i setti perimetrali hanno spessore pari a 20cm
- i due setti centrali hanno spessore pari a 50cm
- la piastra di base ha spessore pari a 40cm

La piastra di base è vincolata per mezzo di un letto di molle alla Winkler, di rigidezza pari a:

- $k_x = k_y = 1.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza non elevata nella direzione orizzontale), a simulare l'ammorsamento laterale
- $k_z = 8.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza elevata nella direzione z), a simulare uno strato di terreno ben compattato sul quale viene impostata la fondazione



11.3 Carichi di progetto

I carichi provenienti dal trasformatore sono applicati come carichi nodali in corrispondenza dei punti di appoggio del trasformatore stesso. Si assume come peso complessivo del TRAF0 quello fornito da scheda tecnica

APPROXIMATE WEIGHTS AND DIMENSIONS

Core an coils assembly	kg	53000
Oil	kg	23500
Total transformer in service with oil	kg	102000
Transport weight (main body without oil)	kg	67000
Overall dimensions (L x W x H)	mm	6500 x 5000 x 7000
Transport dimensions (main body)	mm	6500 x 2500 x 3800

Il peso complessivo stimato dal produttore (102 tonn) viene amplificato fino a 120 tonn e suddiviso nei 4 appoggi per un valore di 30 tonn cadauno.

Oltre ai carichi derivanti dal trafo vengono attribuiti in automatico dal software i pesi propri strutturali della fondazione in c.a.

Valutazione dell'azione sismica

Non vengono presi in considerazione carichi sismici in quanto questo tipo di struttura risulta solidale al suolo e non risente delle accelerazioni inerziali alla base.

11.4 Tipo di analisi strutturale

L'analisi è del tipo statico lineare ad elementi finiti. La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore FEM:

AXIS VM release 6
Licenza n. 7754
rilasciata a SCM Ingegneria srl
rilasciata da STA DATA srl di Torino

11.5 Generazione del modello

Di seguito alcune viste del modello generato

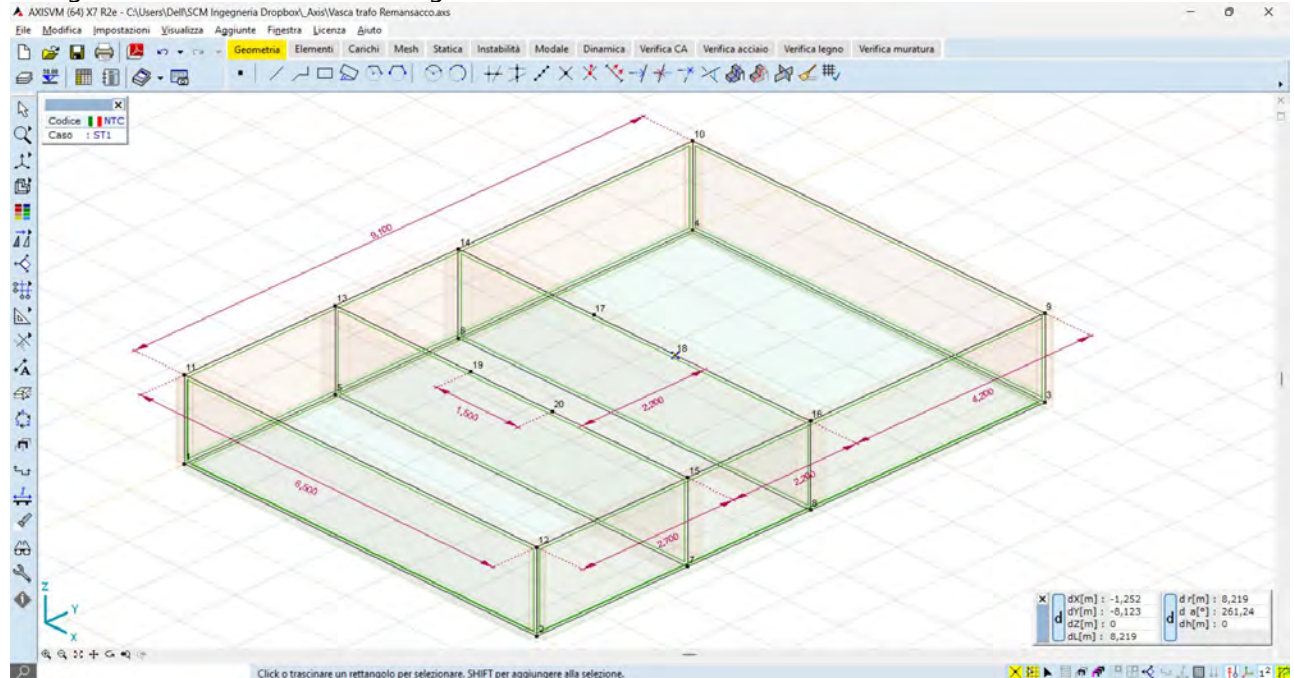


Figura 42_vista elementi 2D tipo "guscio"

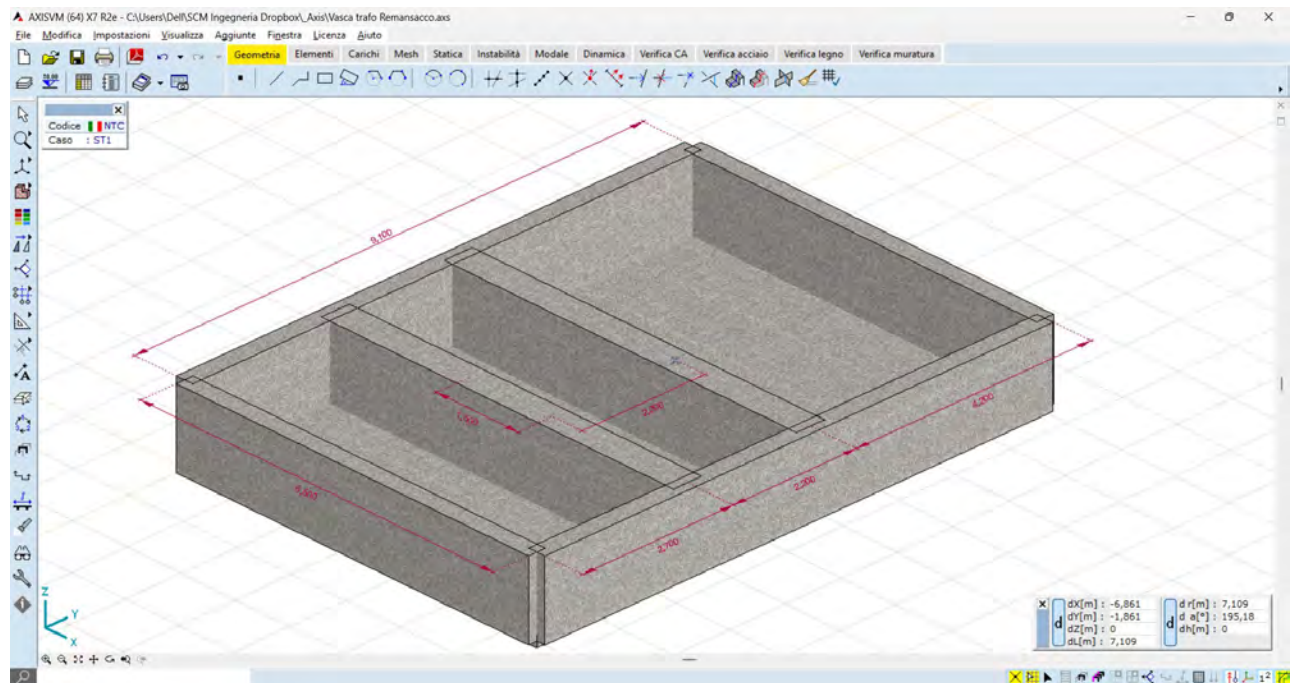


Figura 43_vista render 3D

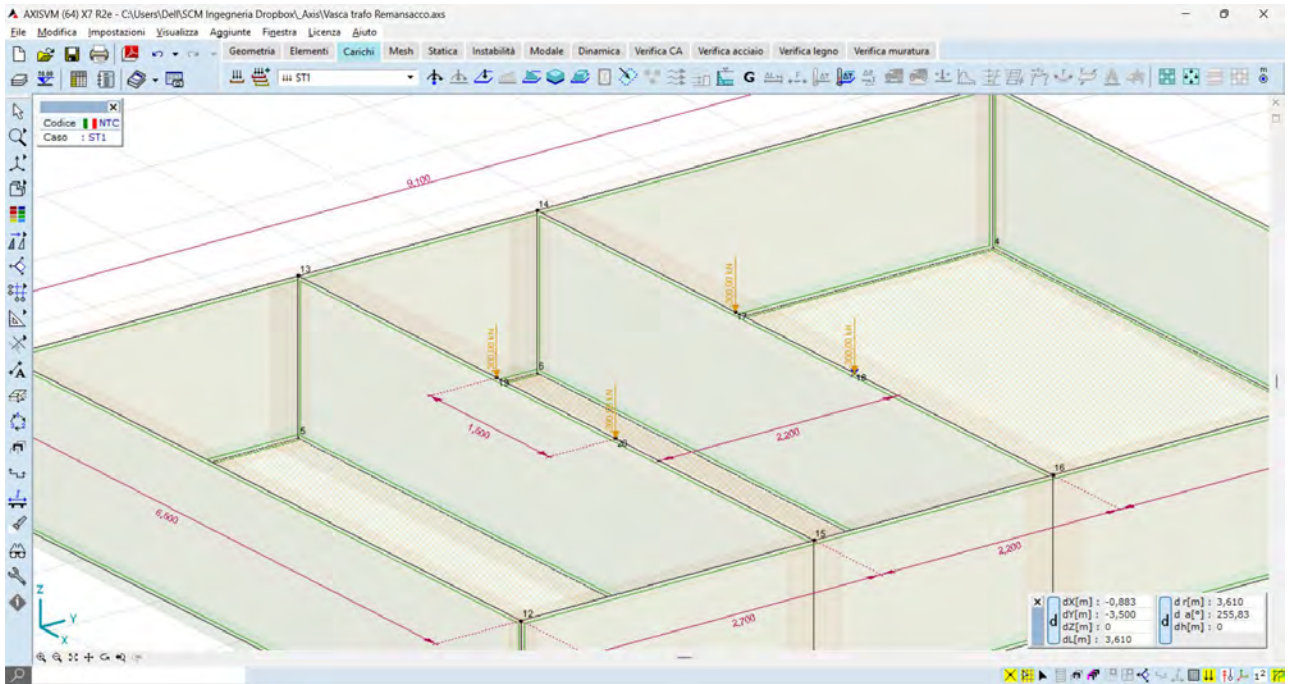


Figura 44_applicazione carichi nodali

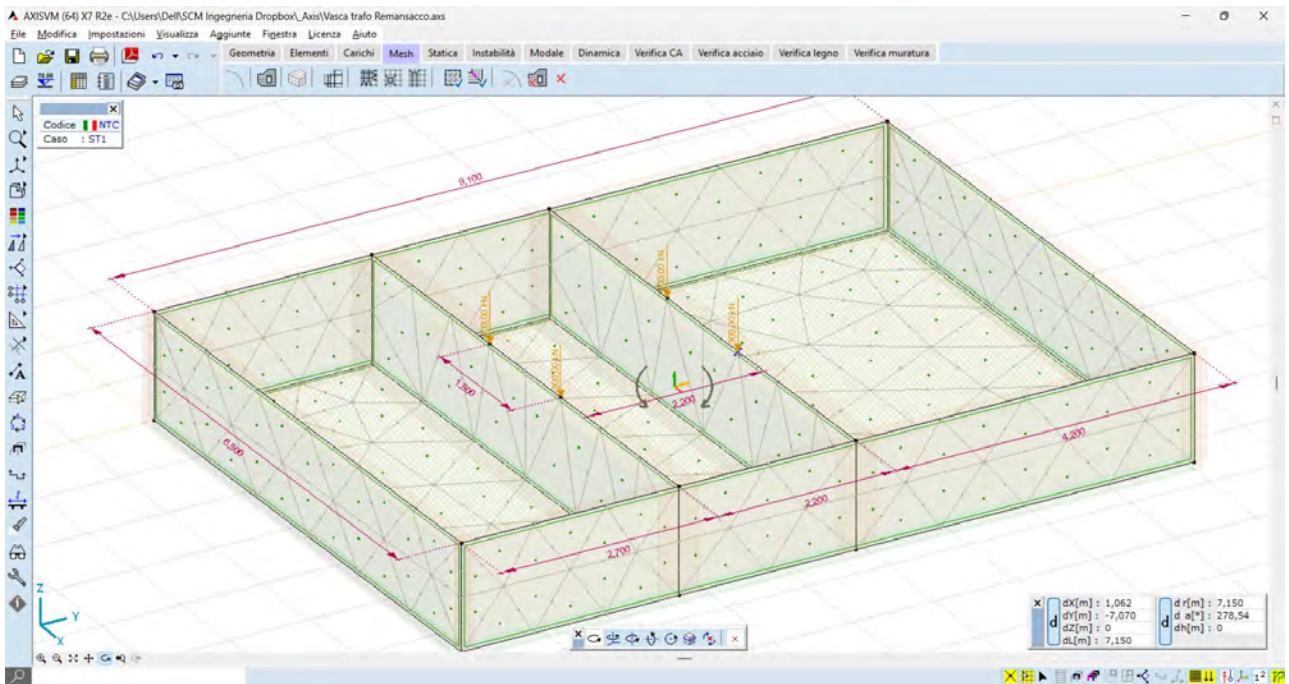


Figura 45_meshatura degli elementi shell

11.6 Risultati delle analisi

Sollecitazioni e deformazioni

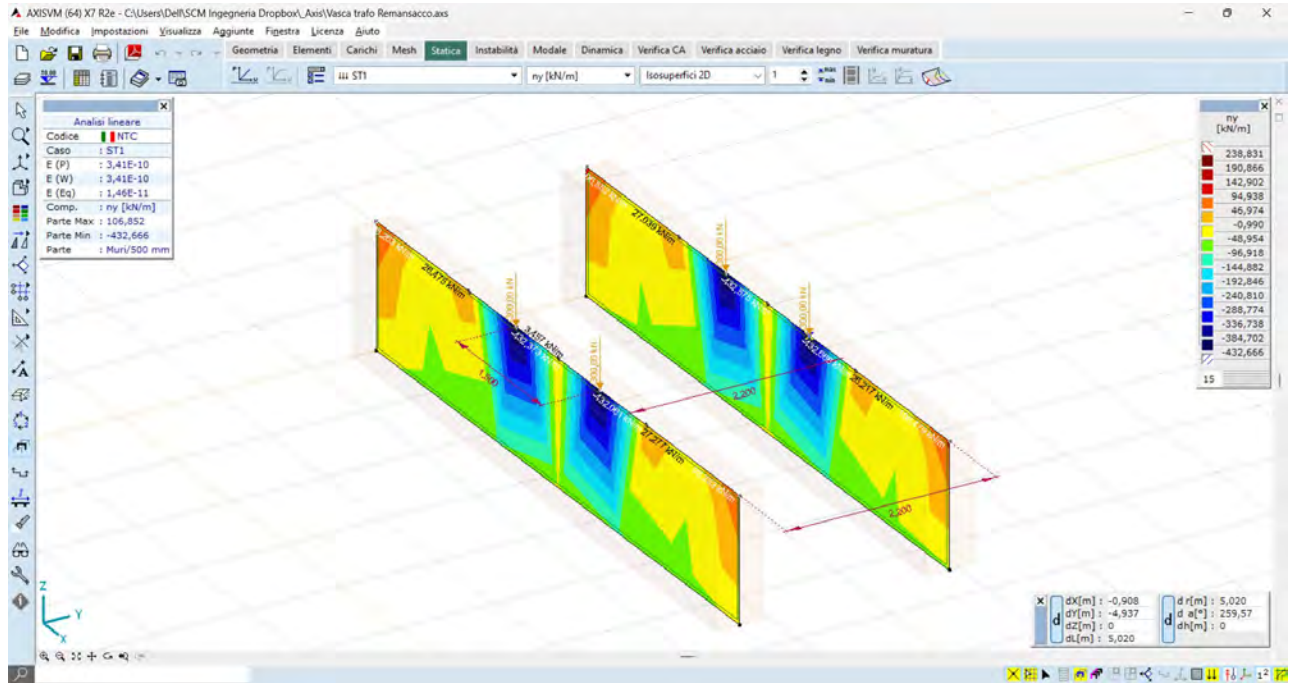


Figura 46_sollecitazioni normali ny su setti – valori max dell'ordine dei 600kN/m

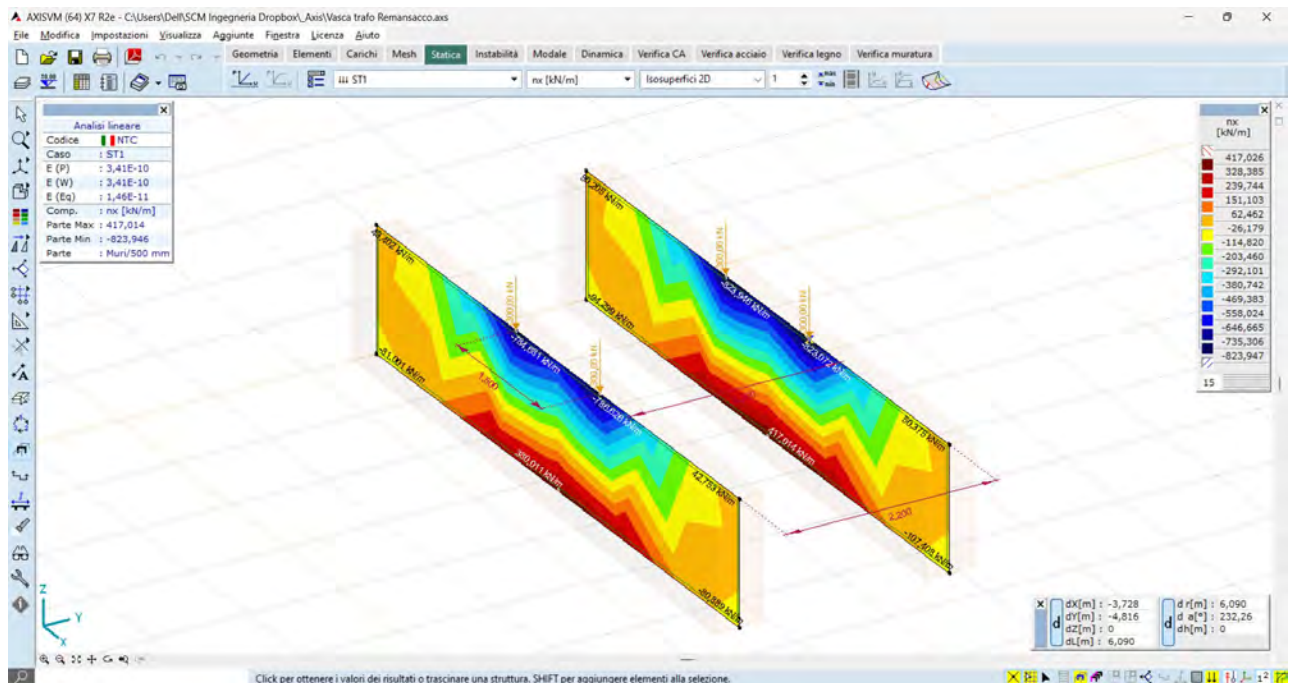


Figura 47_sollecitazioni normali nx su setti – valori max dell'ordine dei 540kN/m

I valori si ritengono ammissibili in quanto è stato trascurato a vantaggio di sicurezza l'effetto diffusore indotto dalla presenza dei binari in acciaio. Ad ogni modo è possibile calcolare una tensione di compressione pari a

$$30.000 \text{ daN}/30 \times 30 \text{ cmq} = 33,33 \text{ daN/cm}^2$$

che è un valore ampiamente al di sotto dei valori limite di portanza del cls.

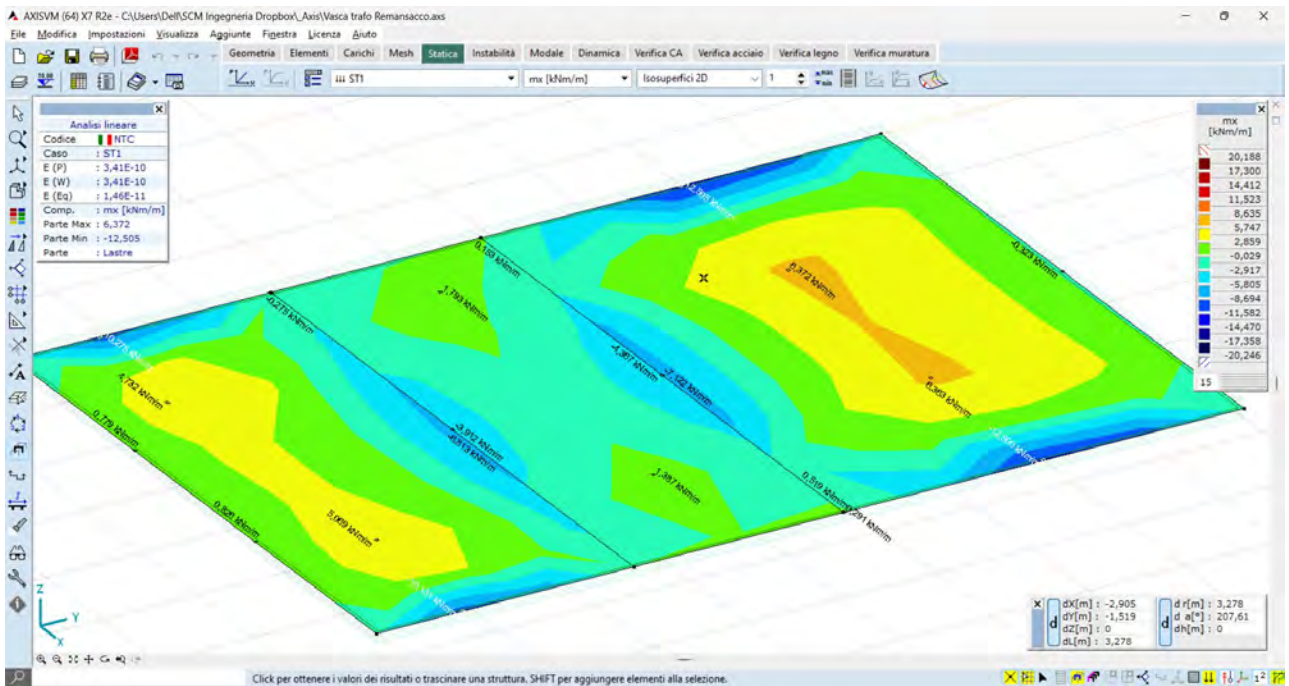


Figura 48_ sollecitazioni flessionali mx su piastra – valori max dell'ordine dei 39 kN*m/m

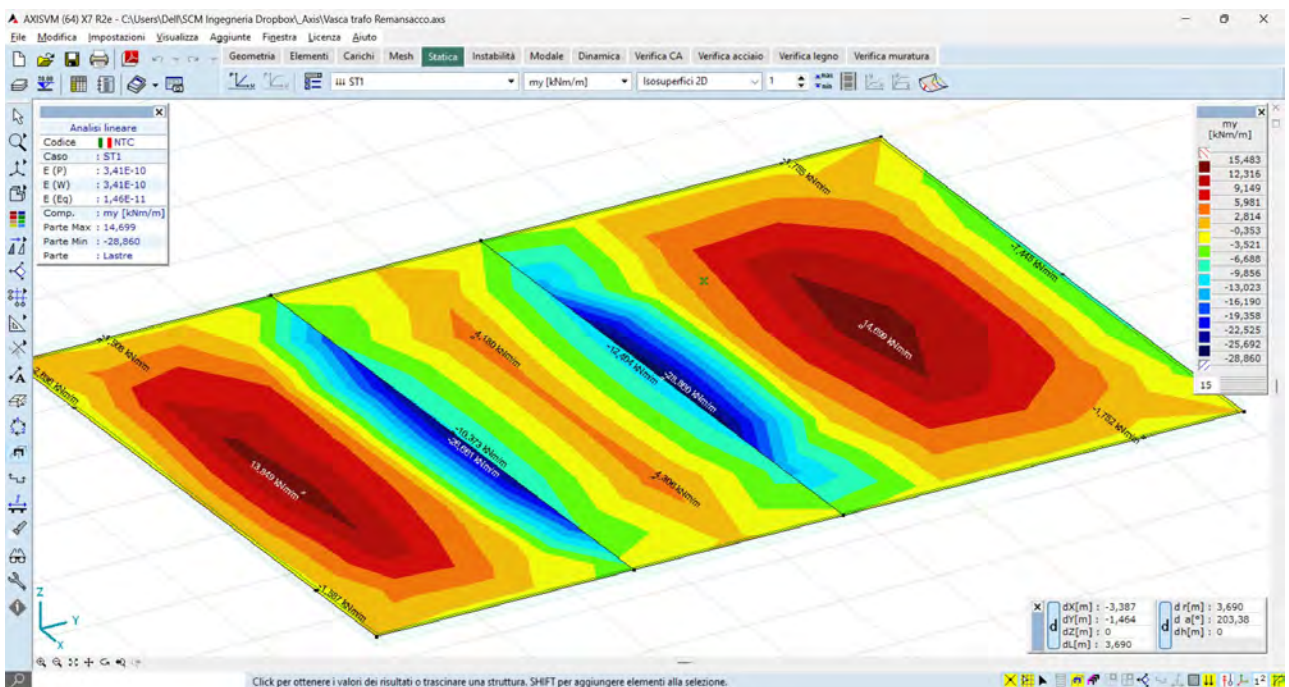


Figura 49_ sollecitazioni flessionali my su piastra – valori max dell'ordine dei 14 kN*m/m

I valori di sollecitazioni flessionali sulla piastra di base risultano modesti, e pertanto ammissibili con ampi margini di sicurezza.

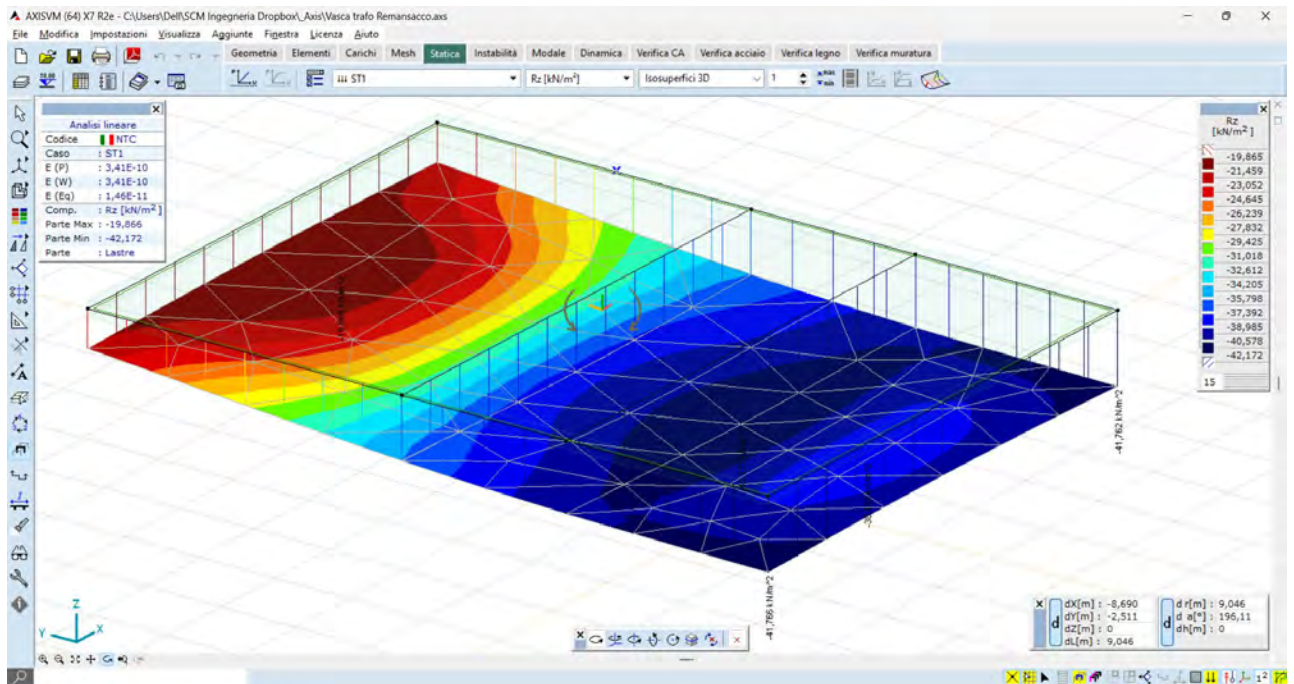


Figura 50_deformazioni ez – abbassamenti dell'ordine dei 4,5 mm

Pressioni al suolo

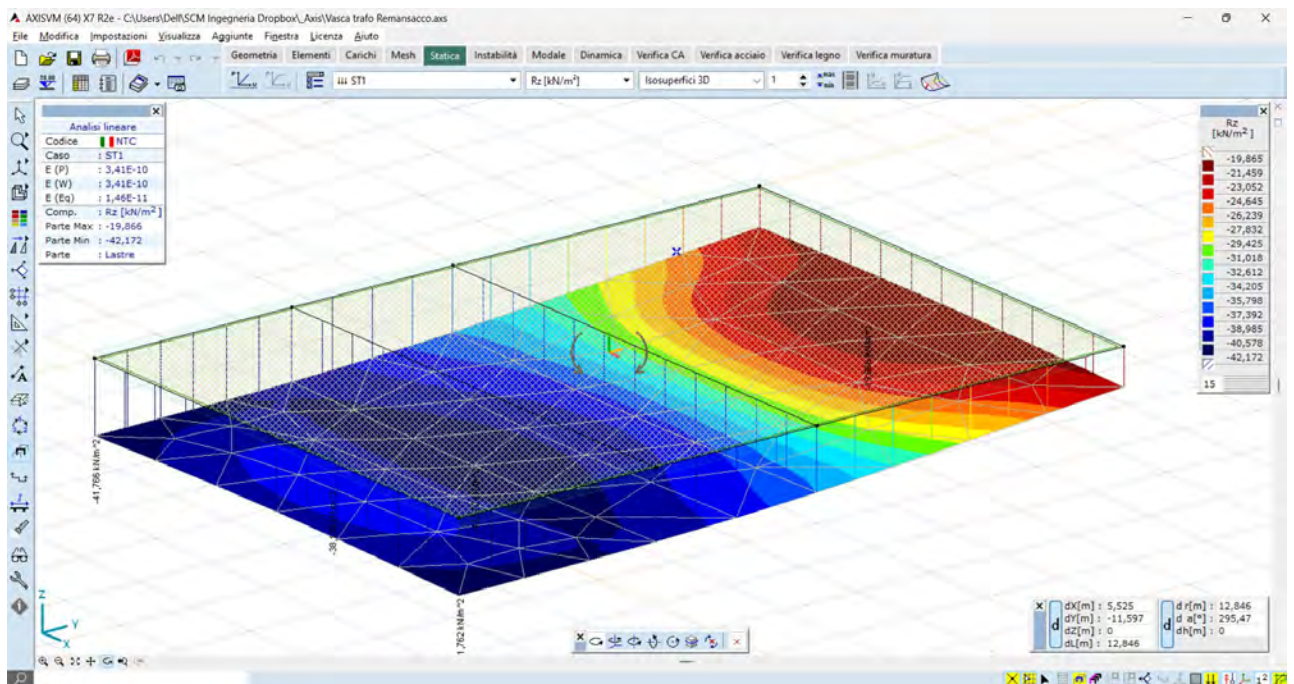


Figura 51_diagramma delle reazioni al suolo Rz – valori massimi dell'ordine dei 36 kN/mq

12 APPARECCHIATURE AT

12.1 Descrizione generale delle opere

Le apparecchiature AT inserite nel progetto della Stazione Utente sono rappresentate da:

- Sezionatore orizzontale (SEZ)
- Interruttore tripolare (INT)
- Trasformatore di Tensione (TV)
- Trasformatore di corrente (TA)
- Scaricatore (SC)

Il progetto delle strutture di sostegno delle apparecchiature potrà essere compiutamente definito solo a seguito della individuazione della tipologia specifica da porre in opera, in sede di progettazione esecutiva; in questa fase vengono riportate le caratteristiche principali di alcuni tipologici di ricorrente utilizzo.

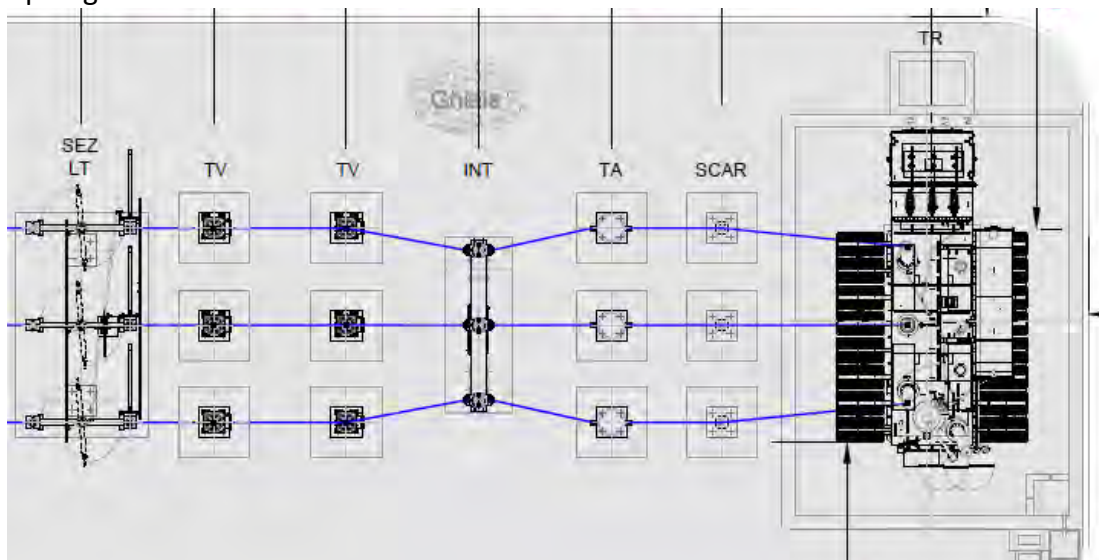


Figura 52_Layout elettromeccanico apparecchiature AT (con trafo)

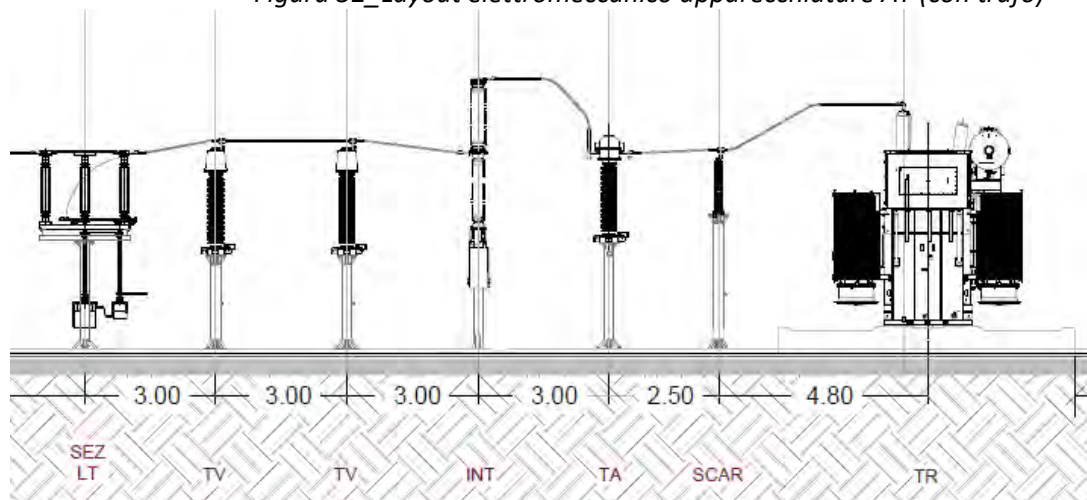


Figura 53_sezione elettromeccanica apparecchiature AT (con trafo)

12.2 Criteri di progetto delle fondazioni apparecchiature AT

Le fondazioni per le apparecchiature AT saranno realizzate nel rispetto del “Progetto Unificato” TERNA, e saranno della tipologia in c.a. gettato in opera.

La progettazione farà riferimento alle condizioni di massima sollecitazione (secondo le norme CEI 11-4 e NTC 2018) ed alla presenza di sforzi elettrodinamici in regime di corto circuito.

Vengono presi in considerazione i pesi delle apparecchiature, nonché gli incrementi dinamici degli stessi in regime di cortocircuito.

Si terrà conto dell’effettiva configurazione risultante dai disegni costruttivi e delle modalità di ancoraggio delle carpenterie di sostegno delle apparecchiature.

Le carpenterie metalliche a sostegno delle apparecchiature elettromeccaniche sono connesse alle strutture di fondazione in c.a. per mezzo di tirafondi in acciaio zincato, i quali consentono la regolazione in altezza delle piastre di base (queste ultime non a diretto contatto con il cls).

La stabilità delle fondazioni superficiali sarà verificata rispetto al collasso per slittamento ed a quello per rottura generale.

12.3 Fondazione per sezionatore orizzontale

La fondazione per il sezionatore tripolare di linea con lame di terra ha una superficie in pianta pari a 4.90 x 1.50 m. Per favorire il collegamento con le strutture di supporto in acciaio sono stati definiti tre elementi di cemento armato di dimensioni pari a 0.70 x 0.5 m, dove due vengono disposti lungo la linea d’asse della fondazione ad interasse pari a 1.70 m dal centro in entrambi i lati, mentre il terzo è posizionato al centro, ma con una eccentricità rispetto ai centri di 0.45 m. I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione agenti sui due elementi laterali sono stati determinati sulla base dell’esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

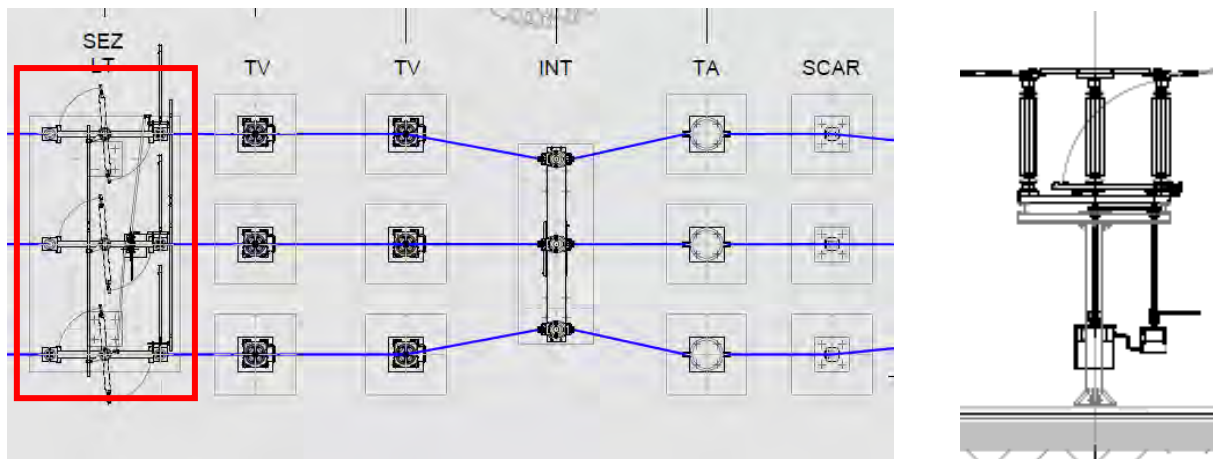


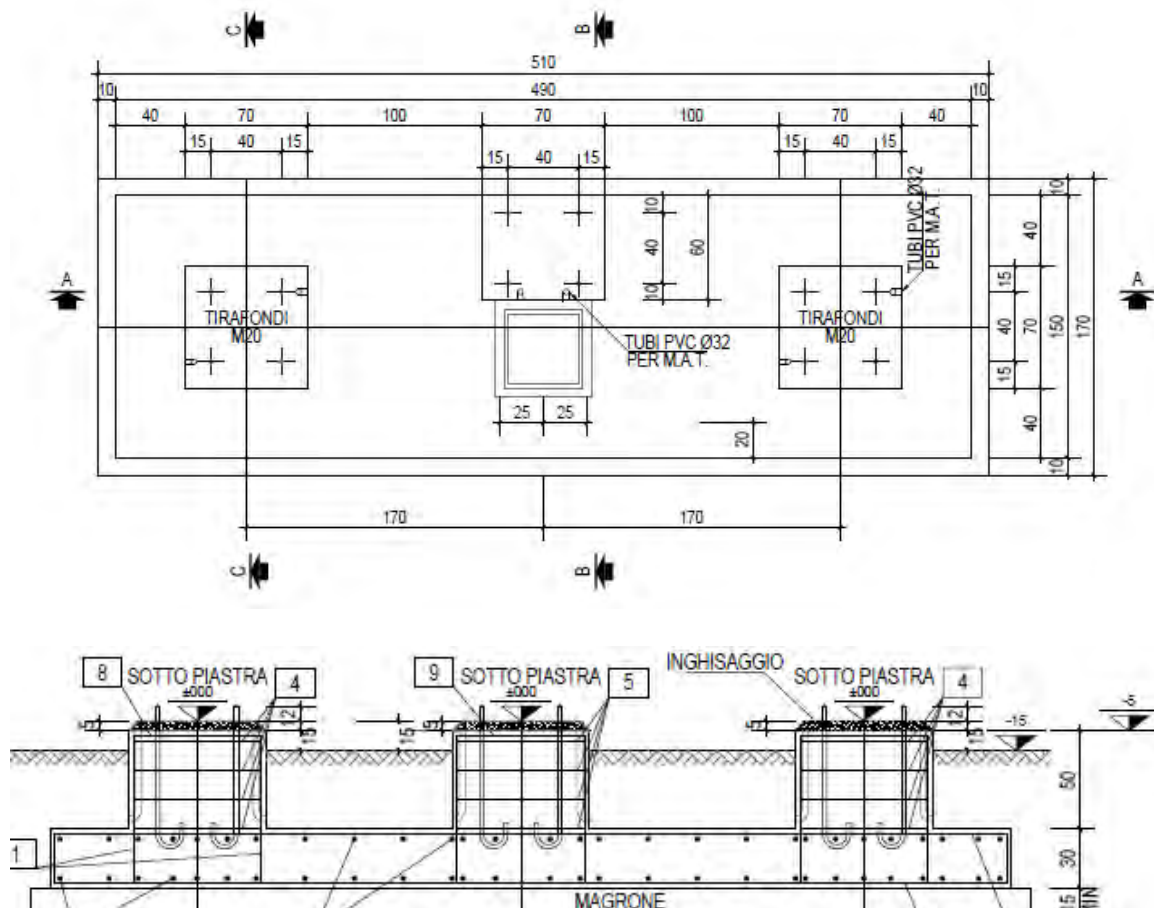
Figura 54: Tipico sezionatore tripolare – vista prospettica e planimetrica

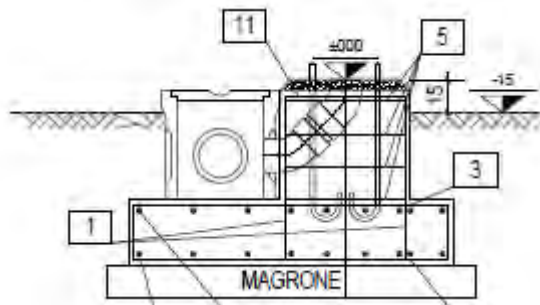
Il supporto è costituito da due gambe in tubolare completo di piastra alla base ed in testa ove, per ogni gamba, sono fissate due travi in UPN 100x50 alle quali, alle due estremità, è fissata una struttura a trave in profilato HEB 100 per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto, sui profilati HEB é installato il Sezionatore tripolare di Linea con Lame di Terra.

TIPO SUPPORTO	ST3
DATI DIMENSIONALI:	
▪ Numero di gambe	n° = 2
▪ Distanza tra le gambe	d = 340 cm
▪ Altezza	h = 250 cm
▪ Profilo:	
tubolare metallico cavo	: S275J0H
diametro esterno	ND = 219,1 mm
spessore pareti	t = 6,3 mm
area della sezione	A = 42,10 cm ²
modulo di resistenza elastico	W _e = 218 cm ³
modulo di resistenza plastico	W _{pl} = 285 cm ³
momento di inerzia	I = 2386 cm ⁴
momento di inerzia di torsione	I _t = 4722 cm ⁴
raggio d'inerzia	i = 7,53 cm
▪ Piastre e nervature	: S275JR
▪ Peso del supporto compreso UPN 100 e HEB 100	DW = 650 daN
▪ Superf. esposta al vento X tubolare W _{s3} =0,219 x 2,36	= 0,52 m ²
▪ Superf. esposta al vento X UPN W _{s3,1} =0,10 x 1,85	= 0,185 m ²
▪ Superf. esposta al vento Y HEB W _{s3,2} =0,10 x 5	= 0,5 m ²
▪ Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ)	= 1 x 36 mm
▪ Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio	= 2,5 m
▪ Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura	= 0,10 m

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso totale delle apparecchiature (per tre linee) 1200 daN





I tipici dimensionali proposti risultano verificati in termini di tensioni di lavoro nei materiali strutturali.

12.4 Fondazione per interruttore tripolare

La fondazione per l'interruttore tripolare ha una superficie in pianta pari a 6.20 x 1.60 m. È costituita da una piastra di fondazione sulla quale sono impostati i tre elementi di cemento armato di dimensioni pari a 0.8 x 0.8 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione ad interasse pari a 2.20 m dal centro in entrambi i lati.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione agenti sui due elementi laterali sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

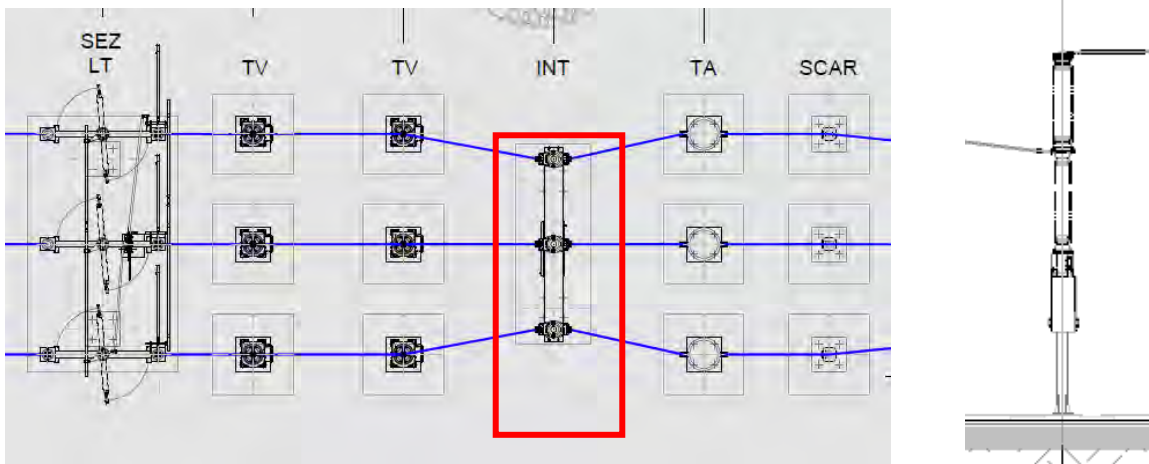


Figura 55: Tipico interruttore tripolare – vista prospettica e planimetrica

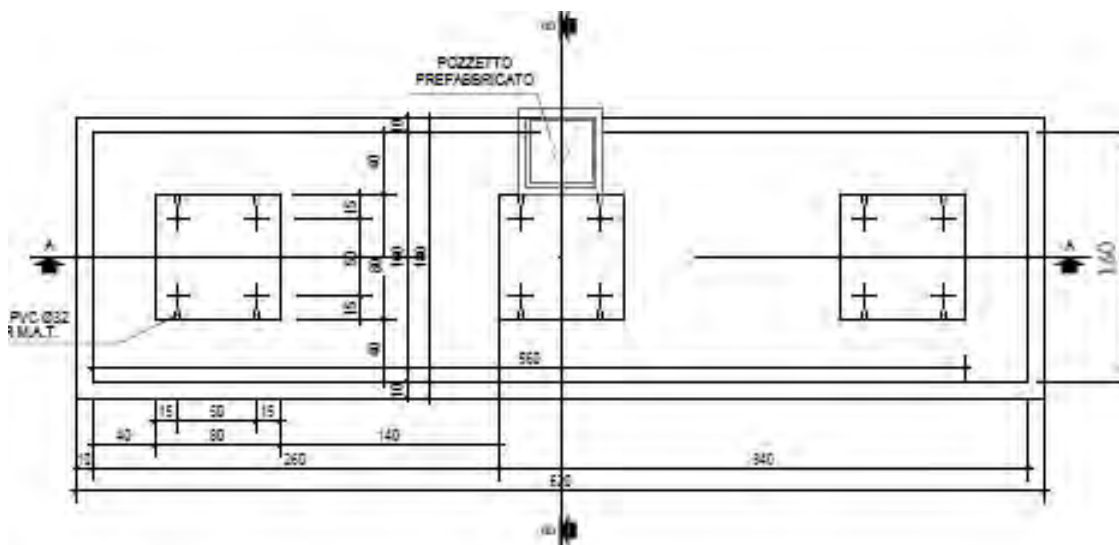
Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

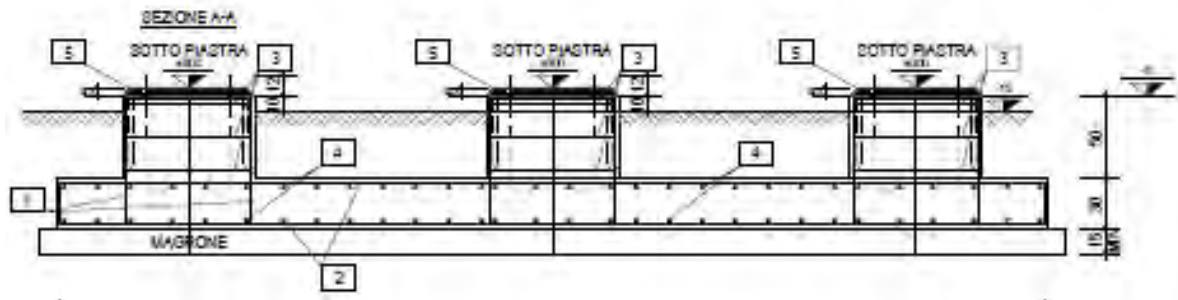
Peso dell'apparecchiatura (totale, incluso il sostegno tralicciato) 1.950 daN

Azione dinamica per manovre:

Verticale 800 daN

Orizzontale 200 daN





12.5 Fondazioni unipolari per Trasformatore di Tensione TV

La fondazione per il TV ha una superficie in pianta pari a 1.60 x 1.60 m.

È costituita da una piastra di fondazione sulla quale è impostato l'elemento in cemento armato di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

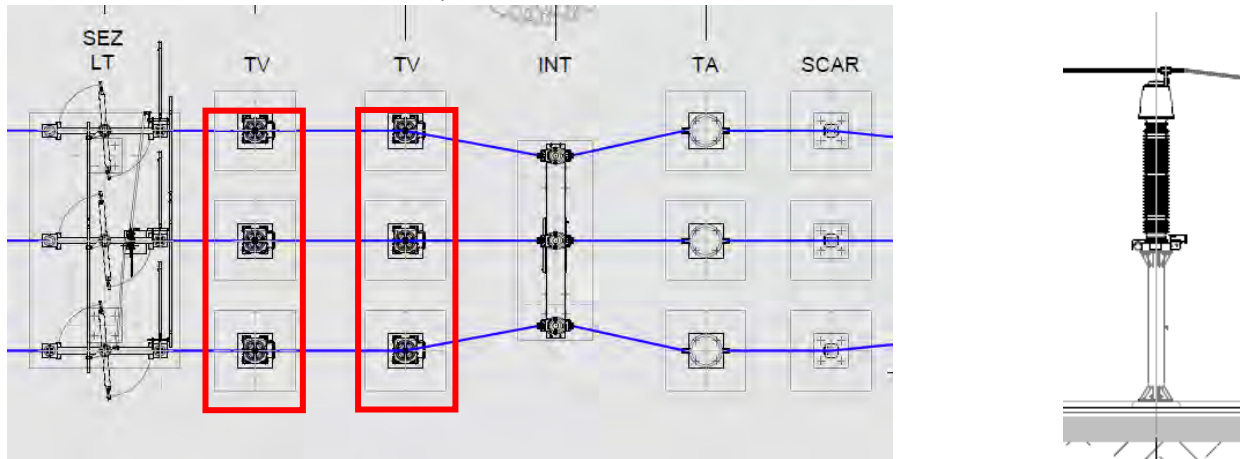


Figura 56: Tipico Trasformatore di tensione – vista prospettica e planimetrica

Il supporto è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto è installato il Trasformatore di Tensione Induttivo.

TIPO SUPPORTO ST2

DATI DIMENSIONALI:

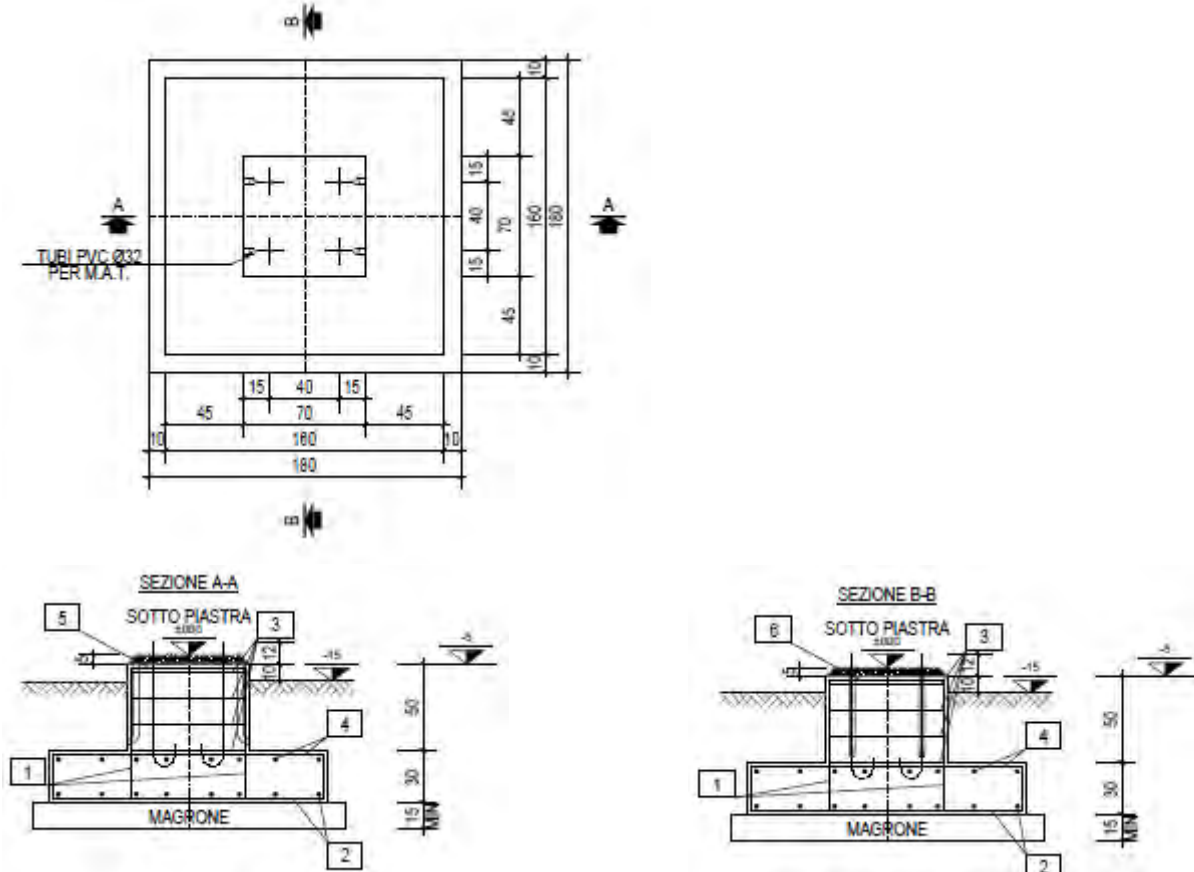
- Numero di gambe n° = 1
- Distanza tra le gambe d = NA cm
- Altezza h = 258,5 cm
- Profilo:
 - tubolare metallico cavo : S275J0H
 - diametro esterno ND = 168,3 mm
 - spessore pareti t = 6,3 mm
 - area della sezione A = 32.10 cm²
 - modulo di resistenza elastico Wel = 125 cm³
 - modulo di resistenza plastico Wpl = 165 cm³
 - momento di inerzia I = 1053 cm⁴
 - momento di inerzia di torsione It = 2107 cm⁴
 - raggio d'inerzia i 5,73 cm
- Piastre e nervature : S275JR
- Peso del supporto DW = 180 daN
- Superficie esposta al vento Ws2=0,1683 x 2,585 = 0,44 m²
- Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ) = 1 x 36 mm

Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio = 2,5 m

- Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura = 0,10 m

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso dell'apparecchiatura (totale per le tre linee) 150 kV – 630 daN



12.6 Fondazioni unipolari per Trasformatore di Corrente TA

La fondazione per il TA ha una superficie in pianta pari a 1.50 x 3.00 m.

È costituita da una piastra di fondazione sulla quale sono impostati gli elementi in cemento armato di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

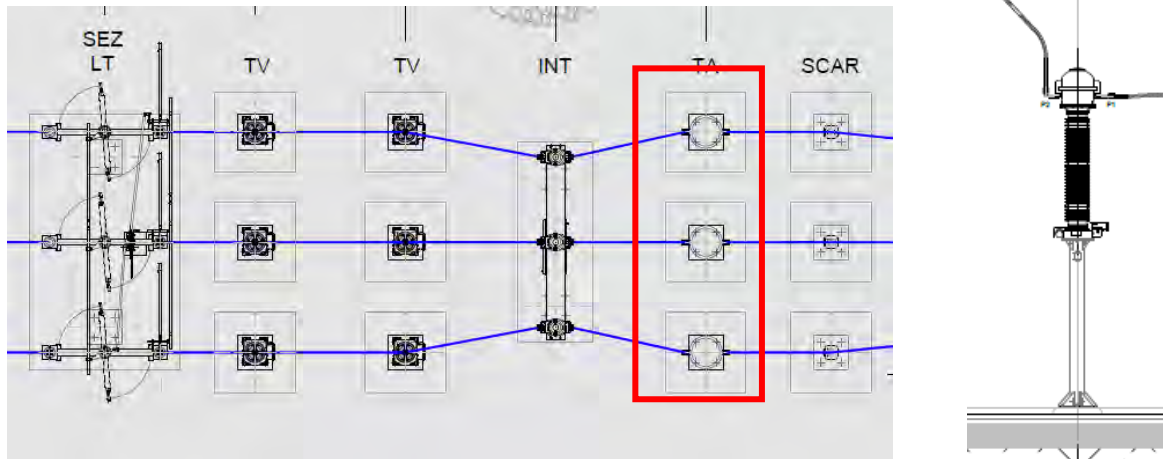


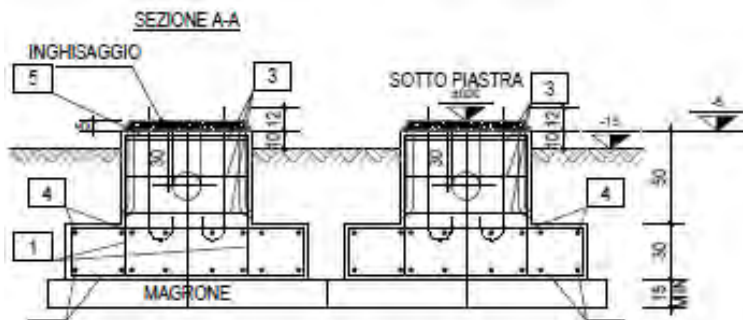
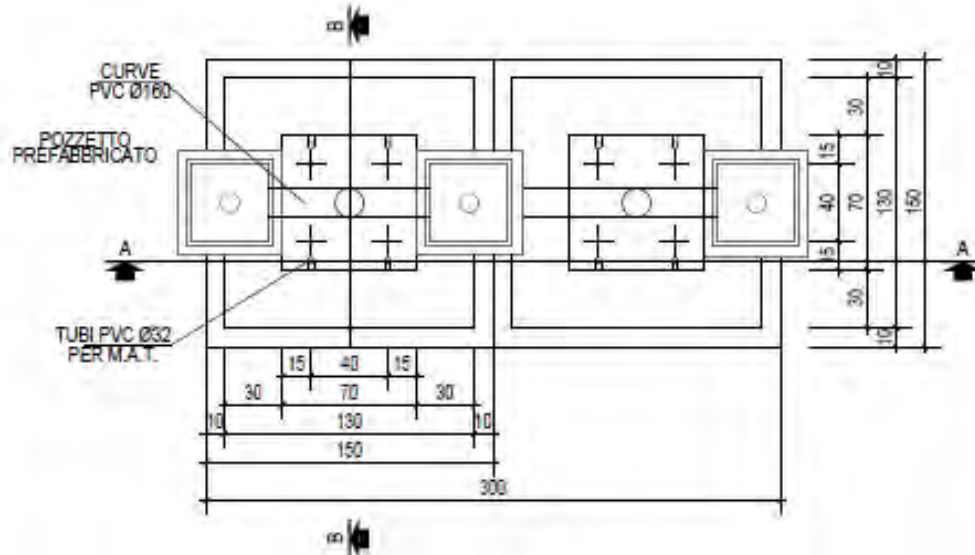
Figura 57: Tipico trasformatore di corrente – vista prospettica e planimetrica

Il supporto del trasformatore di corrente è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto è installato il Trasformatore di Corrente.

TIPO SUPPORTO	ST4		
DATI DIMENSIONALI:			
▪ Numero di gambe	n°	=	1
▪ Distanza tra le gambe	d	=	NA cm
▪ Altezza	h	=	260 cm
▪ Profilo:		:	S275J0H
tubolare metallico cavo	ND	=	168,3 mm
diametro esterno	t	=	6,3 mm
spessore pareti	A	=	32,10 cm ²
area della sezione	W _{el}	=	125 cm ³
modulo di resistenza elastico	W _{pl}	=	165 cm ³
modulo di resistenza plastico	I	=	1053 cm ⁴
momento di inerzia	I _t	=	2107 cm ⁴
momento di inerzia di torsione	i	=	5,73 cm
raggio d'inerzia		:	S275JR
▪ Piastre e nervature	DW	=	180 daN
▪ Peso del supporto		=	0,44 m ²
▪ Superficie esposta al vento W _{s4} =0,1683 x 2,6		=	1 x 36 mm
▪ Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ)		=	2,5 m
▪ Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio		=	0,10 m
▪ Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura		=	

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso dell'apparecchiatura (totale per le tre linee) 150 kV 300 daN



12.7 Fondazioni unipolari per Scaricatori

La fondazione per lo scaricatore di sovratensione ha una superficie in pianta pari a 1.60 x 1.60 m. È costituita da una piastra di fondazione sulla quale è impostato l'elemento in cemento armato di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione. I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

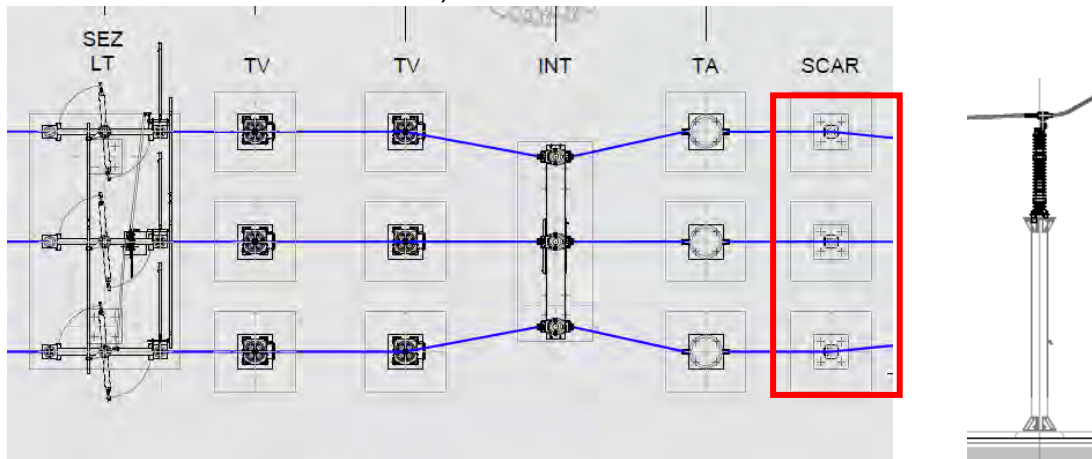


Figura 58: Tipico scaricatore di sovratensione – vista prospettica e planimetrica

Il supporto dello Scaricatore di Sovratensione è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa ove è fissata una struttura a trave in profilati UPN 100x50 per il fissaggio delle apparecchiature, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto, ai due estremi della trave sono installati a 1m dal centro linea del sostegno il Terminale Cavo e a 1,025m lo Scaricatore di Sovratensione.

TIPO SUPPORTO ST1

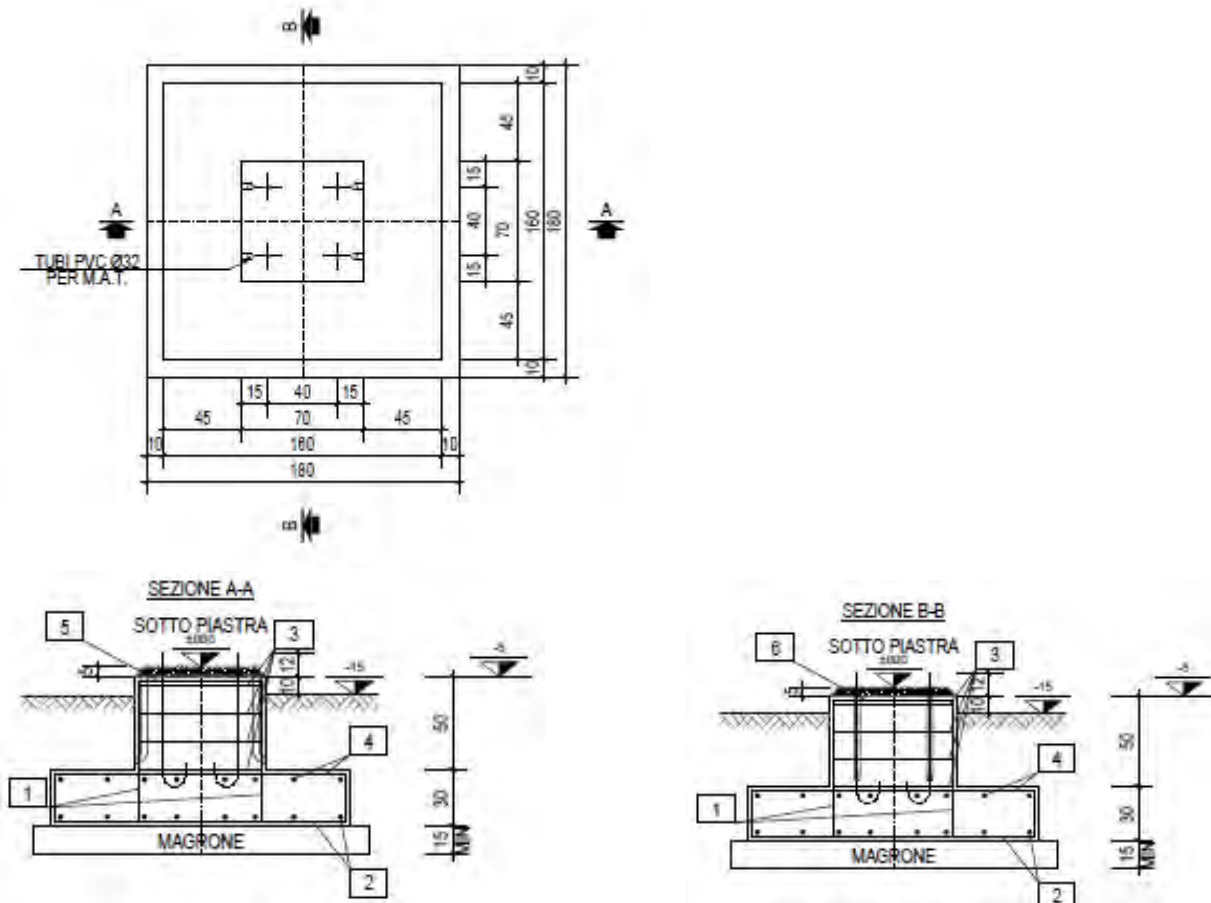
DATI DIMENSIONALI:

- Numero di gambe $n^\circ = 1$
- Distanza tra le gambe $d = NA$ cm
- Altezza $h = 233$ cm
- Profilo:
 - tubolare metallico cavo: S275J0H
 - diametro esterno $ND = 168,3$ mm
 - spessore pareti $t = 6,3$ mm
 - area della sezione $A = 32.10$ cm²
 - modulo di resistenza elastico $Wel = 125$ cm³
 - modulo di resistenza plastico $Wpl = 165$ cm³
 - momento di inerzia $I = 1053$ cm⁴
 - momento di inerzia di torsione $It = 2107$ cm⁴
 - raggio d'inerzia $i = 5,73$ cm
- Piastre e nervature: S275JR

- Peso del supporto compreso la trave UPN 100 DW = 340 daN
- Superf. esposta al vento X tubolare $Ws1=0,1683 \times 2,33 = 0,39 \text{ m}^2$
- Superf. esposta al vento X UPN $Ws1.1=0,10 \times 2,50 = 0,25 \text{ m}^2$
- Conduttore di fase in corda di alluminio crudo ($n^\circ \times \phi$) = 1 x 36 mm

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso totale delle apparecchiature (totale per le tre linee) 150 kV 150 daN



13 VERIFICHE GEOTECNICHE

13.1 Caratterizzazione dell'area di sedime

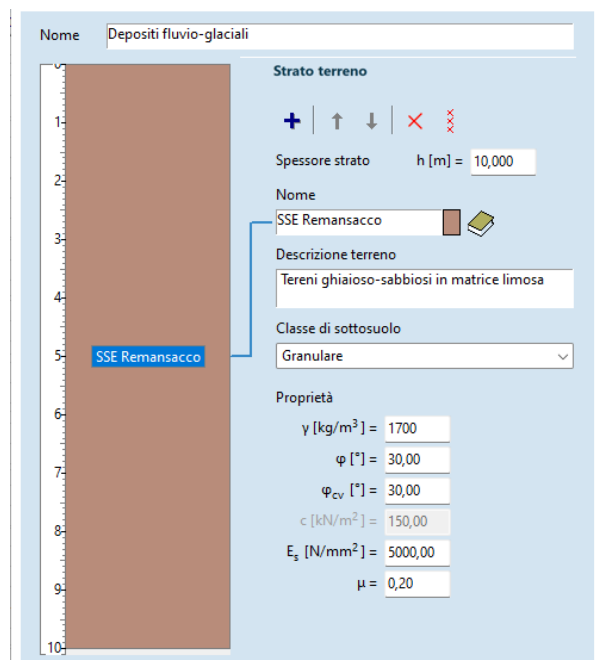
L'area di sedime è caratterizzata da depositi di origine fluvio-glaciale rimaneggiati dalle correnti fluviali del reticolo idrografico rappresentato nello specifico dal T. Torre e dal T. Malina.

L'unità litologica per il caso in esame è: **terreni ghiaioso-sabbiosi in varia matrice di fine limoso argillosa.**



I parametri geotecnici caratteristici sono:

- ϕ (angolo di attrito) $25 \div 45^\circ$
- C_u (coesione) $0,0 \div 1,5$ daN/cm^q
- γ (peso di volume) $17 \div 20$ kN/mc
- D_r (densità relativa) $0,6 \div 1,0$ (60-100%)
- E_d (modulo edometrico) $100 \div 600$ daN/cm^q



13.2 Analisi delle pressioni al suolo

Le strutture fondali dell'edificio di comando si attestano a -1,00 mt da p.c.

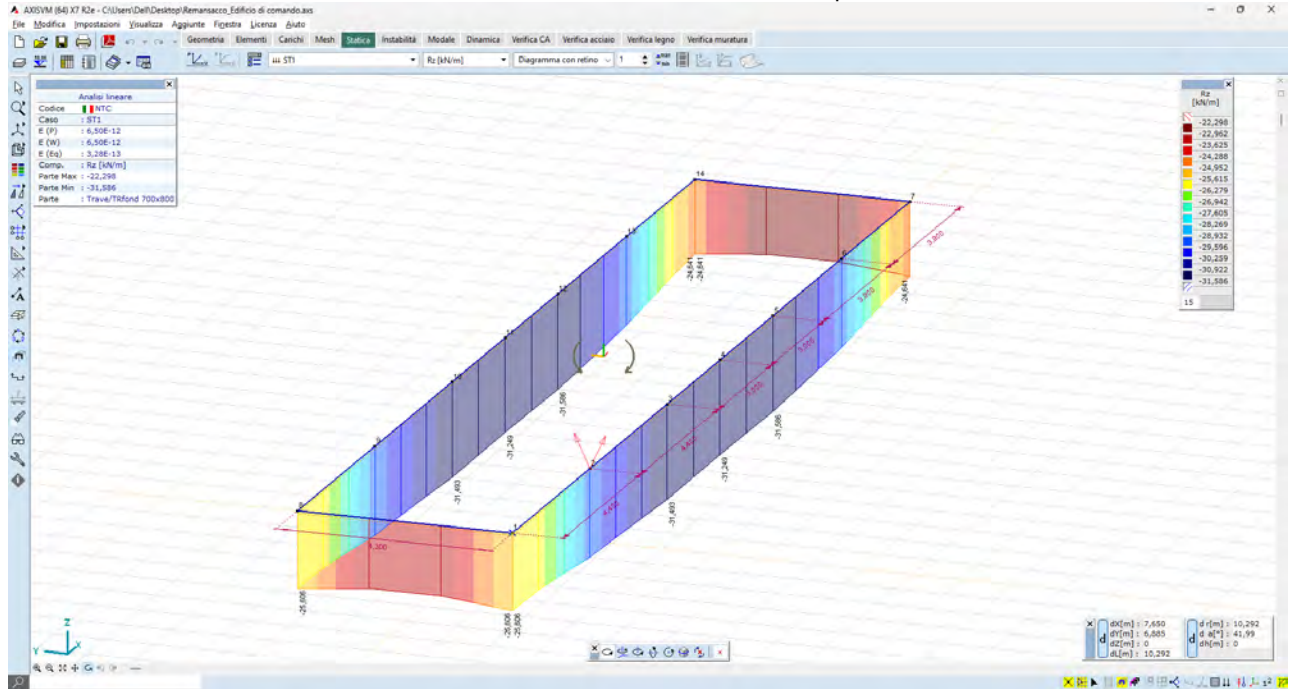


Figura 59_scarichi al suolo fondazioni edificio di comando – valori max 38,7 kN/mq

Le strutture fondali della vasca trafo si attestano a -1,80 mt da p.c.

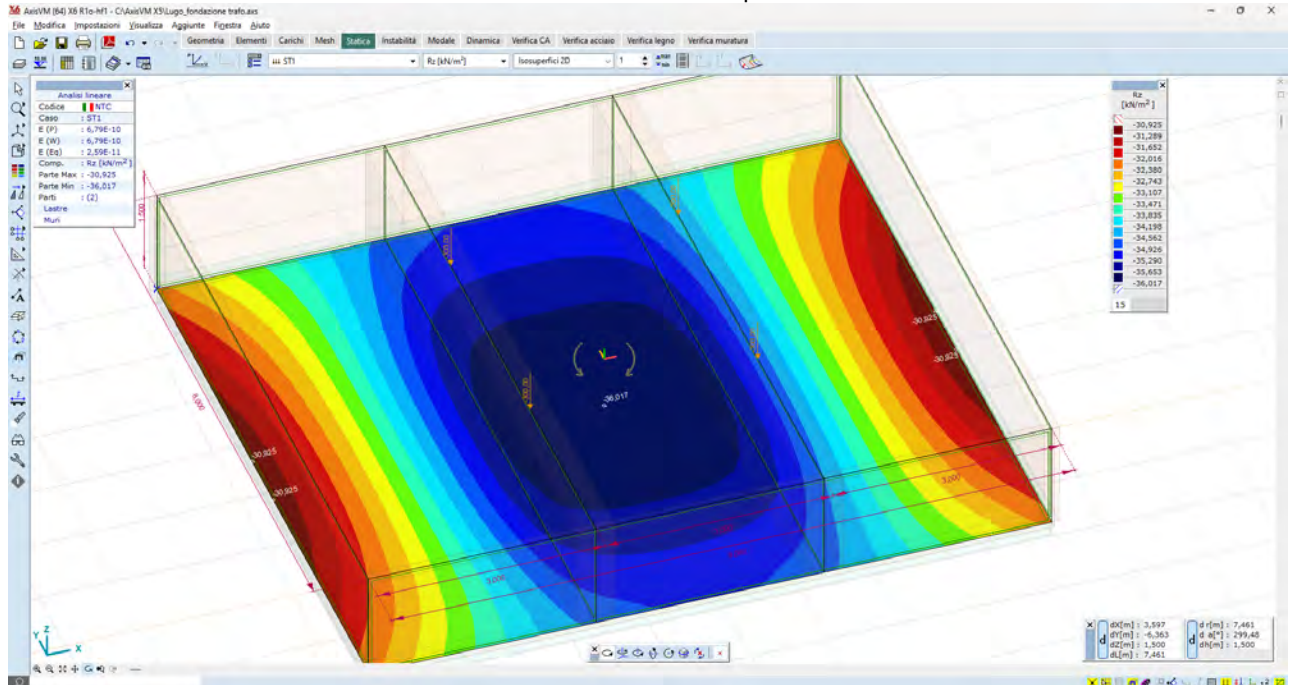


Figura 60_scarichi al suolo platea trafo – valori max 36,0 kN/mq

In corrispondenza delle fondazioni dell'edificio di comando, il carico atteso è pari a ca 38 kN/mq;
In condizioni geostatiche, il carico agente sul piano di posa attestato a -1,00 mt da p.c è pari a ca
 $16\text{kN/mc} * 1,00\text{mt} = 16 \text{ kN/mq}$

Il sovraccarico indotto dalle strutture fondali è dunque dell'ordine di:

$$\text{OCR} = 38/16 = \mathbf{2,37}$$

In corrispondenza delle fondazioni della vasca trafo, il carico atteso è pari a ca 36 kN/mq;
In condizioni geostatiche, il carico agente sul piano di posa attestato a -1,80 mt da p.c è pari a ca
 $16\text{kN/mc} * 1,80\text{mt} = 28,8 \text{ kN/mq}$

Il sovraccarico indotto dalle strutture fondali è dunque dell'ordine di:

$$\text{OCR} = 36/28,8 = \mathbf{1,25}$$

La condizione di sovraccarico più sfavorevole si raggiunge quindi in corrispondenza dell'edificio di comando.

13.3 Verifiche di capacità portante

Il modello geotecnico di riferimento è quello sotto illustrato:

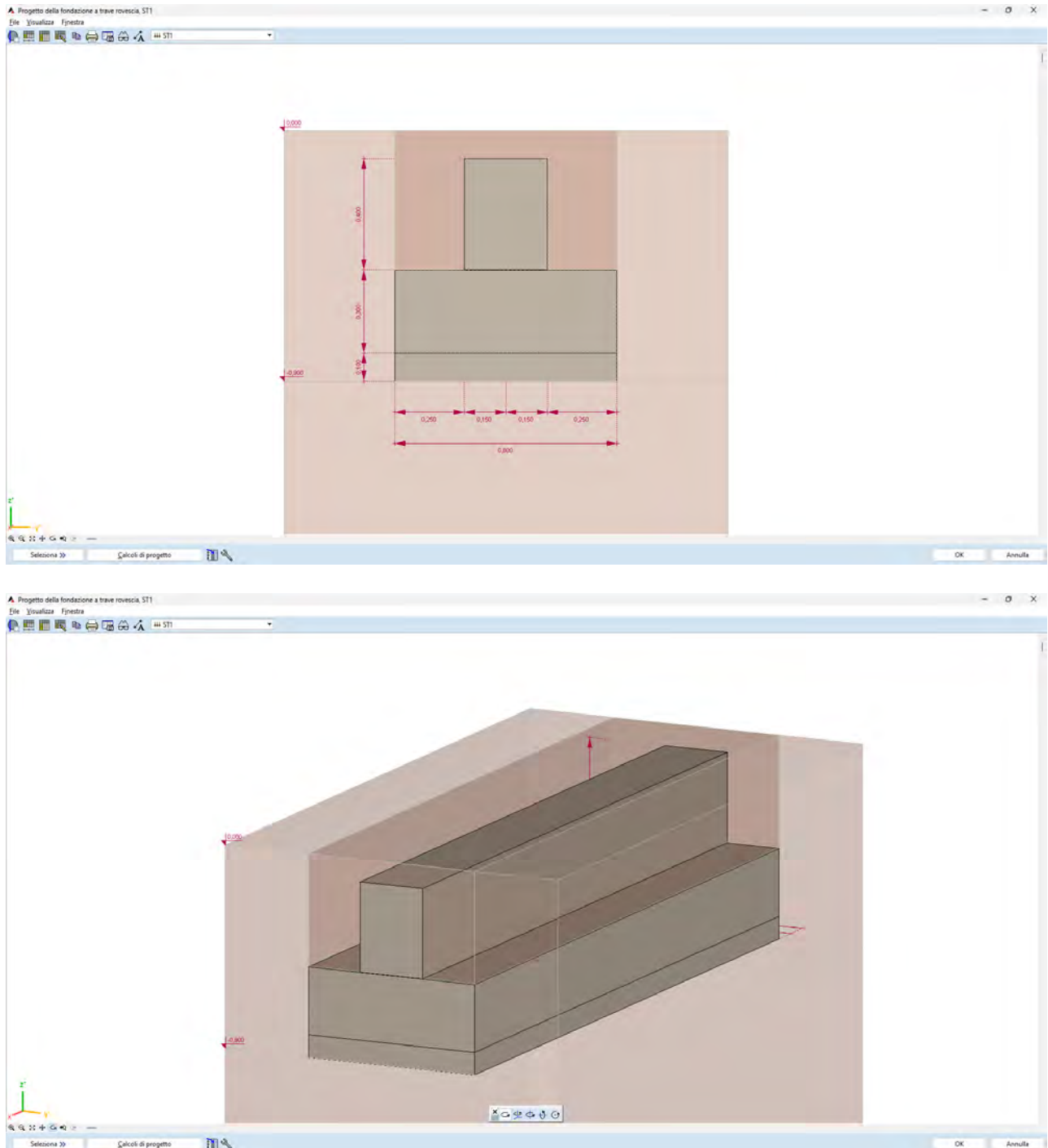
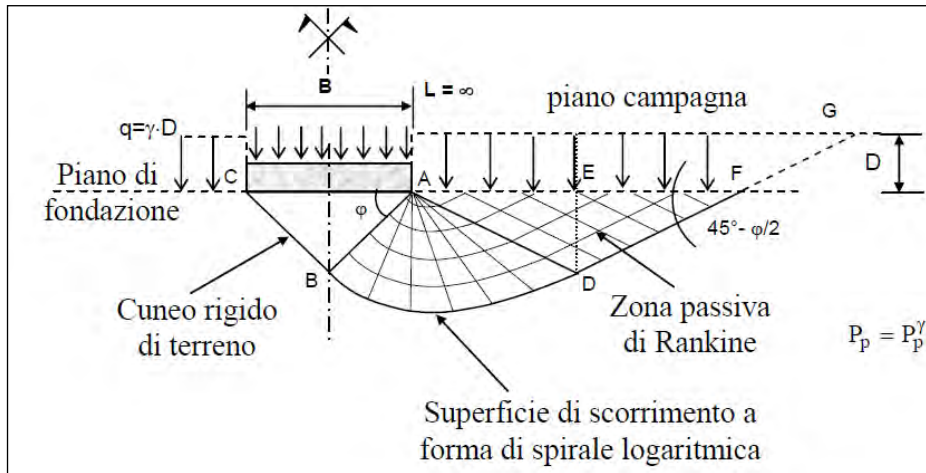


Figura 61_vista del modello geotecnico

Ai fini della verifica della capacità portante del terreno, si considera il modello di rottura generale di Terzaghi, che ipotizza un problema piano (fondazione nastriforme) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.



Il terreno è schematizzato come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

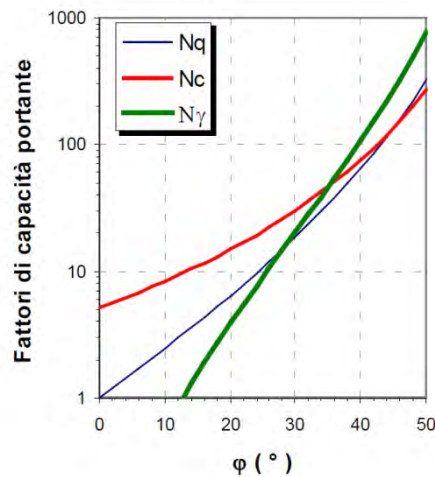
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

$$q_{lim} = [q N_q] + [c N_c] + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma]$$

in cui:

- q : è la tensione verticale geostatica, valutata in corrispondenza del piano di posa della fondazione, alla quale possono aggiungersi carichi esterni se esistenti;
- c è la coesione del volume di terreno al di sotto della fondazione.
- $1/2 \cdot \gamma B$ rappresenta la tensione geostatica a profondità pari a $B/2$ dal piano di posa (γ e B sono rispettivamente il peso dell'unità di volume e la larghezza della fondazione)

I termini N_q , N_c , N_γ sono i coefficienti di carico limite, funzione dell'angolo di attrito del terreno:



Nel caso specifico di fondazione a pianta rettangolare, si introducono opportuni coefficienti di forma (S_q, S_c, S_γ) che modificano la formula come di seguito:

$$q_{lim} = [q N_q] S_q + [c N_c] S_c + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma] S_\gamma$$

i coefficienti di cui sopra modificano i risultati numerici rispetto al modello generico che invece si applica alla striscia indefinita:

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	0,8	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,00	m
insert profondità falda "d"	d	assente	m
Insert "peso volume"	γ_1	--	daN/mc
Insert "peso volume"	γ_2	1700	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,15	daN/cm ²
Insert "angolo di resist a taglio"	ϕ	30	°

Fattori di capacità portante	N_γ	22,40
	N_q	18,40
	N_c	30,14

Fattori di forma	S_γ	0,93
	S_q	1,10
	S_c	1,11

Risultati

Carico limite	Q lim	15,79	daN/cm ²
Carico ammissibile	Q lim/3	8,60	daN/cm ²

Esito verifiche

Carico esercizio	Q es	40,00	kN/m ²
Carico ammissibile	Q adm	158,00	kN/m ²
Fattore sicurezza	Fs	3,95	OK

14 CONSIDERAZIONI FINALI DI TIPO GEOTECNICO

14.1 Trackers monoassiali

Relativamente alle strutture fotovoltaiche infisse al suolo, l'interazione palo-terreno non è descrivibile con le classiche leggi della geotecnica, in quanto non trovano applicazione i teoremi che descrivono i meccanismi di rottura, né il calcolo dei cedimenti.

Siccome le valutazioni di tipo numerico potrebbero non trovare riscontro nel modello reale, risulta indispensabile, a valle della progettazione esecutiva, una verifica di tipo empirico della reale interazione palo-terreno, mediante prove strumentali 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 2,7mt, da raggiungersi per semplice battitura con battipalo.

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.

Si raccomanda, pertanto, 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).

14.2 Strutture fondali cabine

Le strutture fondali delle cabine ITS saranno impostate su un substrato di materiale inerte, adeguatamente rullato e compattato, che si attesterà al livello geologico -0,8 mt da piano campagna, e comunque al di sotto della coltre vegetale.

Le suddette strutture fondali inducono sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione dell'ordine dei 40 kN/mq;

Il substrato di riempimento, posto un grado di compattazione tale da conferire un peso specifico dell'ordine dei 17 kN/mc, induce sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione dell'ordine dei $17\text{kN/mc} \cdot 0,8\text{m} = 13,6 \text{ kN/mq}$.

Sul piano geologico di riferimento è atteso dunque un carico di progetto pari a 53,6 daN/mq; se si decurta il carico geostatico attuale, cautelativamente pari a $15\text{kN/mc} \cdot 0,8\text{m} = 12 \text{ kN/mq}$, allora il sovraccarico dovuto alla costruzione delle opere sarà pari a:

$$53,6 - 12,0 = 41,6 \text{ kN/mq [0,40 daN/cm}^2\text{]}$$

che risulta ampiamente inferiore ai valori di capacità portante dei terreni argilloso-sabbiosi.

Anche i valori delle deformazioni attese, dell'ordine medio dei 6,4mm, sono modesti, e dunque compatibili con le condizioni di esercizio in sicurezza delle opere in progetto.

14.3 Strutture impianto di Utenza

I risultati numerici derivanti dall'analisi della struttura, condotta in campo lineare, attribuendo i carichi gravitazionali e sismici da normativa, hanno mostrato ampi margini di sicurezza.

Alla luce della caratterizzazione geologica del sottosuolo, si può asseverare che la struttura non influenza significativamente il volume di sedime sul quale andrà ad insistere.

Per tali motivi si può asserire che le opere strutturali descritte nel presente documento posseggono requisiti di sicurezza tali da assicurarne la realizzabilità.