



REGIONE EMILIA ROMAGNA
COMUNI DI ARGENTA (FE) E PORTOMAGGIORE (FE)

PROGETTO

**Impianto Fotovoltaico “Lugo” da 23 MW con sezione dedicata
a Tecnologia Agrivoltaica Avanzata e Opere Connesse**

Comuni di Argenta (FE) e Portomaggiore (FE)

TITOLO

Rel. 06 - Relazione Preliminare sulle Strutture

PROPONENTE



ENGIE ELICEO S.r.l.

Sede legale e Amministrativa:

Via Chiese 72

20126 Milano (MI)

PEC: engieeliceo@pec.engie.com

PROGETTISTA



SCM ingegneria S.r.l.

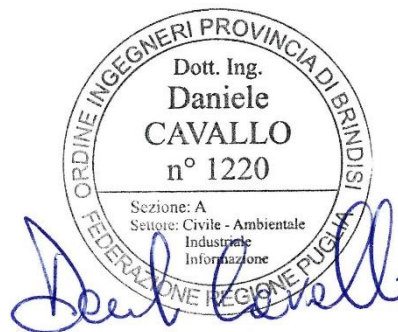
Via Carlo del Croix, 55

Tel.: +39 0831-728955

72022 Latiano (BR)

Mail: info@scmingegneria.com

Dott. Ing. Daniele Cavallo



Scala	Formato Stampa	Cod. Elaborato	Rev.	Nome File	Foglio
	A4	REL06	00	REL06-Relazione preliminare sulle strutture	1 di 130

Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato
00	15/01/2025	Progetto definitivo impianto fotovoltaico e opere connesse	E. Distanti	D. Cavallo	D. Cavallo

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	GENERALITA'	6
2.1	IL PROPONENTE	6
2.2	SCHEDA PROGETTO	6
2.3	UBICAZIONE INTERVENTO.....	7
2.4	DESTINAZIONE D'USO	7
2.5	DATI CATASTALI	7
2.6	CONNESSIONE.....	7
3	LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO	9
4	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	11
5	STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI FV	12
5.1	STRUTTURE DI SOSTEGNO	12
5.1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	12
5.1.2	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA – CRITERI GENERALI.....	15
5.1.3	CARICHI DI PROGETTO	20
5.1.4	TRACKER MONOASSIALI 1P A 52 MODULI – Strutture basse.....	25
5.1.5	TRACKER MONOASSIALI 1P A 52 MODULI – Strutture alte	33
5.1.6	TRACKER MONOASSIALI 1P A 26 MODULI – Strutture basse.....	43
5.1.7	TRACKER MONOASSIALI 1P A 26 MODULI – Strutture alte	52
5.1.8	TRACKER MONOASSIALI 1P A 13 MODULI – Strutture basse.....	61
5.1.9	TRACKER MONOASSIALI 1P A 13 MODULI – Strutture alte	70
6	CABINATI	79
6.1	GRUPPO DI CONVERSIONE CC/CA (POWER STATIONS)	79
6.1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	79
6.1.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO	81
6.1.3	AZIONI DI PROGETTO	83
6.1.4	RISULTATI DELLE ANALISI	83
6.2	CABINE SERVIZI AUSILIARI	92
6.3	SALA CONTROLLO E MAGAZZINO.....	93
6.3.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	93
6.3.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO	94
6.3.3	AZIONI DI PROGETTO	95
6.3.4	RISULTATI DELLE ANALISI	96
6.4	CABINA UTENTE	100

6.4.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	100
6.4.2	CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	102
6.4.3	ANALISI DEI CARICHI	104
6.4.4	RISULTATI DELLE ANALISI	107
7	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	111
7.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	111
7.1.1	PROVE PENETROMETRICHE	112
7.1.2	PROVE HVSR	116
7.2	STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI	122
7.3	STRUTTURE FONDALI CABINE.....	123
7.3.1	INDICAZIONI PROGETTUALI SULLA COSTRUZIONE.....	123
7.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	128
7.4.1	MECCANISMO DI STABILITA' GLOBALE: INTERAZIONE RILEVATO – SUBSTRATO.....	128

1 INTRODUZIONE

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto fotovoltaico, denominato “LUGO”, con sezione agrivoltaica avanzata, proposto dalla società Engie Eliceo Srl (di seguito “la società”). L’iniziativa consiste nella realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile solare che interessa un’area agricola situata nel comune di Argenta, con connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale nel comune di Portomaggiore (FE).

L’adozione di fonti rinnovabili, come il fotovoltaico, rappresenta una scelta strategica per ridurre significativamente le emissioni di inquinanti in atmosfera, causate dai tradizionali processi di produzione energetica basati sui combustibili fossili. Questo impianto consentirà di evitare l’emissione di circa 16.000 tonnellate di CO₂ all’anno, apportando benefici ambientali rilevanti sia in termini di riduzione dell’inquinamento che di risparmio di combustibili fossili.

Il progetto riveste una rilevanza strategica a livello nazionale, contribuendo al raggiungimento degli obiettivi fissati dall’Italia nel Piano Nazionale Integrato per l’Energia e il Clima (PNIEC).

L’impianto sarà costituito da pannelli fotovoltaici ad alto rendimento che permetteranno di ottenere una produzione annua netta stimata di energia elettrica di circa 36,23 GWh/anno, pari al consumo medio annuo di energia elettrica di 14.500 famiglie.

Le aree destinate alla realizzazione dell’impianto sono classificate come aree idonee in conformità a quanto stabilito dal D. Lgs 199 del 2021, art. 20, comma 8, lett. c-ter), punto 2. Questa classificazione è stata attribuita grazie alla loro posizione, interamente compresa all’interno di un buffer di 500 metri da un impianto industriale o stabilimento, quest’ultimo come definito dall’articolo 268, comma 1, lettera h), del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152. Nello specifico, le aree dell’impianto LUGO sono interamente comprese nel buffer di 500 m di distanza da un impianto biogas e da uno stabilimento industriale, come dettagliato nella relazione dedicata facente parte del presente progetto (Rel25_Relazione sulle Aree idonee indicate dal D.Lgs. 199_2021).

Il territorio è caratterizzato da una morfologia pressoché pianeggiante e in relazione all’uso agricolo del suolo, come classificato della Regione Emilia-Romagna, le aree d’impianto vengono identificate come seminativi semplici irrigui. Tali superfici, successivamente la realizzazione dell’intervento, manterranno lo stato ante-operam e verranno gestite come un’attività agricola.

Su una parte di tale area è presente una coltivazione di tipo biologico pertanto, la società ha previsto di realizzare su tale porzione, un impianto agrivoltaico avanzato, che consentirà la convivenza della produzione di energia con il mantenimento dell’indirizzo culturale esistente.

Questo approccio multifunzionale assicurerà un equilibrio tra esigenze energetiche e valorizzazione del territorio agricolo.

Nel dettaglio, il progetto prevede l’adozione di due tecnologie distinte:

- “Area 1”, “Area 2”, “Area 3” e “Area 4”: impianto con sistema a inseguimento monoassiale (tracker) in configurazione “Standard”, ottimizzati per la produzione energetica.
- “Area 5”: un sistema a inseguimento monoassiale sopraelevato (agrivoltaico avanzato), progettato per far coesistere, in modo ottimale, l’attività agricola e la generazione di energia elettrica. Questa soluzione, che sarà conforme alle “Linee Guida sugli Impianti Agrivoltaici elaborate dal MiTE” e alla norma CEI PAS 82-93, ha come obiettivo il normale svolgimento dell’attività agricola in sinergia con la produzione di energia elettrica

da fonte rinnovabile fotovoltaica.

L'impianto avrà una potenza installata di picco pari a 23.010 kWp per una potenza di 22.200 kW in immissione: la relativa energia prodotta verrà immessa sulla rete RTN in alta tensione.

La superficie catastale complessiva interessata dal progetto è pari a 31 ettari, dei quali circa 20 ettari recintati riservati all'impianto fotovoltaico, circa 6 ettari destinati all'impianto agrivoltaico avanzato (“Area 5”) e circa 2 ettari per schermatura e fascia di mitigazione. Il territorio è caratterizzato da una morfologia pressoché pianeggiante, avente una quota di circa 8 m s.l.m.

2 GENERALITA'

2.1 IL PROPONENTE

Nella tabella seguente vengono riportati i riferimenti societari del soggetto proponente:

SOCIETA' PROPONENTE	
Denominazione	ENGIE ELICEO S.R.L.
Indirizzo sede legale	Via Chiese 72 – 20126 Milano (MI)
Codice Fiscale/Partita IVA	13539980964
Capitale Sociale	10.000,00
PEC	engieeliceo@pec.engie.com

Tabella 2-1 – Informazioni principali della Società Proponente

2.2 SCHEDA PROGETTO

Nella tabella seguente vengono riportati i dati di sintesi dell'iniziativa:

Ubicazione impianto	Comune di Argenta (FE)
Potenza di Picco (kWp)	23.010 kWp
Potenza Nominale (kW)	23.010 kWp
Potenza massima in immissione	22.200 kW
Informazioni generali del sito	Sito pianeggiante ben raggiungibile da strade comunali
Tipo di strutture di sostegno “Area 1”, “Area 2”, “Area 3” e “Area 4”	Inseguitore monoassiale “standard”
Tipo di strutture di sostegno “Area 5”	Inseguitore monoassiale “avanzato”
Coordinate impianto Area 01	Latitudine 44°38'55.90"N Longitudine 11°53'2.04"E
Coordinate impianto Area 02	Latitudine 44°38'53.83"N Longitudine 11°53'3.43"E
Coordinate impianto Area 03	Latitudine 44°38'51.17"N Longitudine 11°51'34.17"E
Coordinate impianto Area 04	Latitudine 44°38'47.11"N Longitudine 11°51'31.26"E
Coordinate impianto Area 05	Latitudine 44°38'41.42"N Longitudine 11°51'22.60"E
Coordinate cabina utente 36 kV	Latitudine 44°38'45.06"N Longitudine 11°51'36.30"E
Ubicazione cavidotto di connessione	Comuni di Argenta a Portomaggiore (FE)
Lunghezza cavidotto di connessione	2925 m
Ubicazione punto di connessione	Comune di Portomaggiore (FE)
Coordinate punto di connessione	Latitudine 44°39'16.89"N Longitudine 11°51'8.51 E

Tabella 2-2 – Dati di impianto

2.3 UBICAZIONE INTERVENTO

L'impianto e parte del relativo cavidotto di connessione a 36 kV saranno realizzati nel comune di Argenta (FE).

La restante parte del cavidotto a 36 kV e le opere di connessione saranno invece realizzate nel comune di Portomaggiore (FE).

2.4 DESTINAZIONE D'USO

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

2.5 DATI CATASTALI

I terreni interessati dall'area di impianto sono censiti al catasto terreni del comune di Argenta (FE) come segue:

- “Area 01”: FG 75 particelle 399, 400, 401, 402;
- “Area 02”: FG 75 particella 664;
- “Area 03”: FG 73 particella 20;
- “Area 04”: FG 73 particelle 21, 22;
- “Area 05”: FG 73 particella 64.

La cabina utente a 36 kV, che raccoglie l'energia prodotta dall'impianto e consente il collegamento alla Rete di Trasmissione Nazionale, sarà realizzata all'interno della sopracitata “Area 04”.

Il terreno interessato dalla realizzazione della stazione “SE RTN 380/132/36 kV” denominata “Portomaggiore”, autorizzata con D.D. n.DET-AMB_2024-3386 del 14/06/2024, di connessione alla RTN dell'impianto è censito al catasto terreni del comune di Portomaggiore (FE) come segue:

- Stazione “Portomaggiore”: FG 157 particella 23.

I terreni interessati dalla realizzazione dell'impianto e dalla stazione “Portomaggiore” sono di proprietà privata; il cavidotto AT a 36 kV di interconnessione delle cinque aree di impianto, come il cavidotto AT a 36 kV di connessione dell'impianto, interessano, oltre alle proprietà private, anche la pubblica viabilità.

2.6 CONNESSIONE

La Società Engie Eliceo S.r.l ha presentato a Terna S.p.A. (“il Gestore”) la richiesta di connessione alla RTN per una potenza in immissione di 22,2 MW. Alla richiesta è stato assegnato Codice Pratica 202203621.

In data 26 Agosto 2024, il gestore ha trasmesso la soluzione tecnica minima generale per la connessione (STMG).

Lo schema di allacciamento alla RTN prevede che l'impianto venga collegato in antenna a 36 kV su una nuova Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132/36 kV da inserire in entra – esce alla linea RTN a 380 kV “Ferrara Focomorto – Ravenna Canala” e alla linea RTN a 132 kV “Portomaggiore – Bando”.

Si fa presente che la nuova Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132/36 kV “Portomaggiore” è già stata autorizzata con D.D. n.DET-AMB_2024-3386 del 14/06/2024.

La cabina utente 36 kV e l'elettrodotto in antenna a 36 kV per il collegamento dell'impianto alla stazione RTN Portomaggiore costituiscono impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 36 kV nella medesima stazione costituisce impianto di rete per la connessione.

3 LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO

L’area presa in considerazione nel presente progetto ricade amministrativamente all’interno del Comune di Argenta (FE), occupando diversi di terreno adiacenti per un’area complessiva recintata di circa 26 ettari.

L’area interessata dal progetto è facilmente raggiungibili grazie ad una fitta rete di strade di vario ordine presenti in zona.



Figura 3-1 – Inquadramento regionale

L’impianto presenta le seguenti coordinate GPS (per maggiori dettagli si vede la precedente Tabella 2-2):

- Latitudine 44°38'45.06"N; Longitudine 11°51'36.30"E
- Altimetria media risulta essere circa 8 m s.l.m..

Per quanto riguarda invece le opere di connessione, site nel comune di Portomaggiore (FE), le coordinate risultano essere le seguenti:

- Latitudine 44°65'10.10"; Longitudine 11°85'15.21"E
- Altimetria media risulta essere circa 8 m s.l.m..

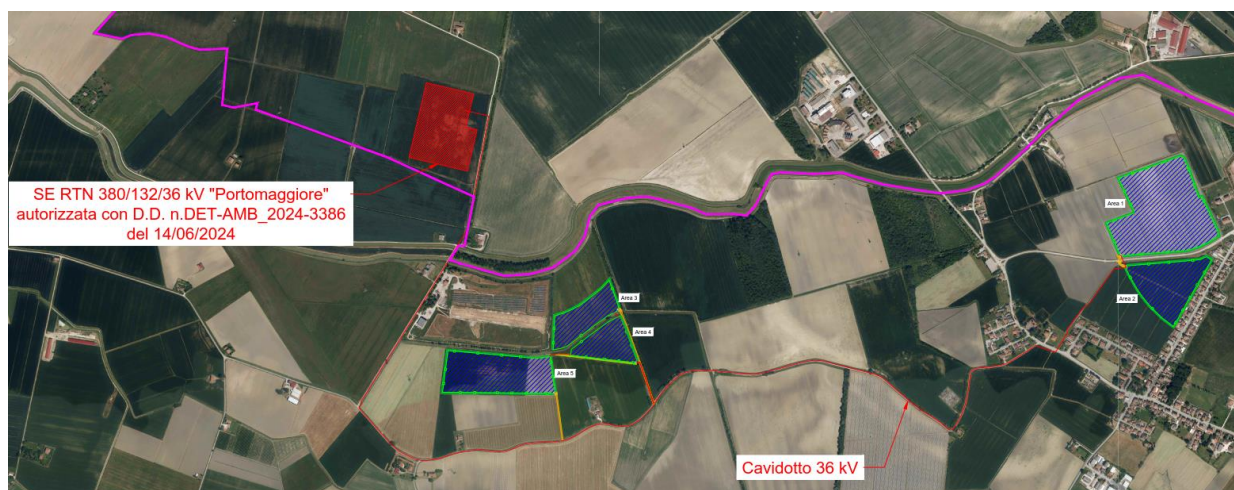


Figura 3-2 – Area impianto su ortofoto

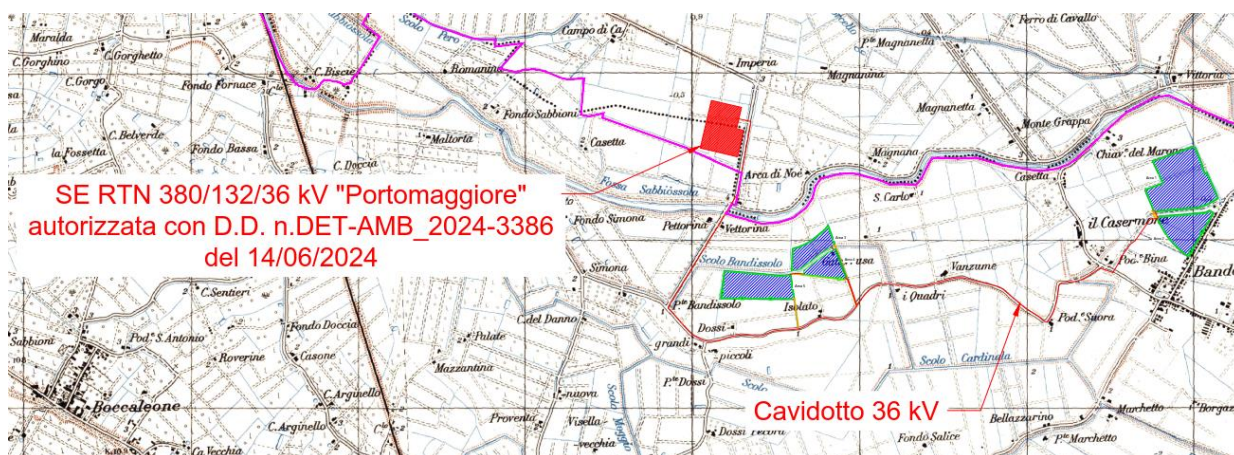


Figura 3-3 – Area impianto su IGM 1:25000

4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Durante la fase di cantiere si eseguiranno le seguenti operazioni:

- movimentazioni di terra per la realizzazione delle fondazioni per la cabina utente, per il cabinato magazzino e sala controllo, per le differenti cabine dell'impianto, tutte della tipologia Skid outdoor, dei cavidotti BT e 36 kV interni e del cavidotto per la linea 36 kV di connessione alla RTN
- esecuzione delle opere civili ed impiantistiche.

Nella realizzazione dei campi fotovoltaici si procederà alla compattazione in sito delle sole superfici adiacenti le cabine elettriche ospitanti quadri, inverter e trasformatori, lasciando indisturbate le rimanenti aree, in modo da non alterare le caratteristiche esistenti del territorio.

Lungo buona parte del perimetro degli impianti sarà realizzata una fascia a verde con messa a dimora di una siepe e di ulivi a mitigazione e a schermatura visiva in prossimità delle aree esterne.

La realizzazione del sistema di illuminazione e antintrusione perimetrale, che entra in funzione solo in caso di intrusioni o di attività di manutenzione, consiste nell'installazione di lampioni, ogni 50/70 m circa.

Le 6 cabine elettriche di trasformazione saranno posate su plinti in cemento armato posizionati puntualmente sotto i piedi di appoggio dei container. La cabina di raccolta linee 36 kV sarà della tipologia a prefabbricato, con vasca di fondazione in cls prefabbricato dello spessore di 70 cm, per un volume complessivo di cls di circa 5 m³.

Le maggiori opere in c.a. dovute alla realizzazione del campo fotovoltaico saranno superficiali e di dimensioni ridotte e saranno facilmente asportabili alla fine del ciclo di vita dell'impianto.

La realizzazione della viabilità interna a carattere agricolo, concepita a servizio delle attività di esercizio e manutenzione dell'impianto fotovoltaico occupa una superficie di circa 8.600 m² e sarà realizzata con materiali misto di cava stabilizzato facilmente asportabile a fine vita dell'impianto.

Le superfici occupate saranno quelle strettamente necessarie alla gestione dell'impianto e non pregiudicheranno lo svolgimento delle pratiche agricole che potranno continuare indisturbate sulle aree contigue a quelle interessate dall'intervento. I cavidotti saranno interrati e lì dove attraversano i campi e le aree esterne alla recinzione dell'impianto avranno profondità non inferiore a 1,2 m dal piano campagna senza pregiudicare l'esecuzione delle arature profonde.

La produzione di rifiuti sarà minima e legata alla sola manutenzione dell'impianto.

Gli eventuali rifiuti prodotti saranno gestiti secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Non si registrano scarichi ed emissioni solide, liquide e gassose di alcun tipo, e quindi contaminazione del suolo, del sottosuolo, dell'aria e delle acque superficiali e profonde.

L'impianto andrà ad insistere su terreni da sempre destinati ad uso agricolo sui quali non si svolgono attività che possano contaminare i terreni.

5 STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI FV

5.1 STRUTTURE DI SOSTEGNO

5.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

I moduli individuati sono della potenza di 750 Wp, essendo al momento la scelta disponibile sul mercato su una proiezione temporale attendibile, con tensione di sistema a 1500 V raccolti in stringhe da 26 moduli con le seguenti caratteristiche tecniche.

Le caratteristiche tecniche del modulo fotovoltaico, tuttavia, potranno cambiare nello stato avanzato della progettazione esecutiva in accordo alle migliori condizioni del mercato.

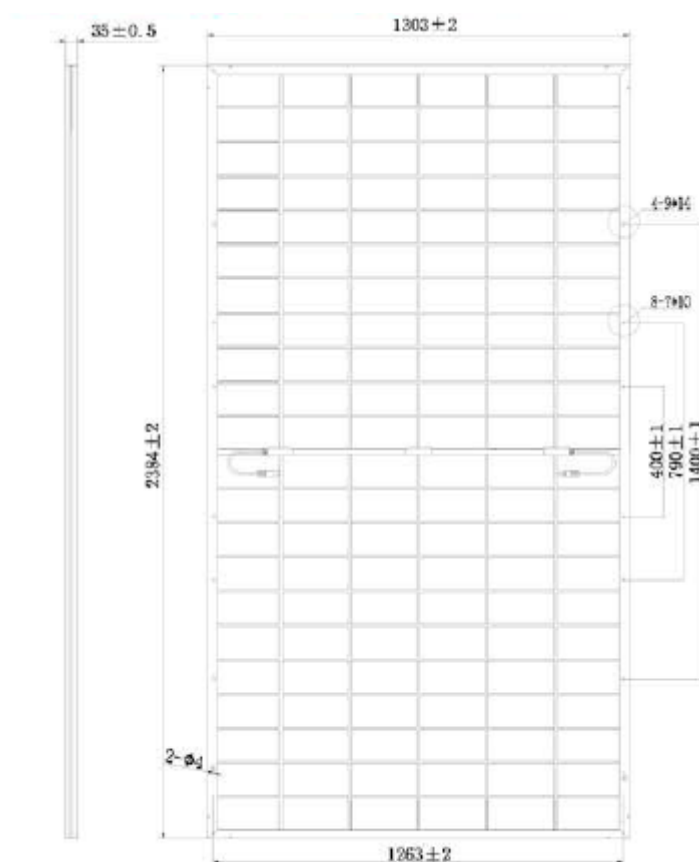


Figura 3.1 – Caratteristiche dimensionali Modulo Fotovoltaico

L'impianto in progetto, del tipo ad inseguimento monoassiale (inseguitori di rollio), prevede l'installazione di strutture di supporto dei moduli fotovoltaici (realizzate in materiale metallico), disposte in direzione Nord-Sud su file parallele ed opportunamente spaziate tra loro per ridurre gli effetti degli ombreggiamenti.

Le strutture di supporto sono costituite essenzialmente da tre componenti:

- 1) I pali in acciaio zincato, direttamente infissi nel terreno (nessuna fondazione prevista);
- 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 52

moduli per struttura disposti su una fila in verticale, considerando la struttura più grande che verrà impiegata sull’impianto);

- 3) L’inseguitore solare monoassiale, necessario per la rotazione della struttura porta moduli. L’inseguitore è 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 per minimizzare la deviazione dall’ortogonalità dei raggi solari incidenti, massimizzando la produzione di energia elettrica.

Saranno adottate due tipologie di strutture di supporto differenti, “standard” per le Aree 01, 02, 03 e 04, sopraelevate per l’Area 05.

Per quanto riguarda l’Area 05, la geometria della struttura di sostegno è stata definita in modo tale da rispettare i requisiti richiesti per un impianto agrivoltaico “integrato innovativo”.

In particolare, l’altezza dei pali di sostegno è stata scelta in modo da avere una minima altezza da terra dei moduli di 2,10 m alla massima inclinazione operativa, come indicato nelle figure seguenti.

La distanza tra file adiacenti di strutture è stata identificata in 5 m, come necessario per consentire un corretto uso agricolo delle aree.

Le caratteristiche principali delle strutture di supporto sono mostrate nelle seguenti figure.

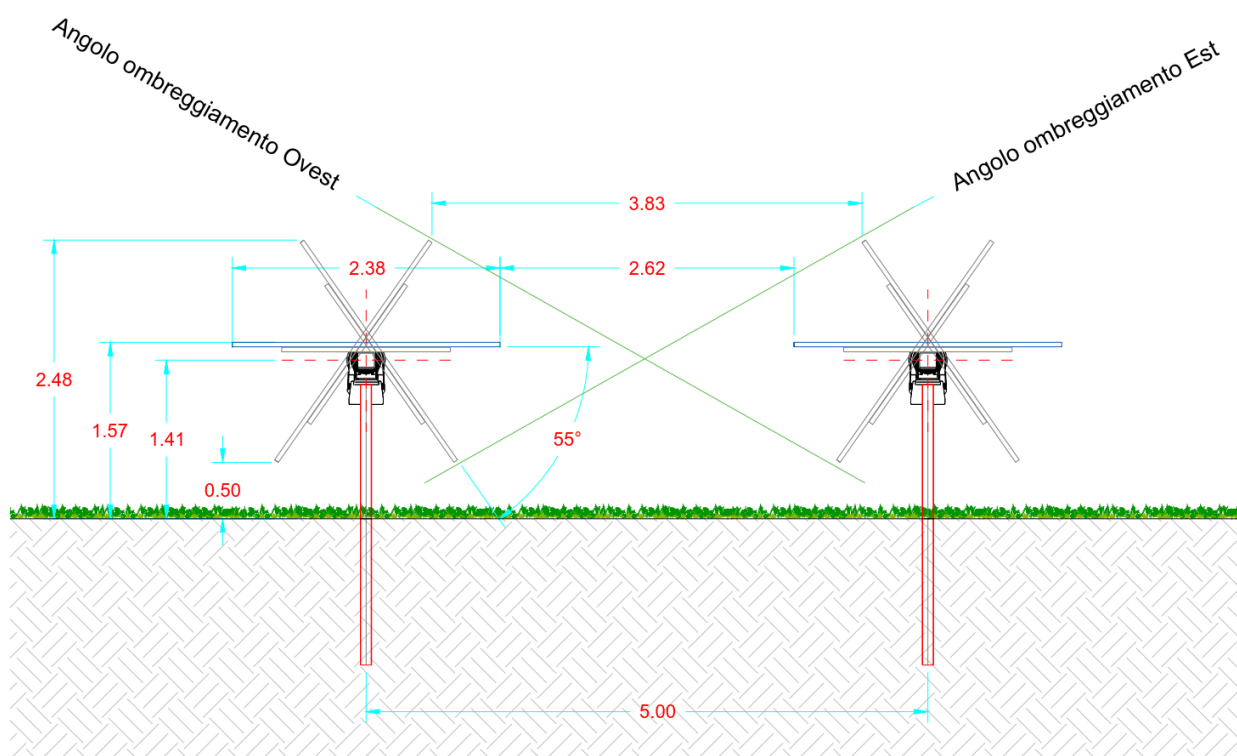


Figura 5-1 – Sezione trasversale tipologica struttura Tracker – Aree 01, 02, 03, 04

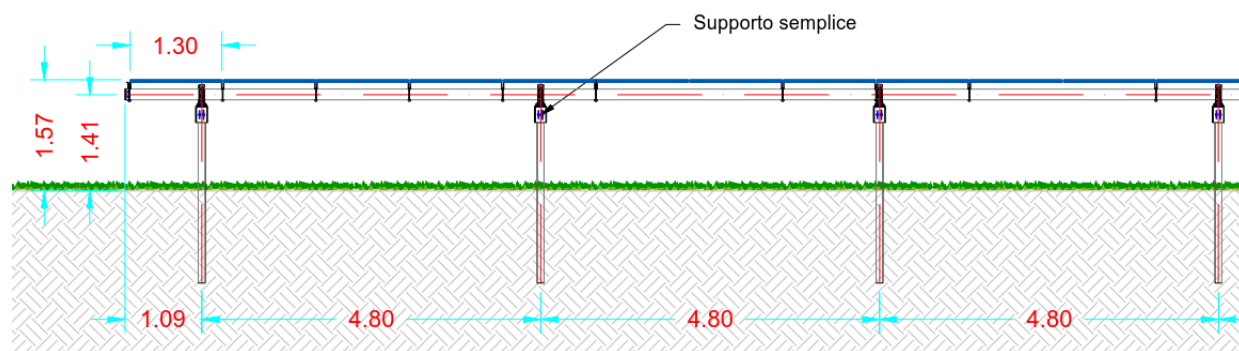


Figura 5-2 – Sezione longitudinale tipologica struttura Tracker – Aree 01, 02, 03, 04

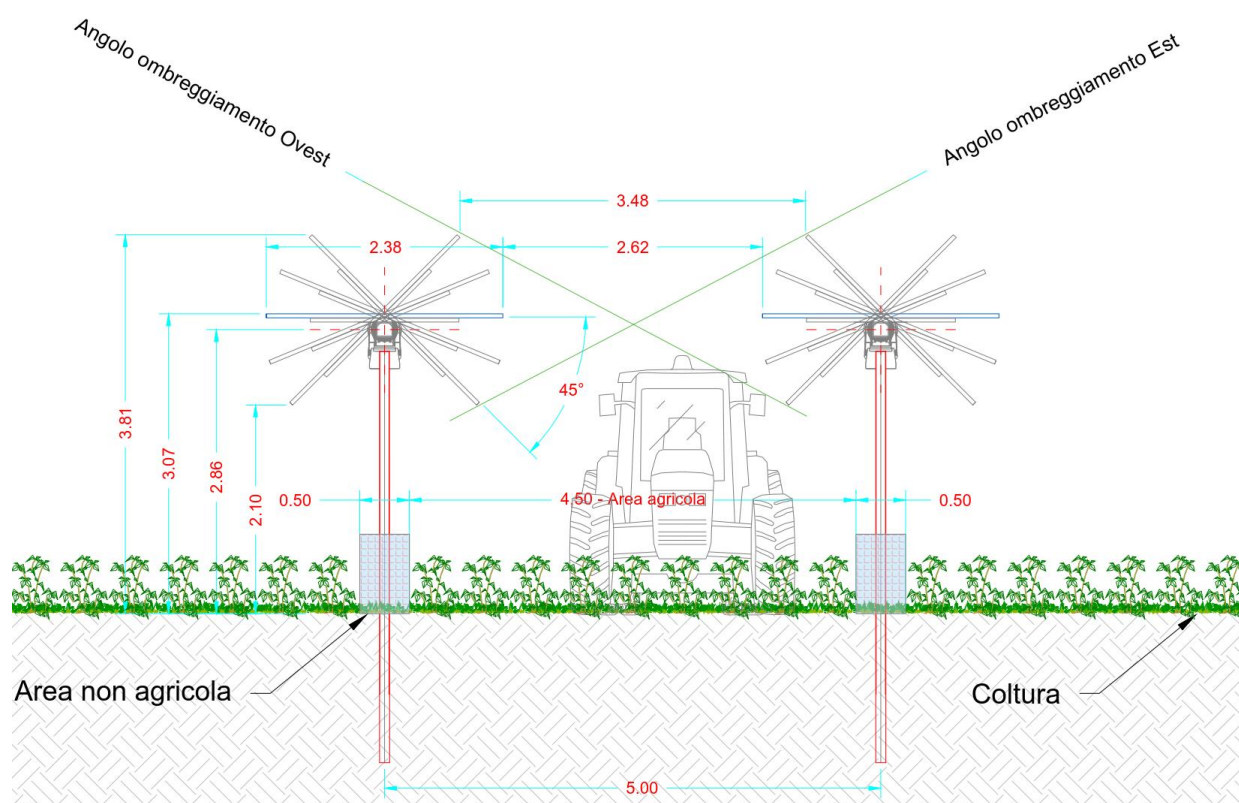


Figura 5-3 – Sezione trasversale tipologica struttura Tracker – Area 05

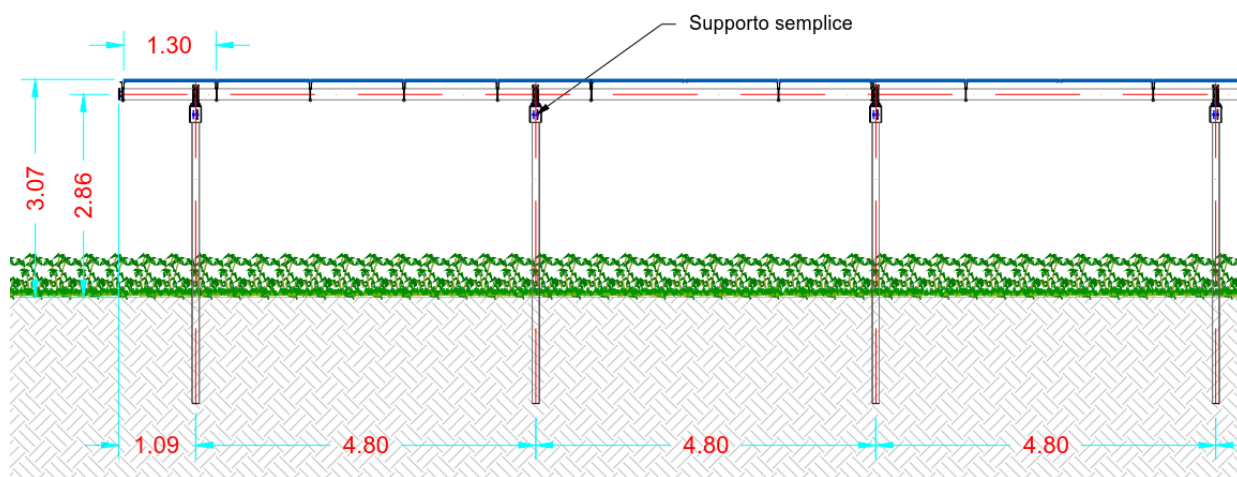


Figura 5-4 – Sezione longitudinale tipologica struttura Tracker – Area 05

5.1.2 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.

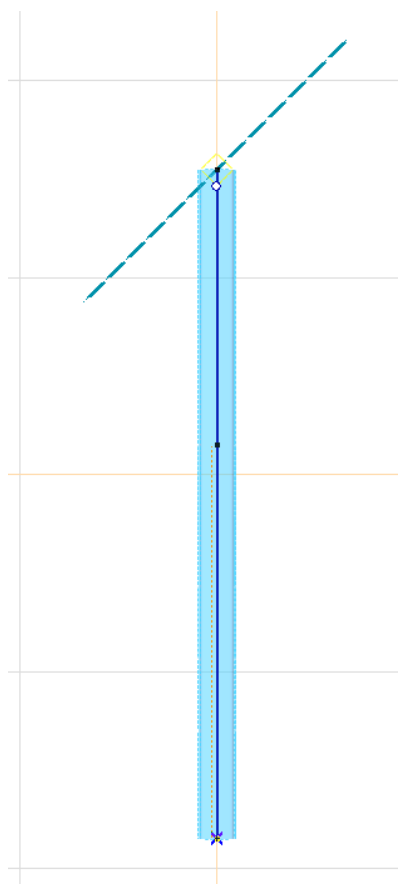
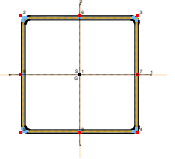
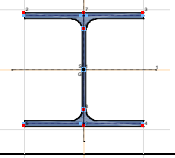
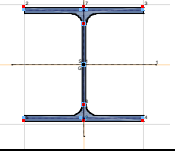


Figure 5-6: Vista modello strutturale – telaio tipo

5.1.2.1 Aste

Gli elementi che costituiscono il telaio tipo sono i seguenti:

Id	Tipo	Funzione	Materiale	Sezione
01	Q 120 x 120 x 4.0	Asse di rotazione orizzontale-torque tube	Acciaio S 350 GD	
02	HEA 200	Montante verticale - motor support	Acciaio S 275	
03	HEA 200	Montante verticale-simple support	Acciaio S 275	

Caratteristiche meccaniche dei materiali

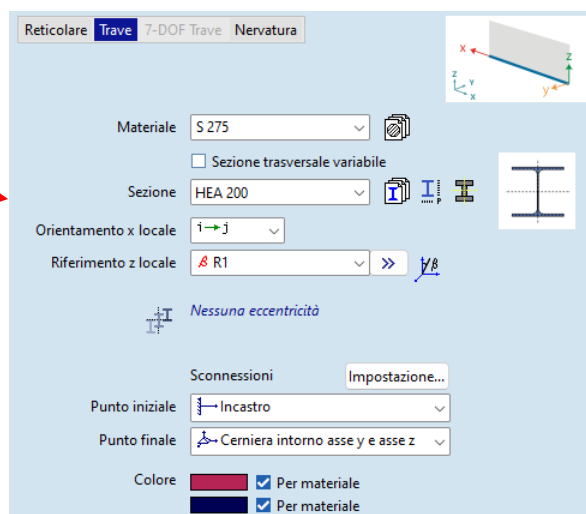
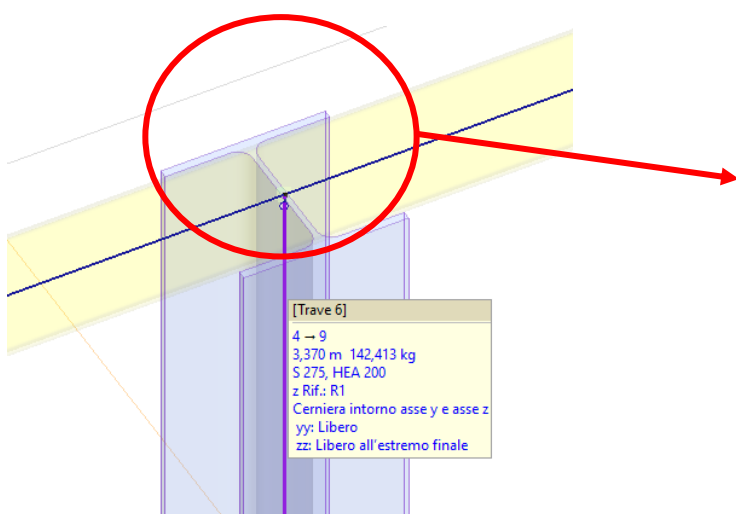
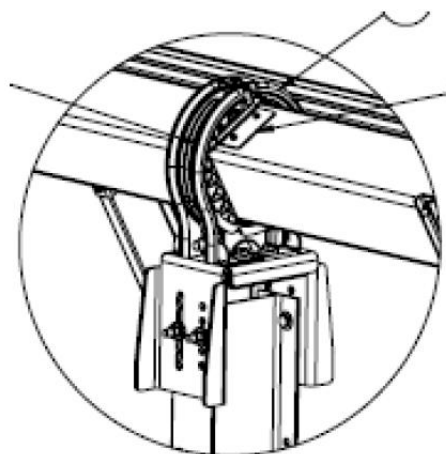
Id	Nome	Tipo	E_x [N/mm ²]	ν	α_T [1/°C]	P [kg/m ³]	P ₁
01	S 275	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f_y [N/mm ²] = 275,00
02	S 350 GD	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f_y [N/mm ²] = 350,00

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

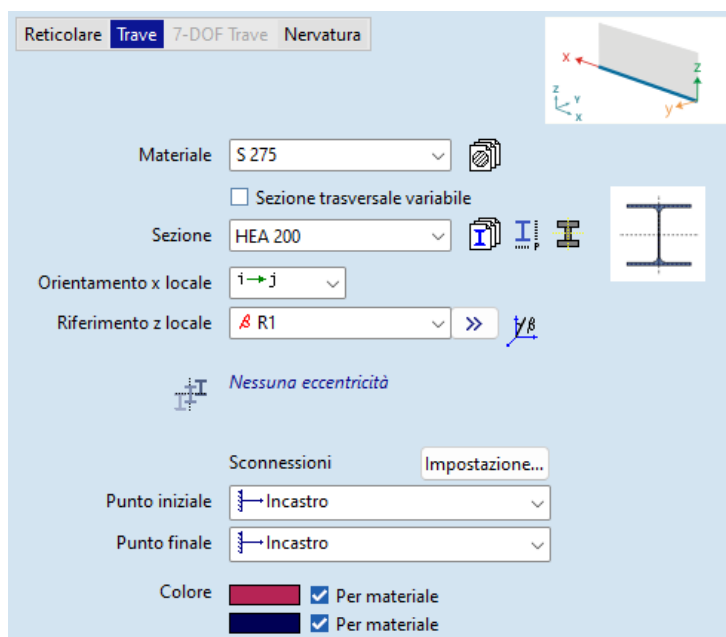
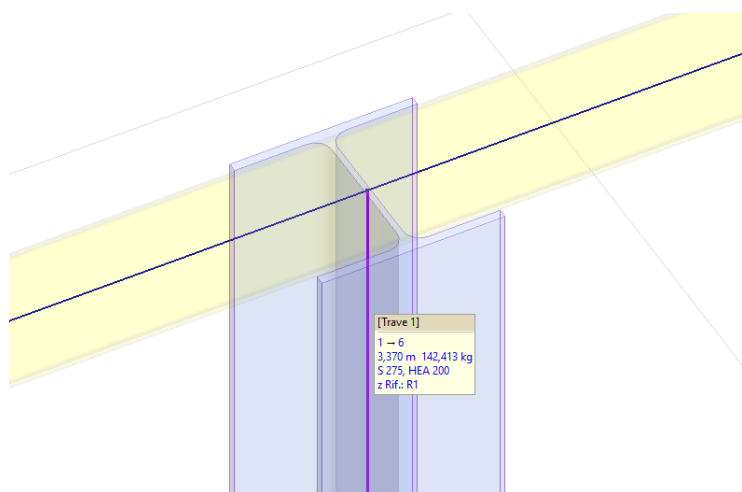
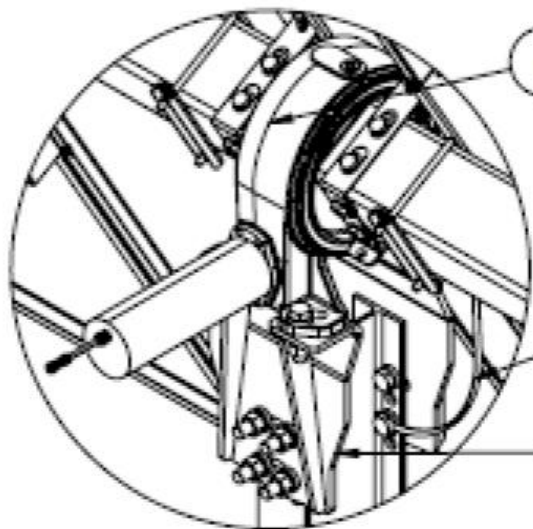
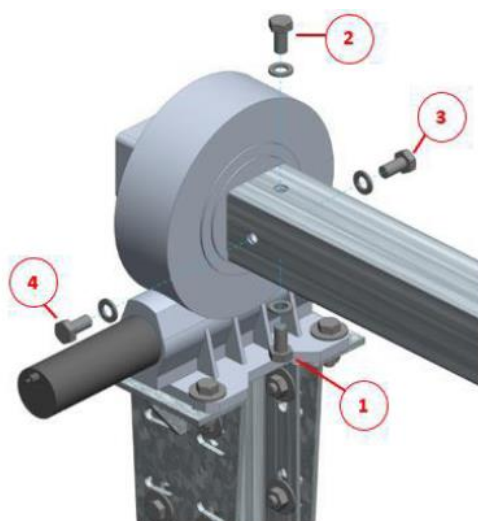
5.1.2.2 Sconnessione e vincoli

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.



5.1.2.3 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 50 cm dal piano campagna, escludendo di fatto dall'interazione con il terreno la parte superficiale.

Le rigidezze assegnate in questa fase progettuale sono pari a:

$k_x = 2.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza elevata nella direzione assiale del montante);

$K_y = 7.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza ipotizzata nella direzione della minore inerzia del montante);

$k_z = 7.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza ipotizzata nella direzione della maggiore inerzia del montante).

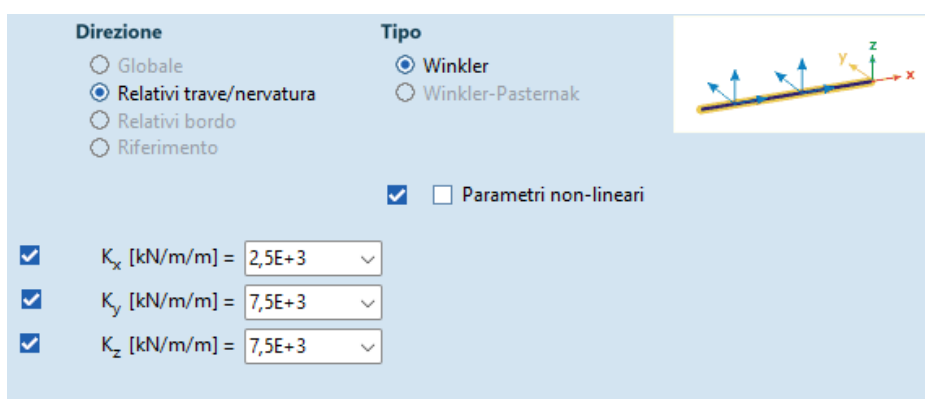


Figure 5-1: Vincoli al suolo

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.

5.1.2.4 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).

5.1.3 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.

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

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

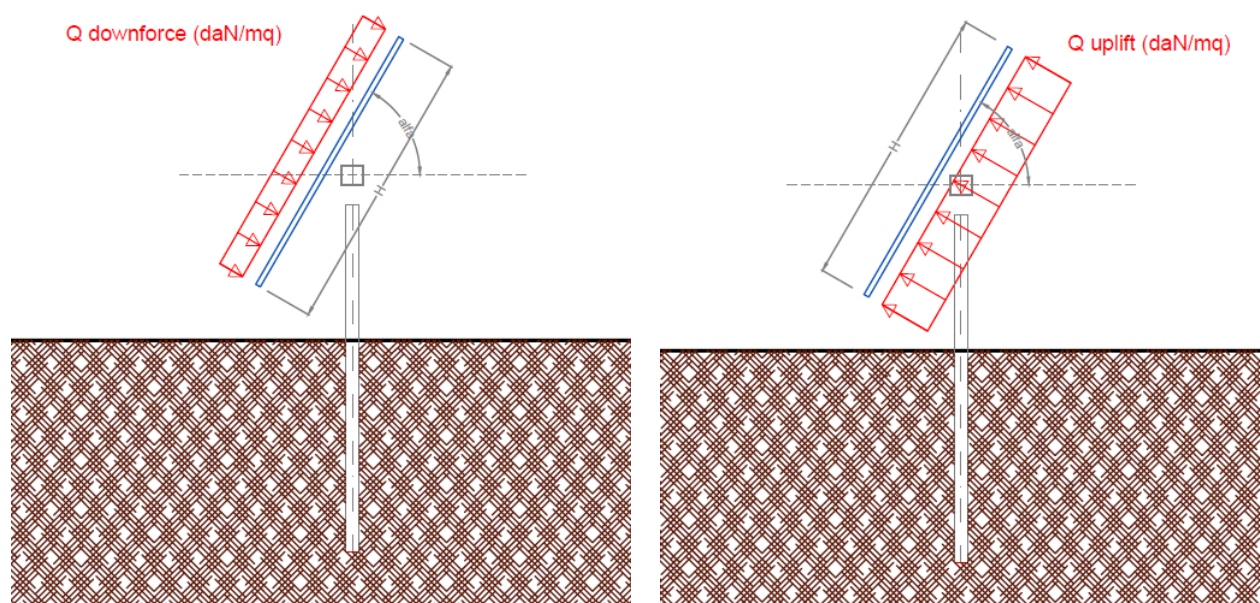


Figure 5-2: Carico distribuito generato dal vento

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

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

Dove:

q_r pressione cinetica di riferimento;

c_e coefficiente di esposizione;

c_p coefficiente di pressione (ex coefficiente di forma);

c_d coefficiente dinamico.

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

5.1.3.1 Pressione cinetica di riferimento q_r

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

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

dove:

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

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

La determinazione della pressione cinetica di riferimento avviene mediante il calcolo basato sulla zona di vento e l'altitudine del sito sopra il livello del mare (slm), seguendo la procedura di seguito indicata. Come evidenziato nell'illustrazione, il valore corrispondente per la regione Emilia-Romagna è 2.

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

Figure 5-3: Valori dei parametri $V_{b,0}$, a_0 , k_s

Come indicato dalla figura precedente, i valori ricavati per $v_{b,0}$, a_0 , k_s : sono i seguenti.

$v_{b,0} = 27$ m/s;

$a_0 = 500$ m;

$k_s = 0,37$.

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 $a_s = 2,0 \text{ mt} < a_0 = 750 \text{ m}$; pertanto, utilizzando il parametro $c_a=1$ si calcola la velocità di riferimento

$$v_r = v_{b,0} \times c_a \quad [\text{m/s}]$$

e la pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \times 27^2 = 455,0 \quad [\text{N/m}^2]$$

che espressa in decaNewton al metro quadrato risulta 45,00 daN/mq.

5.1.3.2 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).

In primo luogo, va identificata la Classe di rugosità del terreno. La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** mostra che la Classe di rugosità del terreno assegnata al sito è la D.

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).

Classi di rugosità del terreno

Nota la distanza del sito dalla costa $d > 30$ km, si possono incrociare i dati relativi alla zona di vento e la classe di rugosità per risalire alla categoria di esposizione e ottenere così i valori k_r , z_0 e z_{min} dalle seguenti tabelle:

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

Si ottiene la Categoria esposizione II con cui ricaviamo i valori:

$k_r = 0,19$;

$z_0 = 0,05$ m;

$z_{min} = 4$ m.

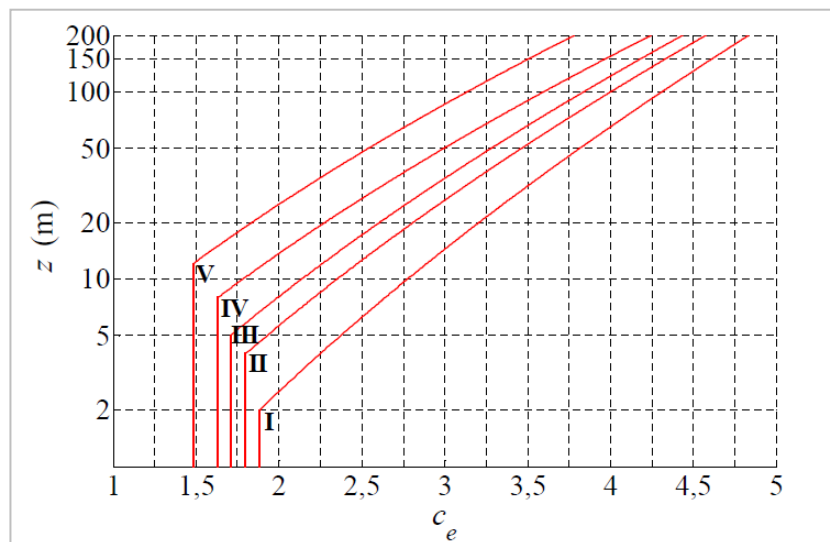
Considerata l'altezza della struttura (z), al confronto con il valore di z_{min} (4 metri), è possibile procedere al calcolo del coefficiente di esposizione, in base al seguente criterio.

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

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

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

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



In base al grafico fornito in precedenza, si osserva che, per il progetto in questione, con un'altezza (z) di 2,5 metri inferiore al valore minimo z_{\min} (4 metri) e considerando la categoria di esposizione tipo II, il coefficiente di esposizione (C_e) è calcolato come 1,7.

5.1.3.3 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 (rif. Circolare Applicativa C.3.3.9).

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

5.1.3.4 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 , che sostituisce il coefficiente di pressione c_p . Esso è così definito:

Per valori positivi	$CF = +0,2 + \alpha/35$	indipendente dal coeff bloccaggio
Per valori negativi	$CF = -0,5 - 1,3 * \alpha/35$	per coeff bloccaggio $\Phi=0$
	$CF = -1,4$	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

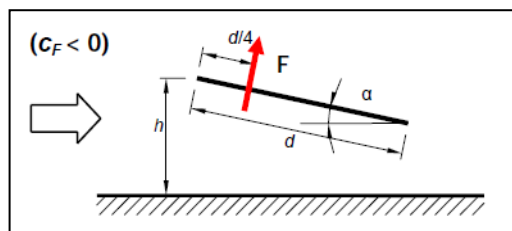
Le assunzioni di progetto consistono nel considerare un coeff bloccaggio pari a:

$\Phi=0$ - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 0° fino a 35° ca;

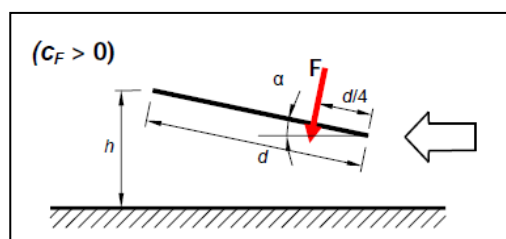
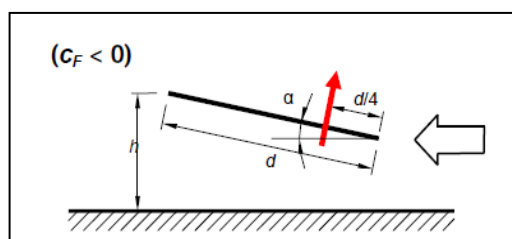
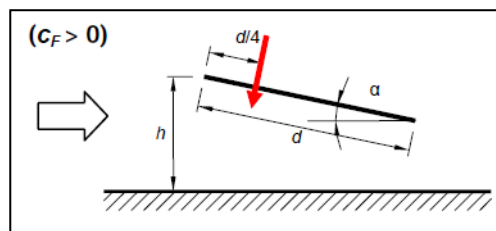
5.1.3.5 Forza risultante dalle pressioni downforce e uplift al variare del coefficiente di forza

Di seguito si riportano i diagrammi delle forze risultanti dalle pressioni downforce e uplift al variare del coefficiente di forza.

$C_F < 0$



$C_F > 0$



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 Qdownforce e Quplift 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

Per la configurazione di vela inclinata a 30° è plausibile attendersi valori di carico vento pari a circa

128 daN/mq nelle configurazioni di uplift.

113 daN/mq nelle configurazioni di downforce

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.

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

5.1.4 TRACKER MONOASSIALI 1P A 52 MODULI – Strutture basse

5.1.4.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

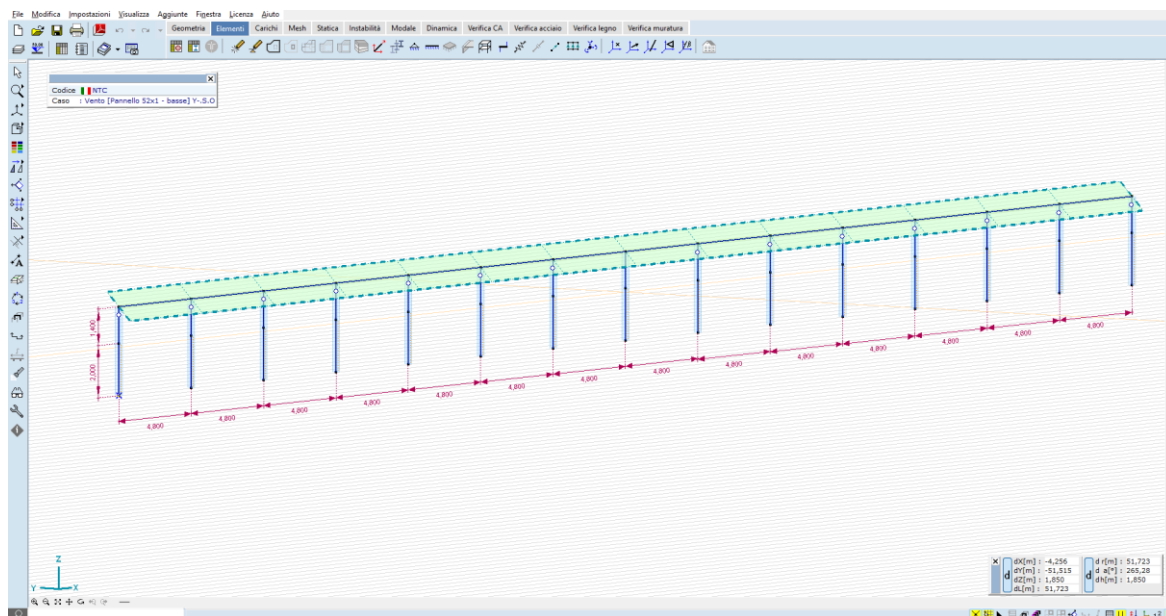


Figura 3.11_modello a elementi finiti – vista ad aste

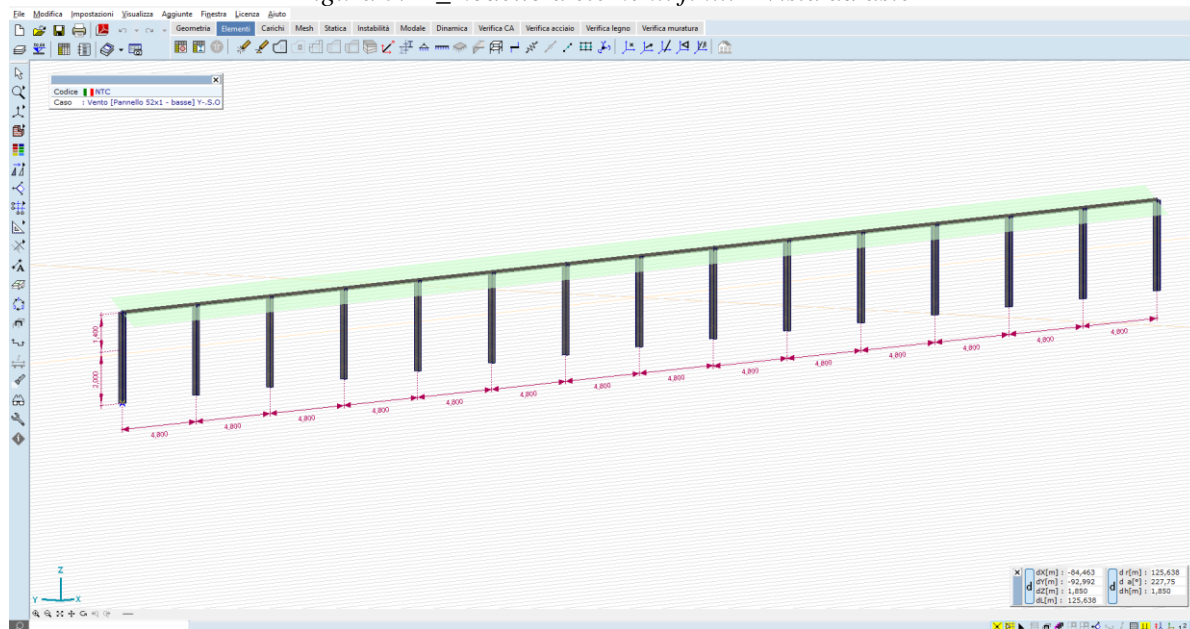


Figura 3.12_modello a elementi finiti – vista render

5.1.4.2 CASI DI CARICO

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

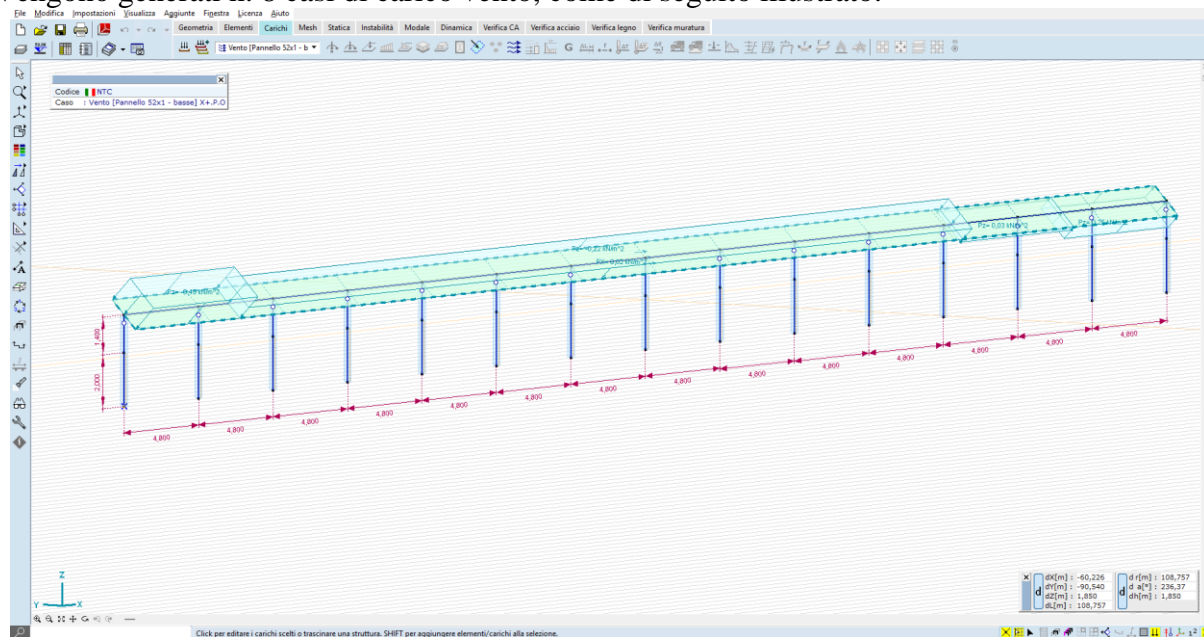


Figura 3.13_carico vento X+P.O.

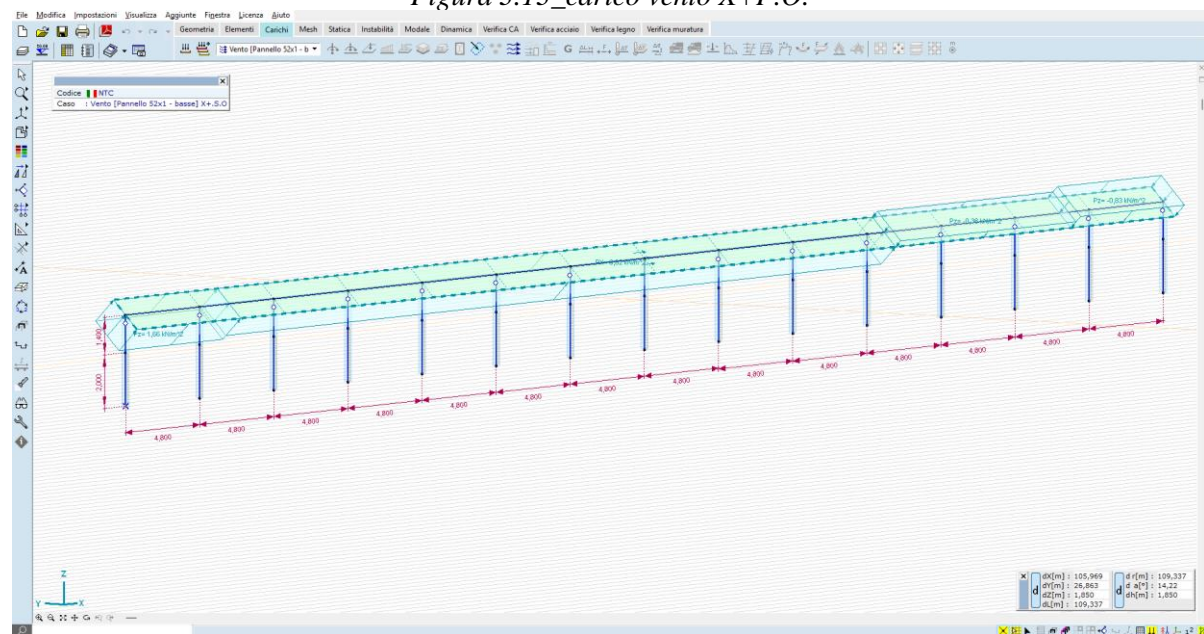


Figura 3.14_carico vento X+S.O.

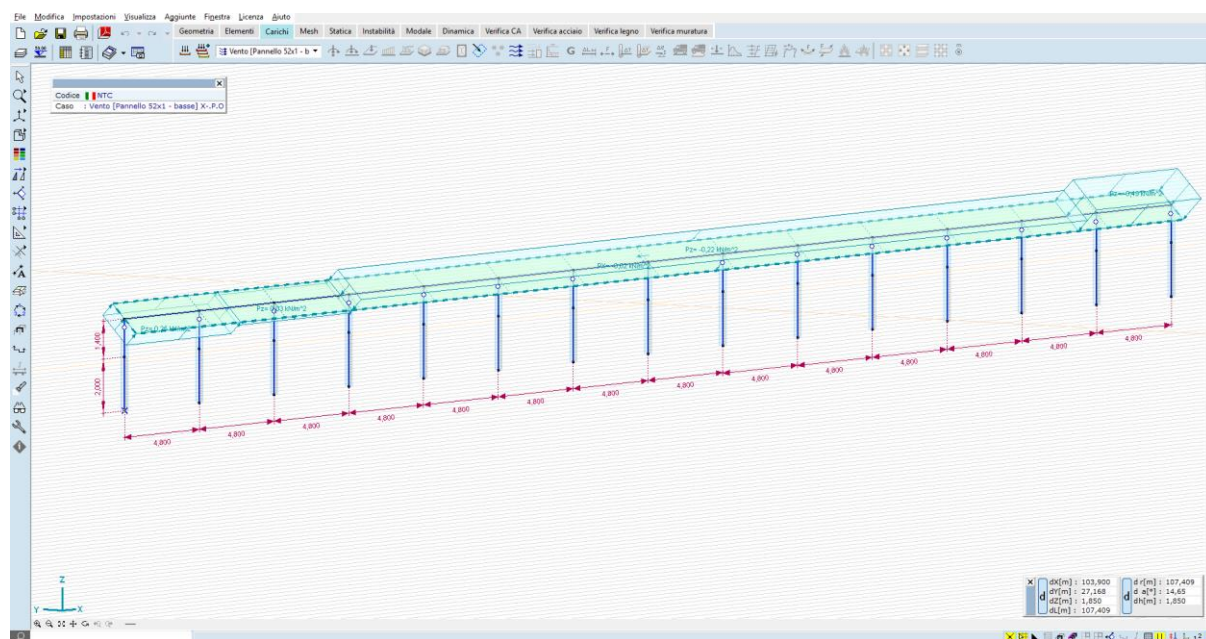


Figura 3.15_carico vento X+P.O.

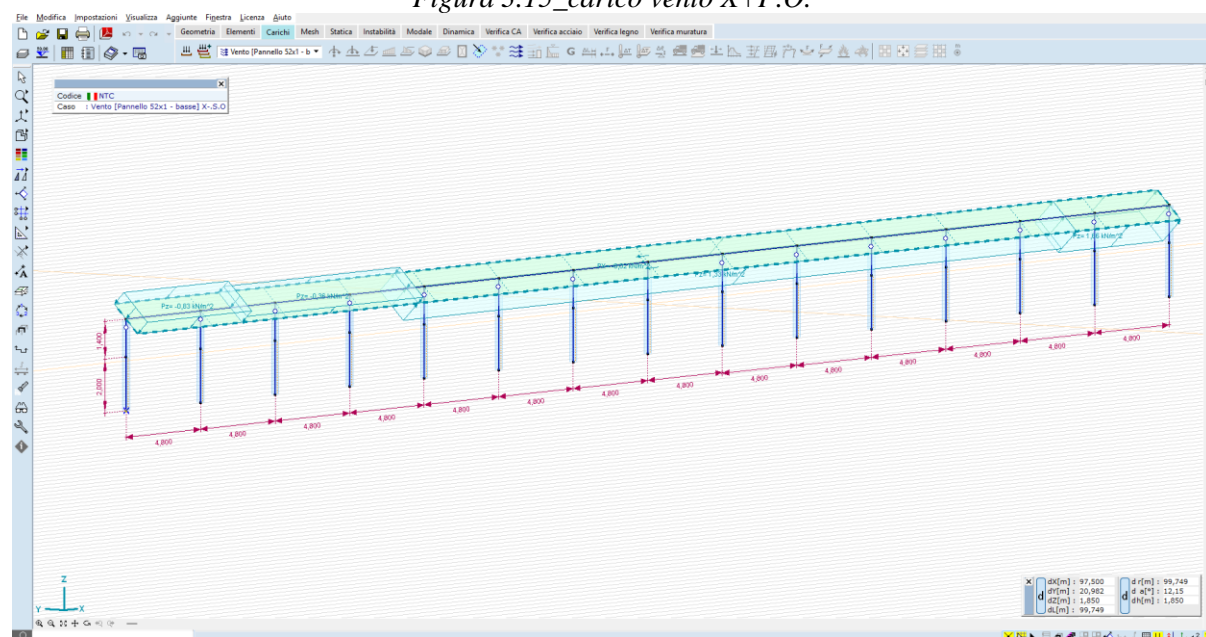


Figura 3.16_carico vento X+S.O.

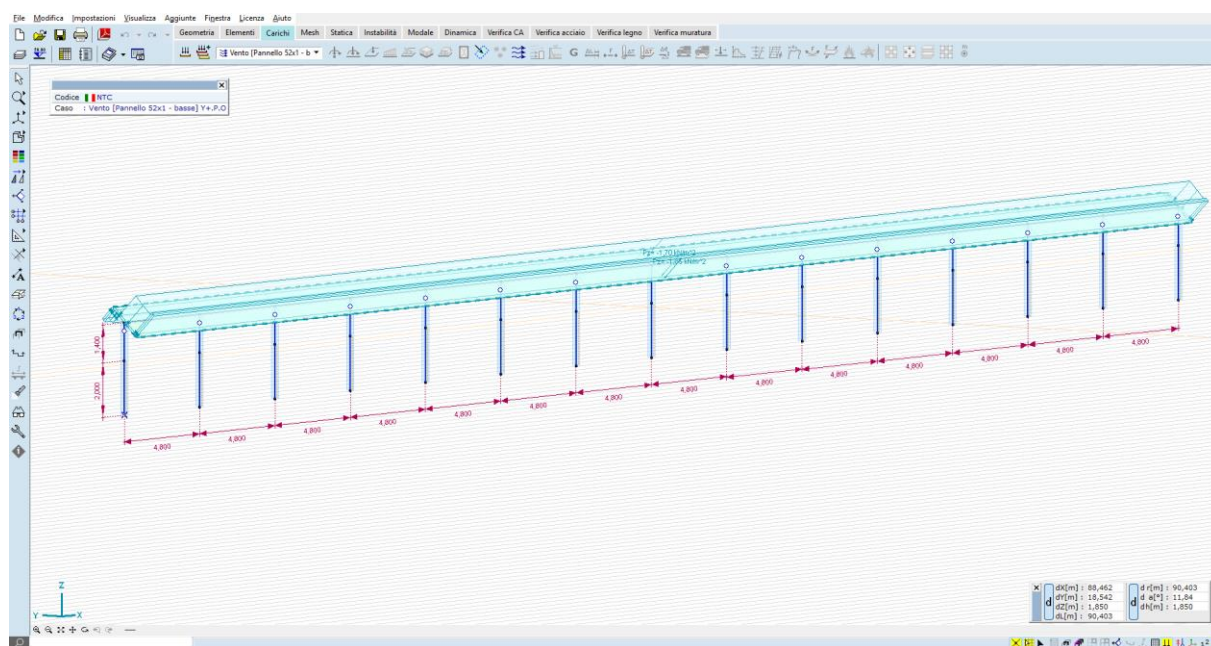


Figura 3.17_carico vento Y+P.O.

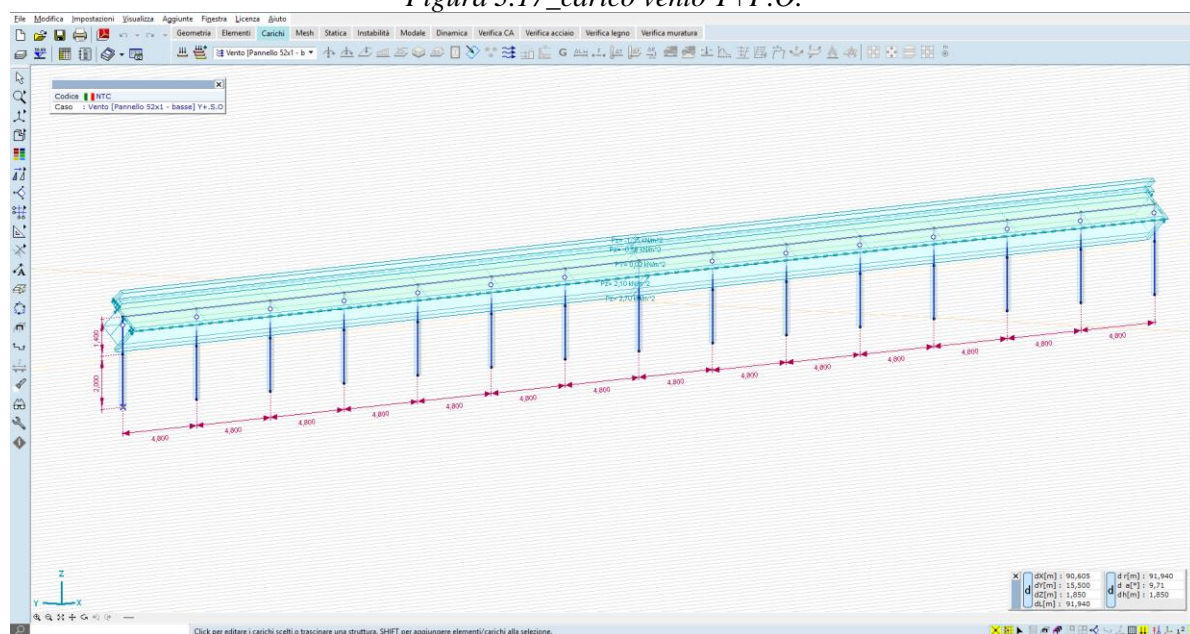


Figura 3.18_carico vento Y+S.O.

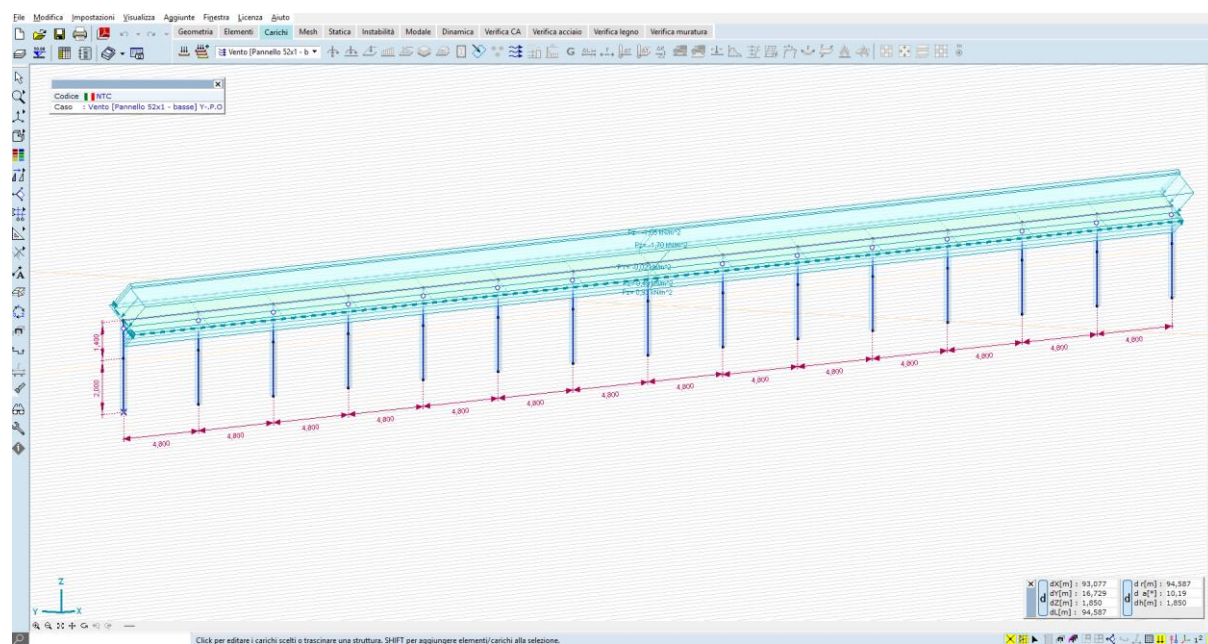


Figura 3.19_carico vento Y+P.O.

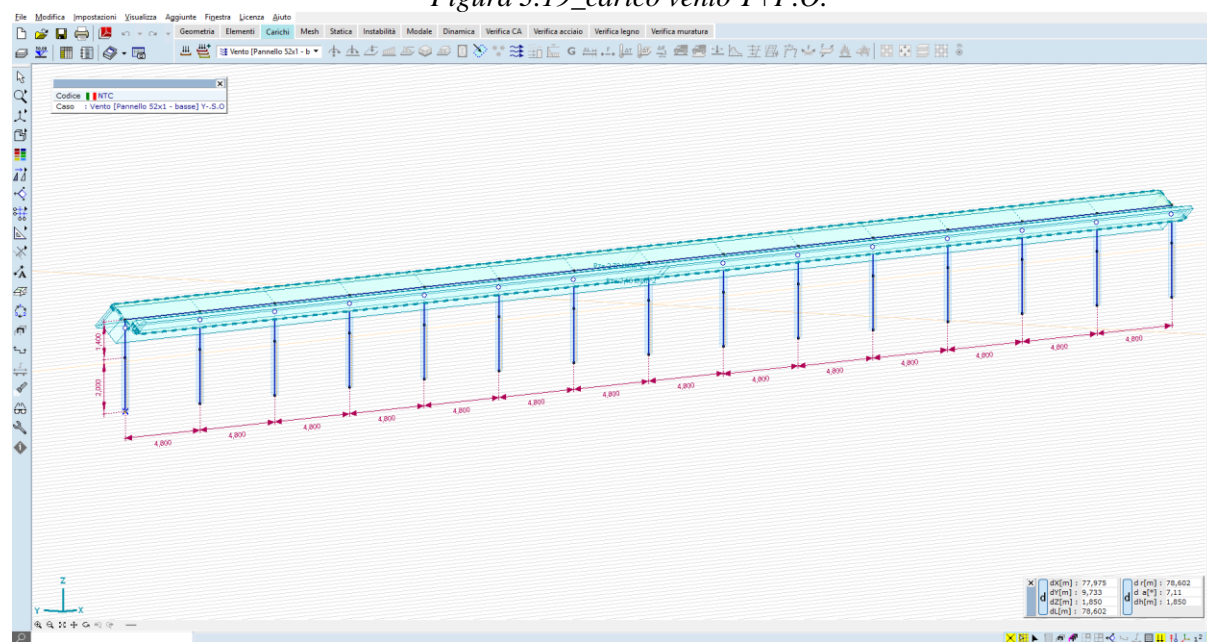


Figura 3.20_carico vento Y+S.O.

5.1.4.3 RISULTATI NUMERICI

5.1.4.3.1 6.1.4.3.1 SPOSTAMENTI

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

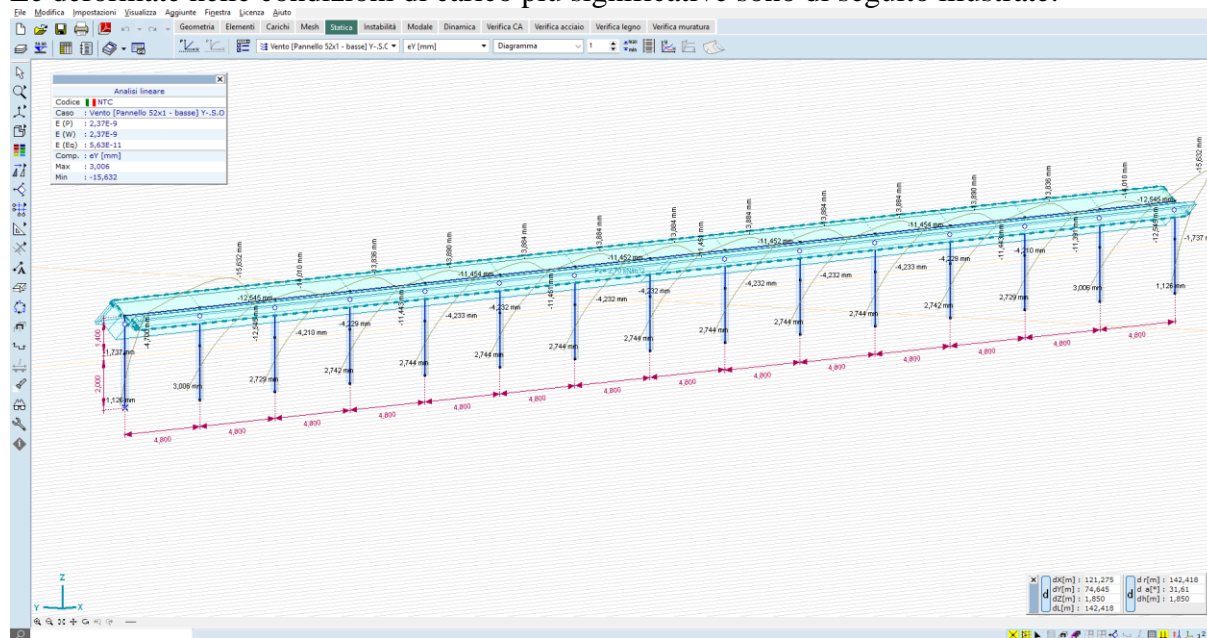


Figura 3.21_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione Y+S.O. – 15,632 mm in testa e 3,006 mm al piano campagna

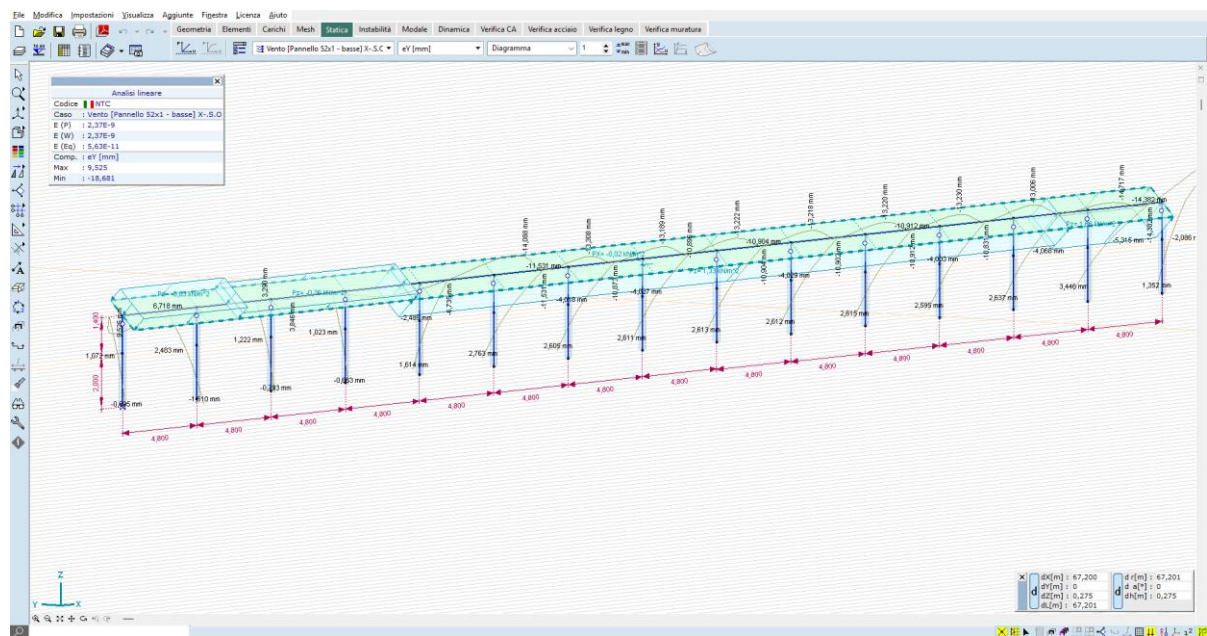


Figura 3.22_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione X+S.O. – 18,681 mm in testa e 3,446 mm al piano campagna

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 18,681 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 3,446 mm; 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.

5.1.4.3.2 3.1.4.3.2 SOLLECITAZIONI

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

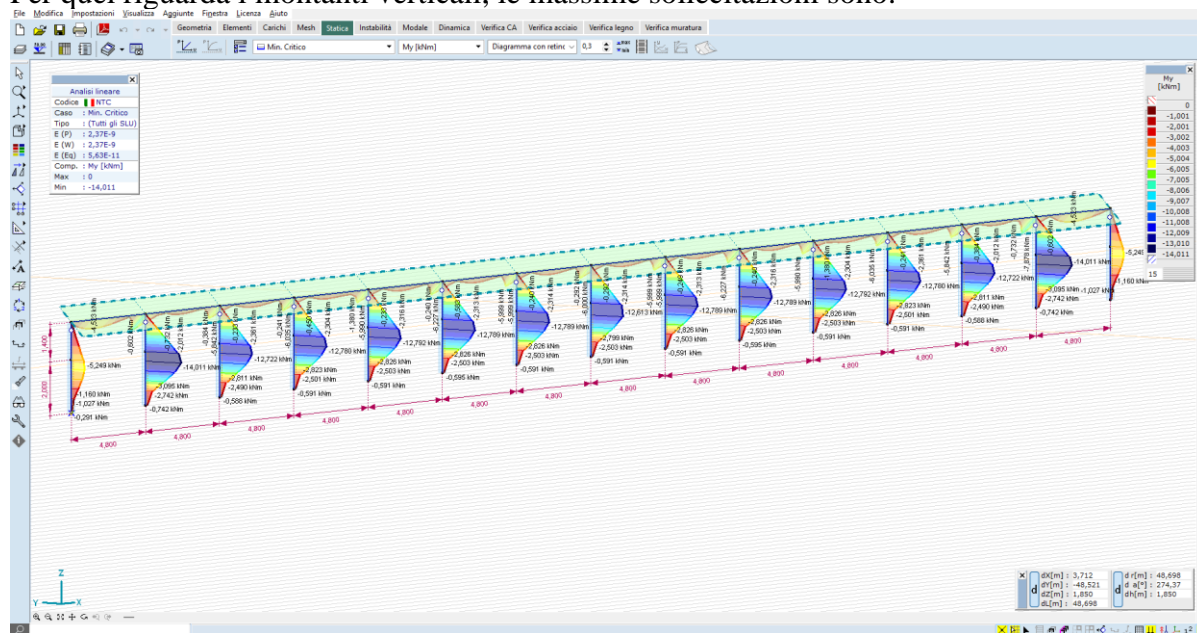


Figura 3.23_Momento flettente M_y – montanti – valori massimi dell'ordine dei 14 kN*m – combinazione min, Critico

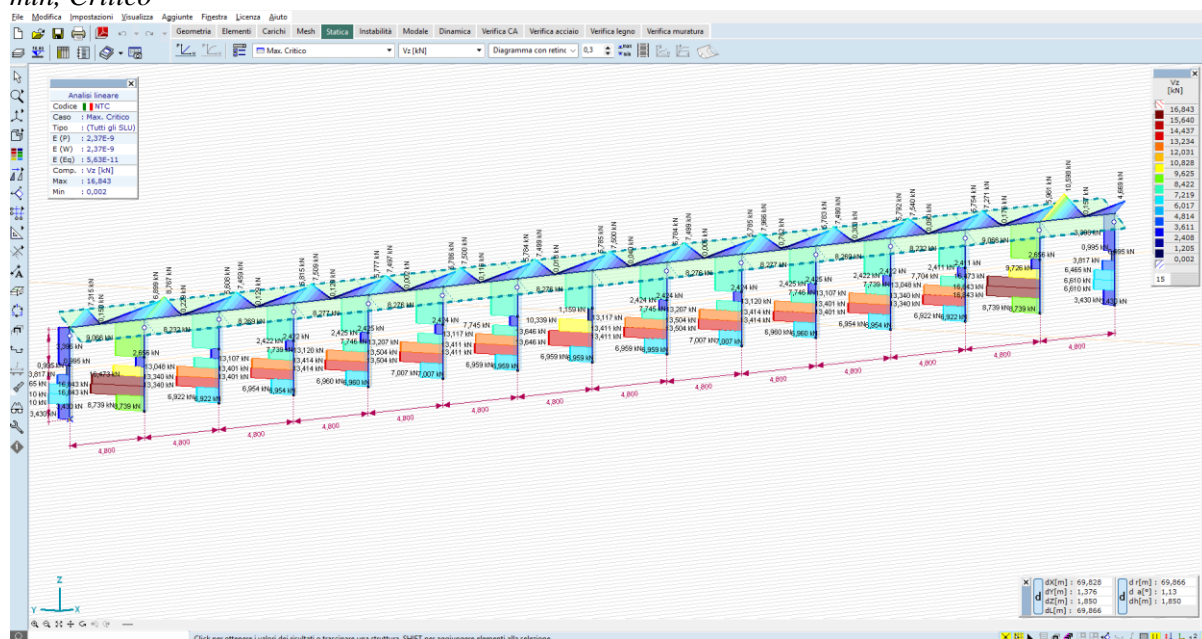


Figura 3.24_Taglio V_z – montanti – valori massimi dell'ordine dei 16 kN*m – combinazione max, Critico

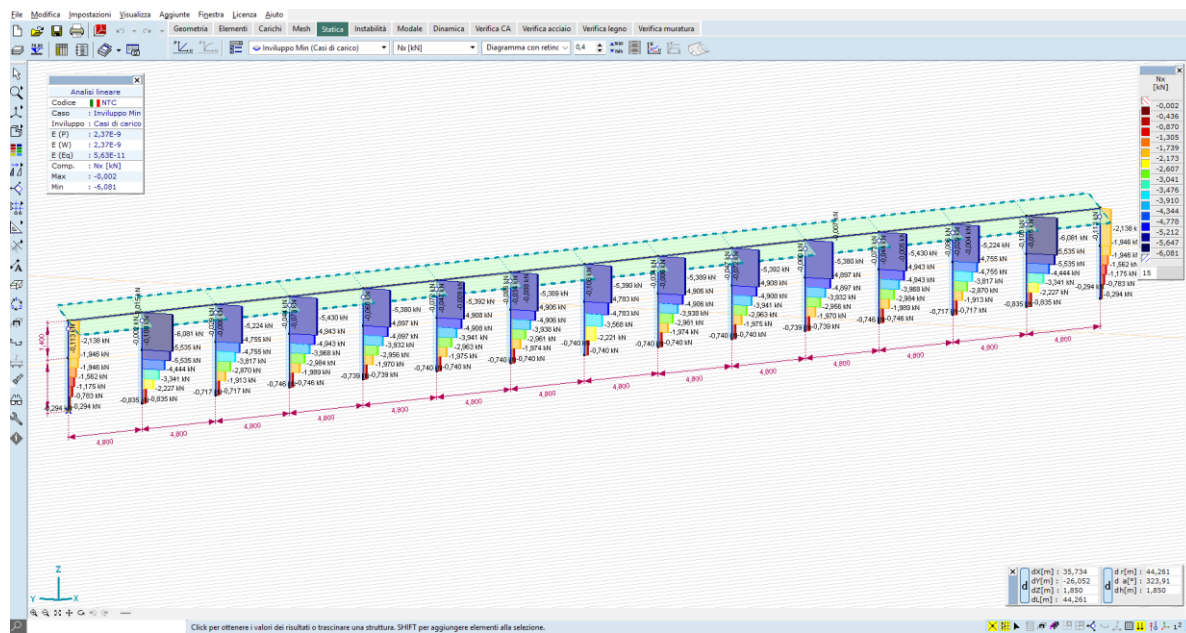


Figura 3.25_Carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 6 kN*m –Involuppo Min (casi di carico)

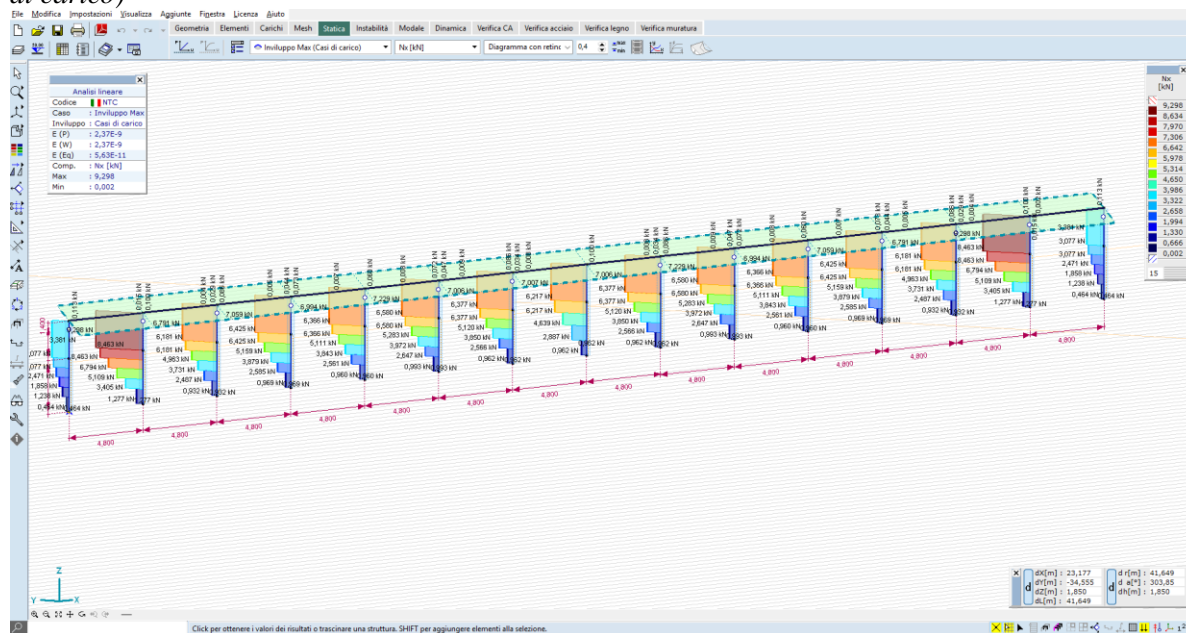


Figura 3.26_Carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 9 kN*m –Involuppo Max (casi di carico)

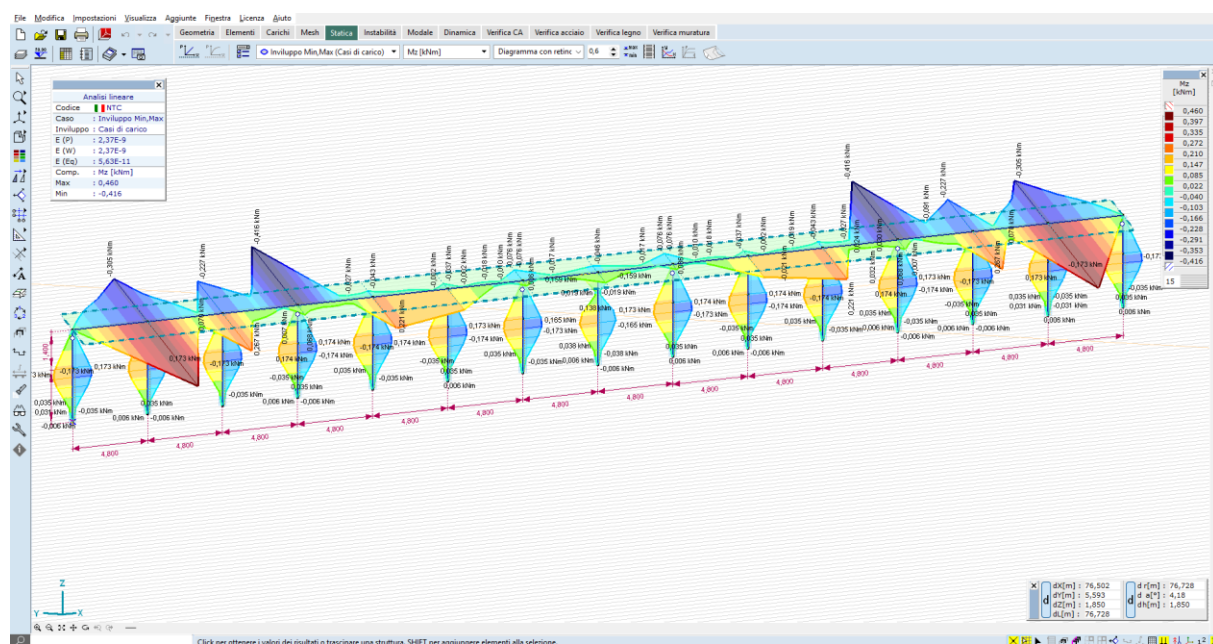


Figura 3.27_Momento flettente M_z – asse di rotazione – valori massimi dell'ordine dei 0,46 kN*m – Involuppo Min,Max (casi di carico)

5.1.5 TRACKER MONOASSIALI IP A 52 MODULI – Strutture alte

5.1.5.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

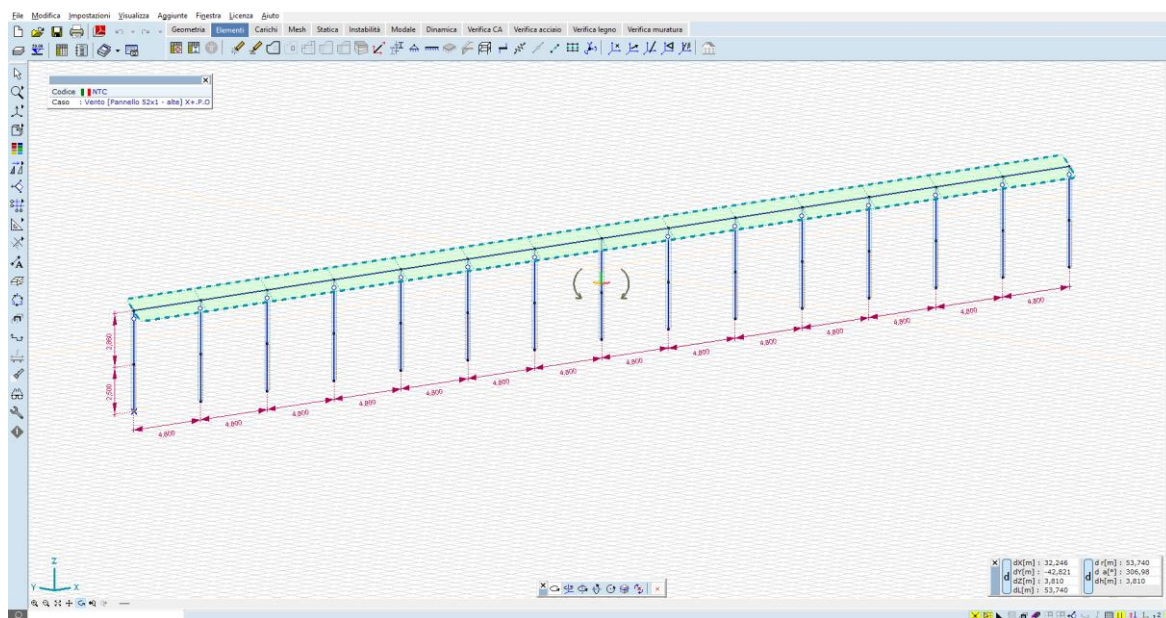


Figura 3.11_modello a elementi finiti – vista ad aste

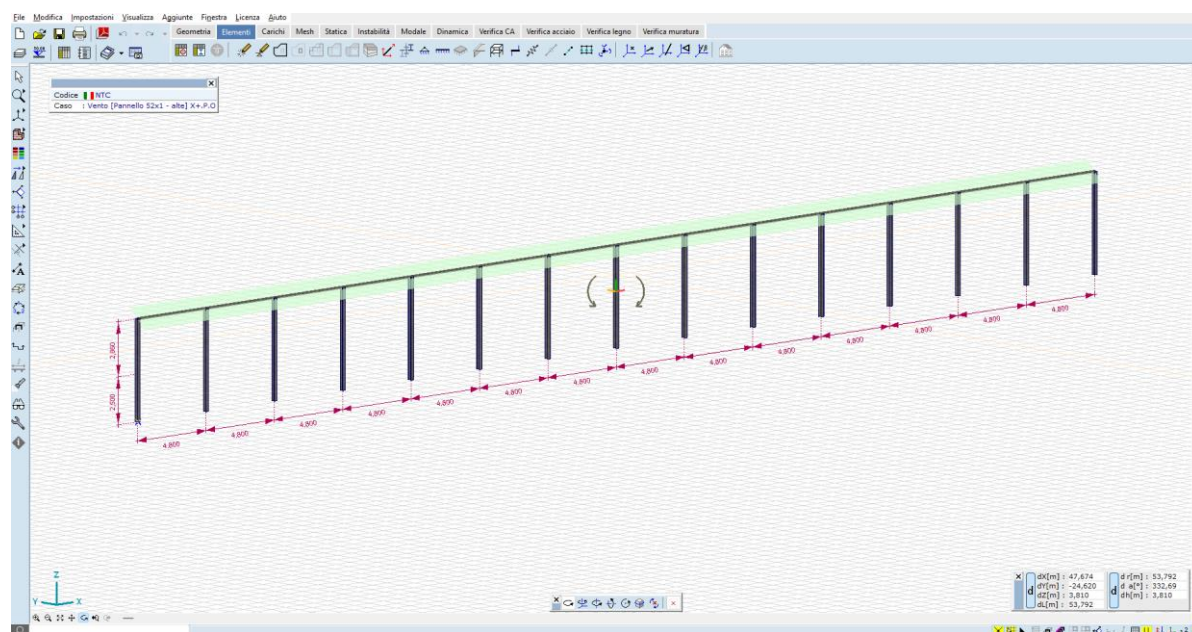


Figura 3.12_modello a elementi finiti – vista render

5.1.5.2 CASI DI CARICO

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

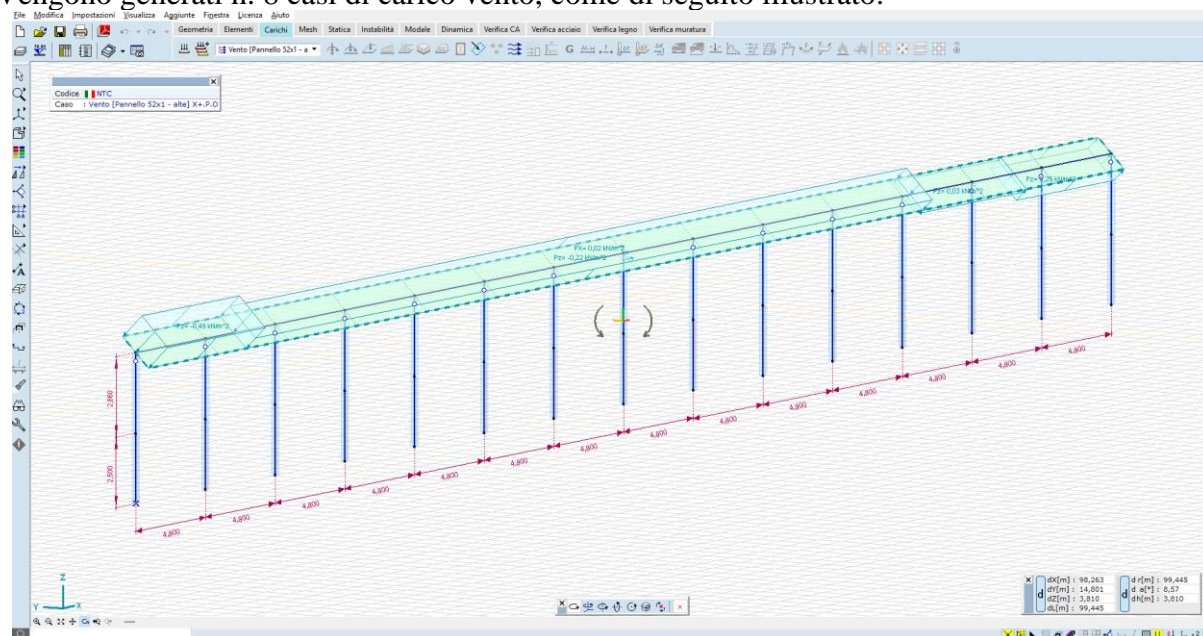


Figura 3.13_carico vento X+P.O.

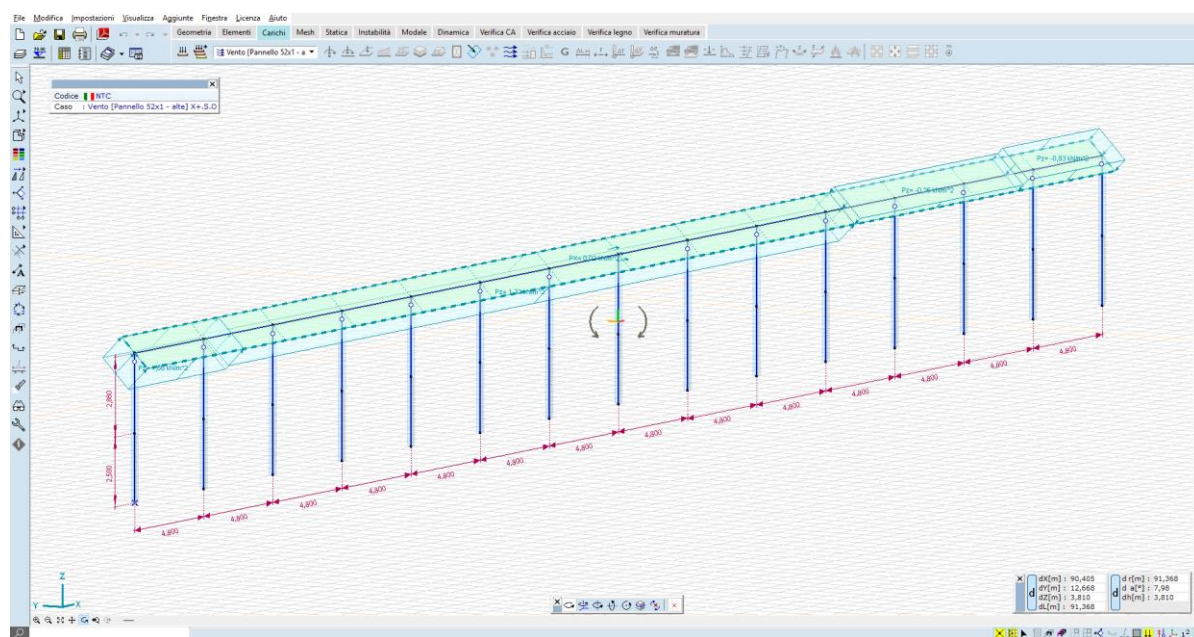


Figura 3.14_carico vento X+S.O.

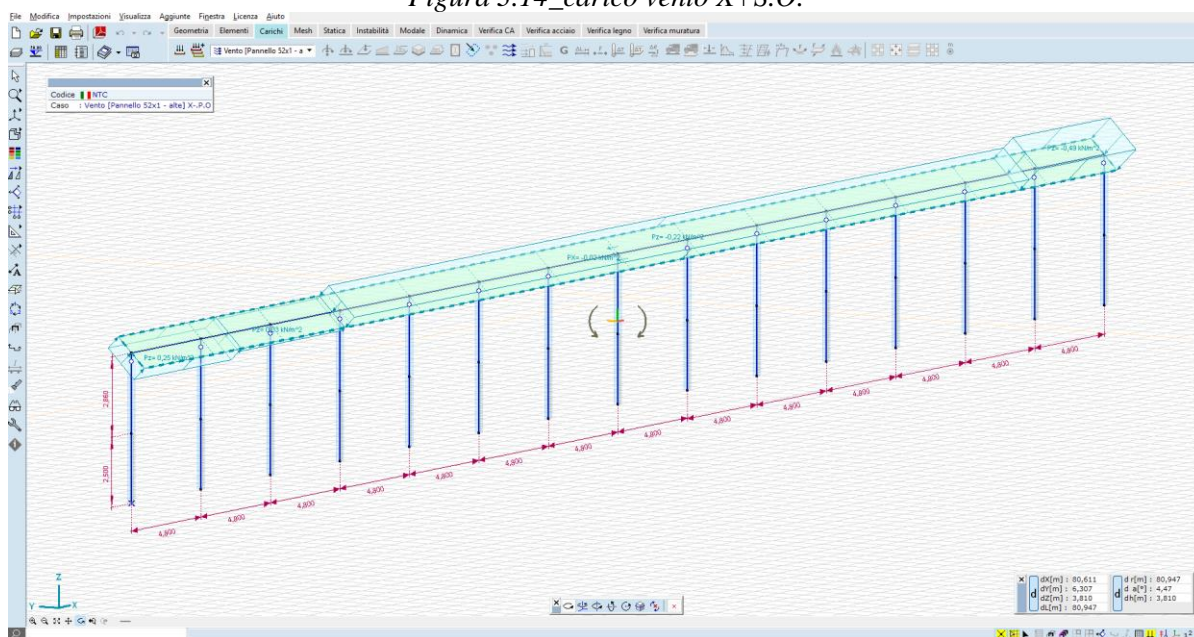


Figura 3.15_carico vento X+P.O.

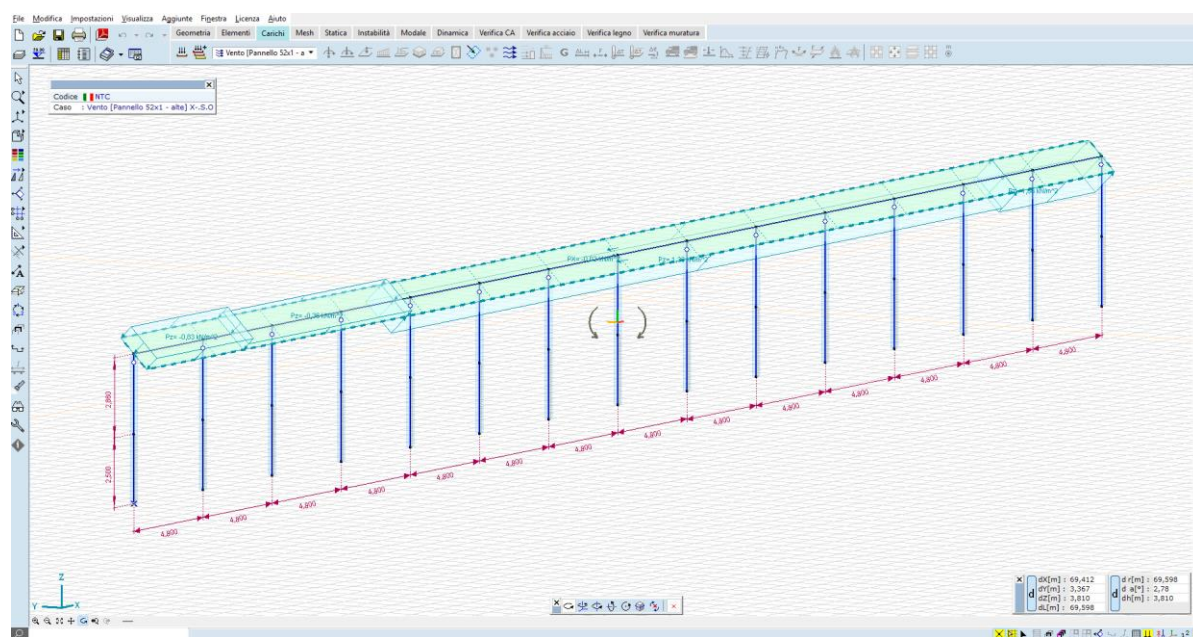


Figura 3.16_carico vento X+S.O.

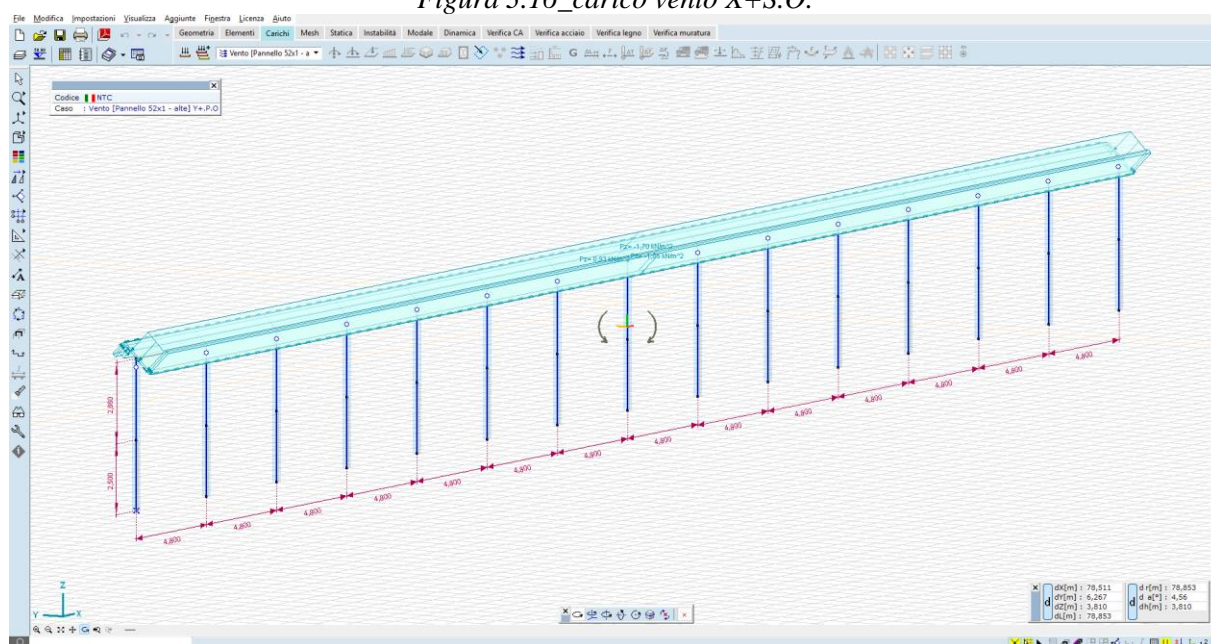


Figura 3.17_carico vento Y+P.O.

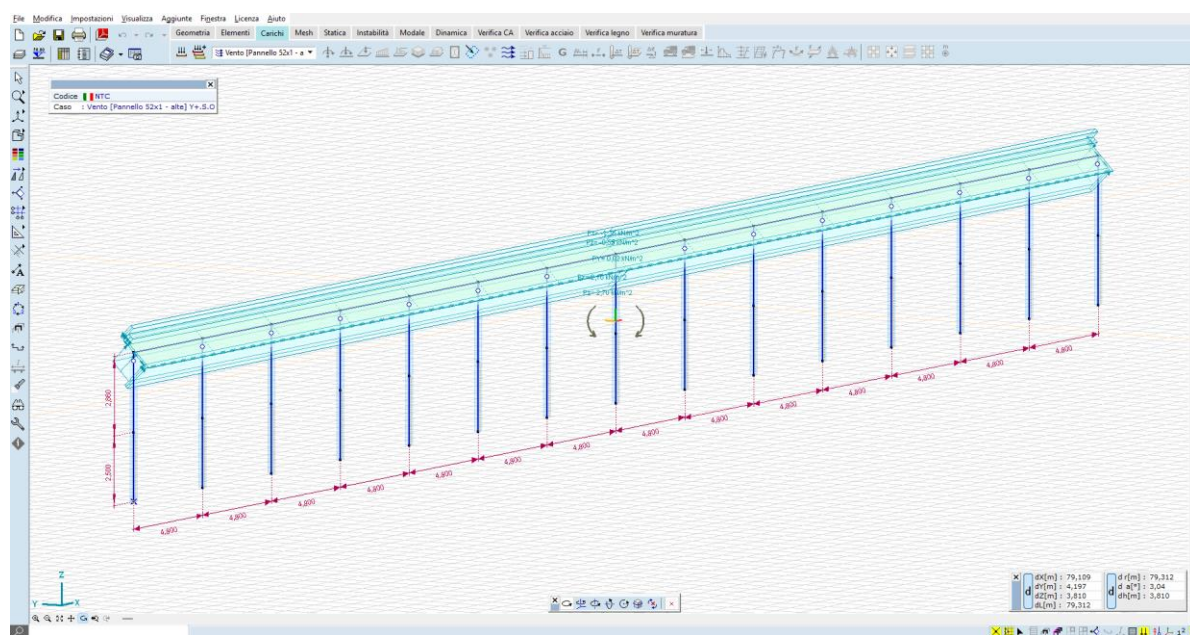


Figura 3.18_carico vento Y+S.O.

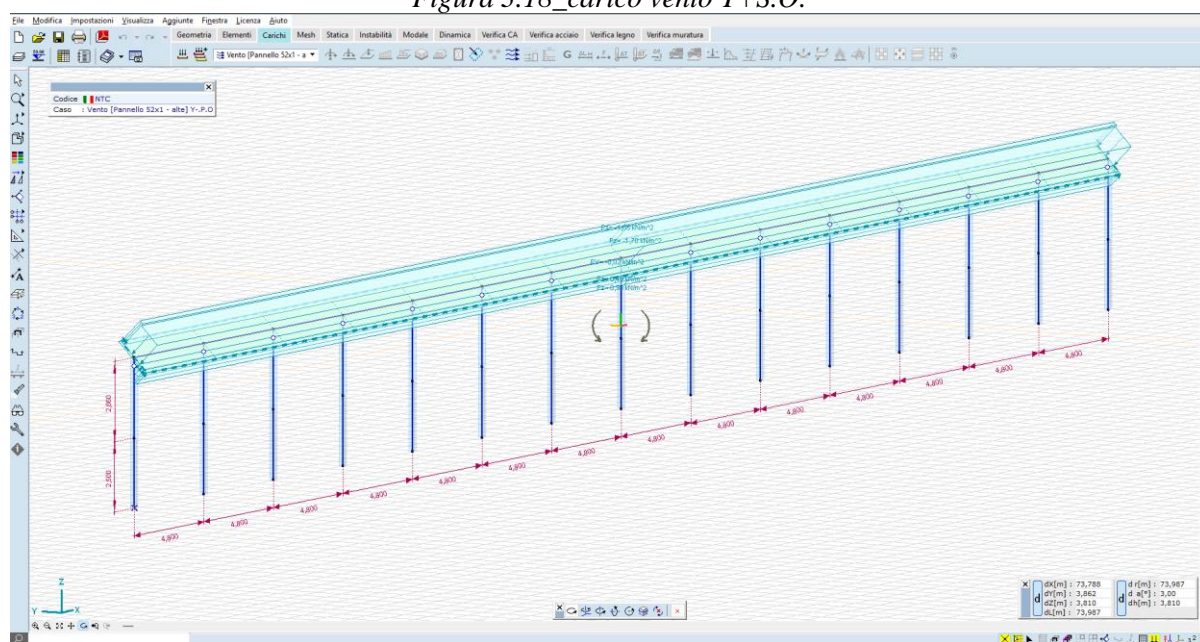


Figura 3.19_carico vento Y+P.O.

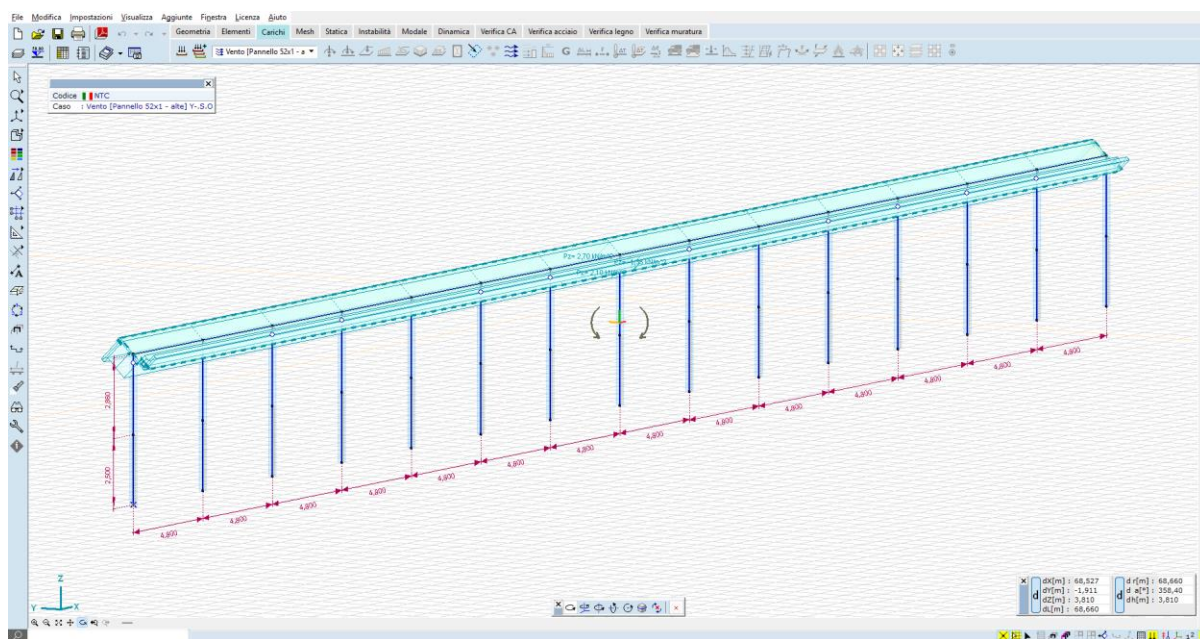


Figura 3.20_carico vento Y+S.O.

5.1.5.3 RISULTATI NUMERICI

5.1.5.3.1 6.1.4.3.1 SPOSTAMENTI

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

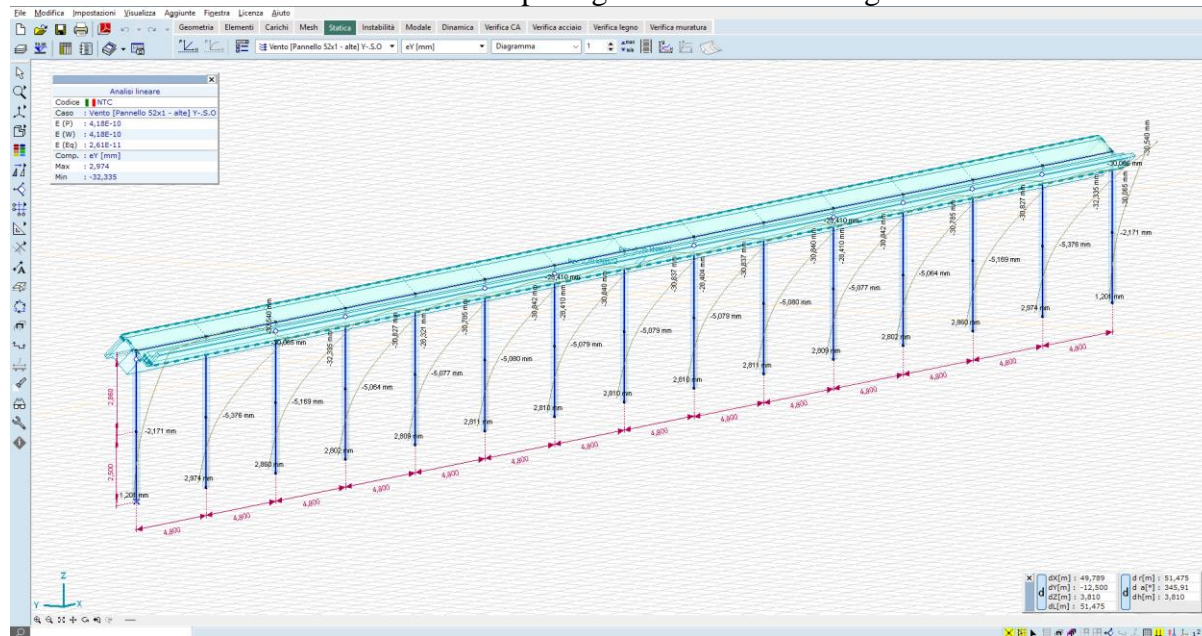


Figura 3.21_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione Y+S.O. – 32,335 mm in testa e 2,974 mm al piano campagna

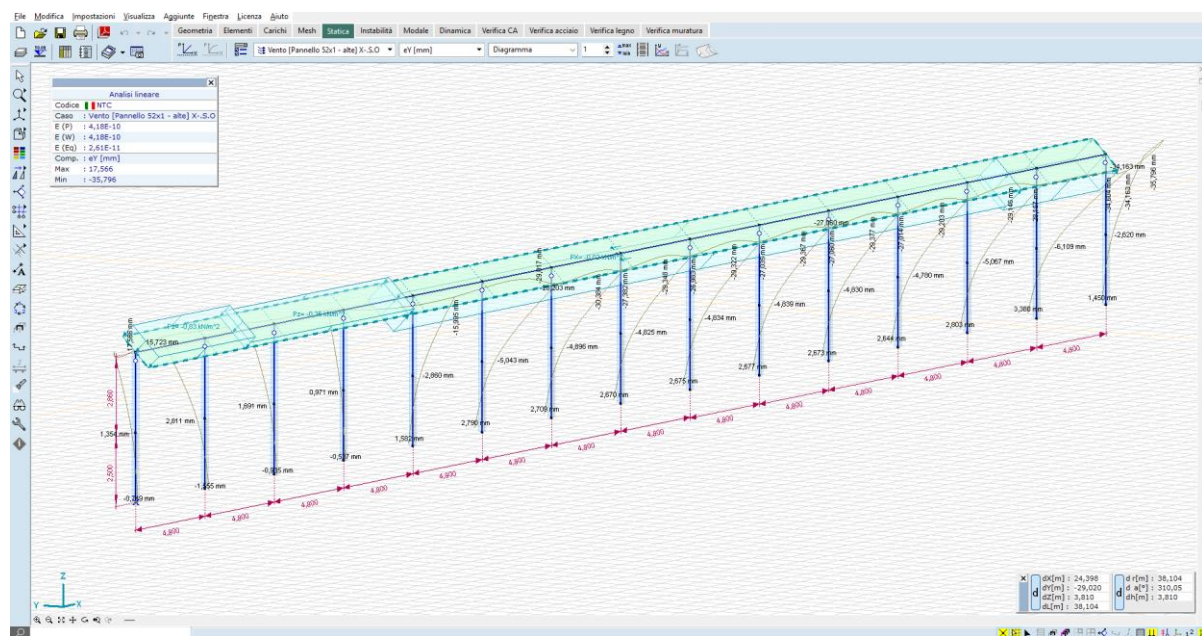


Figura 3.22_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione X+S.O. – 35,796 mm in testa e 3,380 mm al piano campagna

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 35,796 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 3,380 mm; 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.

5.1.5.3.2 3.1.4.3.2 SOLLECITAZIONI

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

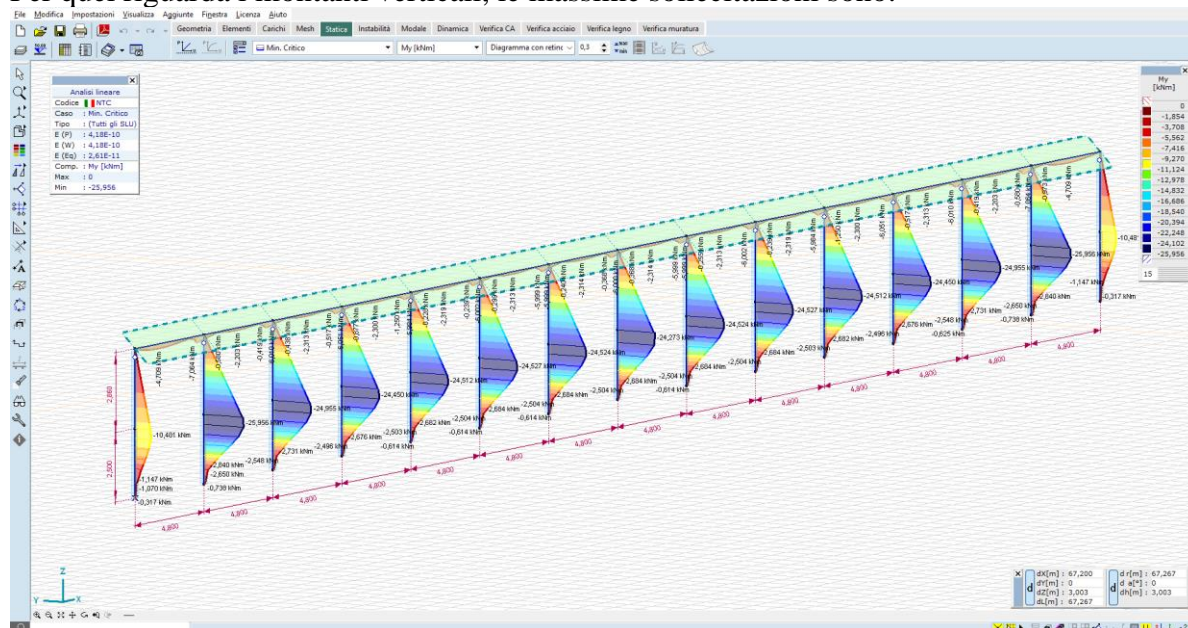


Figura 3.23_Momento flettente M_y – montanti – valori massimi dell'ordine dei 25 kN*m – combinazione min, Critico

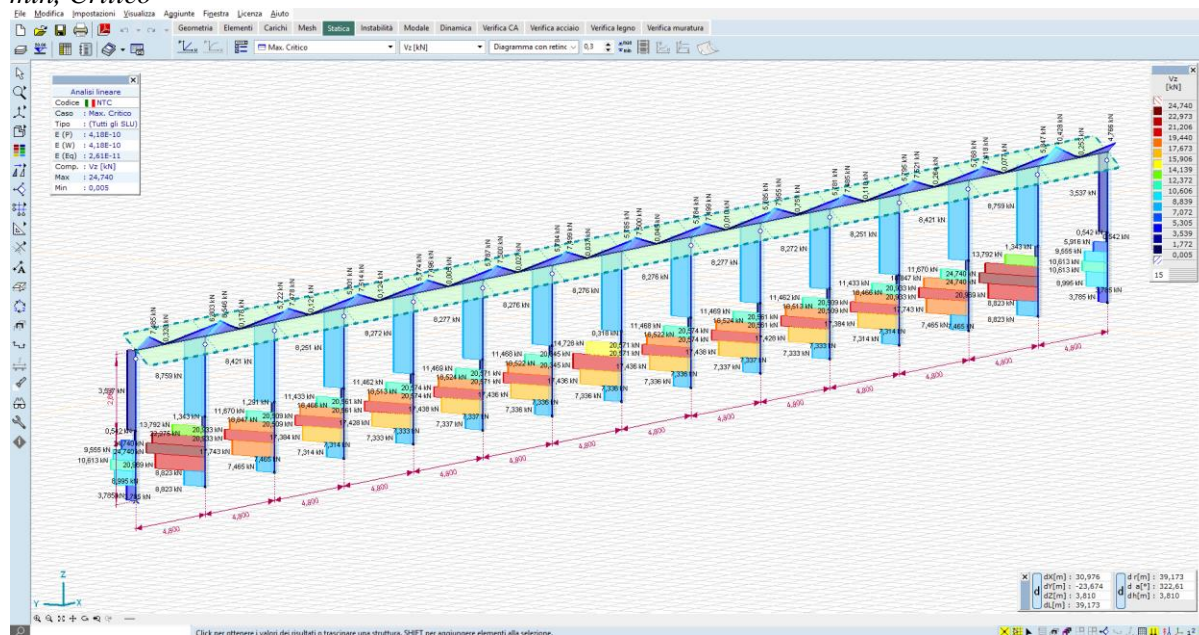


Figura 3.24_Taglio V_z – montanti – valori massimi dell'ordine dei 24 kN*m – combinazione max, Critico

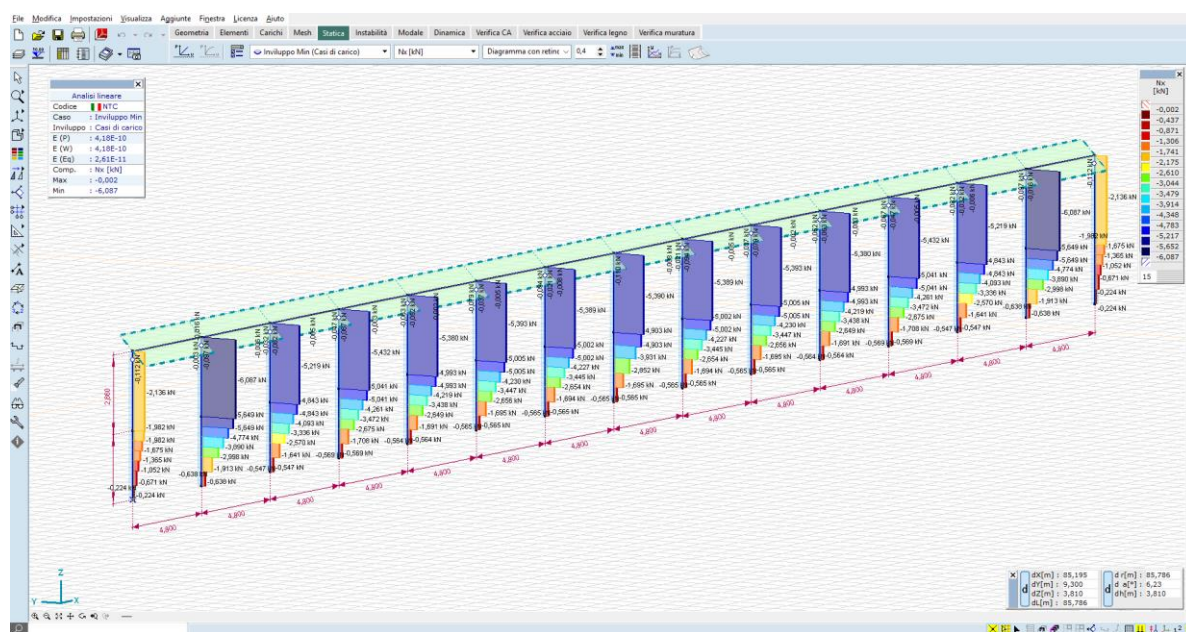


Figura 3.25_Carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 6 kN*m –Involuppo Min (casi di carico)

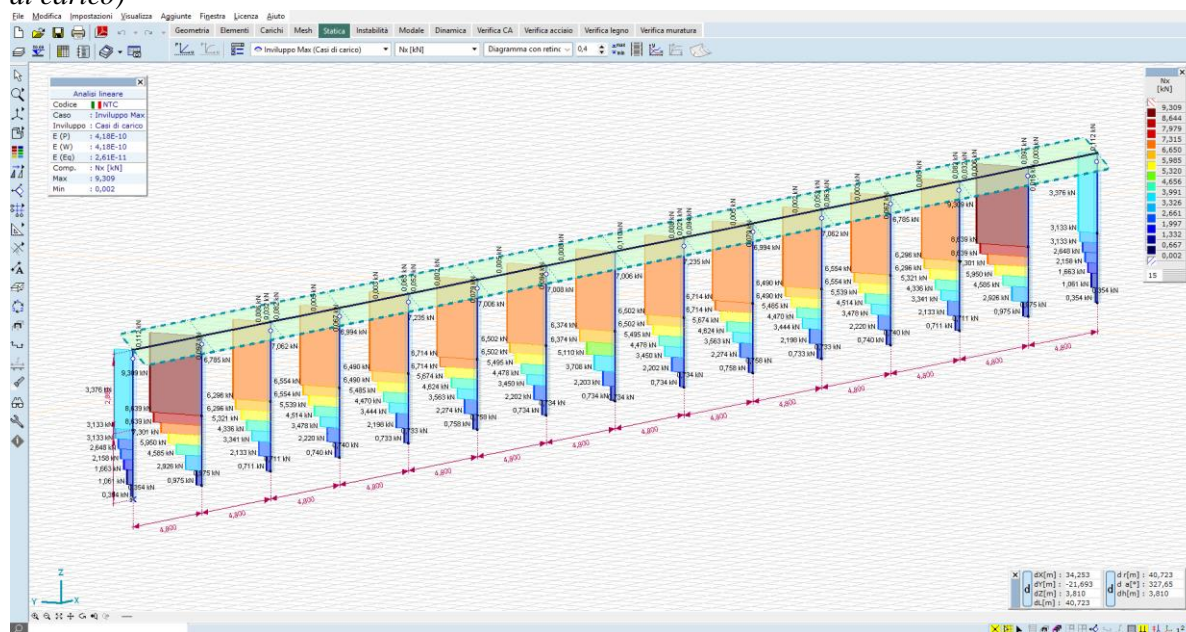


Figura 3.26_Carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 9 kN*m –Involuppo Max (casi di carico)

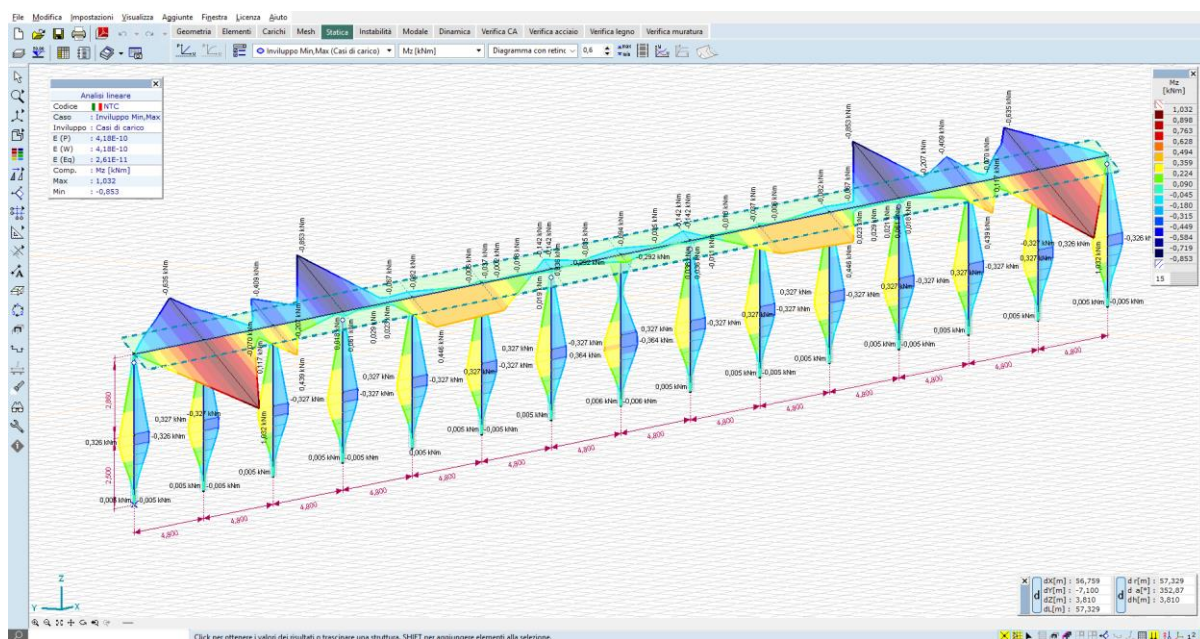


Figura 3.27_Momento flettente M_z – asse di rotazione – valori massimi dell’ordine dei $1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ – Involuppo Min,Max (casi di carico)

5.1.6 TRACKER MONOASSIALI 1P A 26 MODULI – Strutture basse

5.1.6.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

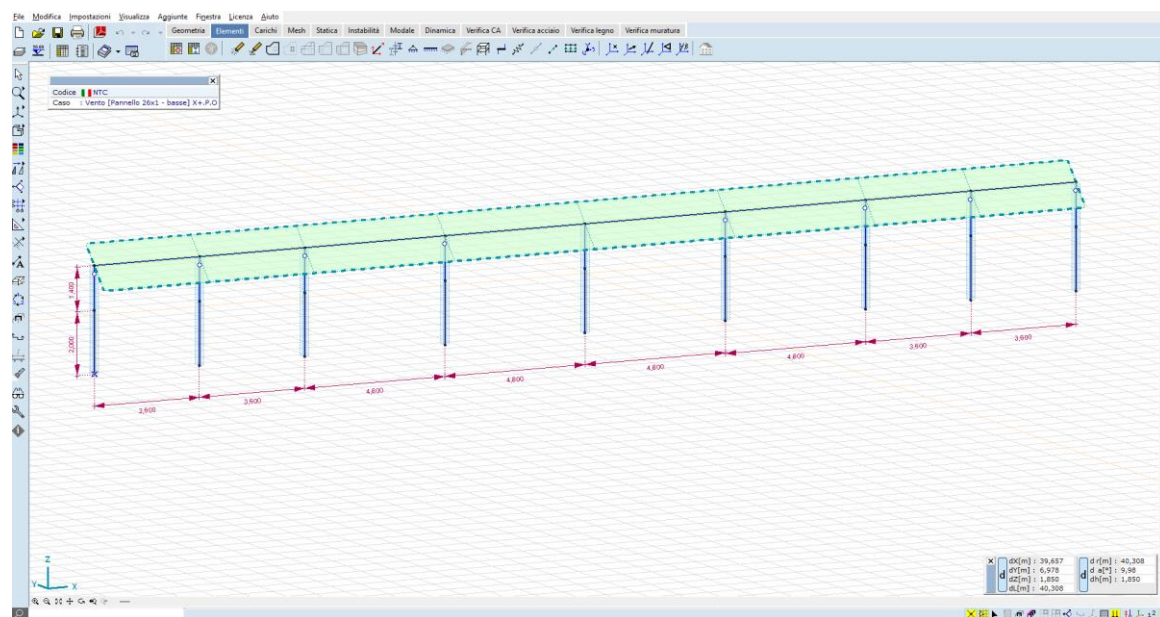


Figura 3.11_modello a elementi finiti – vista ad aste

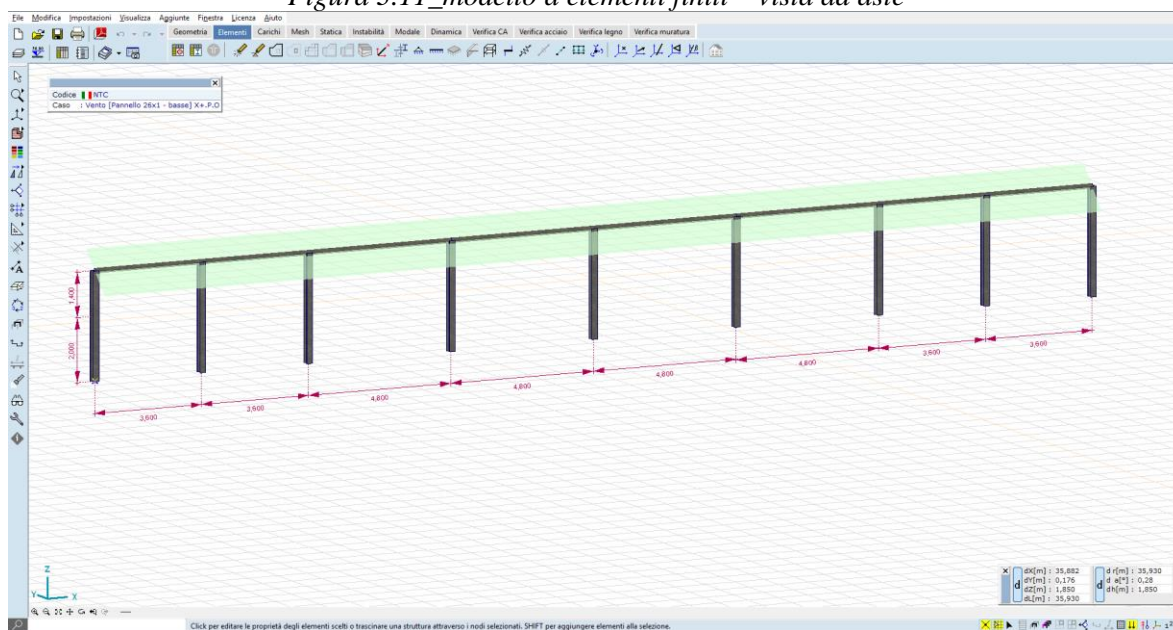


Figura 3.12_modello a elementi finiti – vista render

5.1.6.2 CASI DI CARICO

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

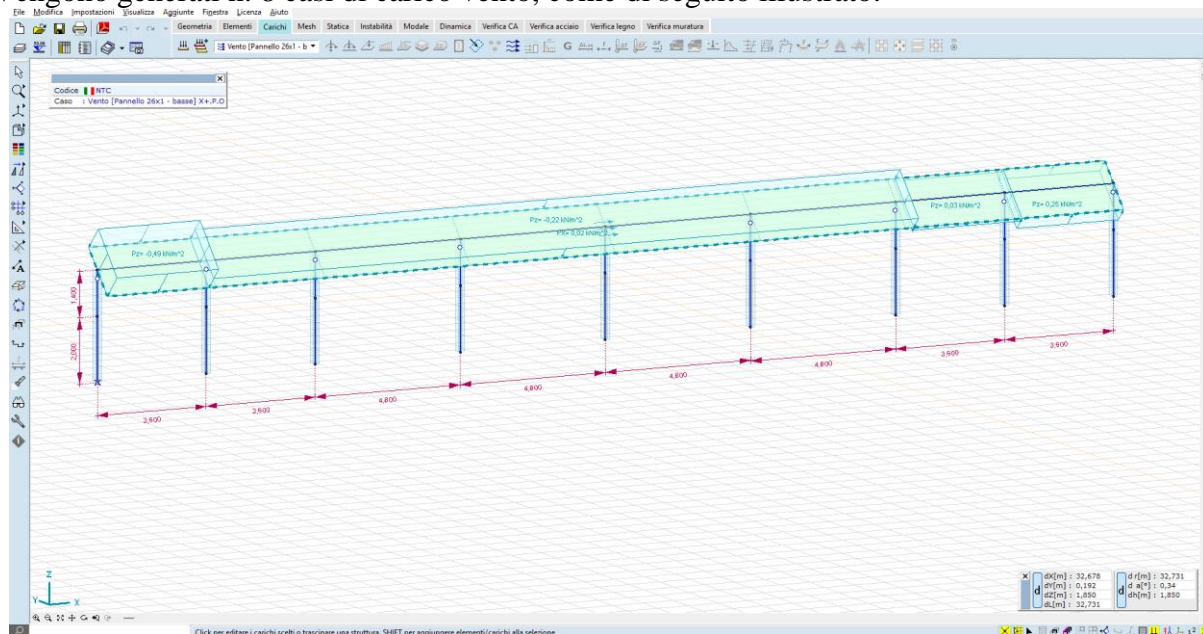


Figura 3.13_carico vento X+P.O.

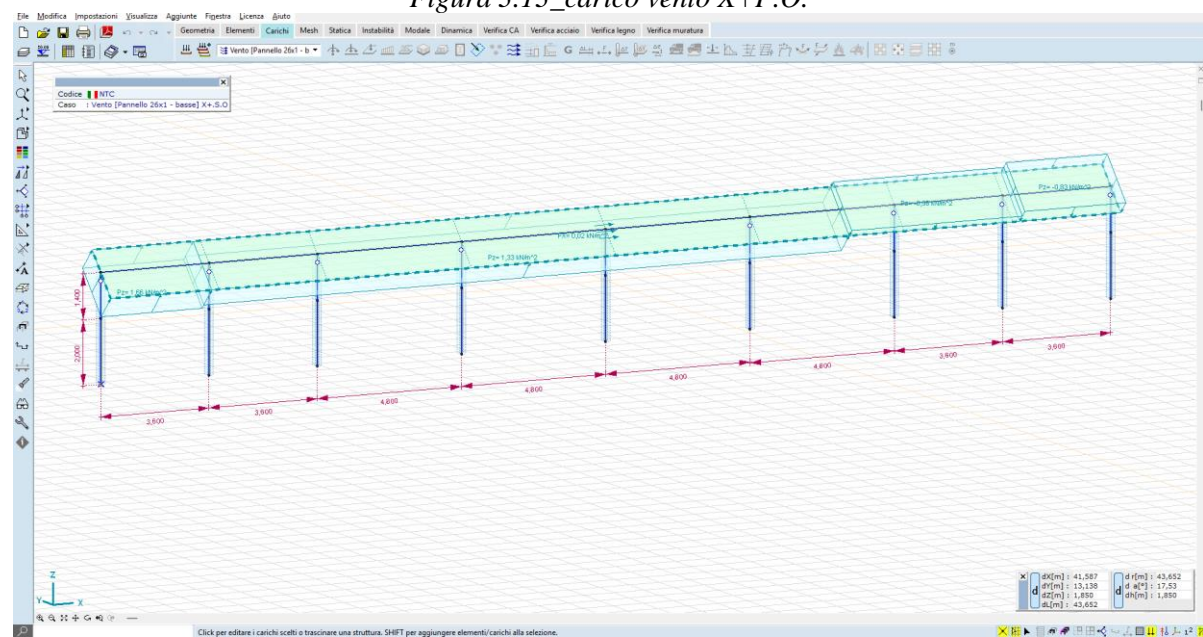


Figura 3.14_carico vento X+S.O.

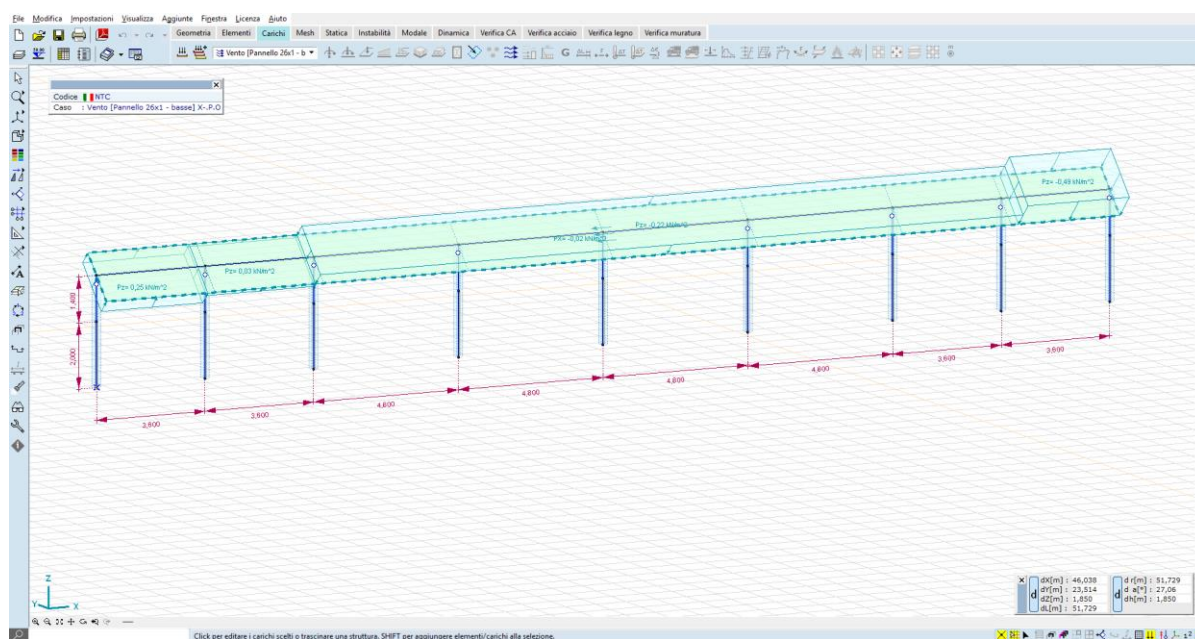


Figura 3.15_carico vento X+P.O.

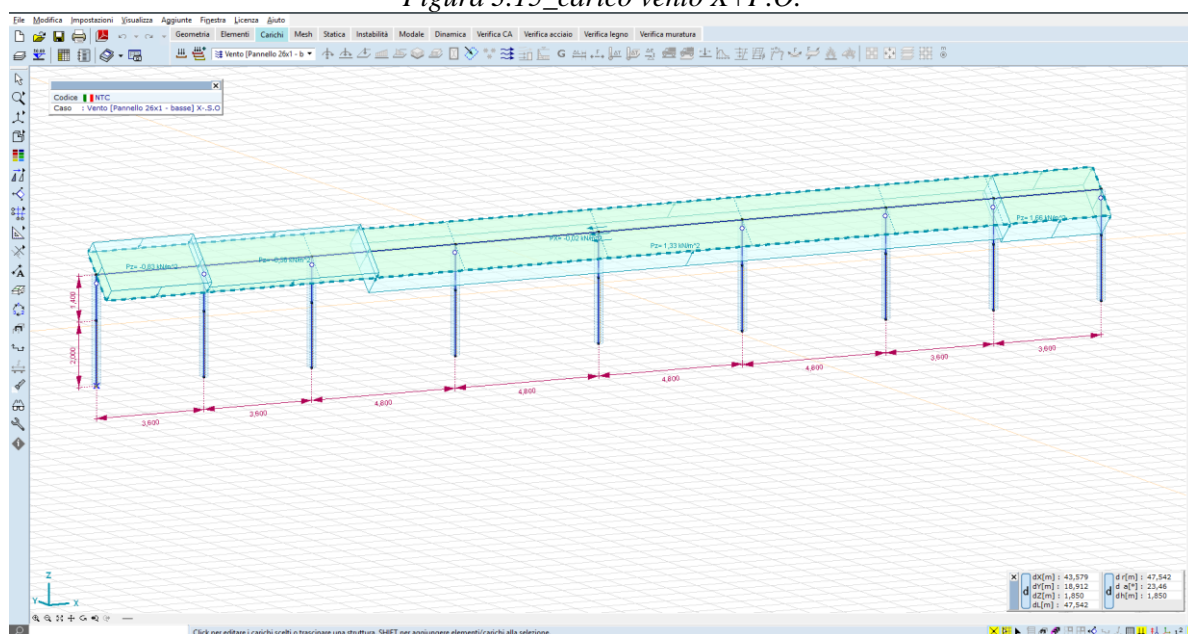


Figura 3.16_carico vento X+S.O.

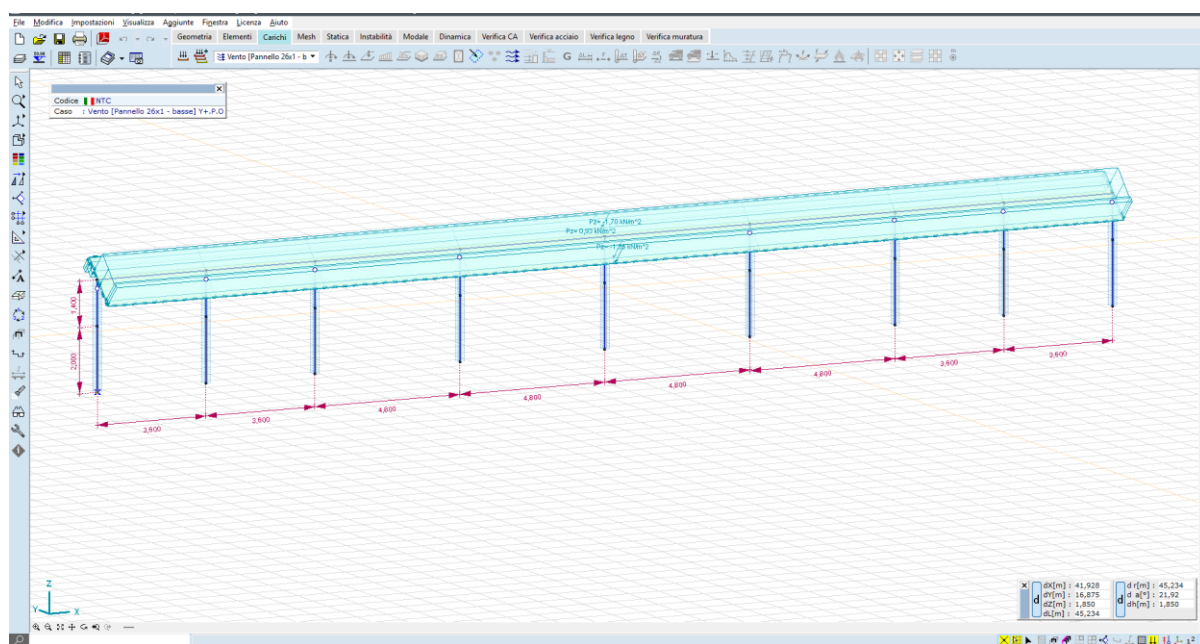


Figura 3.17_carico vento Y+P.O.

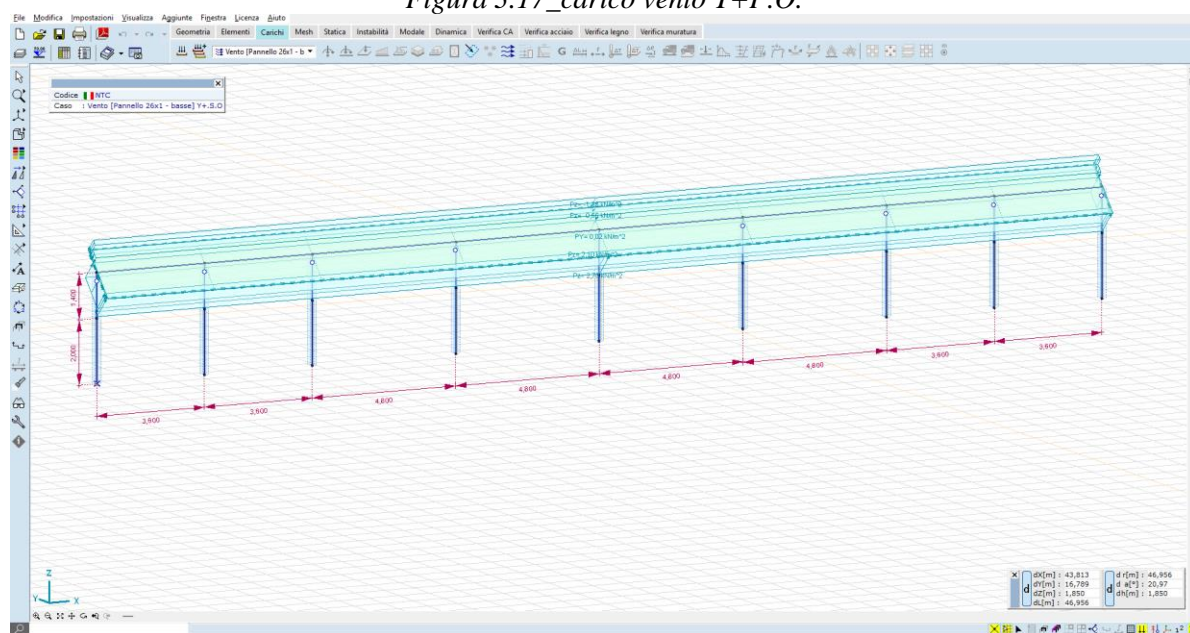


Figura 3.18_carico vento Y+S.O.

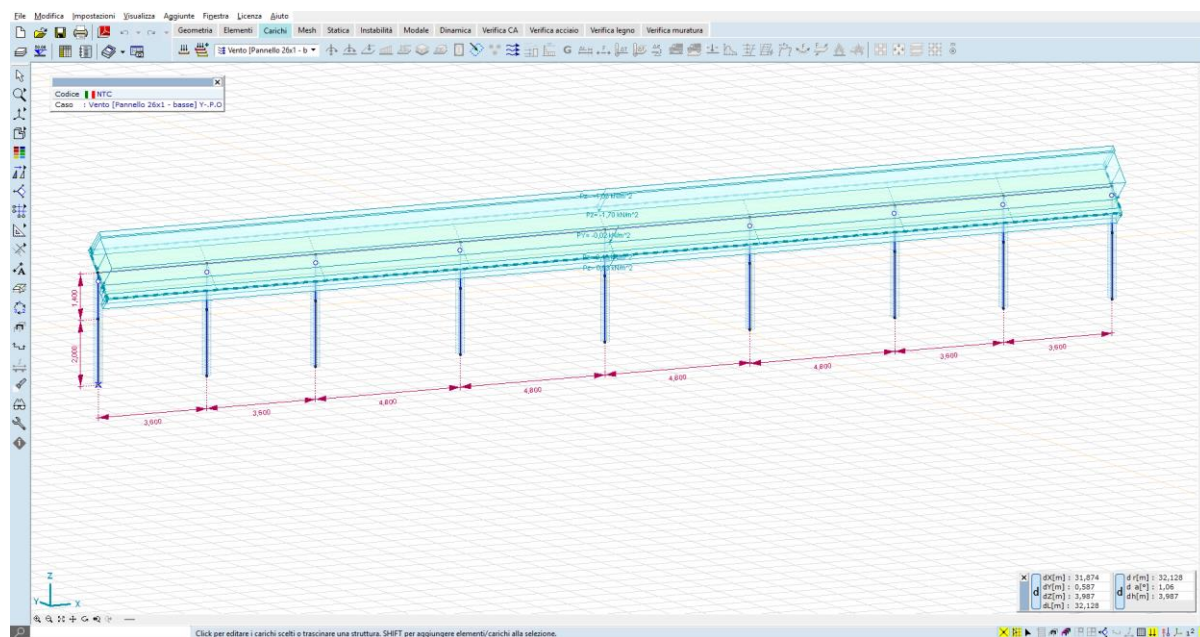


Figura 3.19_carico vento Y+P.O.

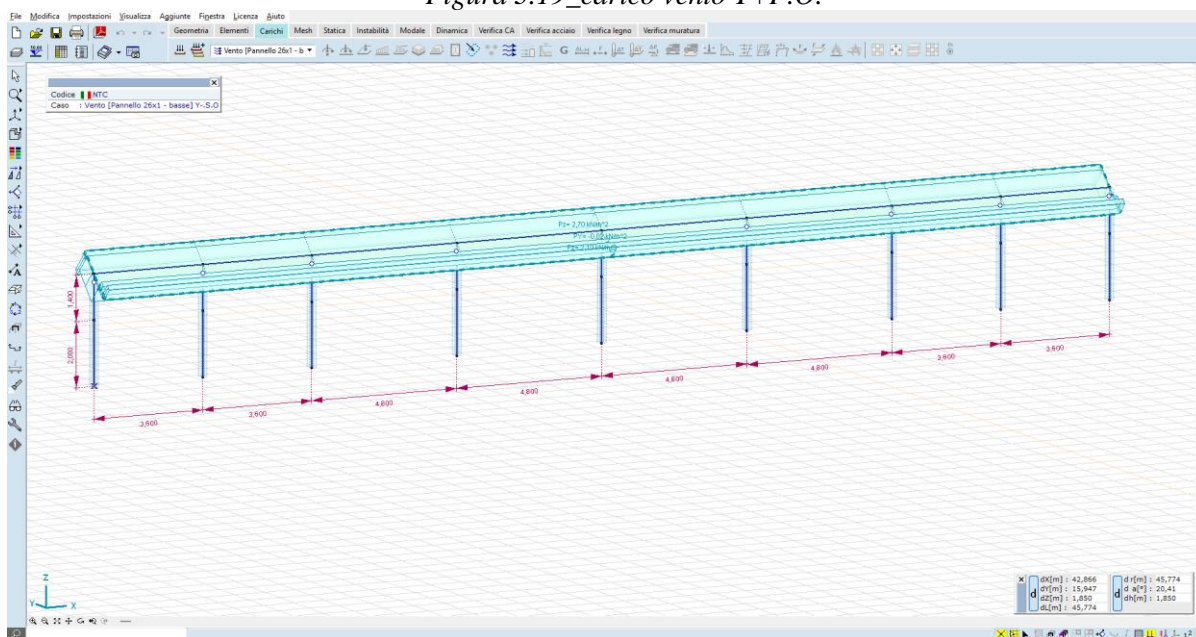


Figura 3.20_carico vento Y+S.O.

5.1.6.3 RISULTATI NUMERICI

5.1.6.3.1 6.1.4.3.1 SPOSTAMENTI

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

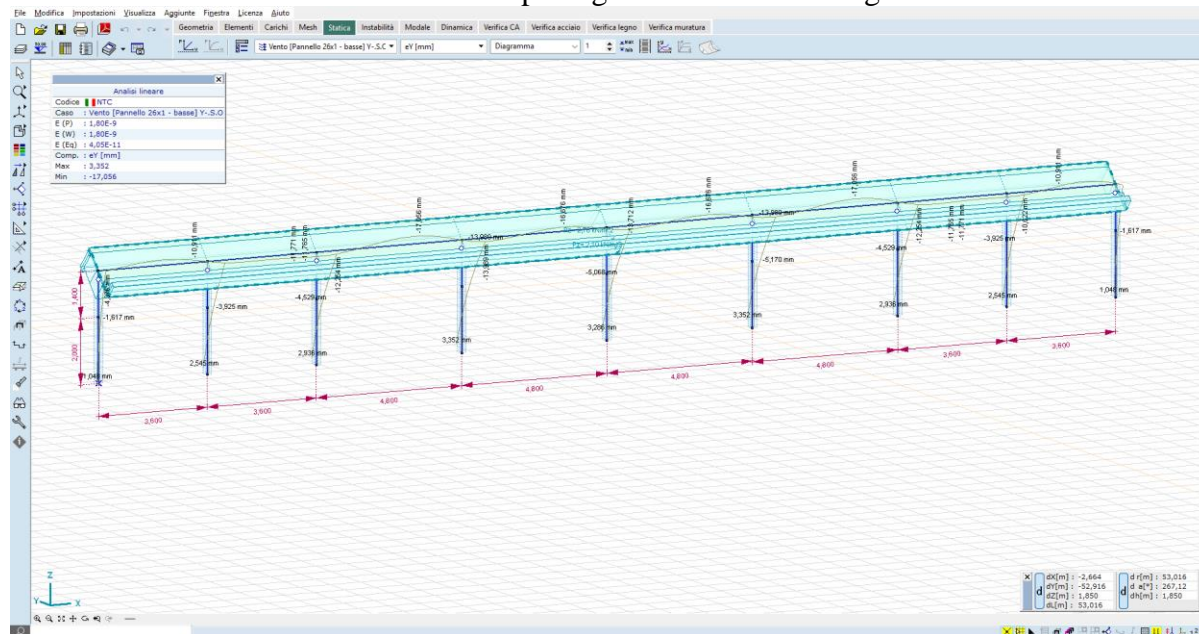


Figura 3.21_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione Y+S.O. – 17,056 mm in testa e 3,352 mm al piano campagna

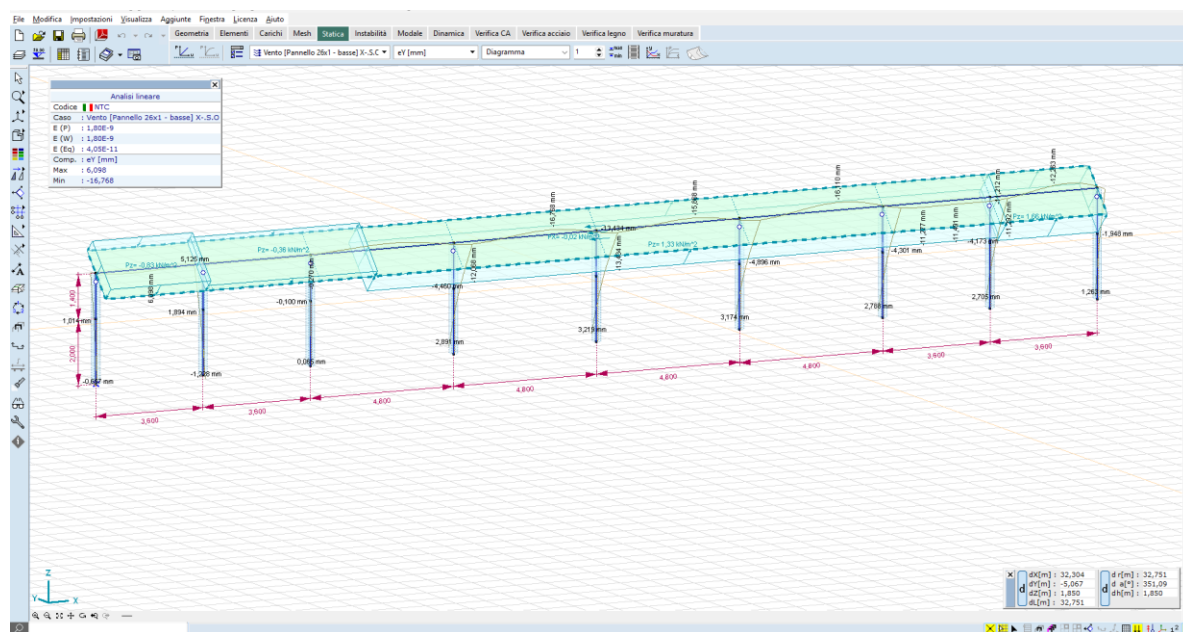


Figura 3.22_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione X+S.O. – 16,768 mm in testa e 3,219 mm al piano campagna

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 17,056 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 3,352 mm; 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.

5.1.6.3.2 3.1.4.3.2 SOLLECITAZIONI

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

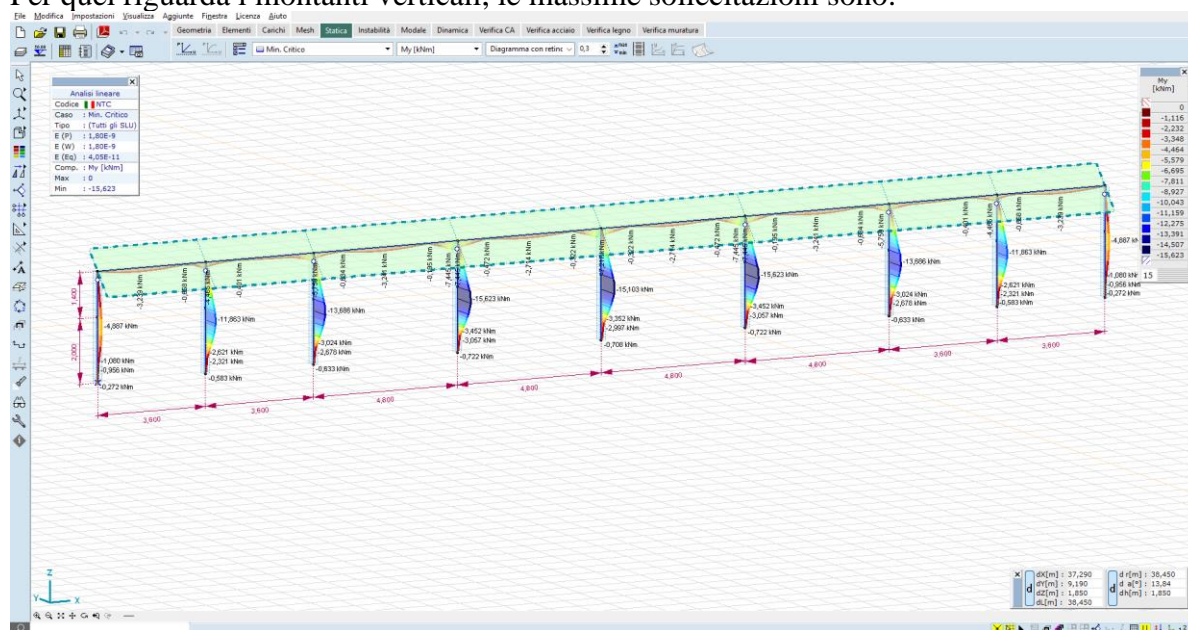


Figura 3.23_Momento flettente M_y – montanti – valori massimi dell'ordine dei 15 kN*m – combinazione min, Critico

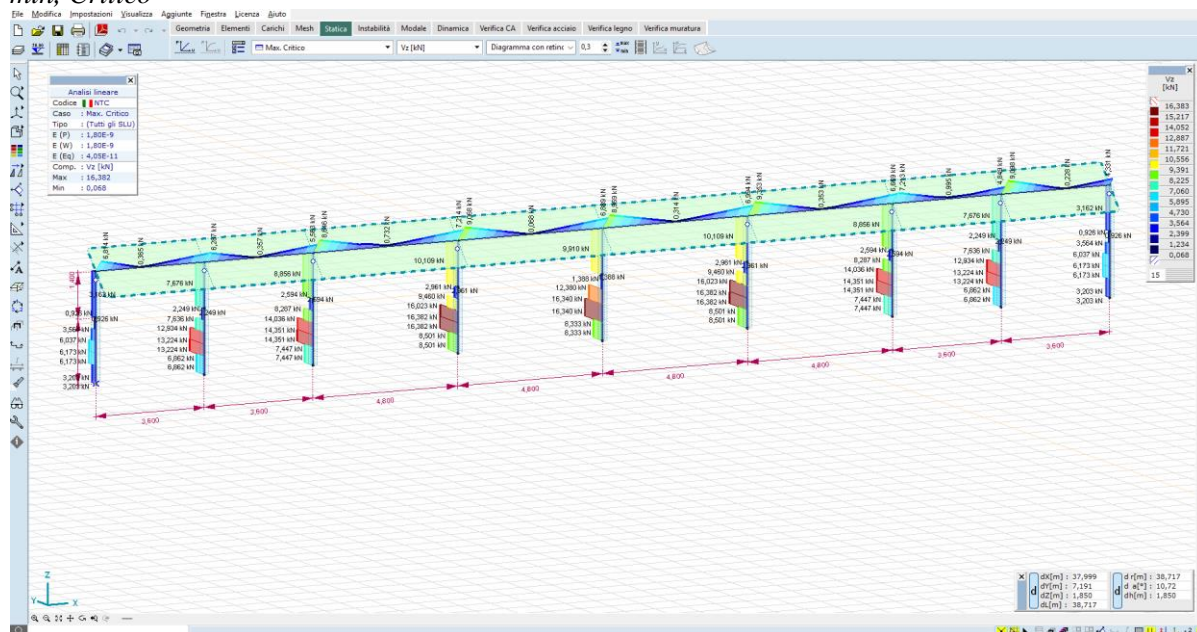


Figura 3.24_Taglio V_z – montanti – valori massimi dell'ordine dei 16 kN*m – combinazione max, Critico

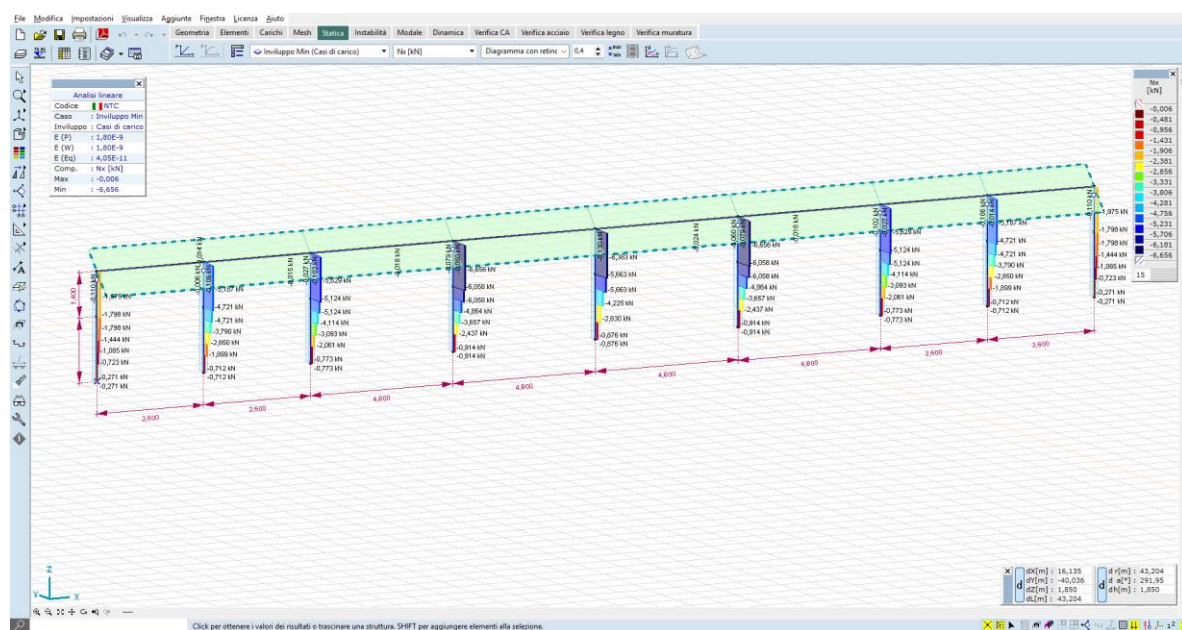


Figura 3.25_Carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei $6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ –Involuppo Min (casi di carico)

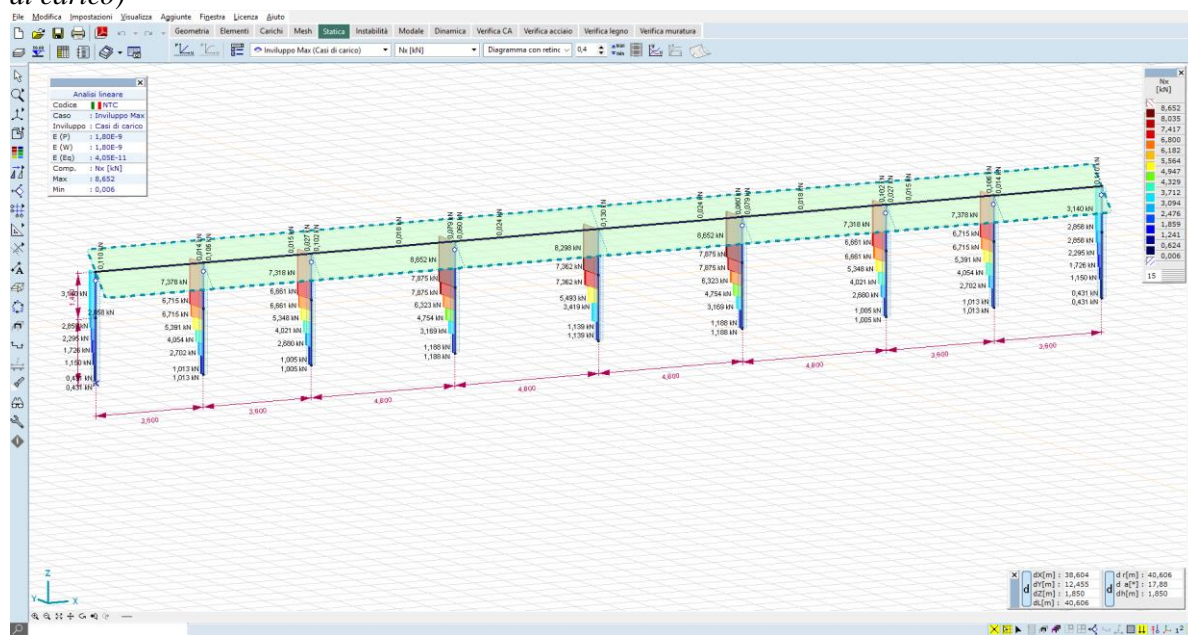


Figura 3.26_Carico downforce N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei $8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ –Involuppo Max (casi di carico)

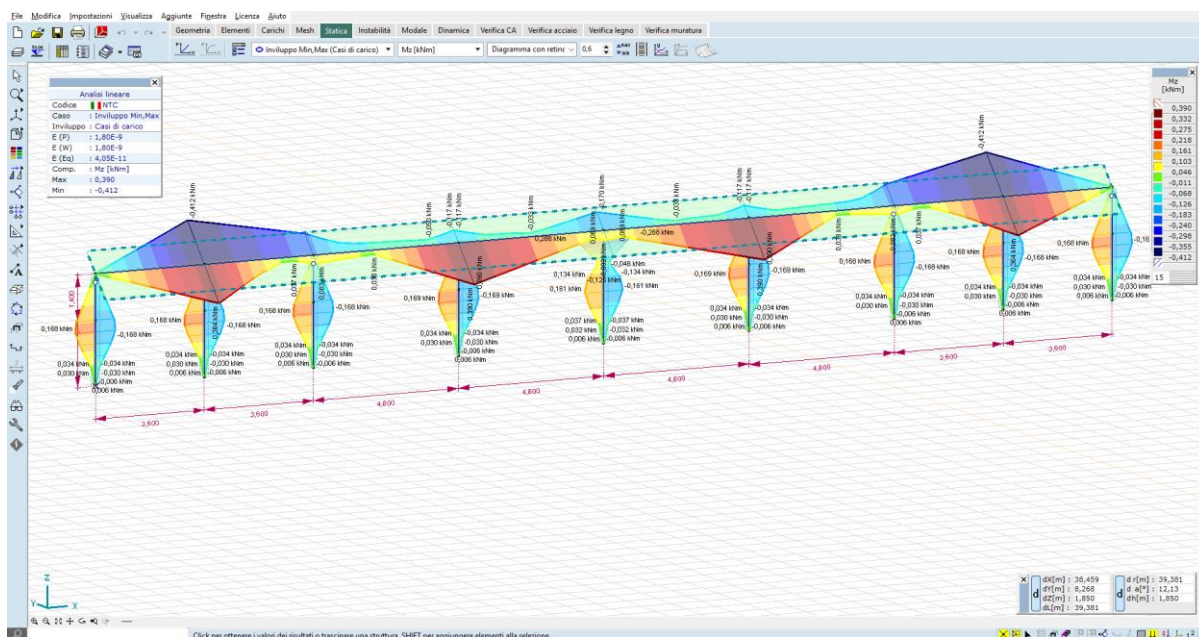


Figura 3.27_Momento flettente M_z – asse di rotazione – valori massimi dell'ordine dei 0,4 kN*m – Involuppo Min,Max (casi di carico)

5.1.7 TRACKER MONOASSIALI 1P A 26 MODULI – Strutture alte

5.1.7.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

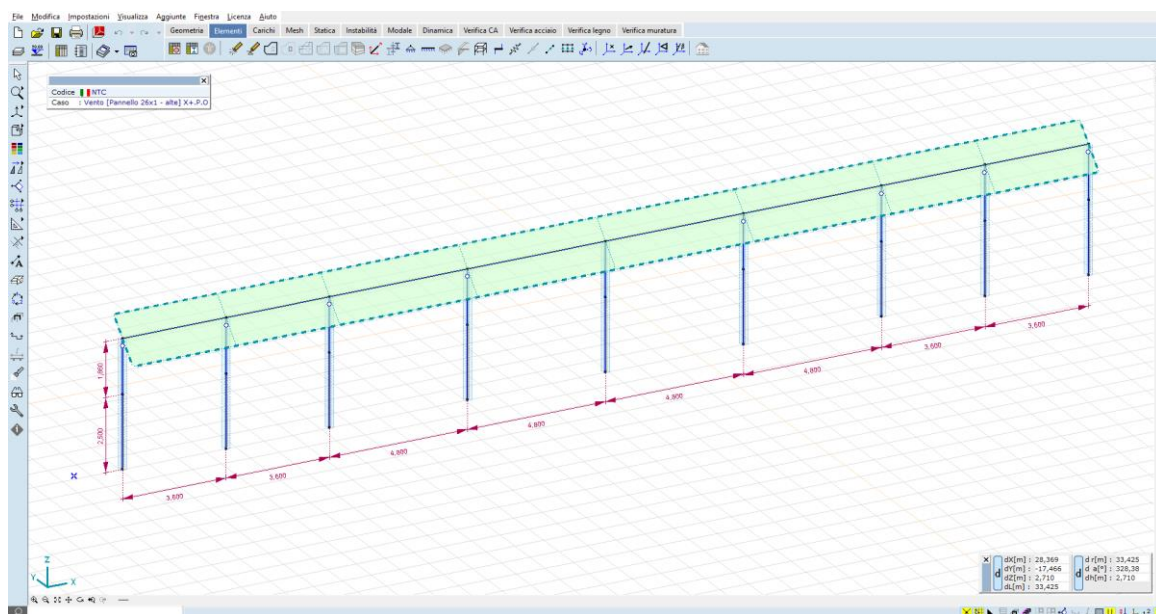


Figura 3.11_modello a elementi finiti – vista ad aste

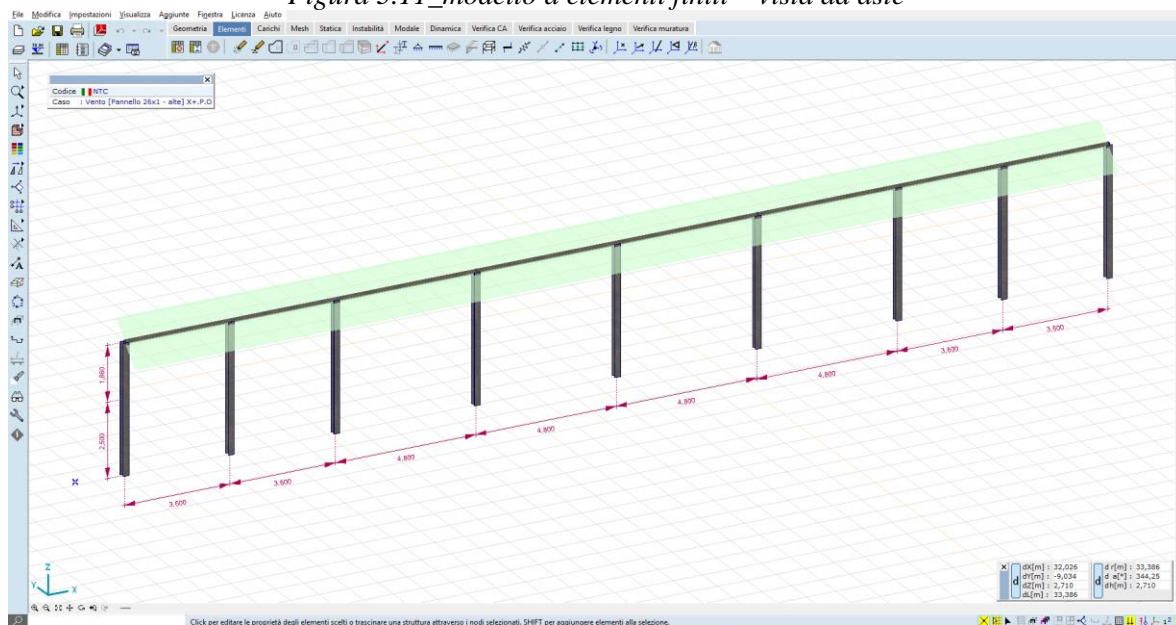


Figura 3.12_modello a elementi finiti – vista render

5.1.7.2 CASI DI CARICO

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

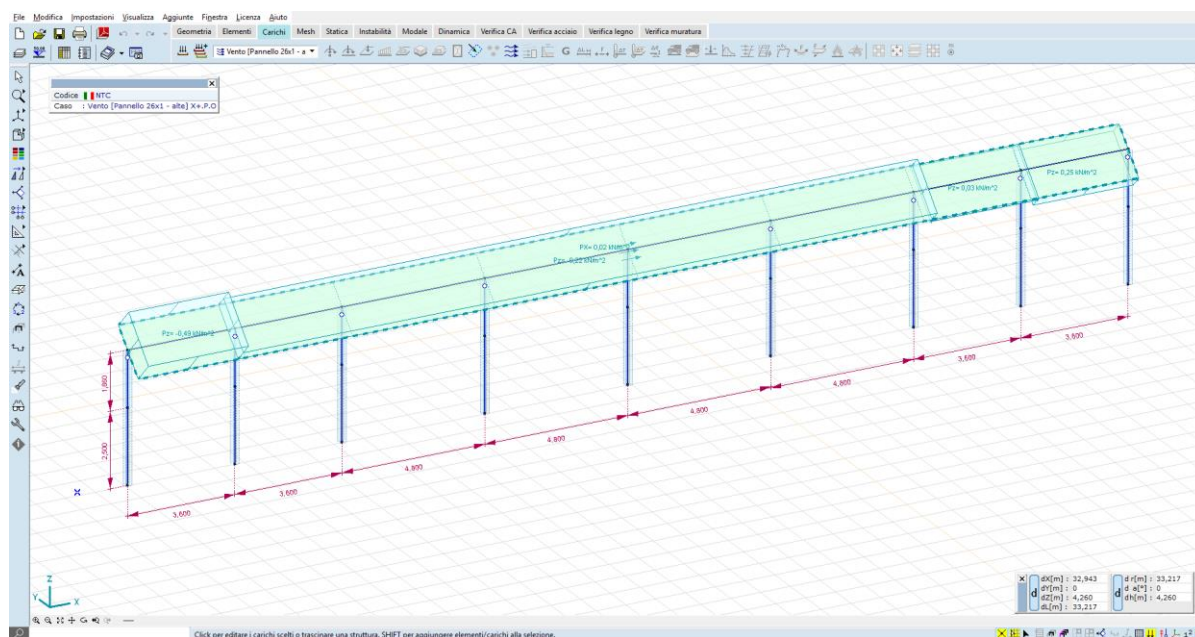


Figura 3.13_carico vento X+P.O.

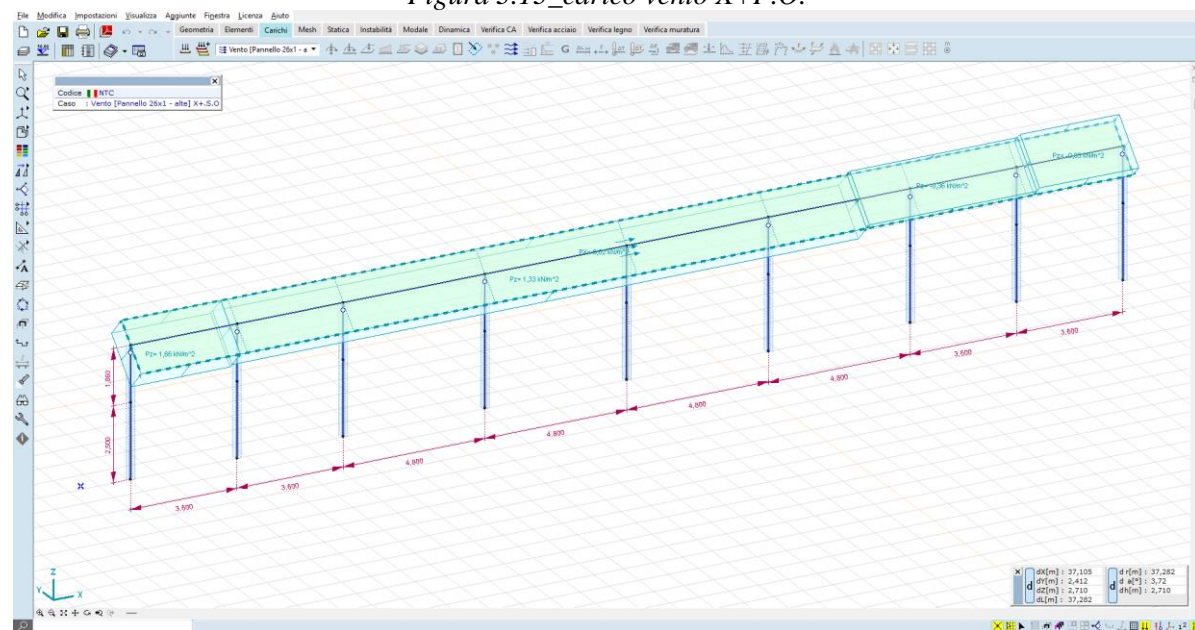


Figura 3.14_carico vento X+S.O.

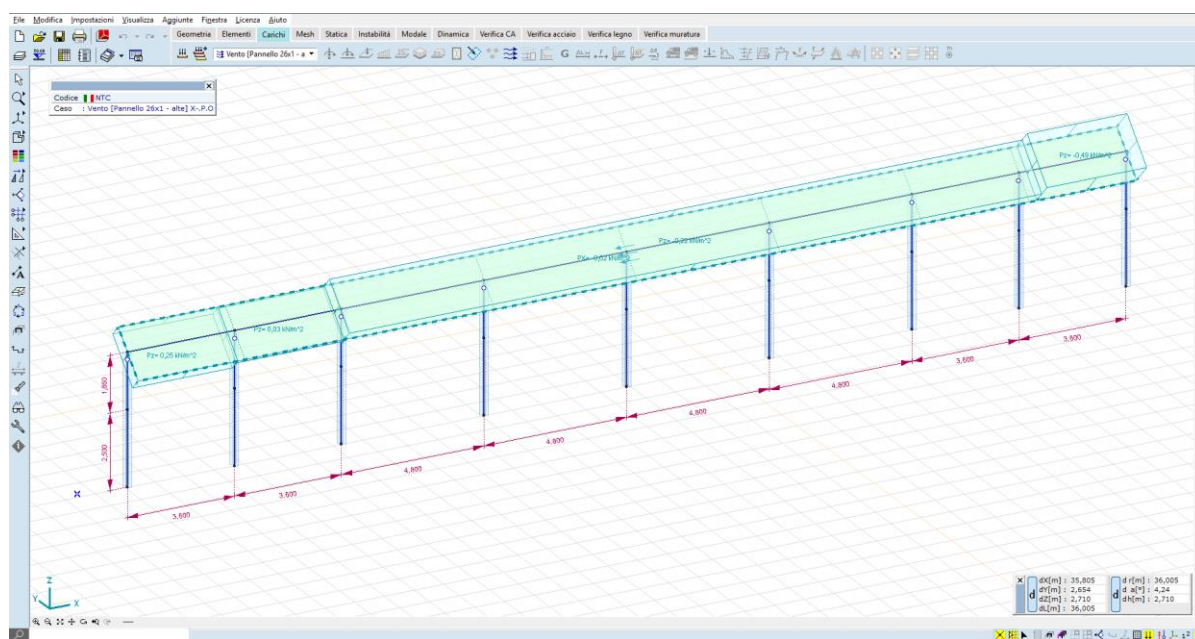


Figura 3.15_carico vento X+P.O.

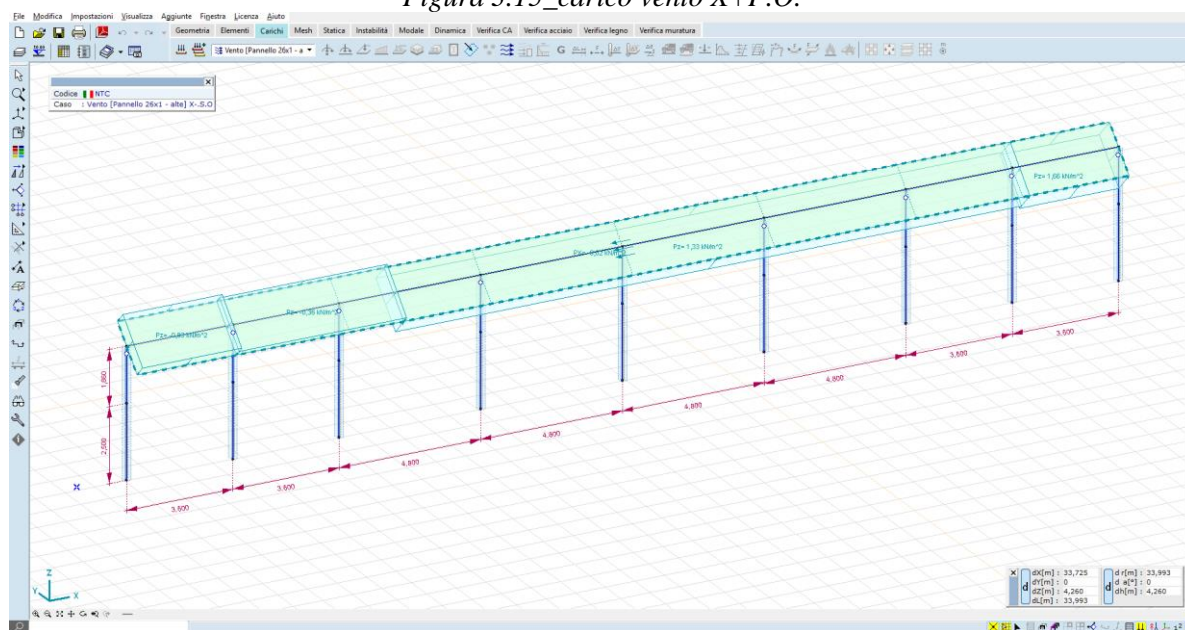


Figura 3.16_carico vento X+S.O.

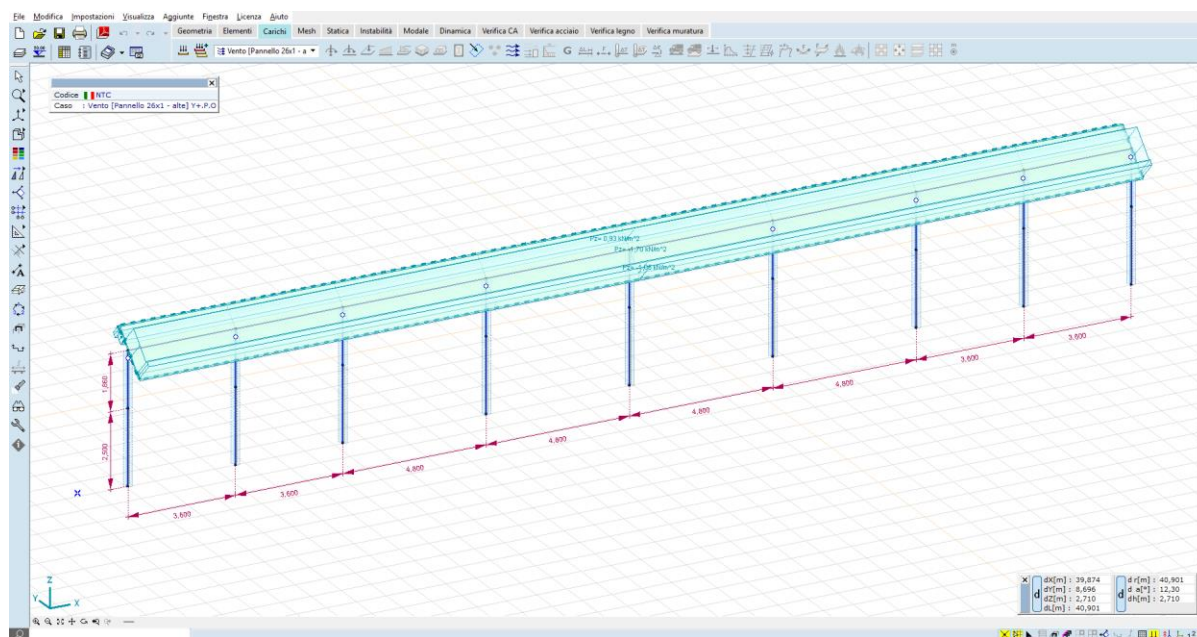


Figura 3.17_carico vento Y+P.O.

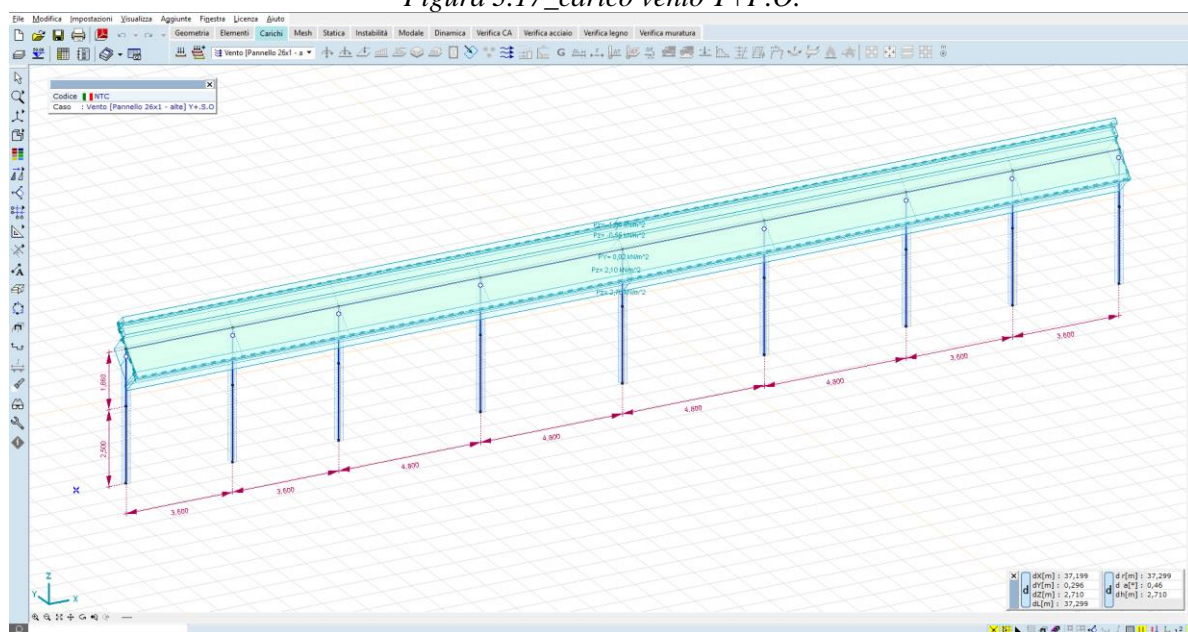


Figura 3.18_carico vento Y+S.O.

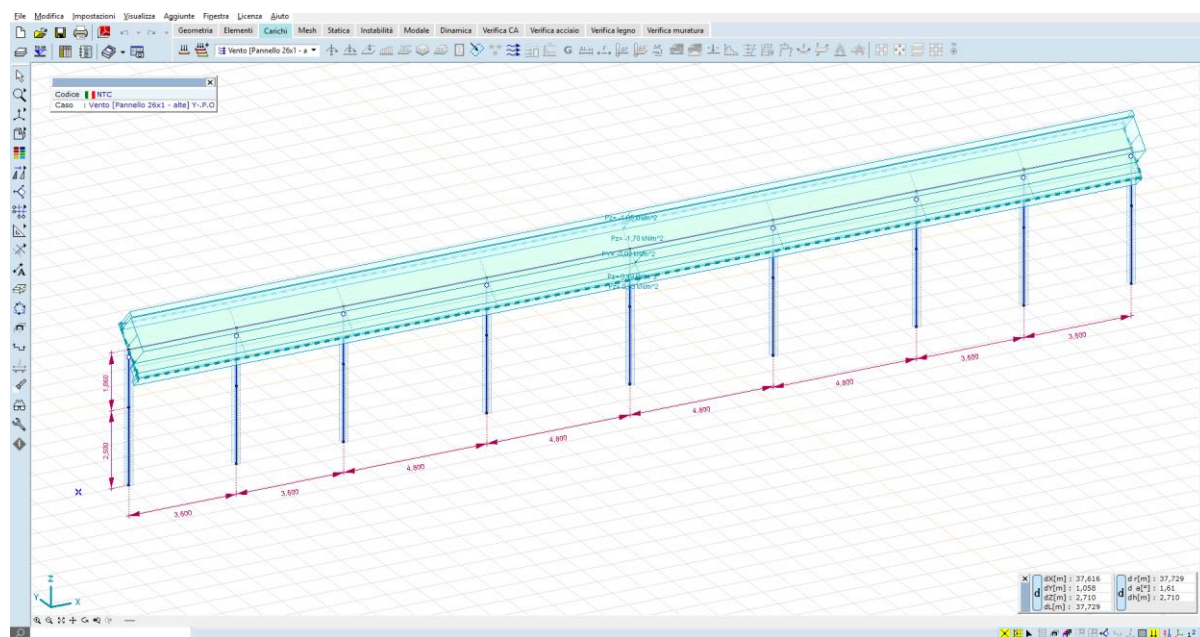


Figura 3.19_carico vento Y+P.O.

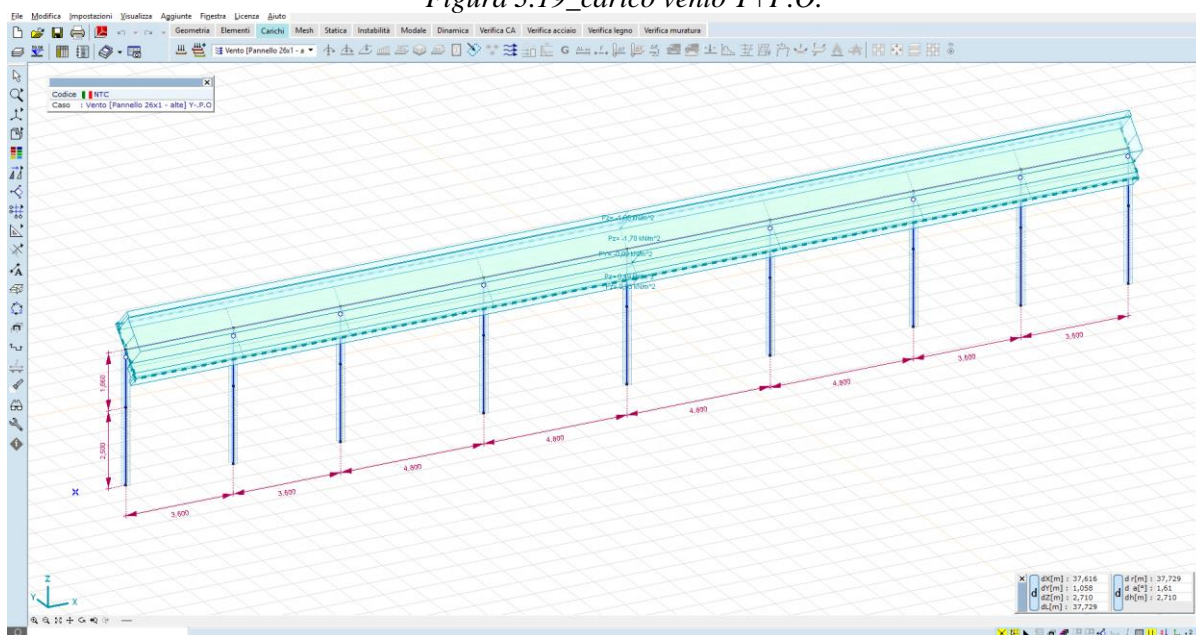


Figura 3.20_carico vento Y+S.O.

5.1.7.3 RISULTATI NUMERICI

5.1.7.3.1 6.1.4.3.1 SPOSTAMENTI

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

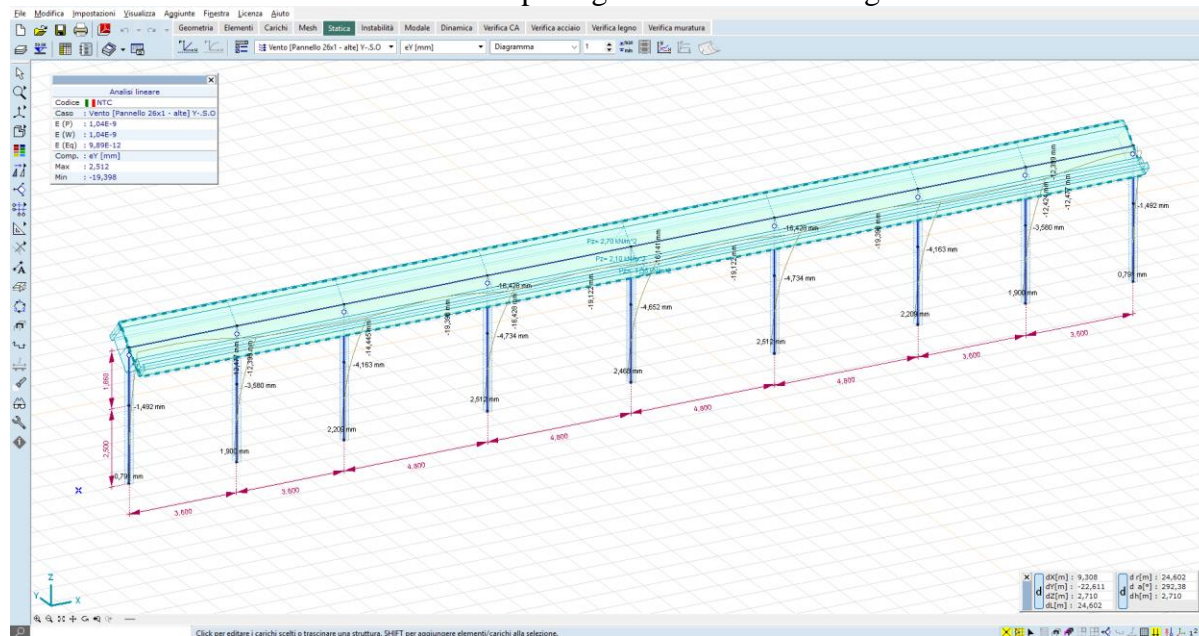


Figura 3.21_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione Y+S.O. – 19,398 mm in testa e 2,512 mm al piano campagna

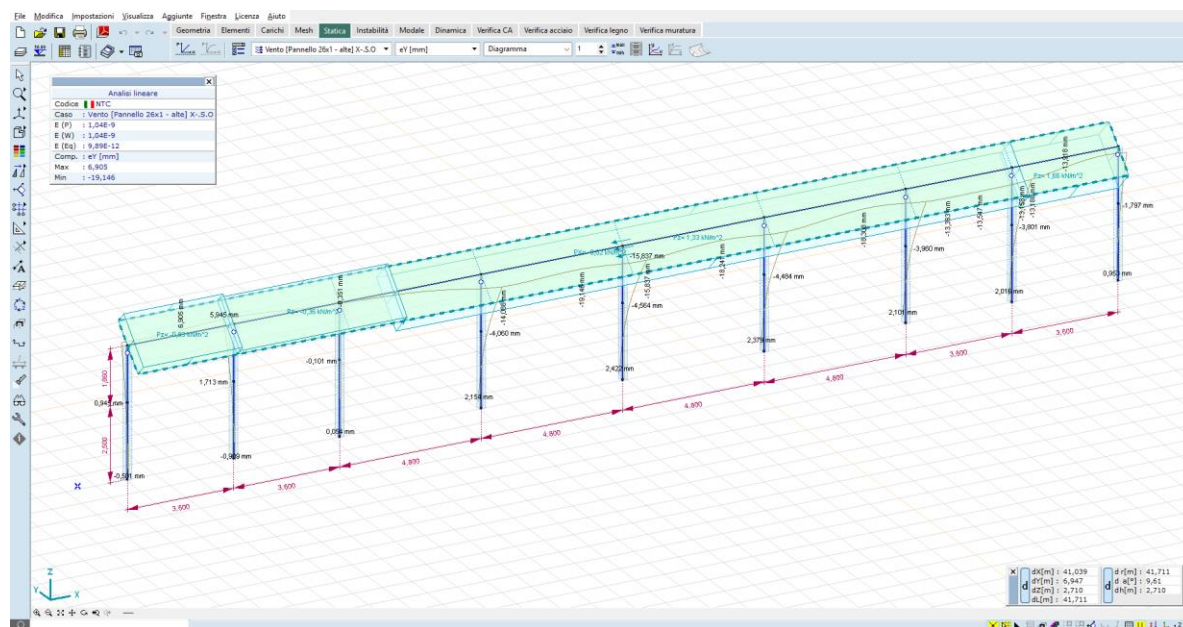


Figura 3.22_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione X+S.O. – 19,146 mm in testa e 2,422 mm al piano campagna

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 19,398 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 2,512 mm; 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.

5.1.7.3.2 3.1.4.3.2 SOLLECITAZIONI

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

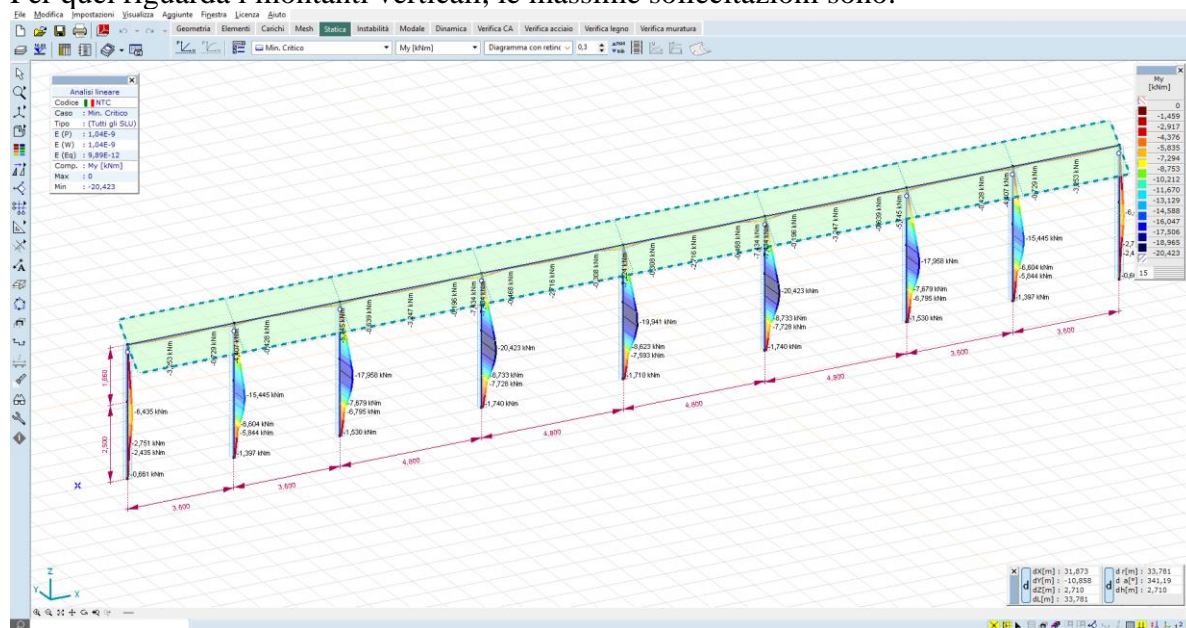


Figura 3.23_Momento flettente M_y – montanti – valori massimi dell'ordine dei 20 $\text{kN}\cdot\text{m}$ – combinazione min, Critico

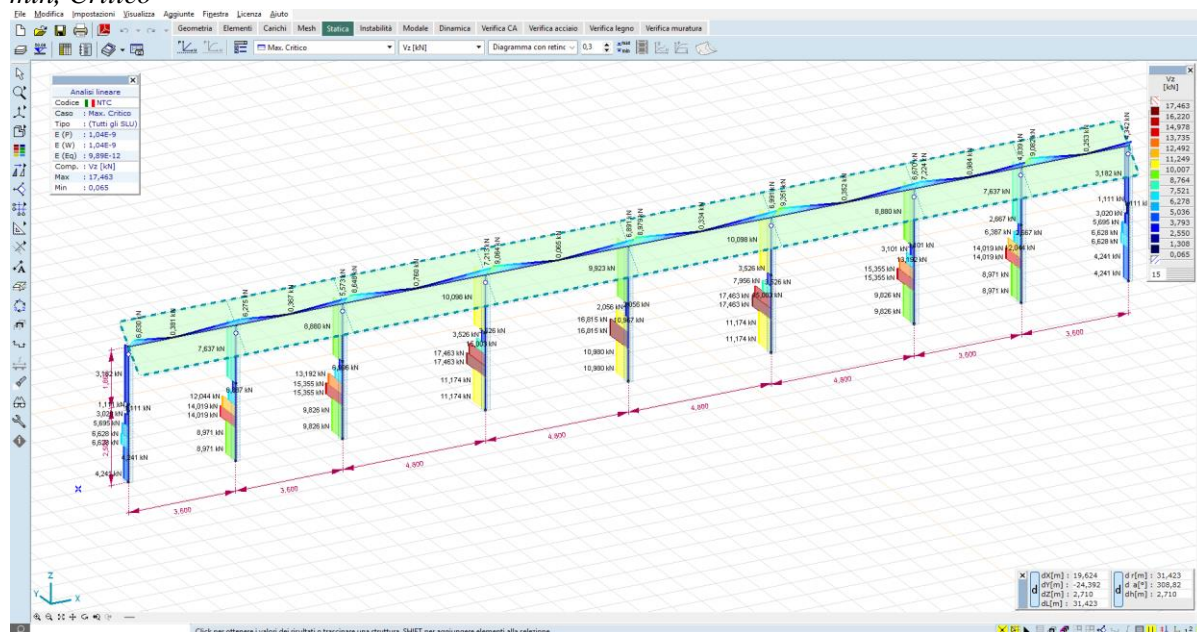


Figura 3.24_Taglio V_z – montanti – valori massimi dell'ordine dei 17 $\text{kN}\cdot\text{m}$ – combinazione max, Critico

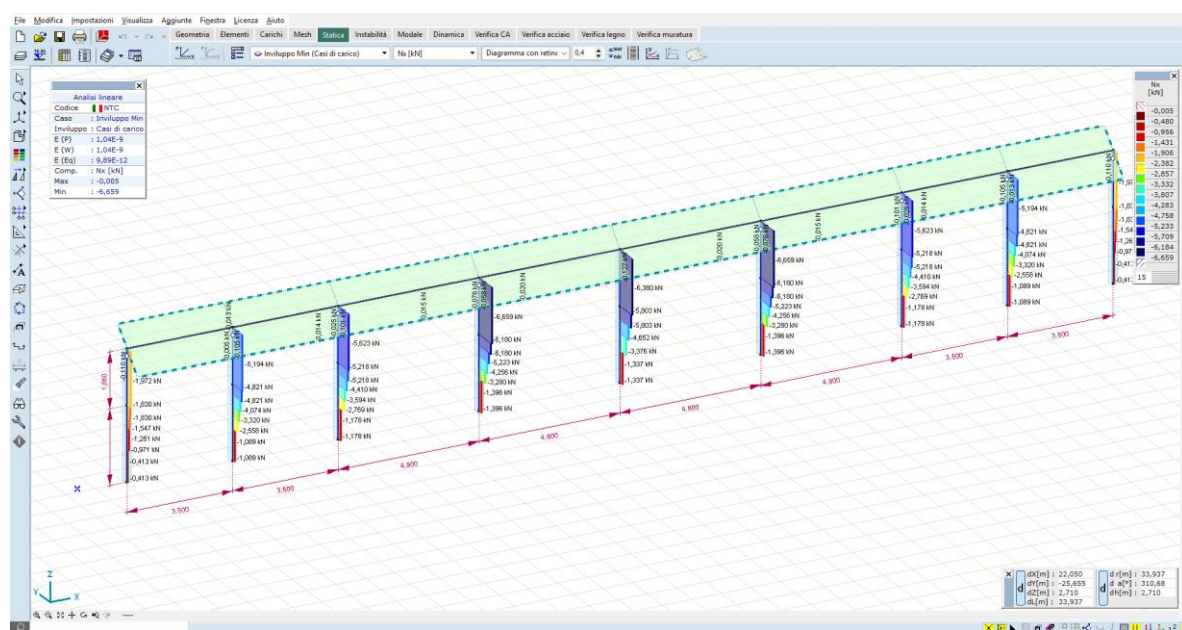


Figura 3.25_Carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell’ordine dei 6 kN*m –Involuppo Min (casi di carico)

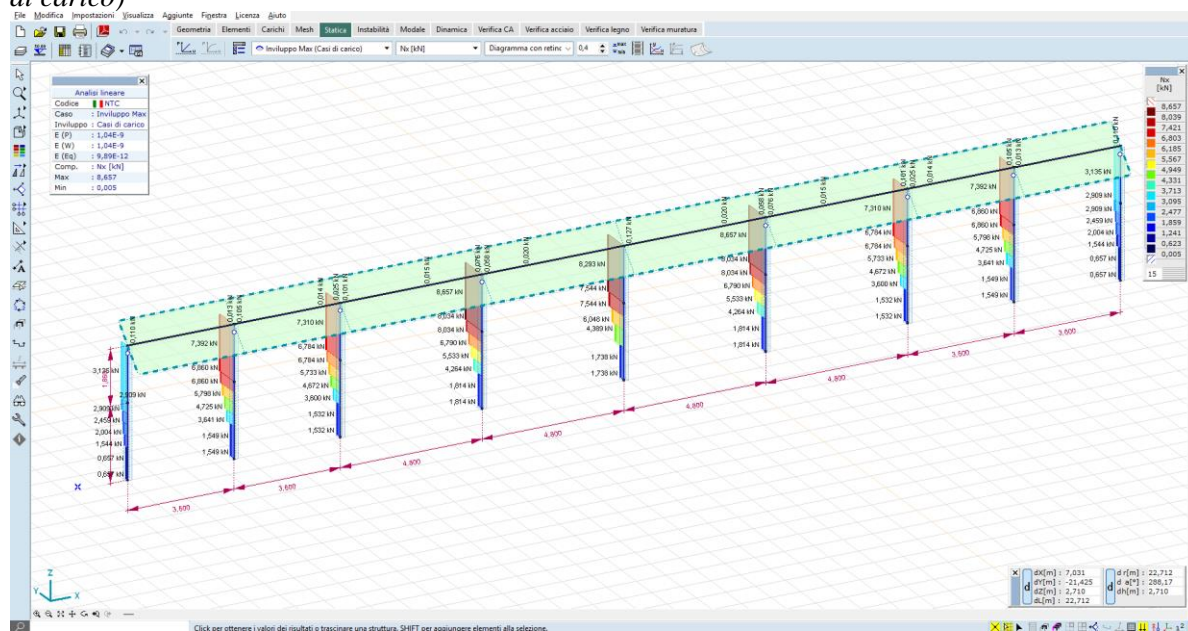


Figura 3.26_Carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell’ordine dei 8 kN*m –Involuppo Max (casi di carico)

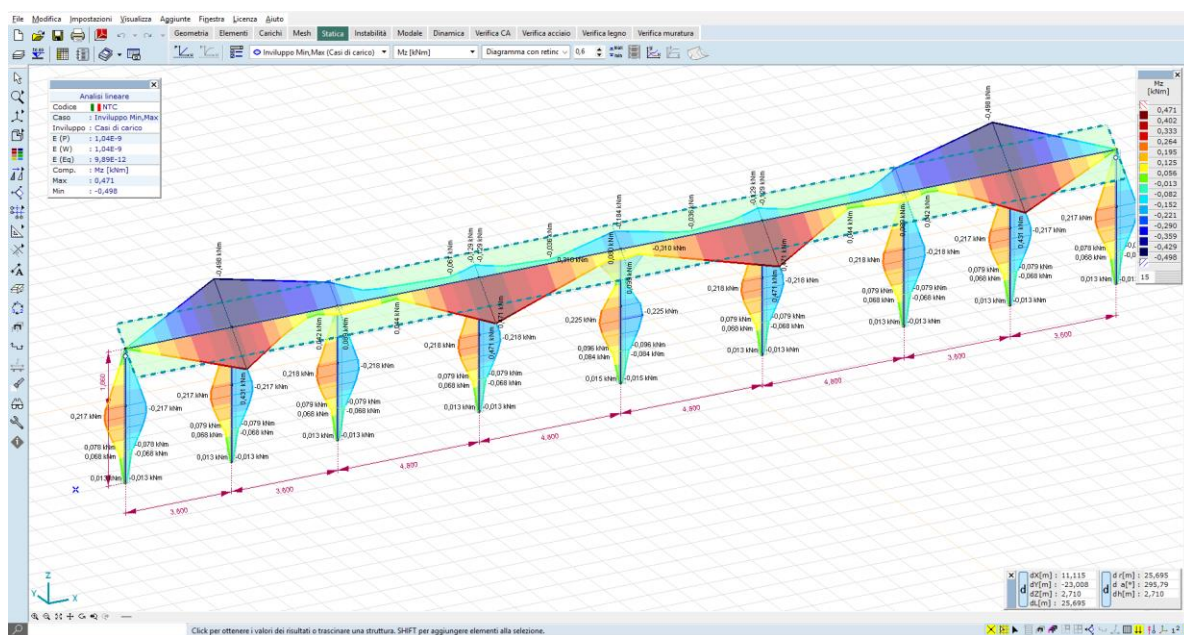


Figura 3.27_Momento flettente M_z – asse di rotazione – valori massimi dell'ordine dei 0,4 kN*m – Involuppo Min,Max (casi di carico)

5.1.8 TRACKER MONOASSIALI 1P A 13 MODULI – Strutture basse

5.1.8.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

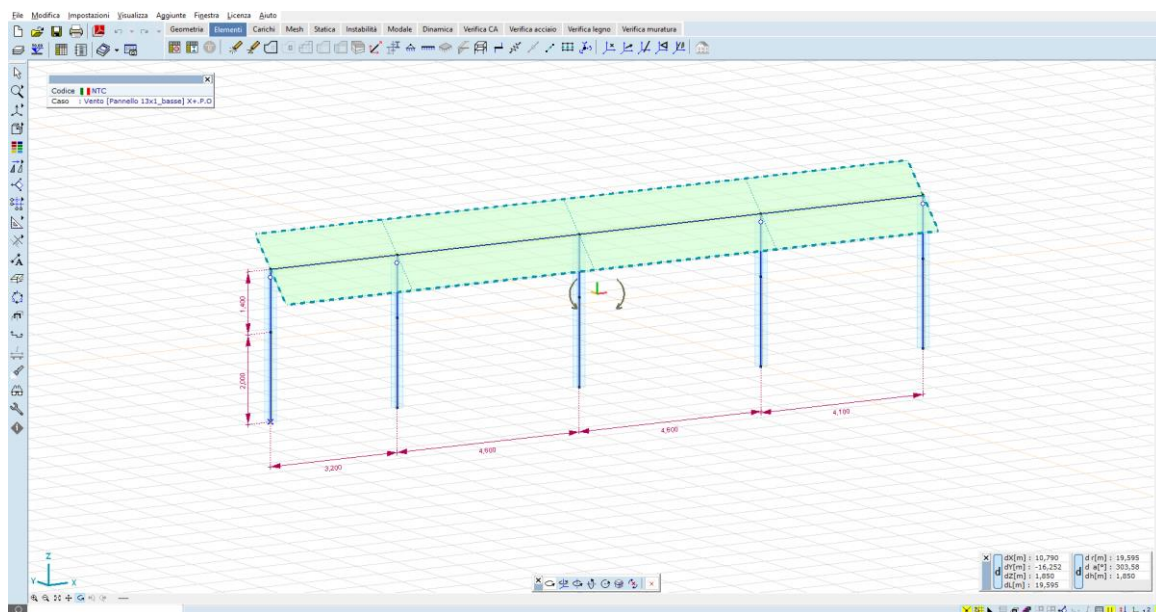


Figura 3.11_modello a elementi finiti – vista ad aste

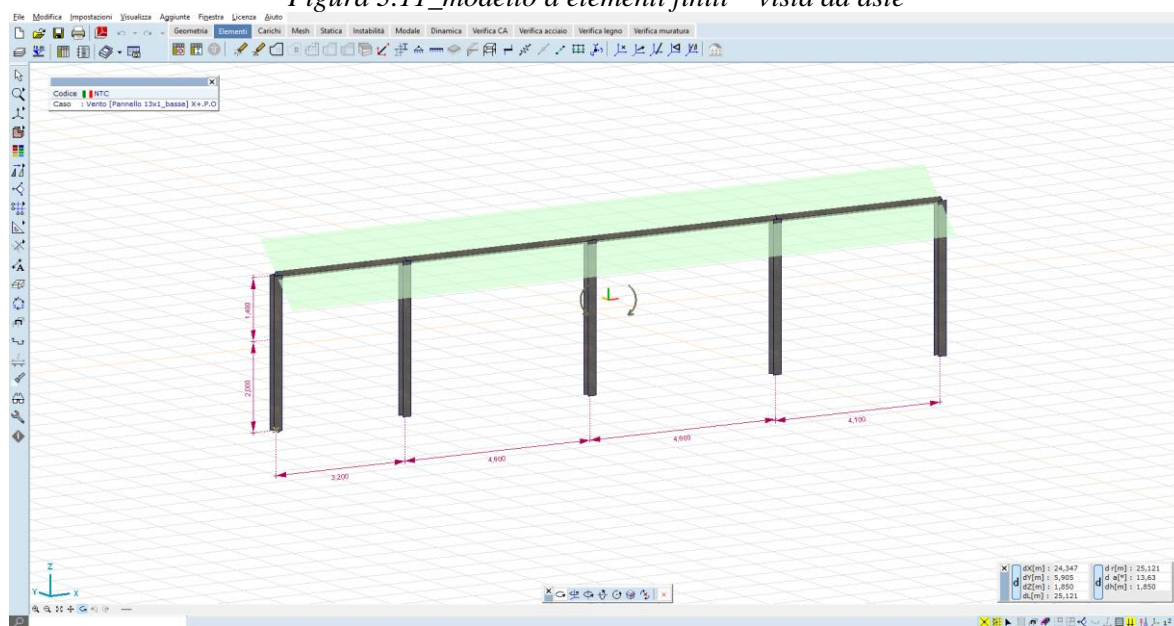
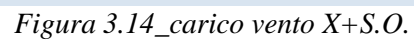
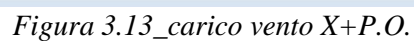


Figura 3.12_modello a elementi finiti – vista render

5.1.8.2 CASI DI CARICO

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



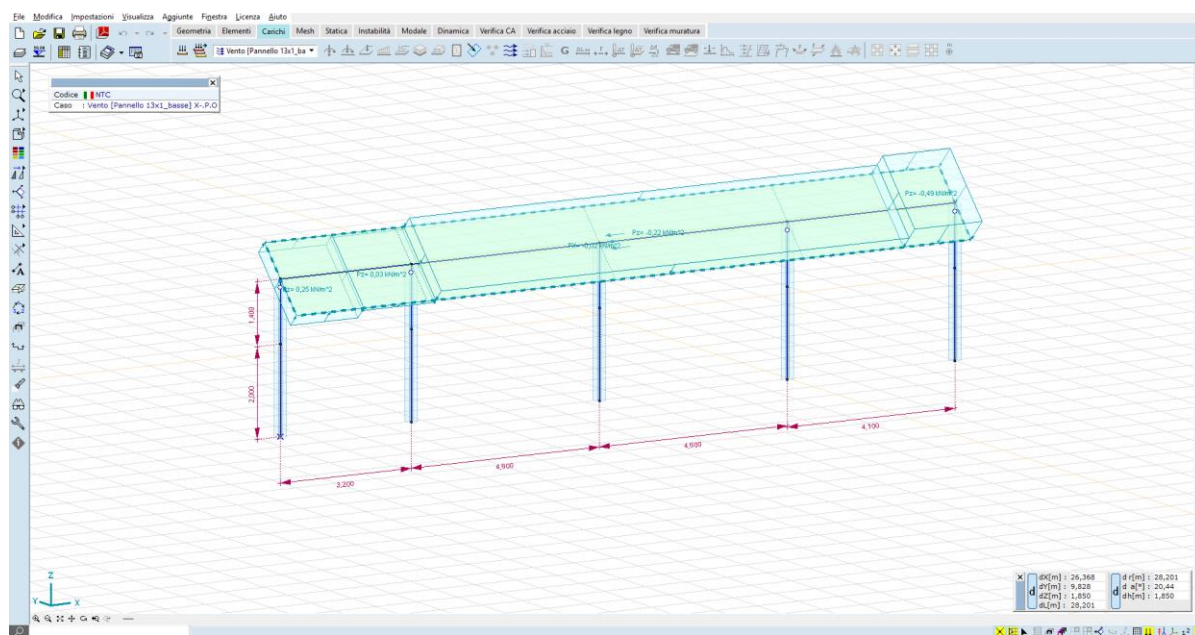


Figura 3.15_carico vento X+P.O.

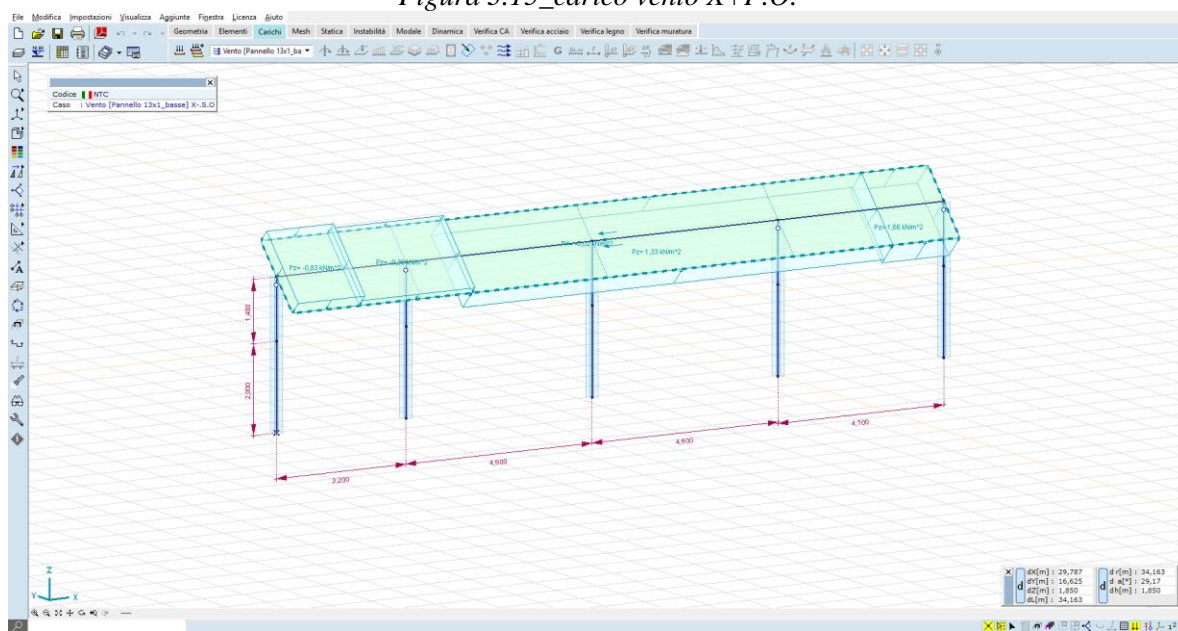


Figura 3.16_carico vento X+S.O.

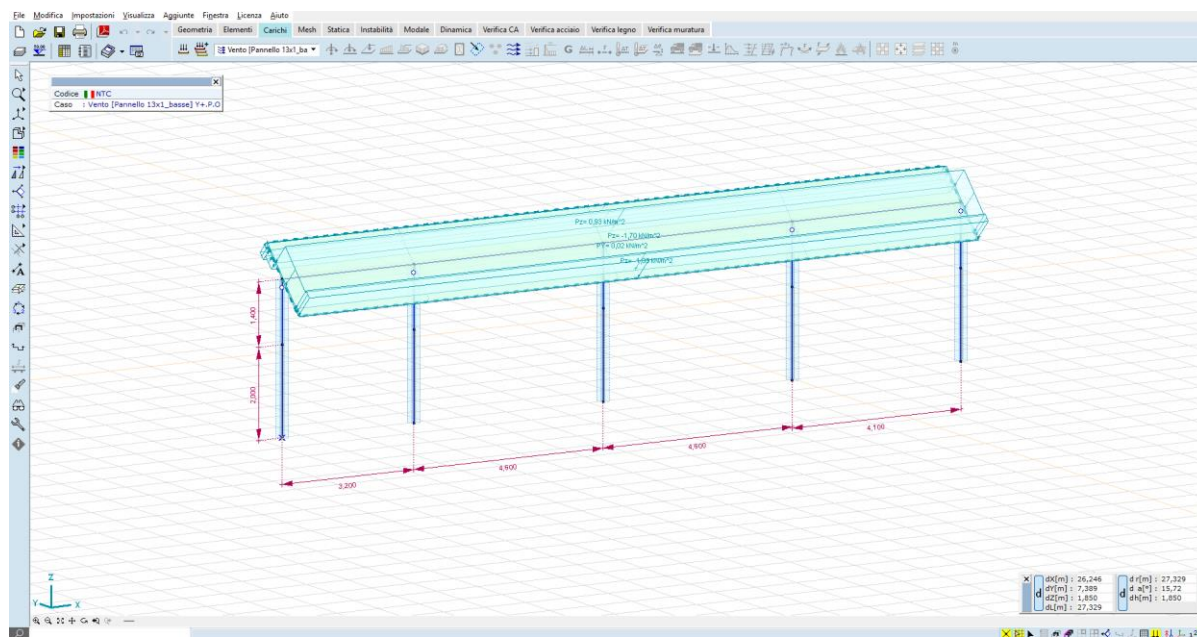


Figura 3.17_carico vento Y+P.O.

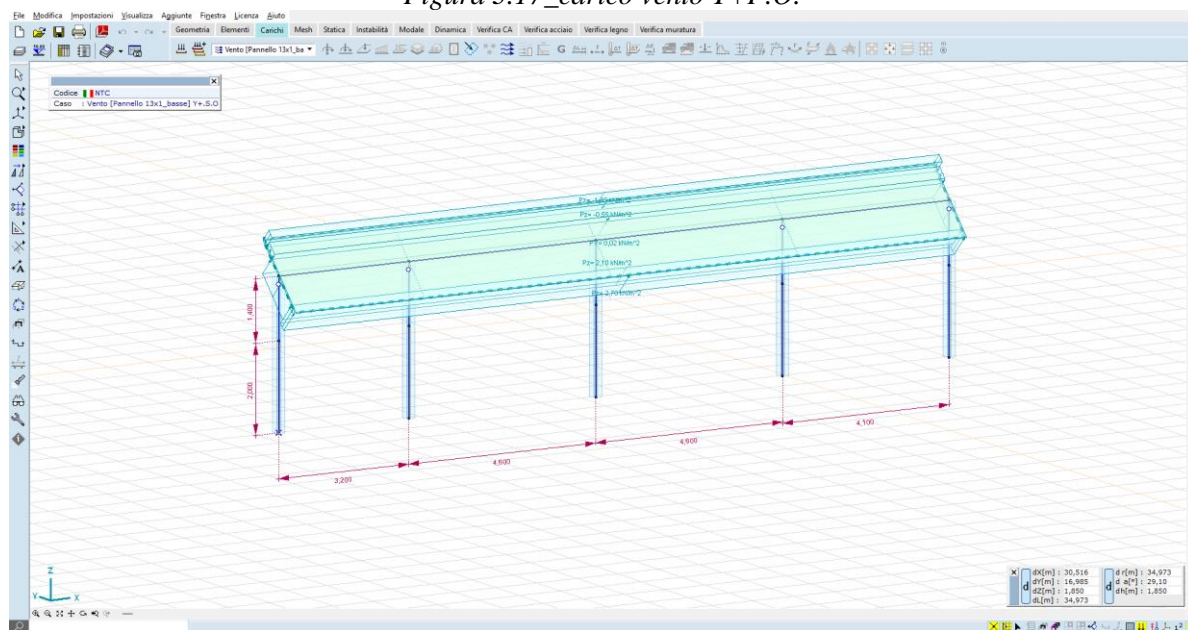


Figura 3.18_carico vento Y+S.O.

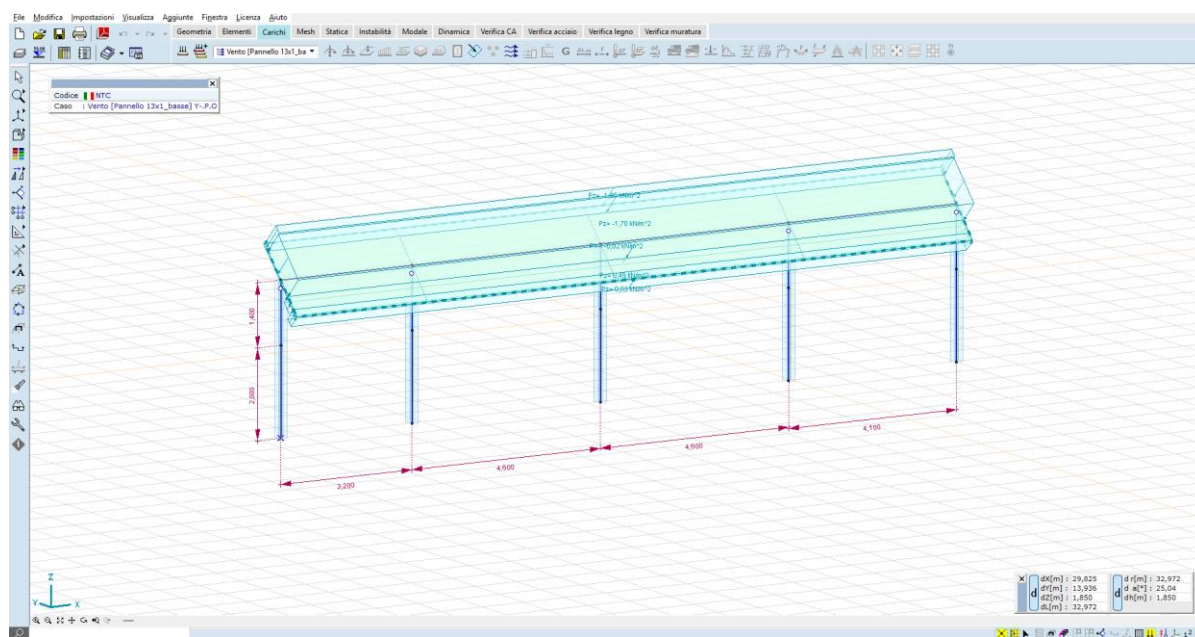


Figura 3.19_carico vento Y+P.O.

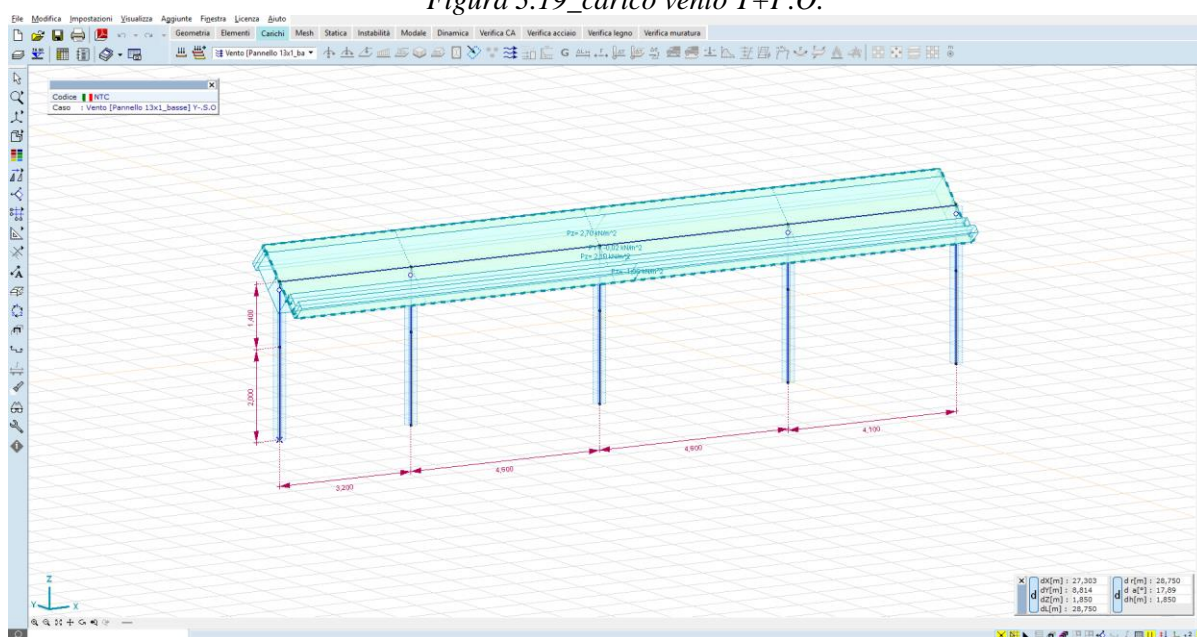


Figura 3.20_carico vento Y+S.O.

5.1.8.3 RISULTATI NUMERICI

5.1.8.3.1 6.1.4.3.1 SPOSTAMENTI

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

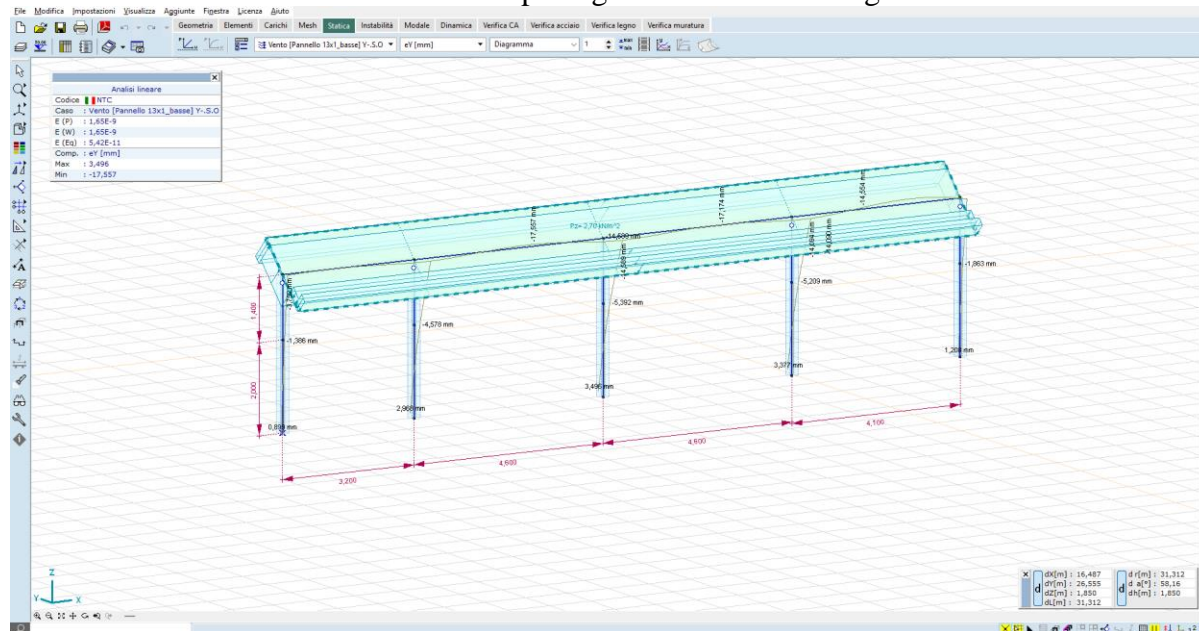


Figura 3.21_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione Y+S.O. – 17,557 mm in testa e 3,496 mm al piano campagna

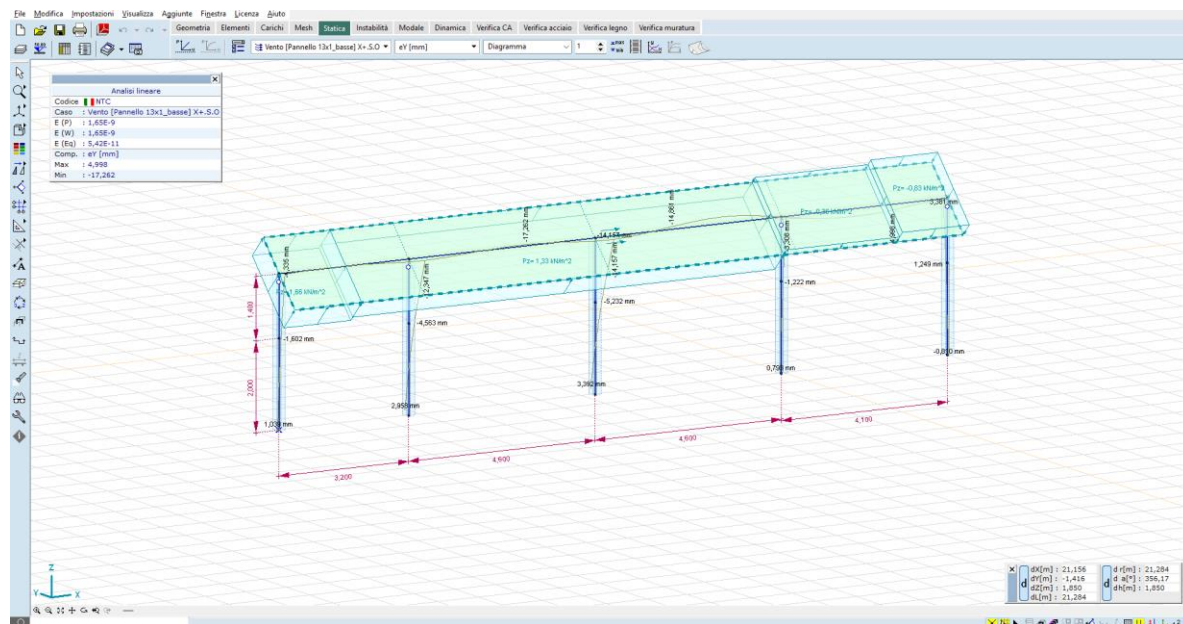


Figura 3.22_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione X+S.O. – 17,262 mm in testa e 3,392 mm al piano campagna

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 17,557 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 3,496 mm; 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.

5.1.8.3.2 3.1.4.3.2 SOLLECITAZIONI

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

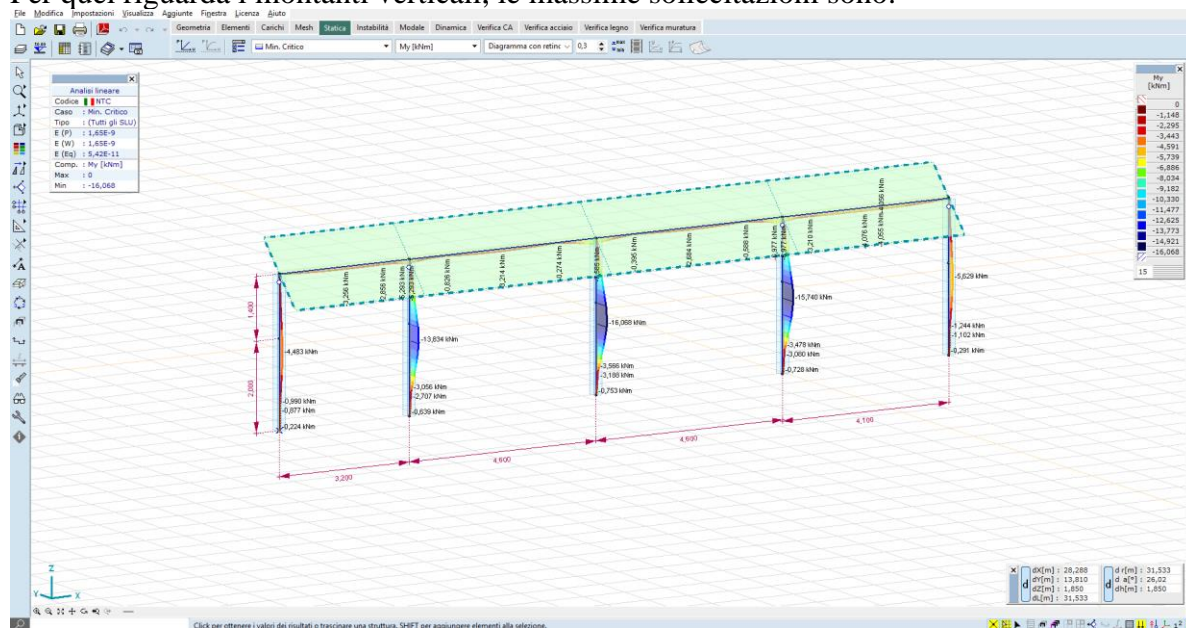


Figura 3.23_Momento flettente M_y – montanti – valori massimi dell'ordine dei 16 kNm*m – combinazione min, Critico

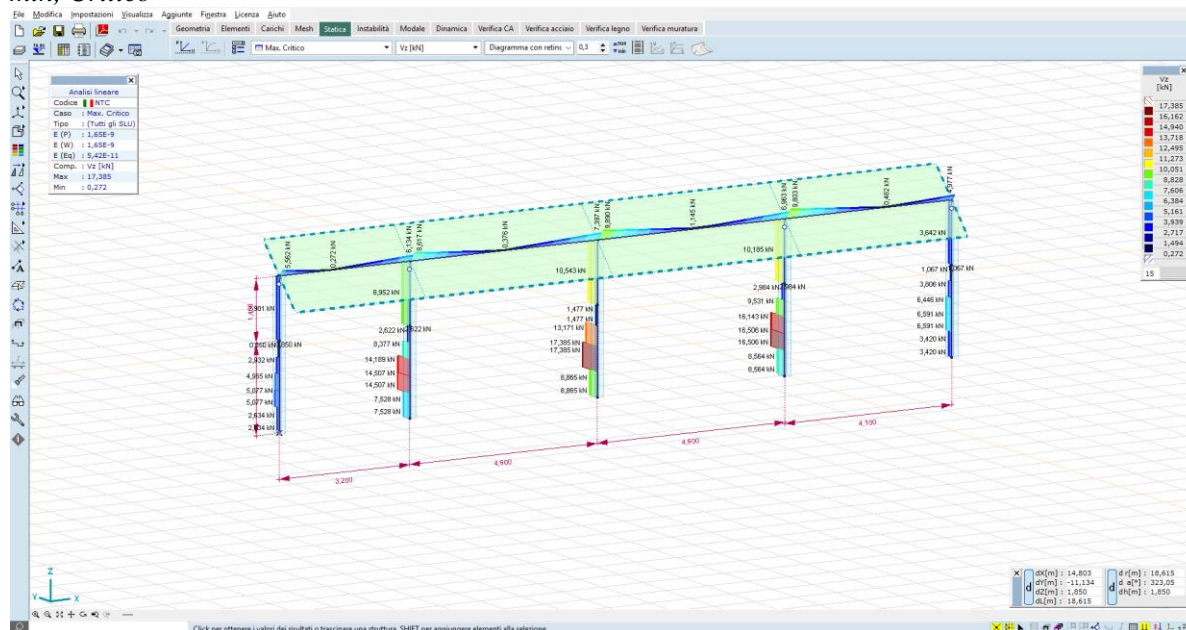


Figura 3.24_Taglio V_z – montanti – valori massimi dell'ordine dei 17 kN*m – combinazione max, Critico

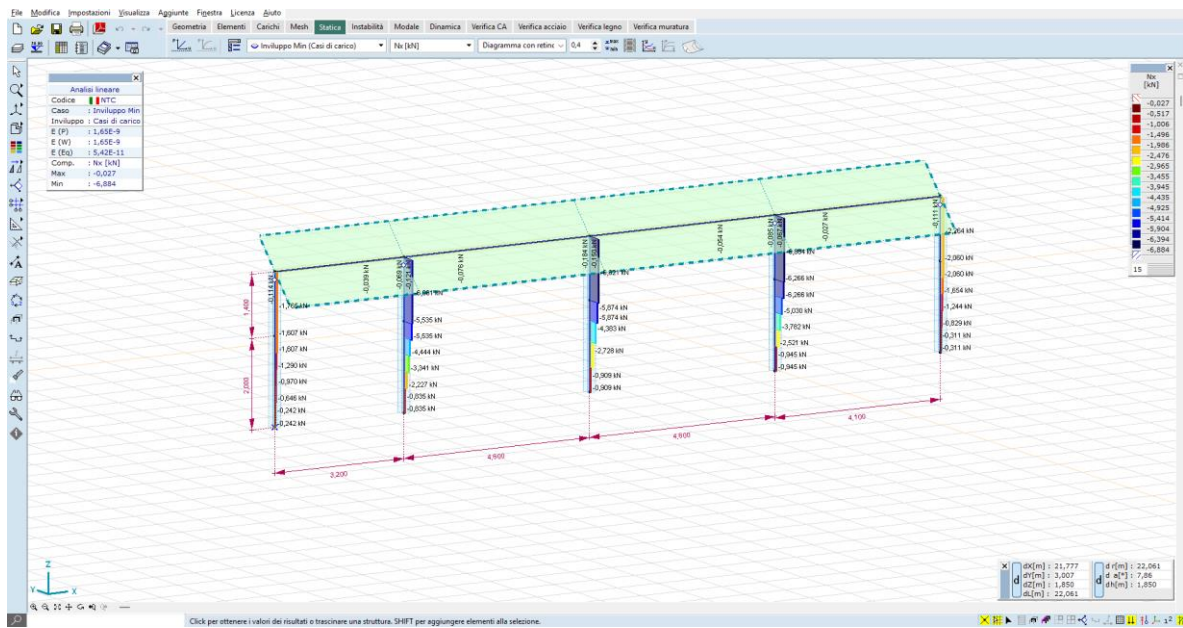


Figura 3.25_Carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 6 kN*m –Involuppo Min (casi di carico)

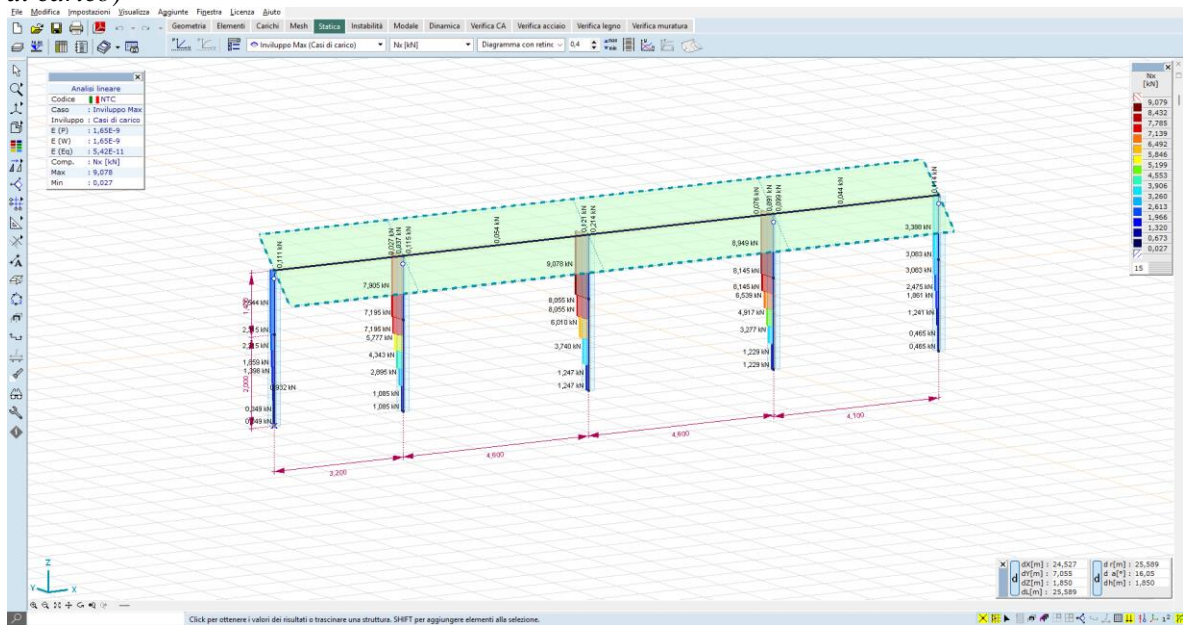


Figura 3.26_Carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 9 kN*m –Involuppo Max (casi di carico)

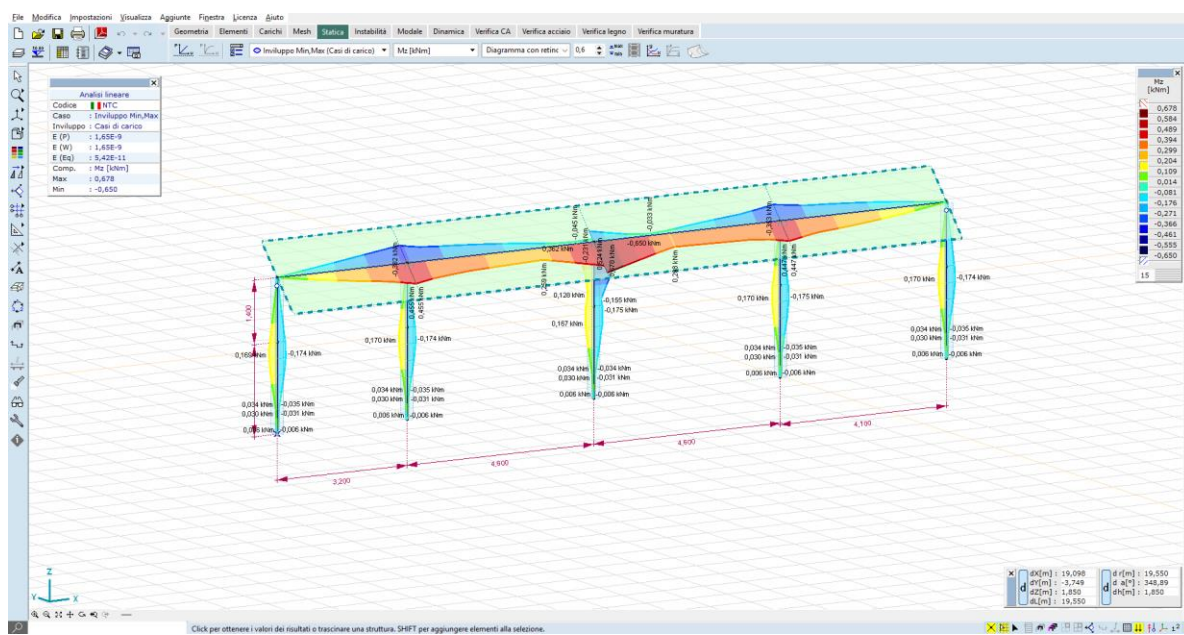


Figura 3.27_Momento flettente M_z – asse di rotazione – valori massimi dell'ordine dei 0,67 kN*m – Involuppo Min,Max (casi di carico)

5.1.9 TRACKER MONOASSIALI 1P A 13 MODULI – Strutture alte

5.1.9.1 GENERAZIONE DEL MODELLO

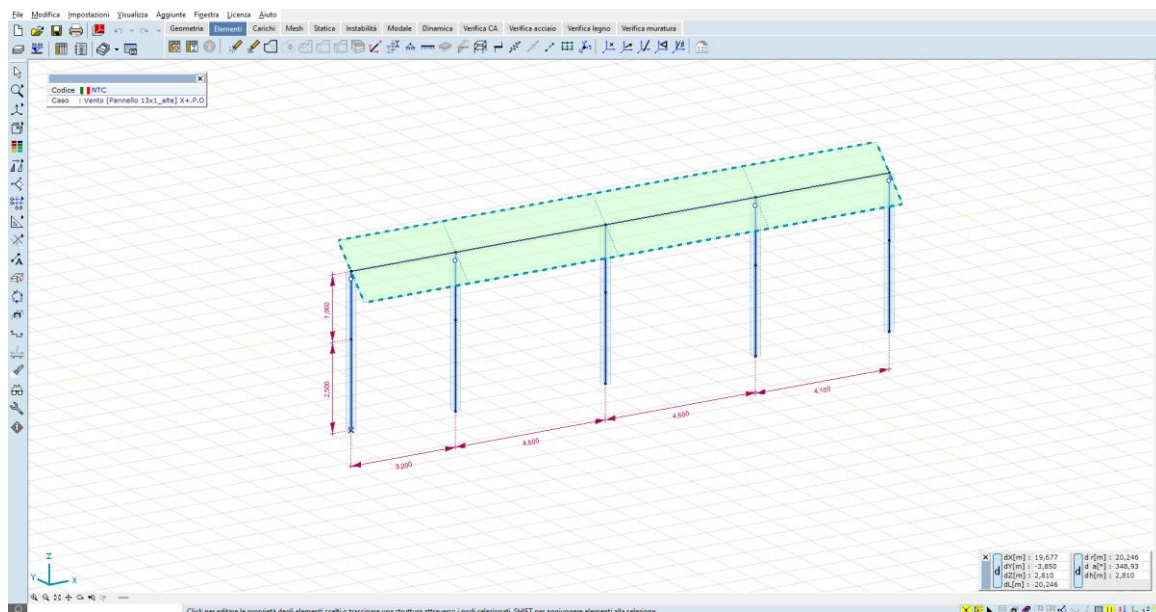


Figura 3.11_modello a elementi finiti – vista ad aste

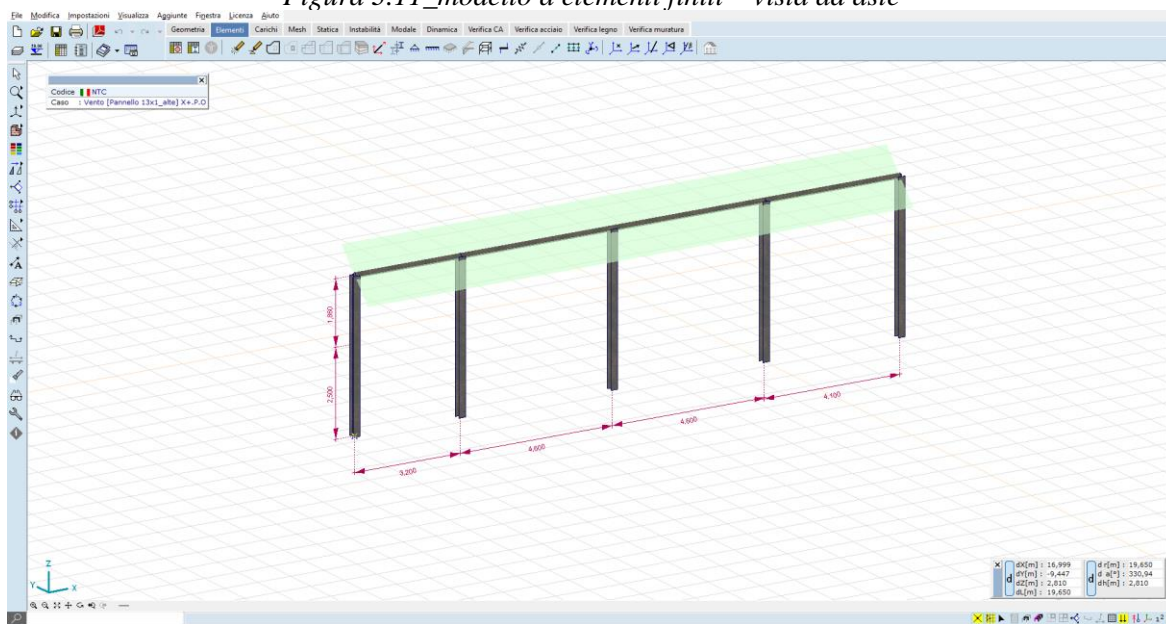


Figura 3.12_modello a elementi finiti – vista render

5.1.9.2 CASI DI CARICO

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

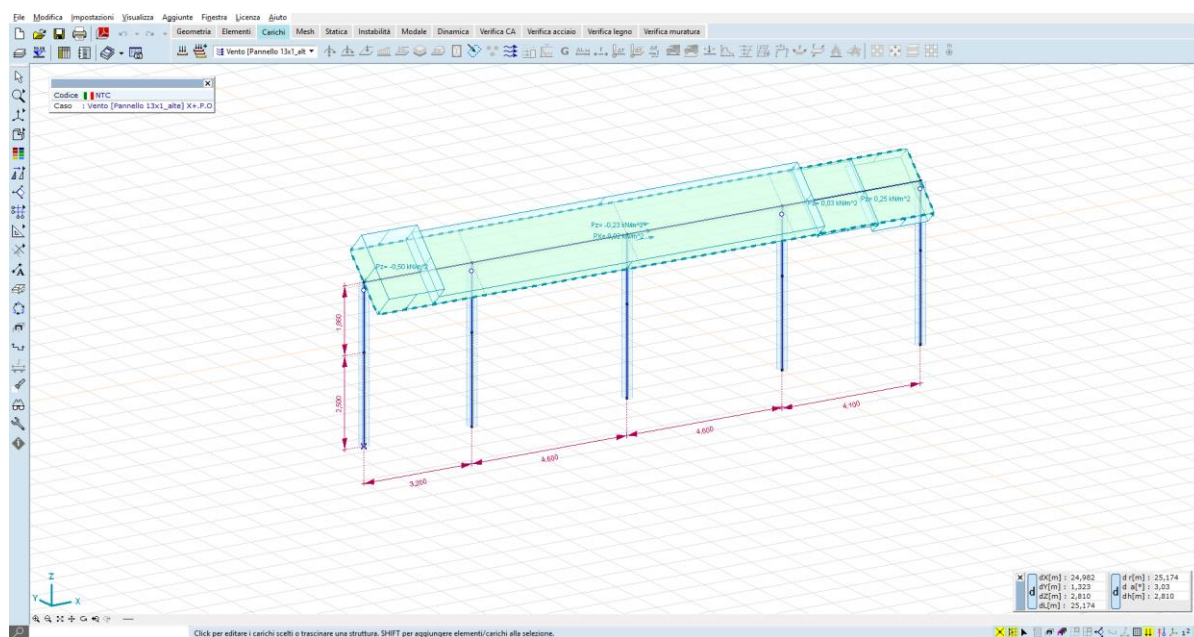


Figura 3.13_carico vento X+P.O.

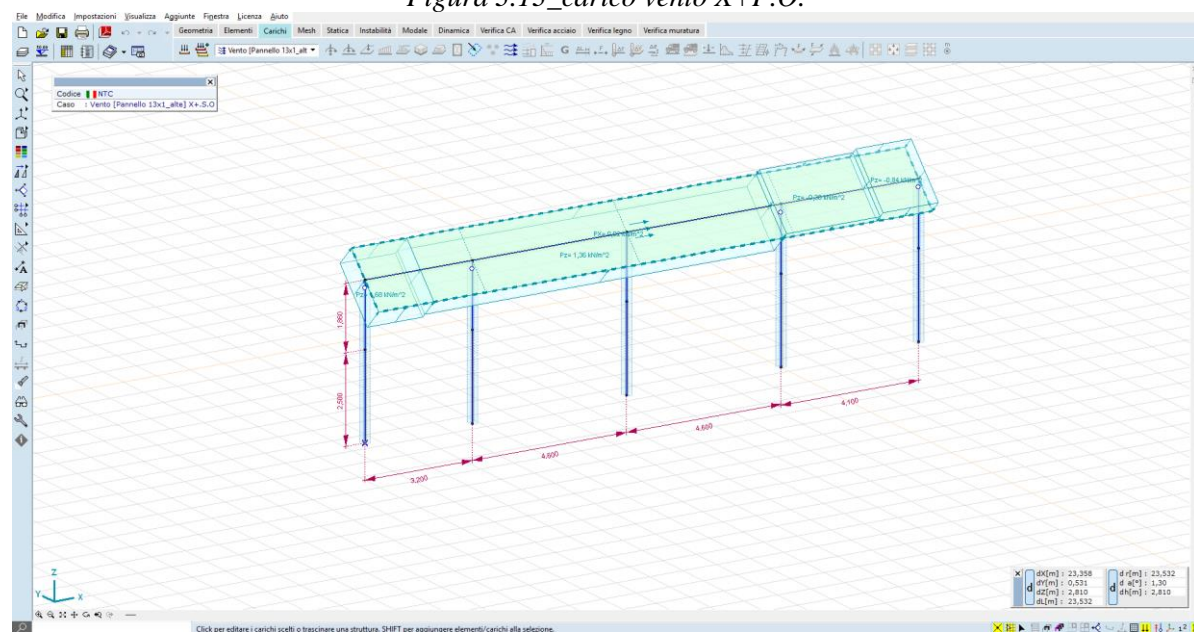


Figura 3.14_carico vento X+S.O.

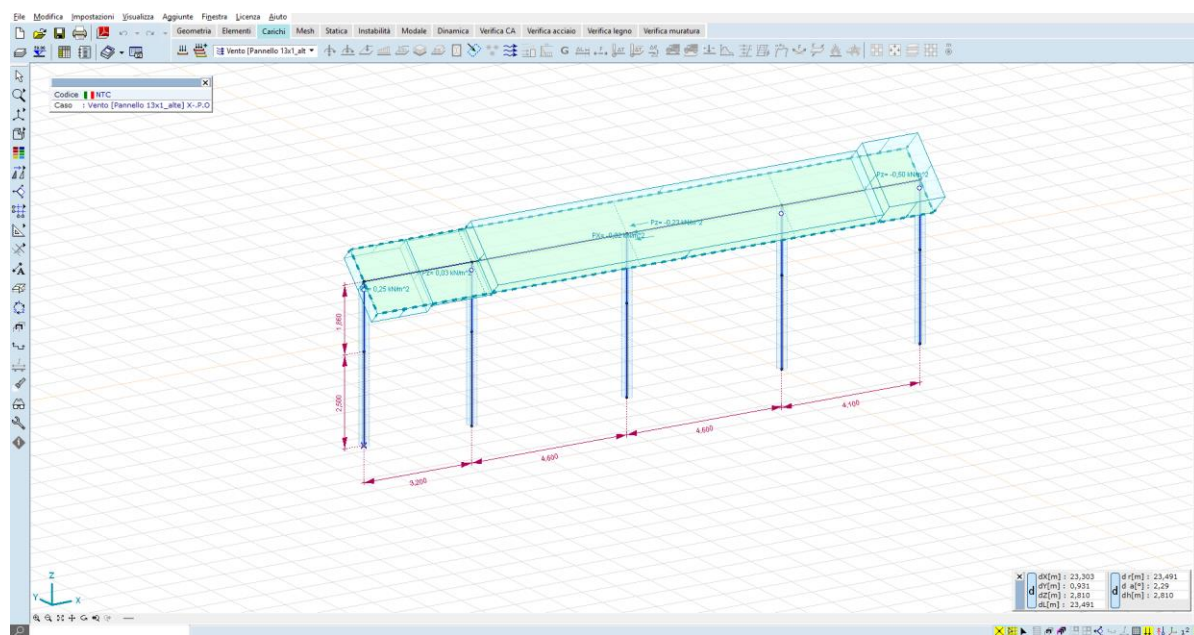


Figura 3.15_carico vento X+P.O.

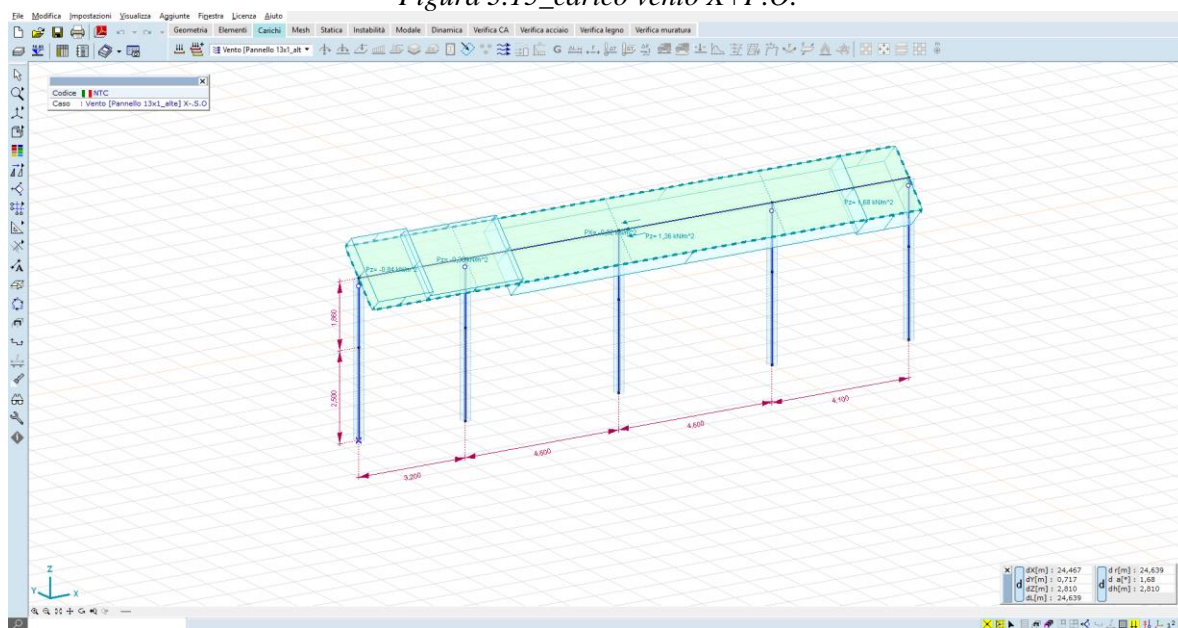


Figura 3.16_carico vento X+S.O.

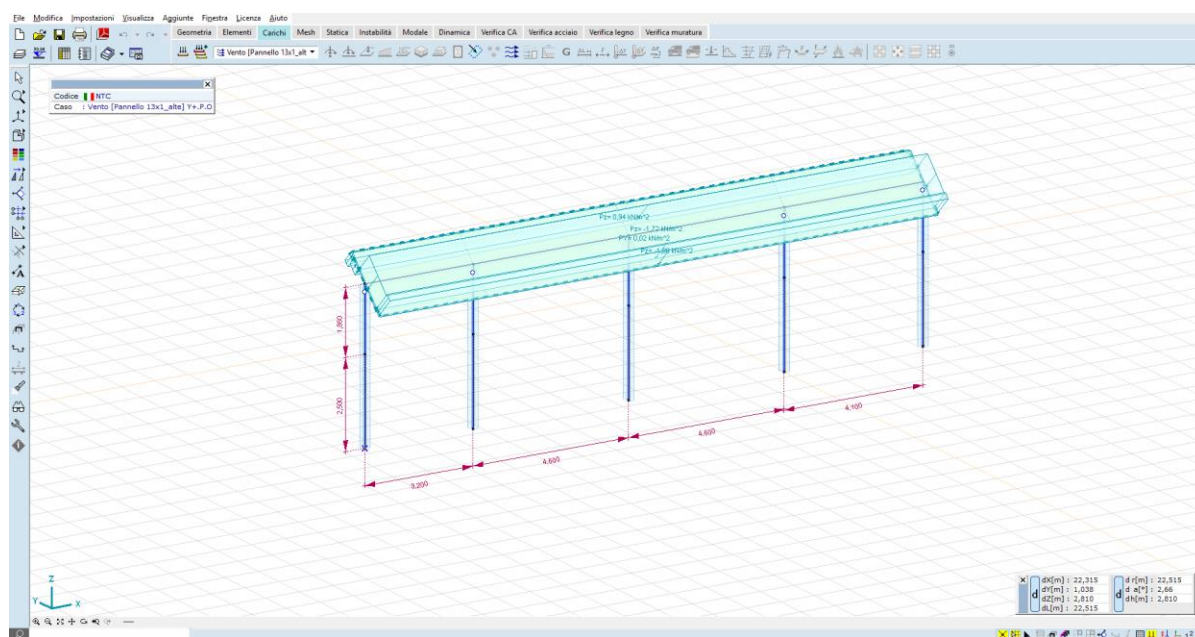


Figura 3.17_carico vento Y+P.O.

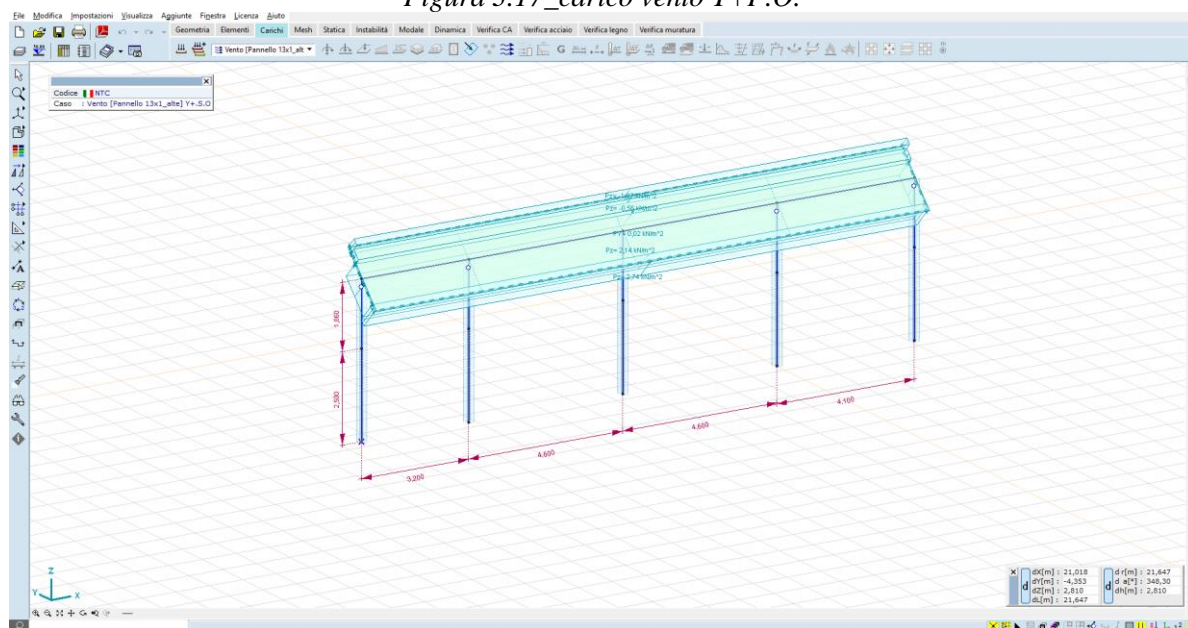


Figura 3.18_carico vento Y+S.O.

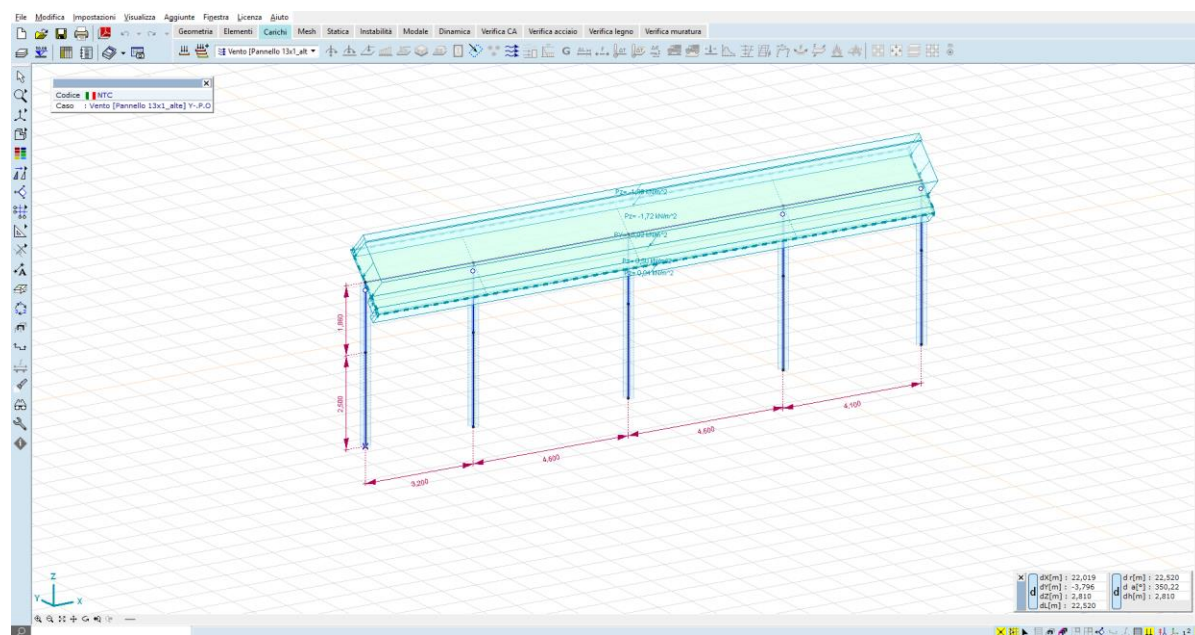


Figura 3.19_carico vento Y+P.O.

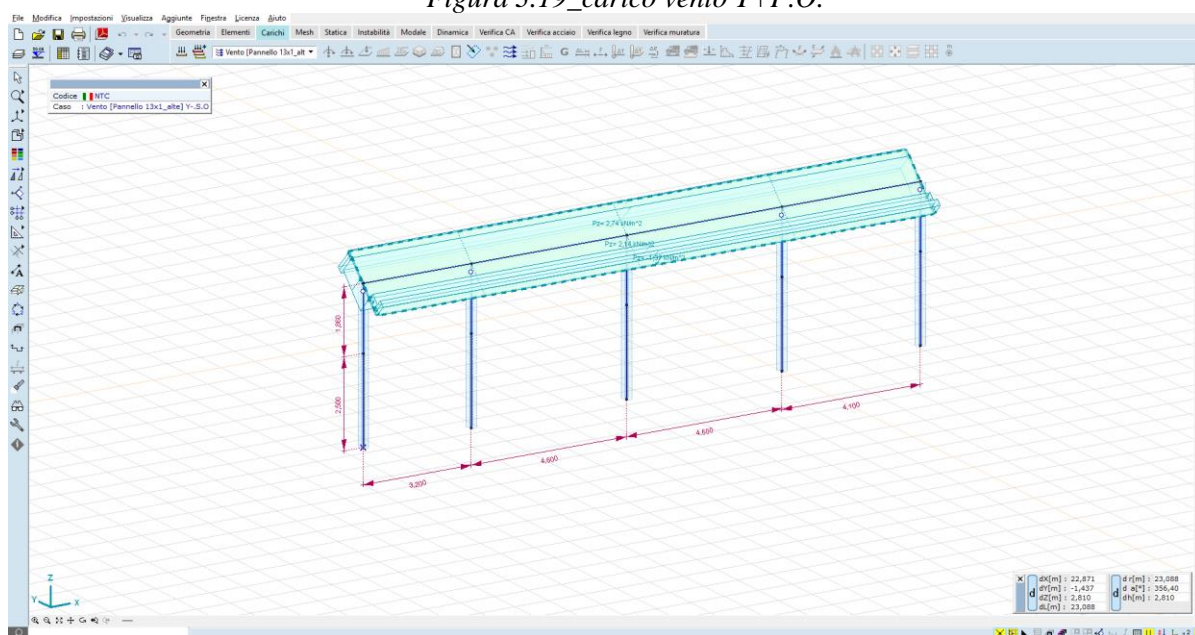


Figura 3.20_carico vento Y+S.O.

5.1.9.3 RISULTATI NUMERICI

5.1.9.3.1 6.1.4.3.1 SPOSTAMENTI

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

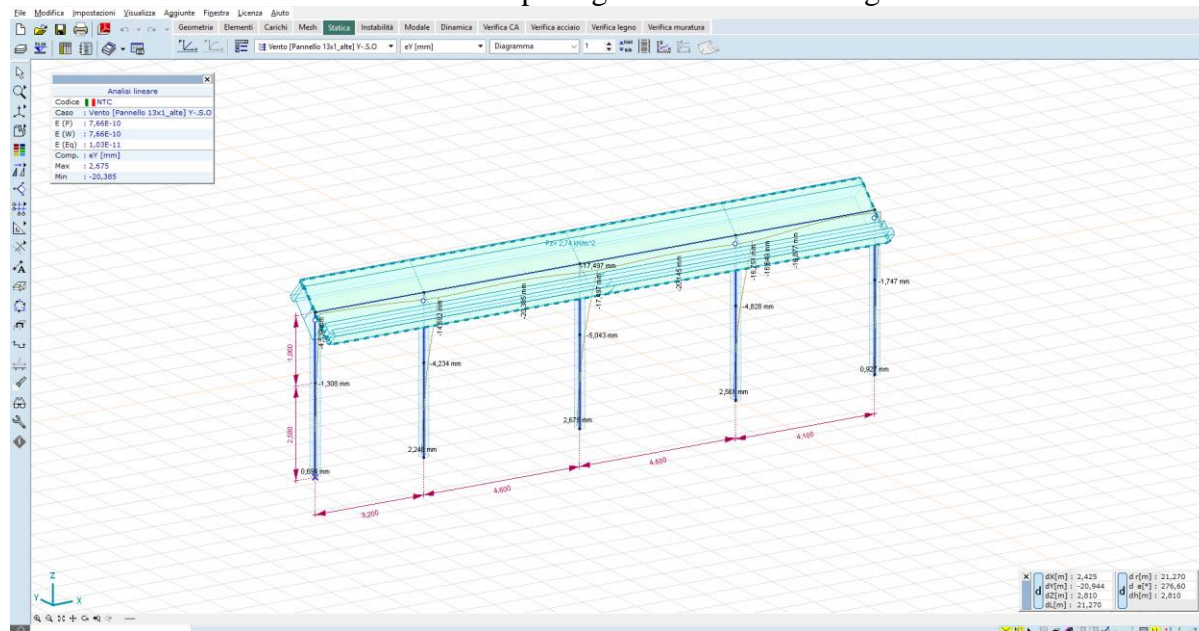


Figura 3.21_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione Y+S.O. – 20,385 mm in testa e 2,675 mm al piano campagna

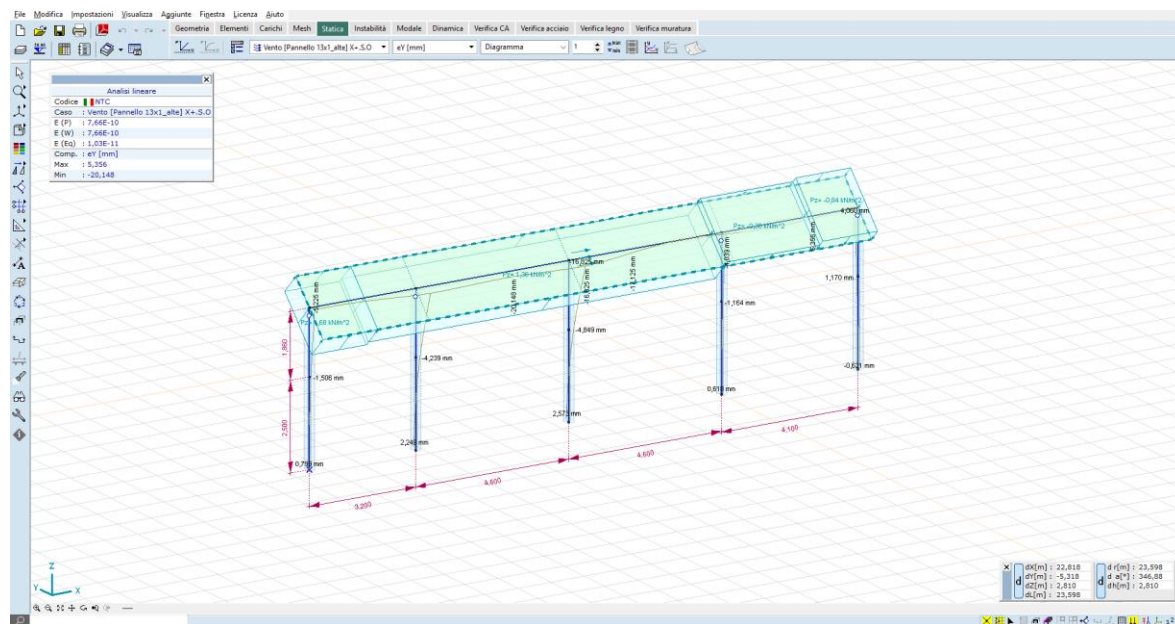


Figura 3.22_Spostamenti attesi sotto carico vento – condizione X+S.O. – 20,148 mm in testa e 2,573 mm al piano campagna

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei 17,557 mm, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei 3,496 mm; 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.

5.1.9.3.2 3.1.4.3.2 SOLLECITAZIONI

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

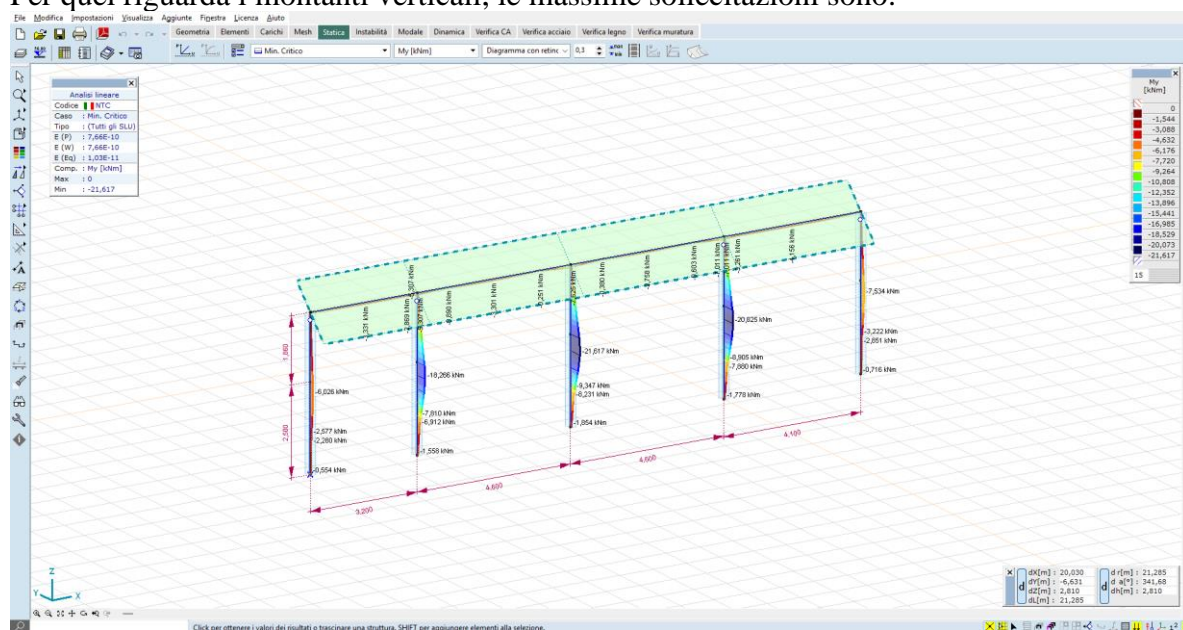


Figura 3.23_Momento flettente My – montanti – valori massimi dell'ordine dei 21 kN*m – combinazione min, Critico

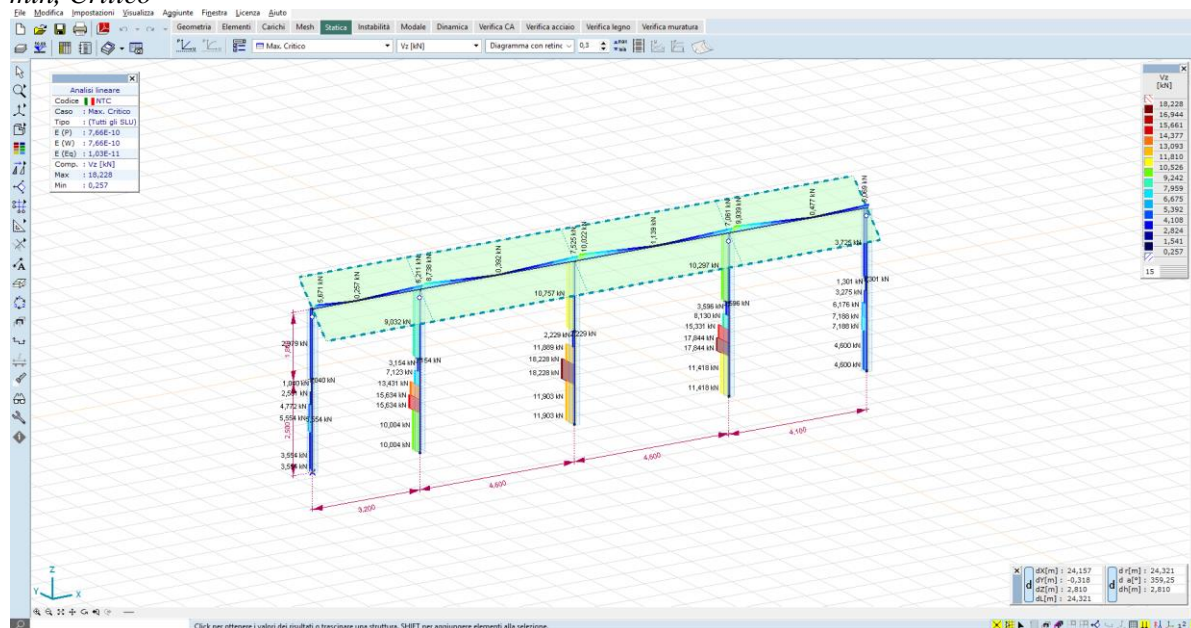


Figura 3.24_Taglio Vz – montanti – valori massimi dell'ordine dei 18 kN*m – combinazione max, Critico

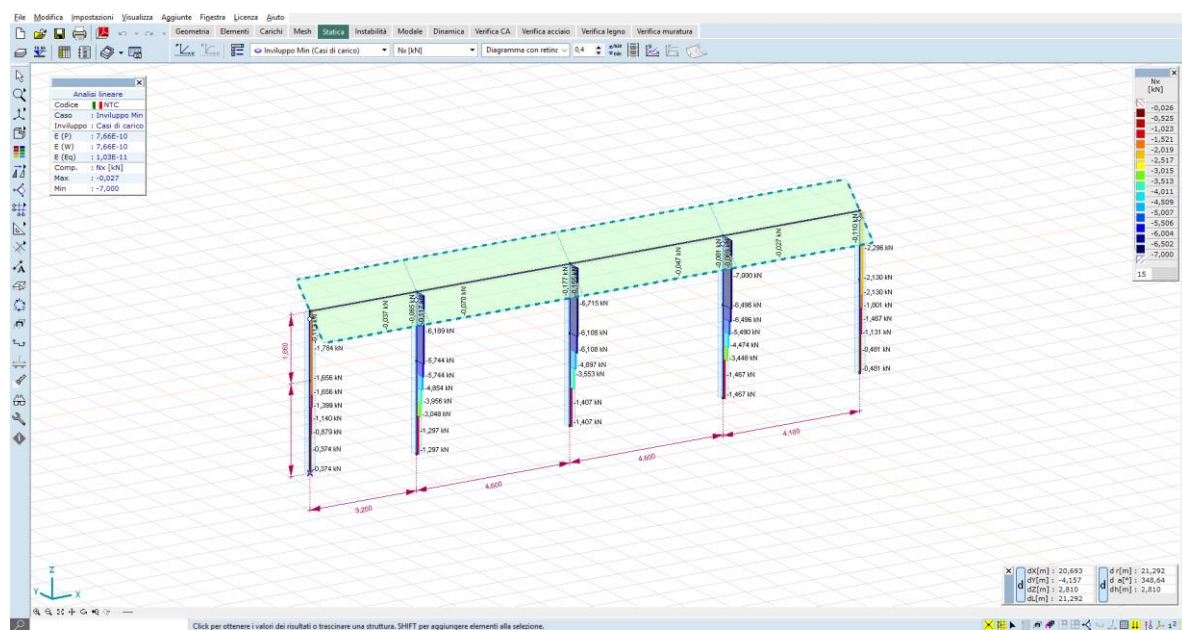


Figura 3.25_Carico uplift Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 7 kN*m –Involuppo Min (casi di carico)

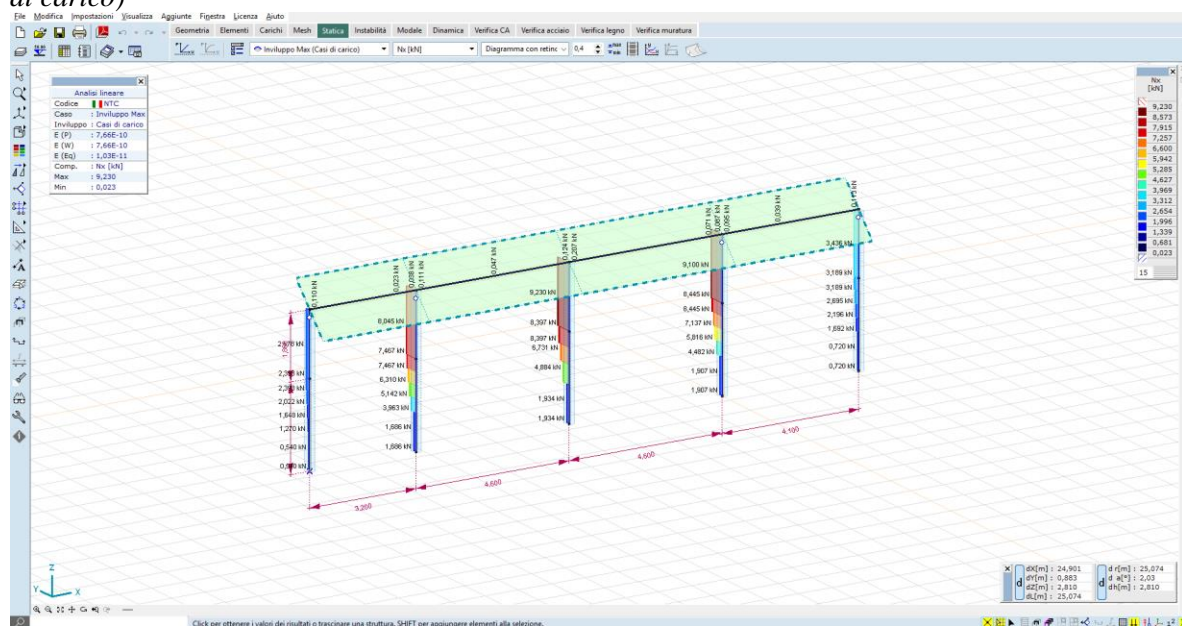


Figura 3.26_Carico downforce Nx – montanti – valori massimi dell'ordine dei 9 kN*m –Involuppo Max (casi di carico)

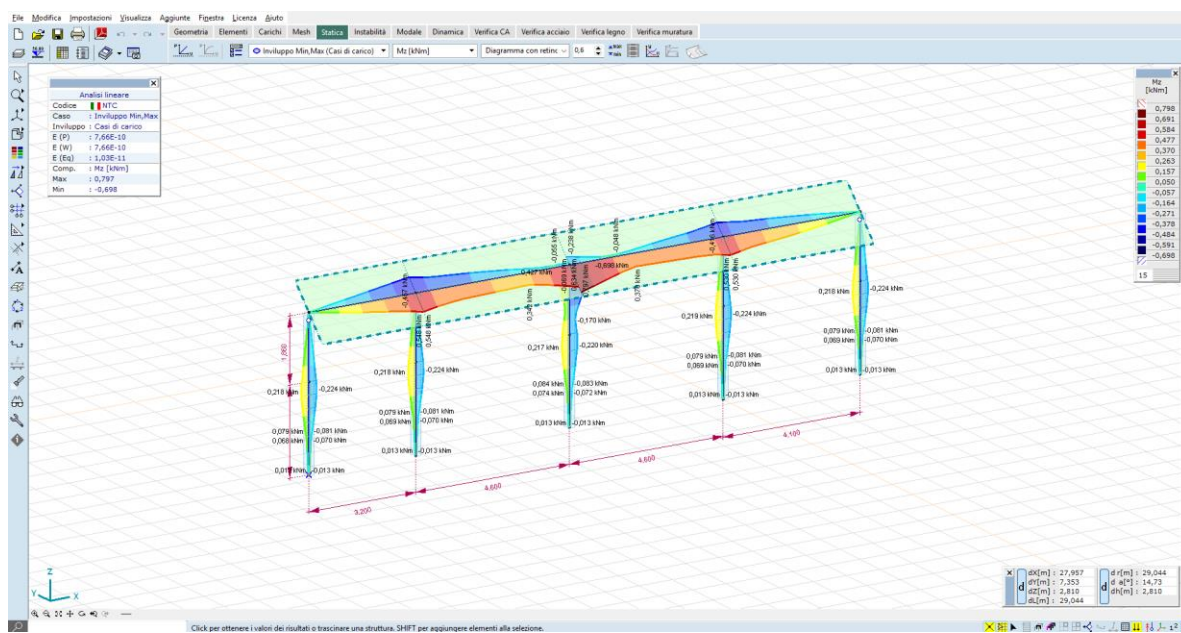


Figura 3.27_Momento flettente M_z – asse di rotazione – valori massimi dell'ordine dei 0,797 kN*m – Involuppo Min,Max (casi di carico)

6 CABINATI

6.1 GRUPPO DI CONVERSIONE CC/CA (POWER STATIONS)

6.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il gruppo di conversione (anche detto “power station”) prevede l'utilizzo di un inverter e un trasformatore elevatore, inclusivi di compartimenti MT e BT.

Le apparecchiature elettromeccaniche sono alloggiare all'interno di un container metallico.



Figura 8-1 Tipico power station con inverter e trasformatore elevatore

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 è alzato di 0,35 mt rispetto al p.c.

Il piano di posa potrà essere meglio determinato durante la fase di esecuzione degli scavi, in quanto le condizioni del terreno e le eventuali variabilità riscontrate in situ potrebbero richiedere un adattamento del progetto preliminare.

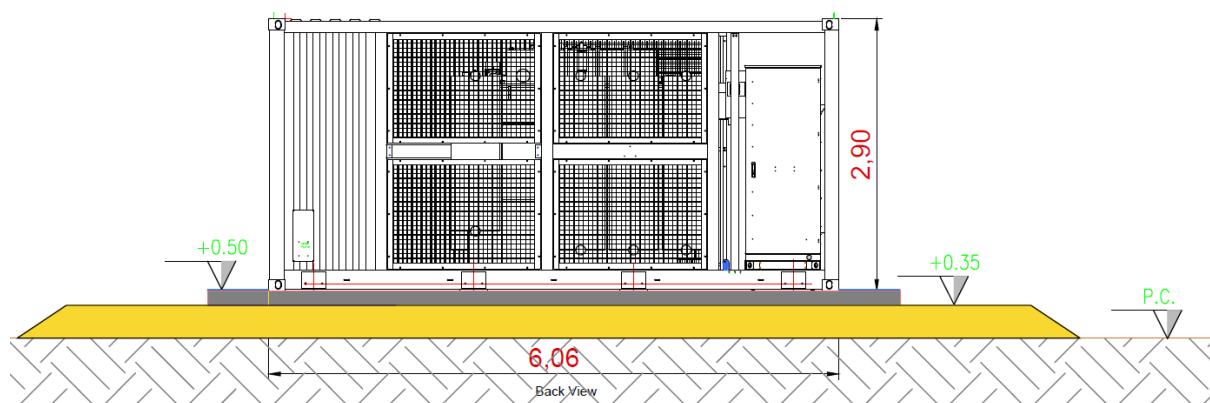


Figura 8-2.1 vista di progetto - Power station

Vista D - Scala 1:50

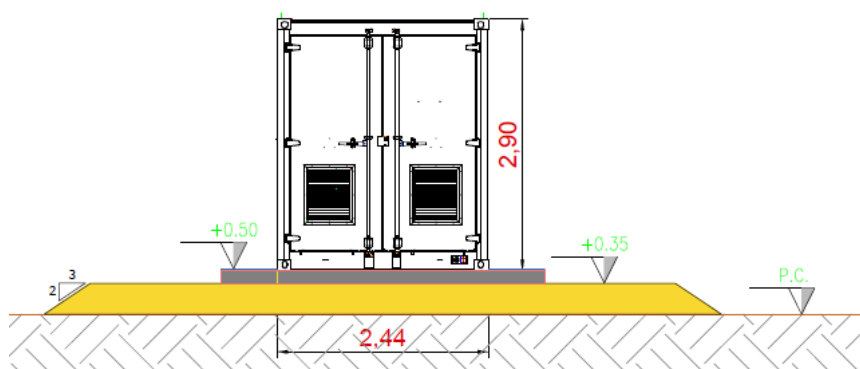


Figura 8-3.2 vista di progetto - Power station

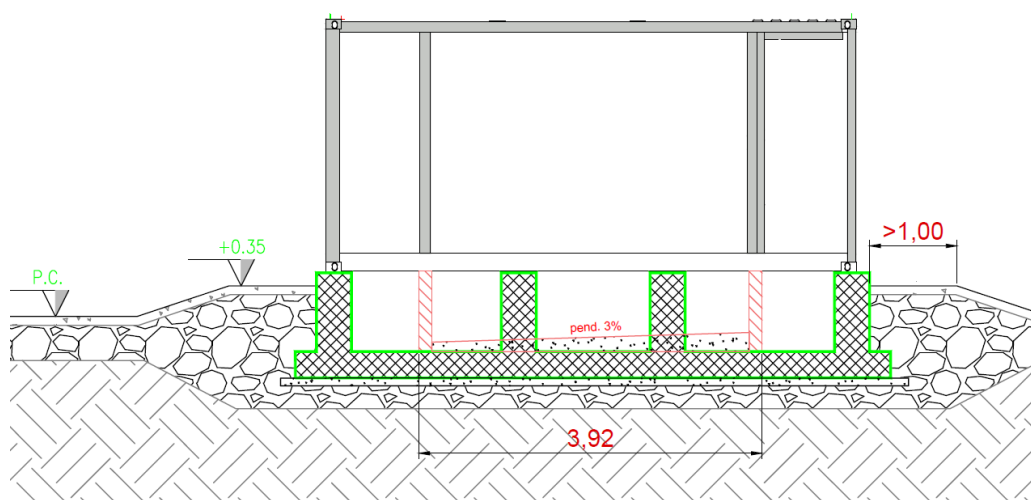


Figura 8-4 Sezione di progetto - fondazione Power station

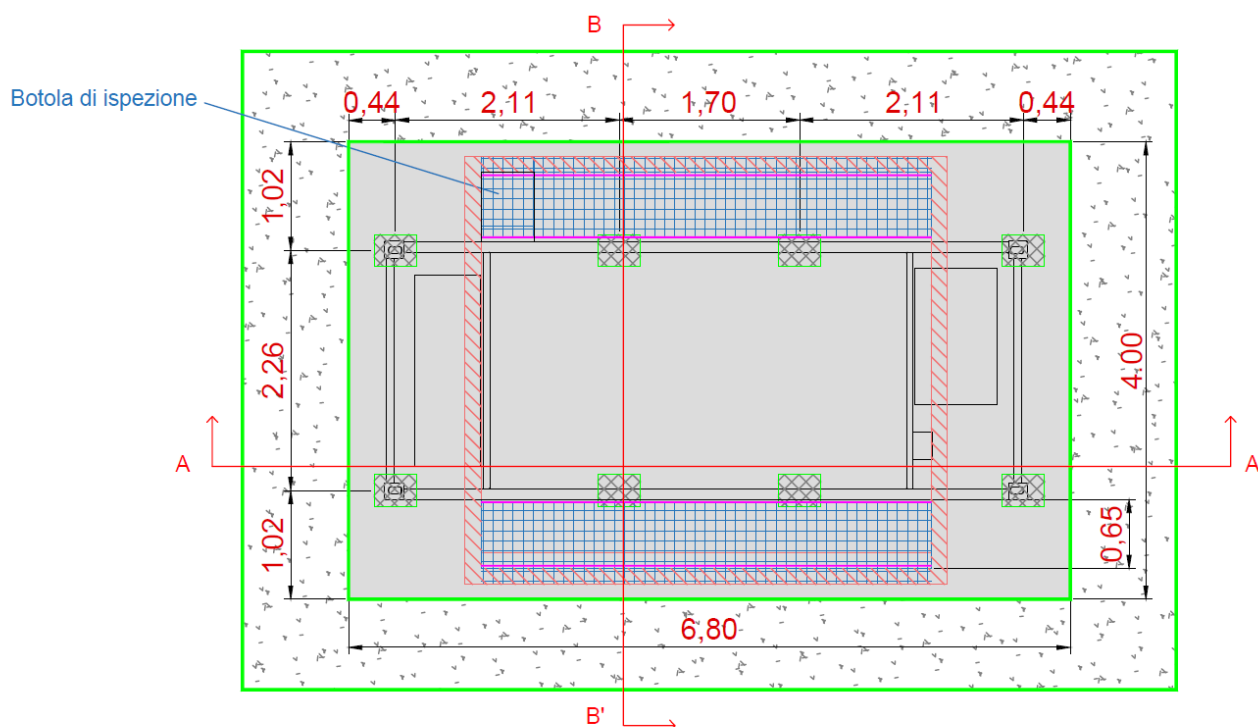


Figura 8-5.1 Planimetria fondazione

6.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Alla luce delle premesse di cui sopra, viene progettata una fondazione del tipo platea in c.a. delle dimensioni in pianta pari a 6,80x4,30 mt, dello spessore pari a 30 cm.

Dalla platea spiccano n. 8 pilastri verticali delle dimensioni pari a 30x40 cm ed altezza pari a 0.90 mt, sulle teste dei quali vengono inghisate le piastre di base dello shelter.

Dalla platea spicca altresì la vasca di raccolta olio, costituita da n.4 setti verticali in c.a dello spessore di 15 cm, con impronta pari a 4,50 x 4 mt, ed altezza pari a 0,90 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.

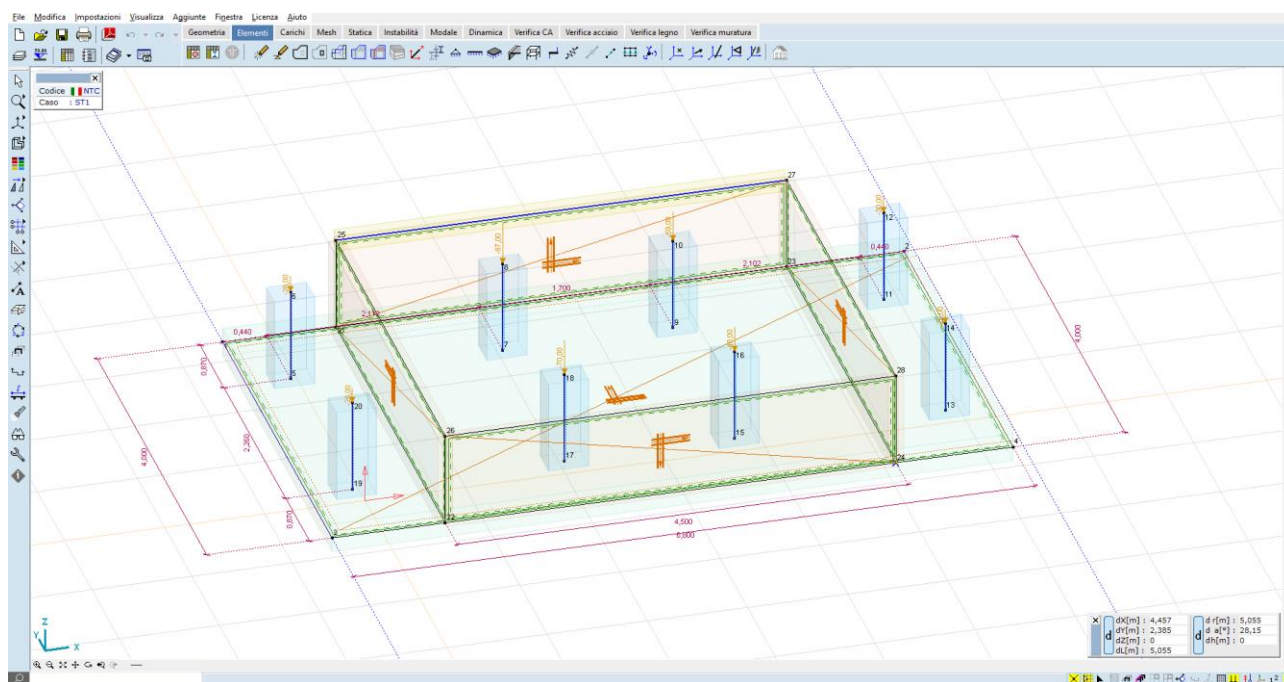


Figura 8-6 Fondazione Power station – vista 3D

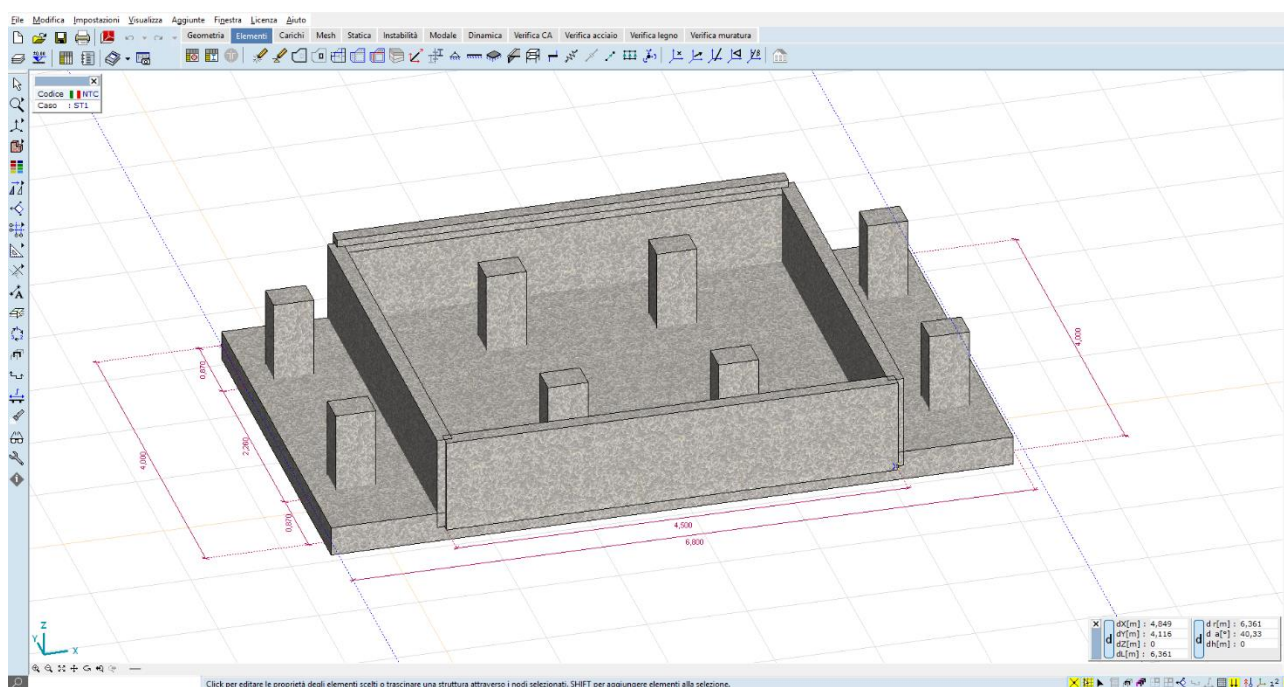


Figura 8-7 Fondazione Power station – vista render

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

- $k_x = 10000 \text{ daN/mq}$
- $k_y = 10000 \text{ daN/mq}$
- $k_z = 10000 \text{ daN/mq}$

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

6.1.3 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:

- Trasformatore 15,0 tonn;
- Inverter 3,00 tonn;
- Quadri + interruttori 1,20 tonn;
- Peso proprio container 9,00 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:

$$P = 32,2 \times 1,5 = 48,3 \text{ tonn [480kN]}$$

Questo peso viene ripartito sui n.8 appoggi.

6.1.4 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 7;
- Licenza n. 7754;
- rilasciata a SCM Ingegneria S.r.l.;
- rilasciata da STA DATA S.r.l. di Torino.

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

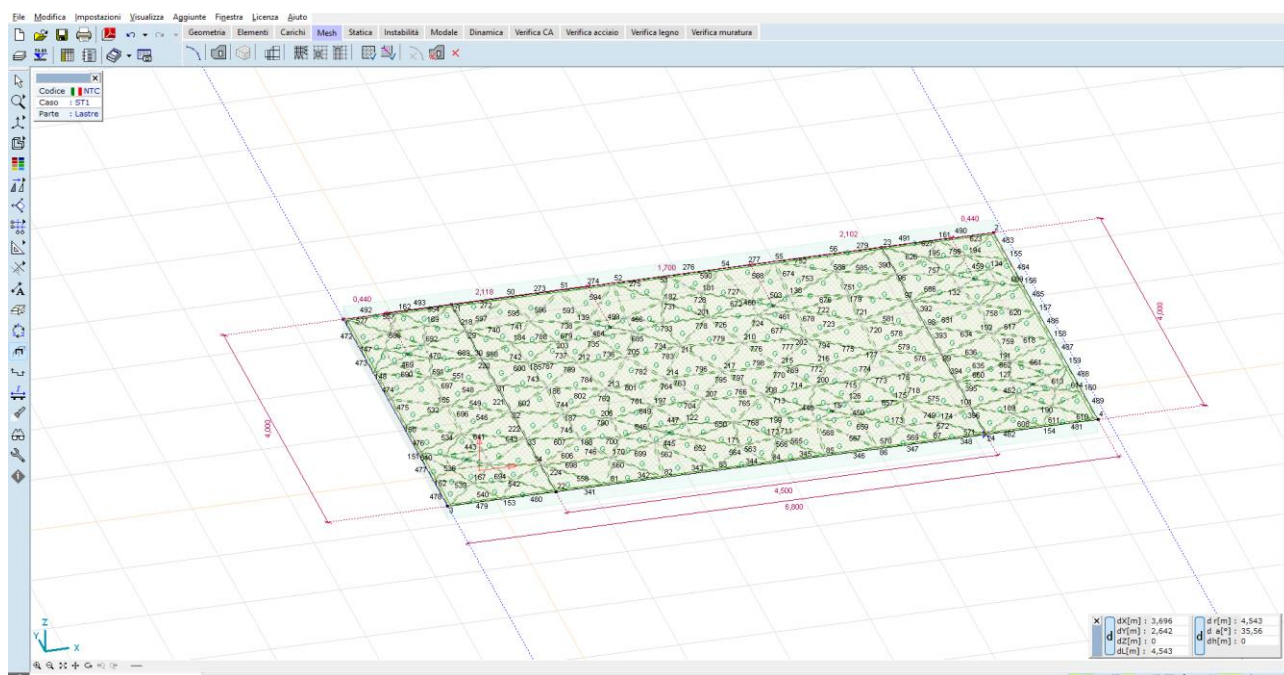


Figura 8-7 Generazione della mesh

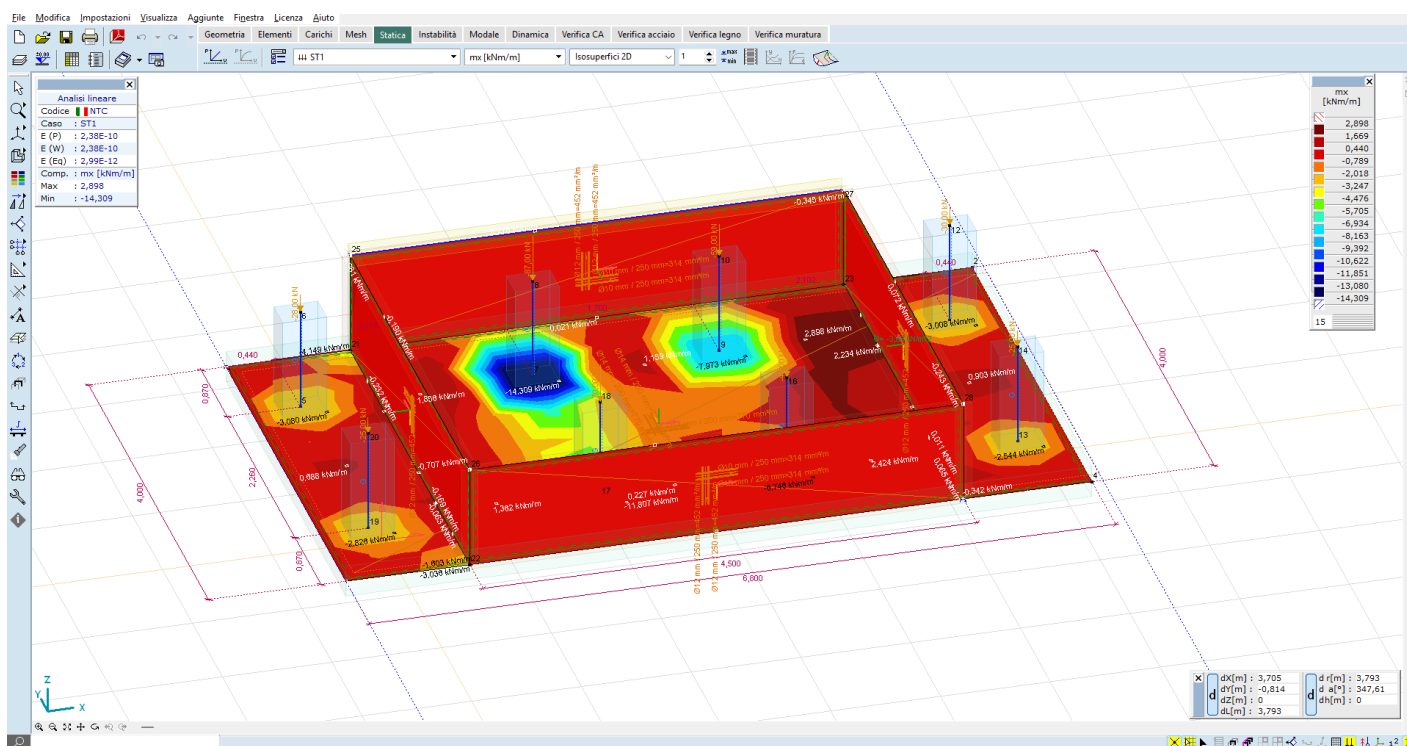


Figura 8-8 Sollecitazioni piastra – mx – valori max 14 kN*m

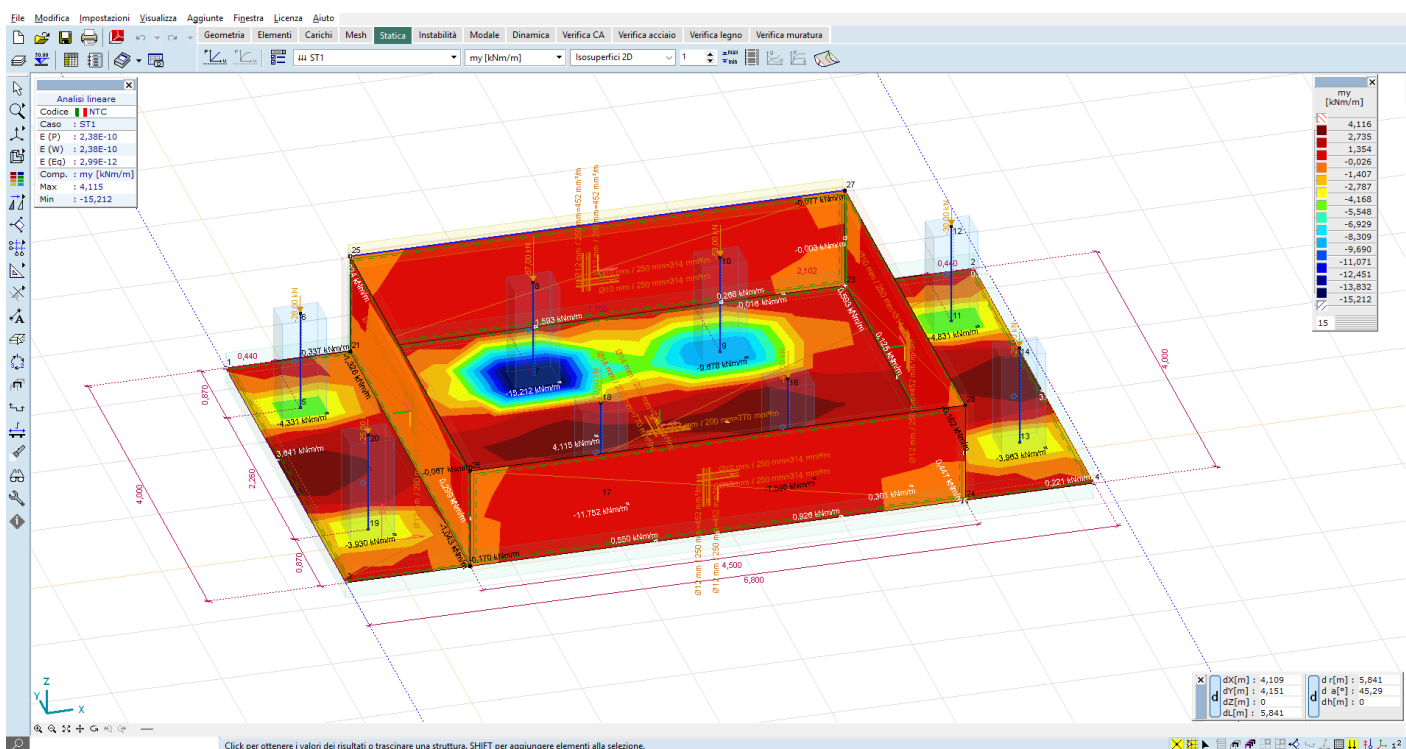


Figura 8-9 Sollecitazioni piastra – my – valori max 15 kN*m

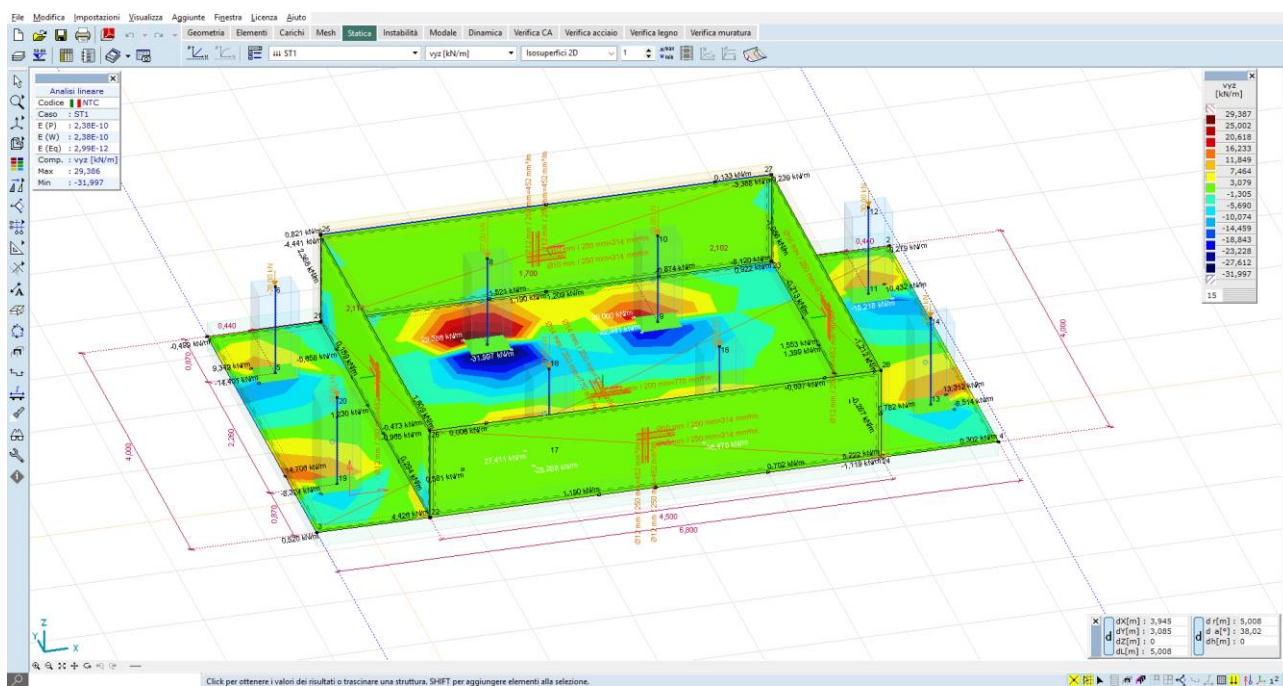


Figura 8-10 Sollecitazioni piastra – vyz – valori max 31 kNm/m

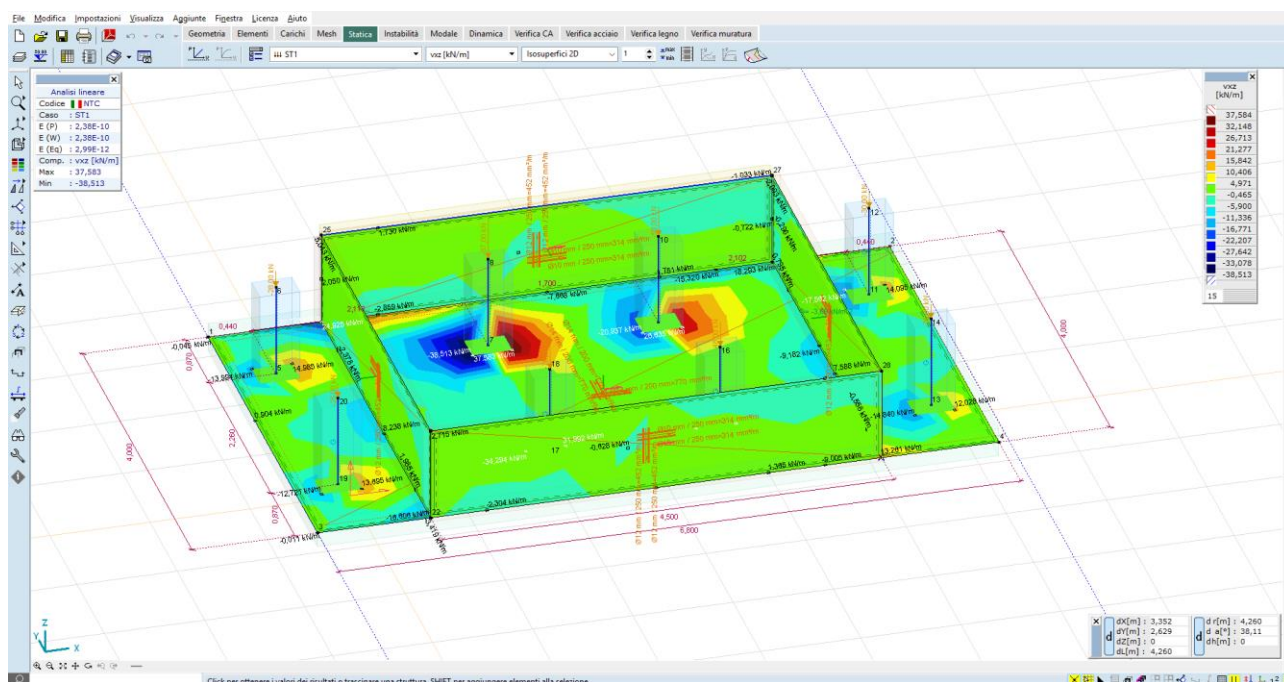


Figura 8-11 Sollecitazioni piastra – vxz – valori max 38 kNm/m

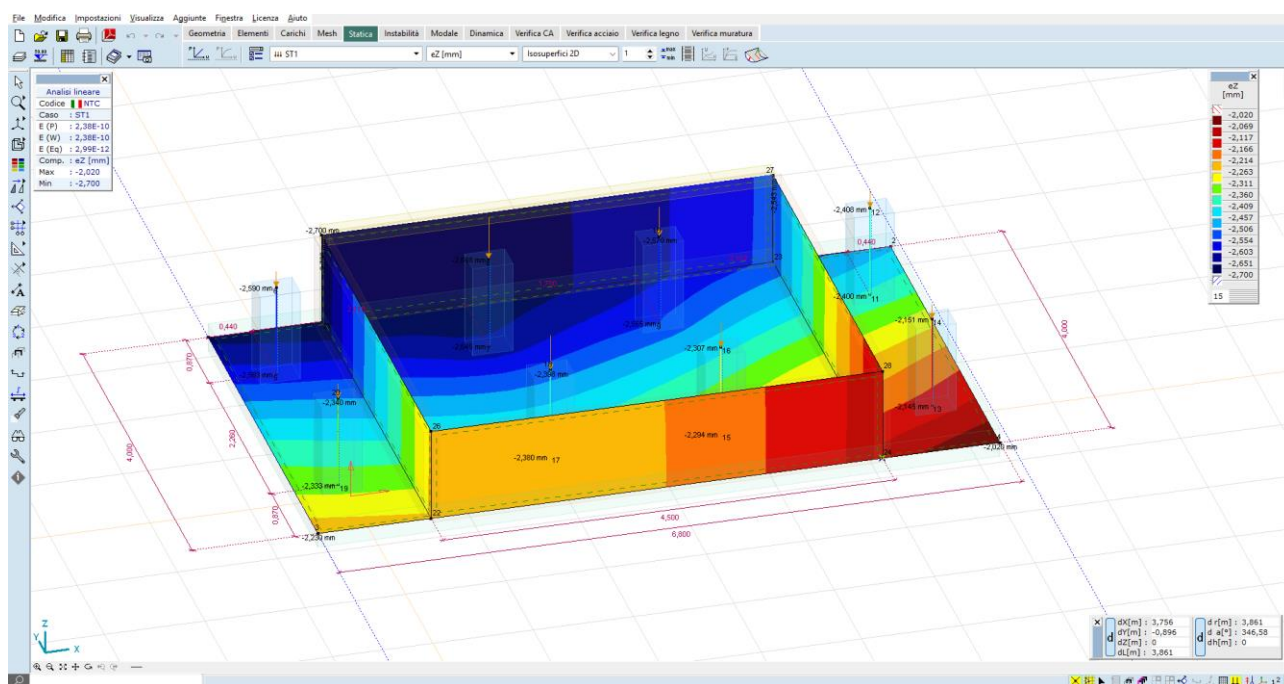


Figura 8-12 Deformazioni – ez – valori max 2,7 kN/m

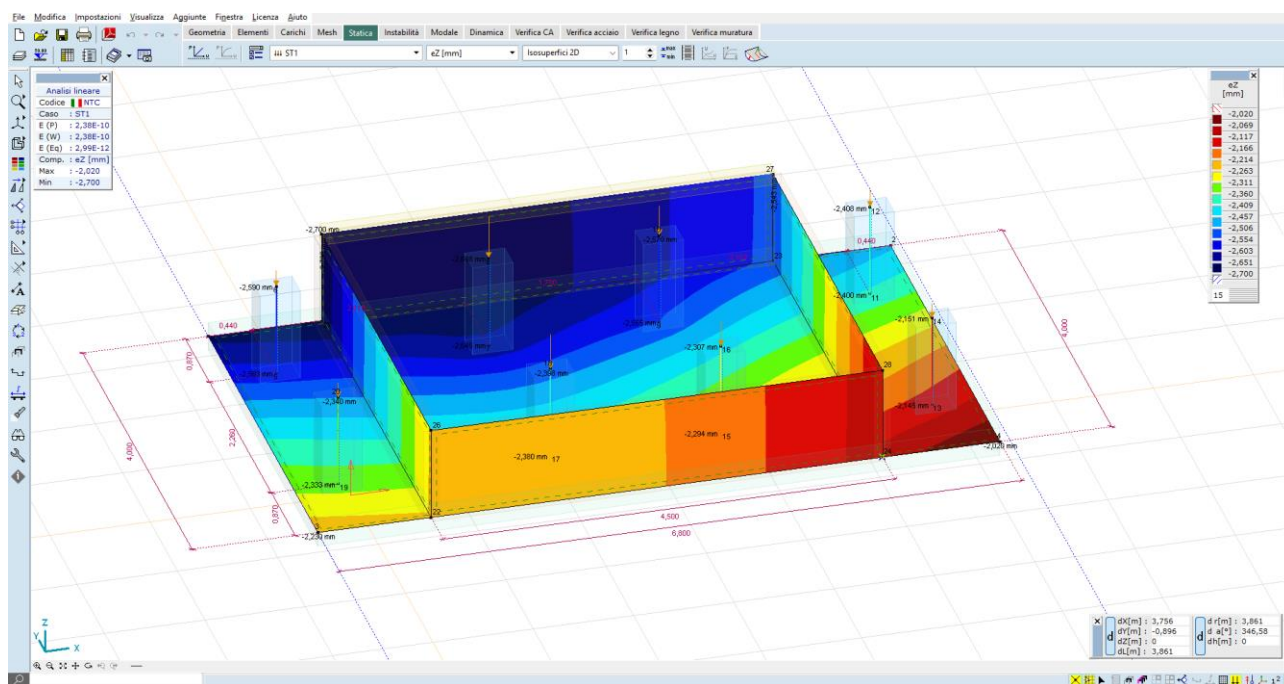


Figura 8-13 Scarichi al suolo – R_z – valori max 2,7 kNm/m

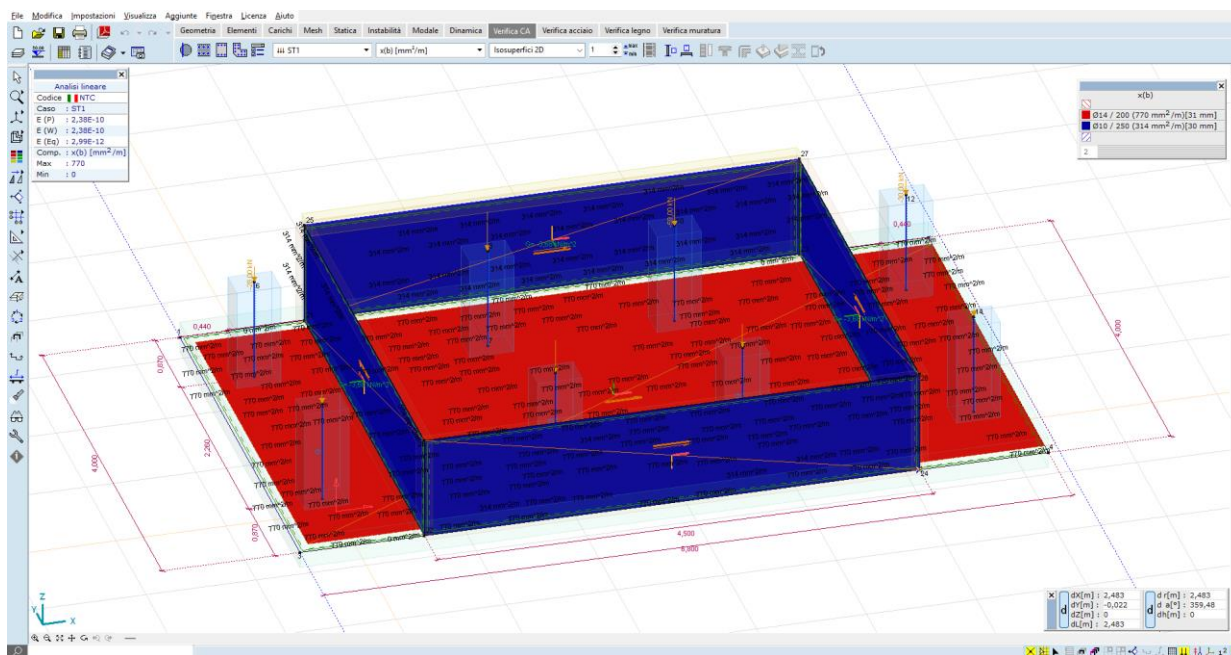
Disposizione armature piastra – $\Phi 14/20$ ” sup e inf

x(b) - armatura inferiore disposta in direz x = 770 mmq/m

y(b) – armatura inferiore disposta in direz y = 770 mmq/m

x(t) - armatura superiore disposta in direz x = 770 mmq/m

y(t) – armatura superiore disposta in direz y = 770 mmq/m



x(b)	
	$\Phi 14 / 200 (770 \text{ mm}^2/\text{m})[31 \text{ mm}]$
	$\Phi 10 / 250 (314 \text{ mm}^2/\text{m})[30 \text{ mm}]$
2	

Vengono calcolati, in funzione dei momenti resistenti, i fabbisogni di armatura strettamente necessaria:

$a_x(b)$ - armatura inferiore disposta in direz x

$a_y(b)$ - armatura inferiore disposta in direz y

$a_x(t)$ - armatura superiore disposta in direz x

$a_y(t)$ - armatura superiore disposta in direz y

Le verifiche risultano soddisfatte se in ogni punto, si verificano le condizioni:

armatura disposta > armatura strettamente

necessaria

$x(b) > a_x(b)$

$y(b) > a_y(b)$

$x(t) > a_x(t)$

$y(t) > a_y(t)$

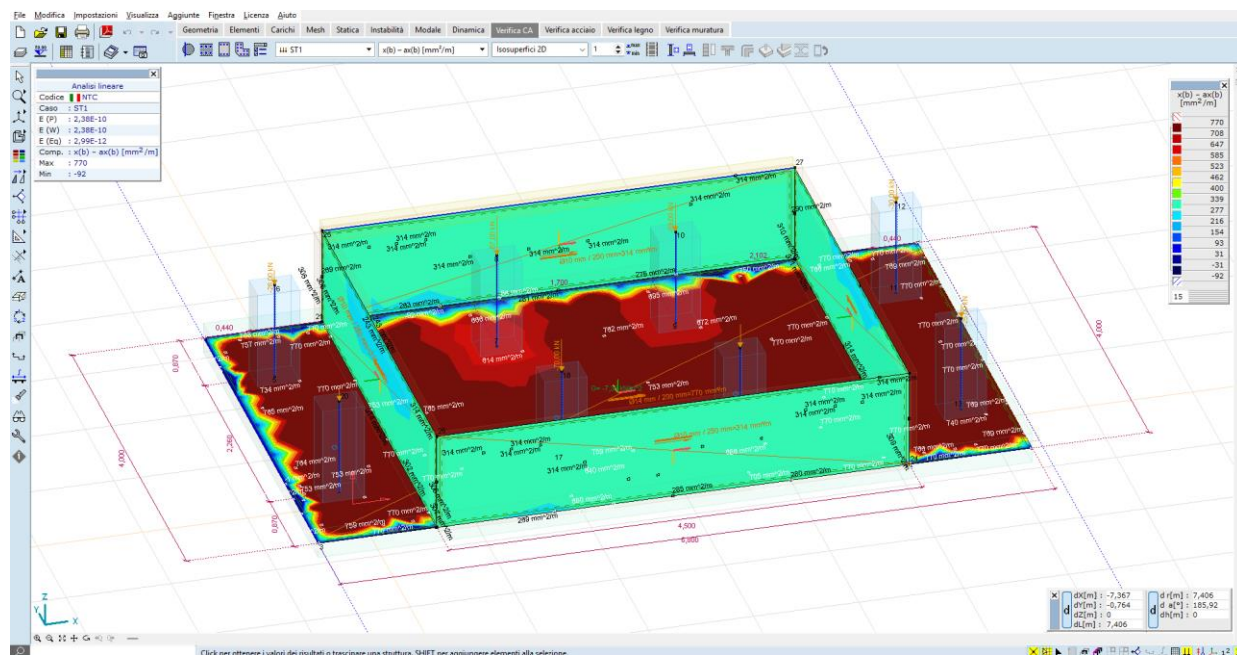


Figura 8-14 Confronto armatura disposta VS armatura strettamente necessaria $x(b)-a_x(b)$ – verifiche OK

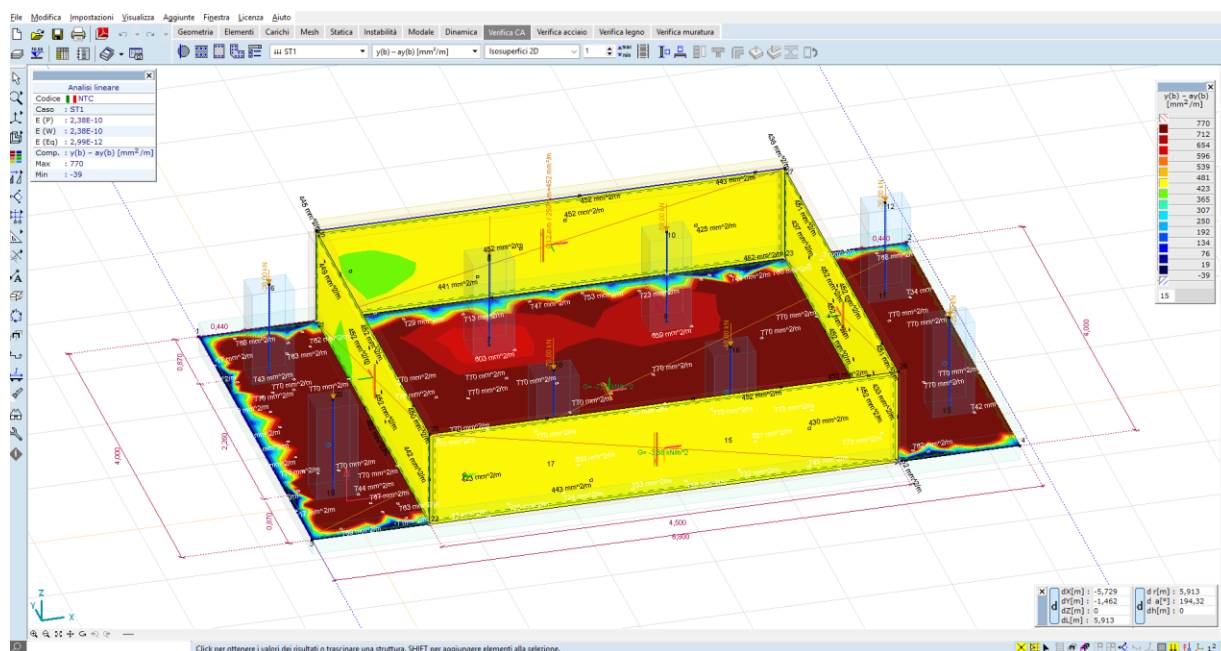


Figura 8-15 Confronto armatura disposta VS armatura strettamente necessaria $y(b)-ay(b)$ – verifiche OK

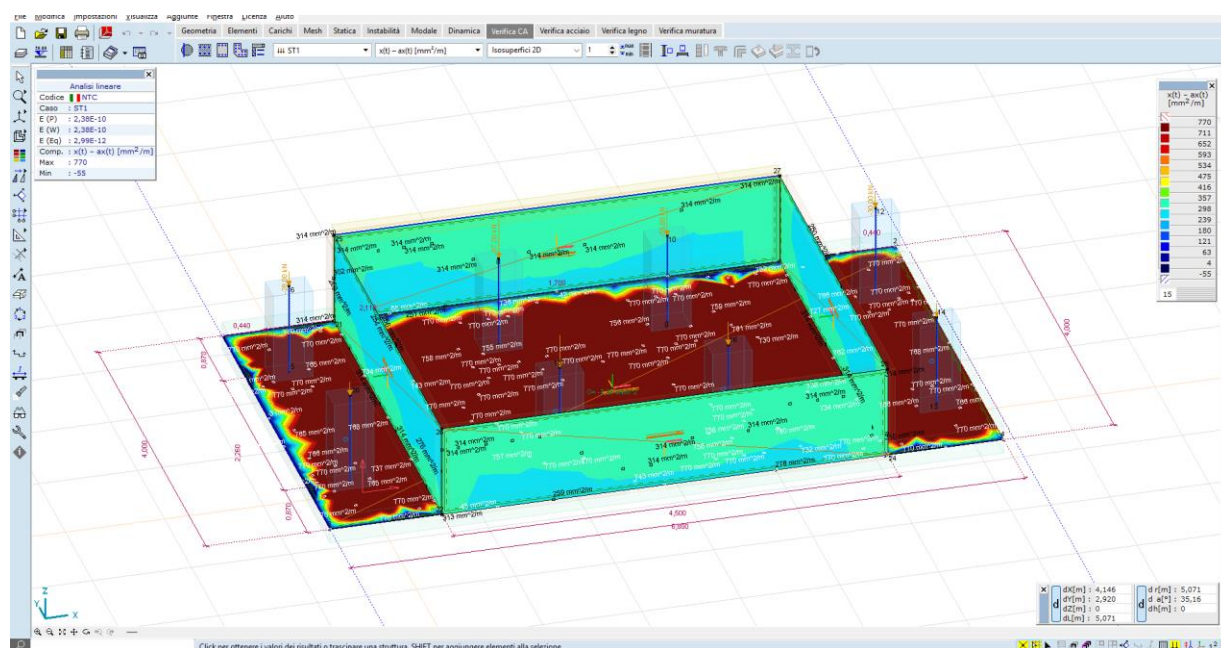


Figura 8-15 Confronto armatura disposta VS armatura strettamente necessaria $x(t)-ax(t)$ – verifiche OK

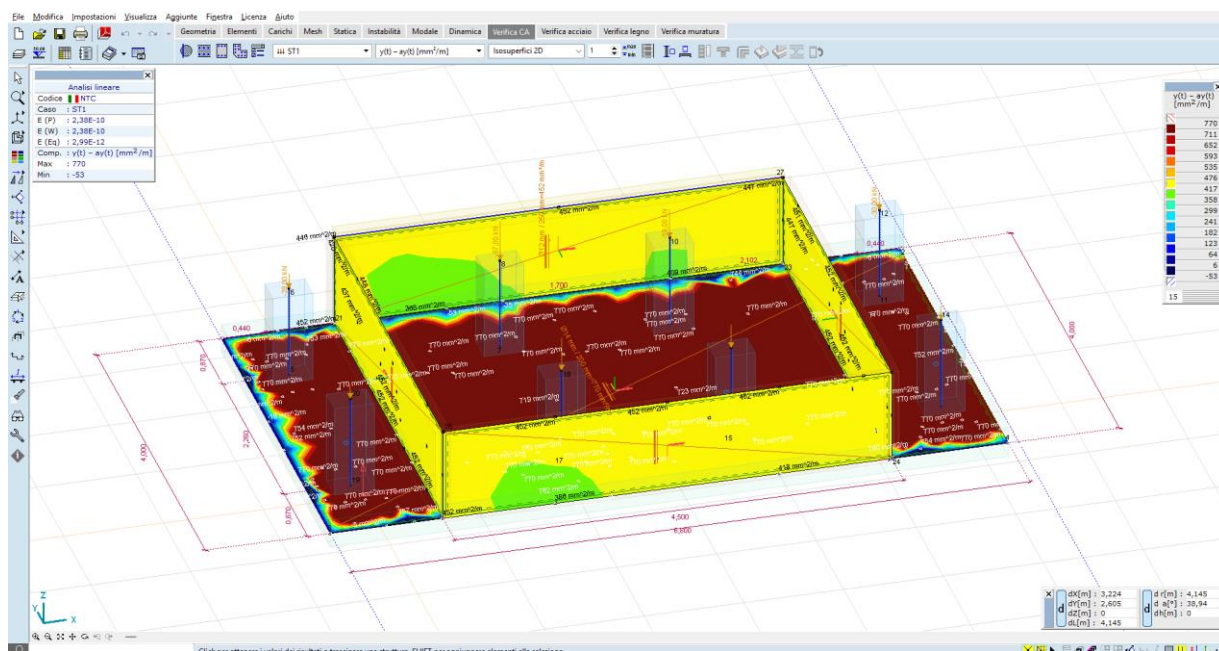


Figura 8-15 Confronto armatura disposta VS armatura strettamente necessaria $y(t)-ay(b)$ – verifiche
OK

6.2 CABINE SERVIZI AUSILIARI

Vicino a ogni gruppo di conversione saranno installate cabine o container per servizi ausiliari, contenenti:

- Quadro BT generale del sottocampo corrispondente;
- Quadro BT prese F.M, illuminazione, antintrusione, TVCC ecc. del sottocampo corrispondente;
- Sistema di monitoraggio, controllo e comando del sottocampo di appartenenza;
- Sistema di monitoraggio e controllo dell’Impianto Fotovoltaico e del BESS di appartenenza;
- Sistema di monitoraggio e controllo stazioni meteo del sottocampo di appartenenza;
- Sistema di trasmissione dati del sottocampo di appartenenza.

Le viste e sezioni delle cabine ausiliari sono illustrate nella TAV.17-Tipico cabina servizi ausiliari, con l’elevazione calcolata in base a studi idraulici e in relazione alle quote stradali circostanti l’area d’installazione.



Figura 6-1: Rendering Cabinati Power Station, Container batterie e Cabina ausiliaria

La trattazione delle strutture fondali di tali cabinati è trascurabile in quanto i carichi derivanti dai cabinati sono inferiori a quelli delle cabine power stations.

6.3 SALA CONTROLLO E MAGAZZINO

6.3.1 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.

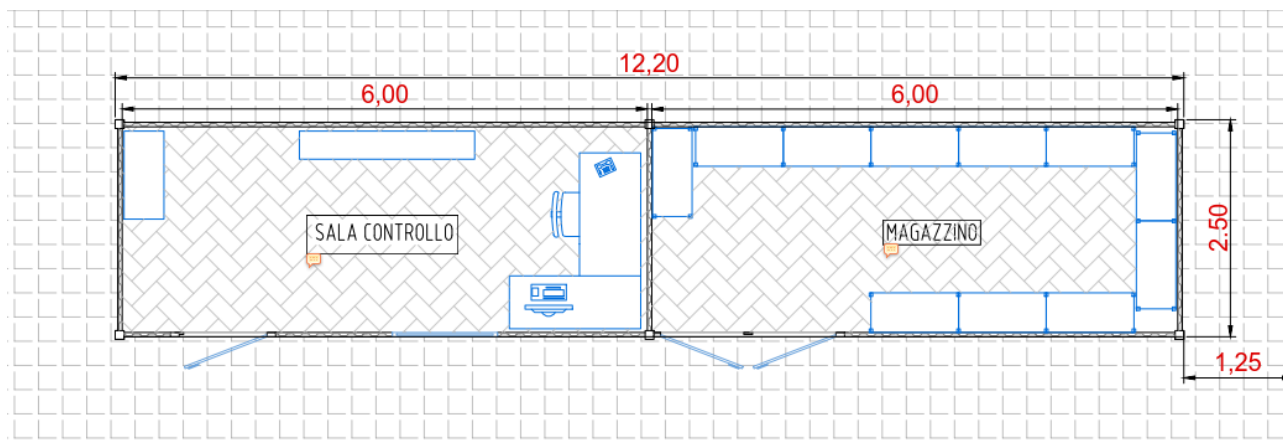


Figura 6-8 Layout container magazzino e sala controllo

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 è alzato di 0,50 mt rispetto al p.c.

Il piano di posa potrà essere meglio determinato durante la fase di esecuzione degli scavi, in quanto le condizioni del terreno e le eventuali variabilità riscontrate in situ potrebbero richiedere un adattamento del progetto preliminare.

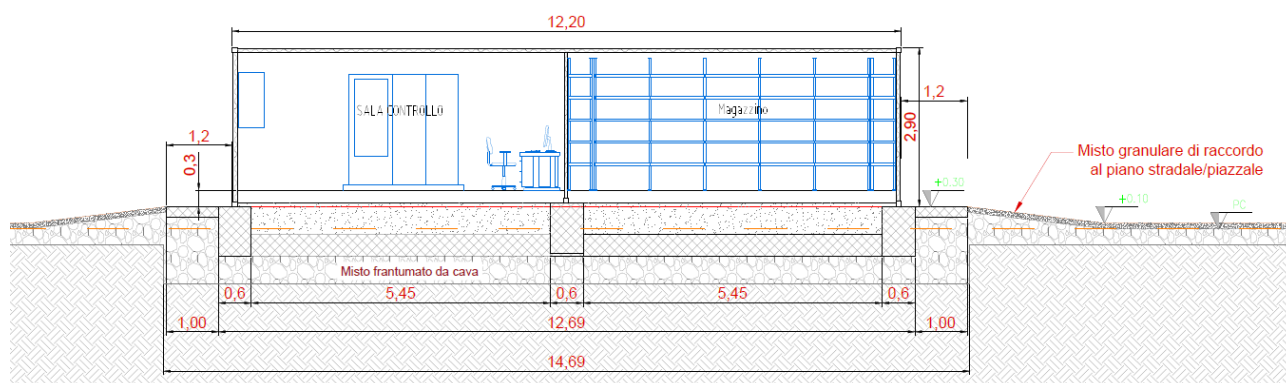


Figura 6-9 Sezione di progetto - fondazione control room

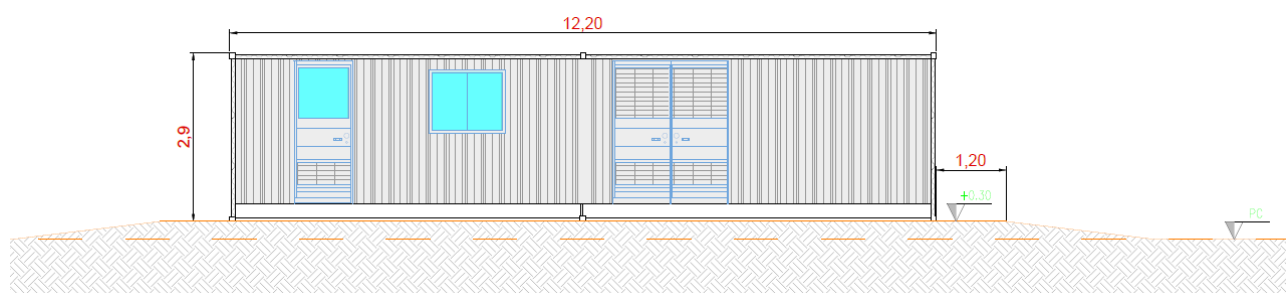


Figura 6-10 vista di progetto - Power station

6.3.2 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.

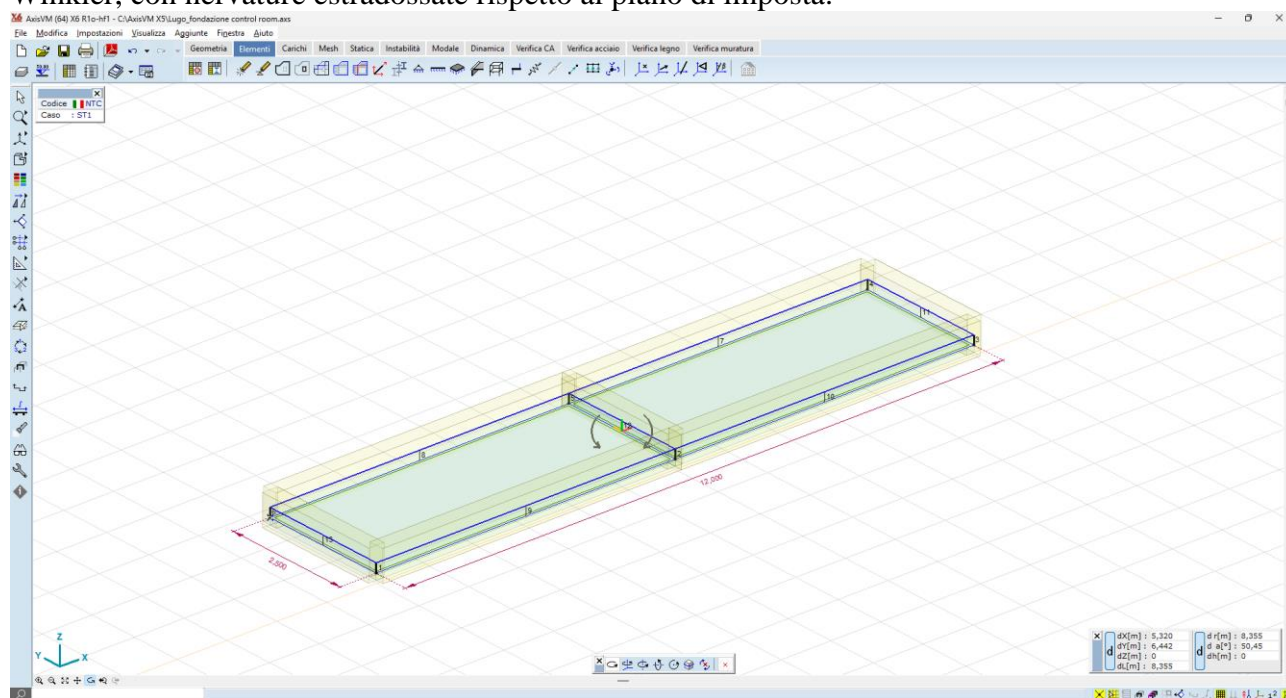


Figura 6-11 Fondazione Power station – vista 3D

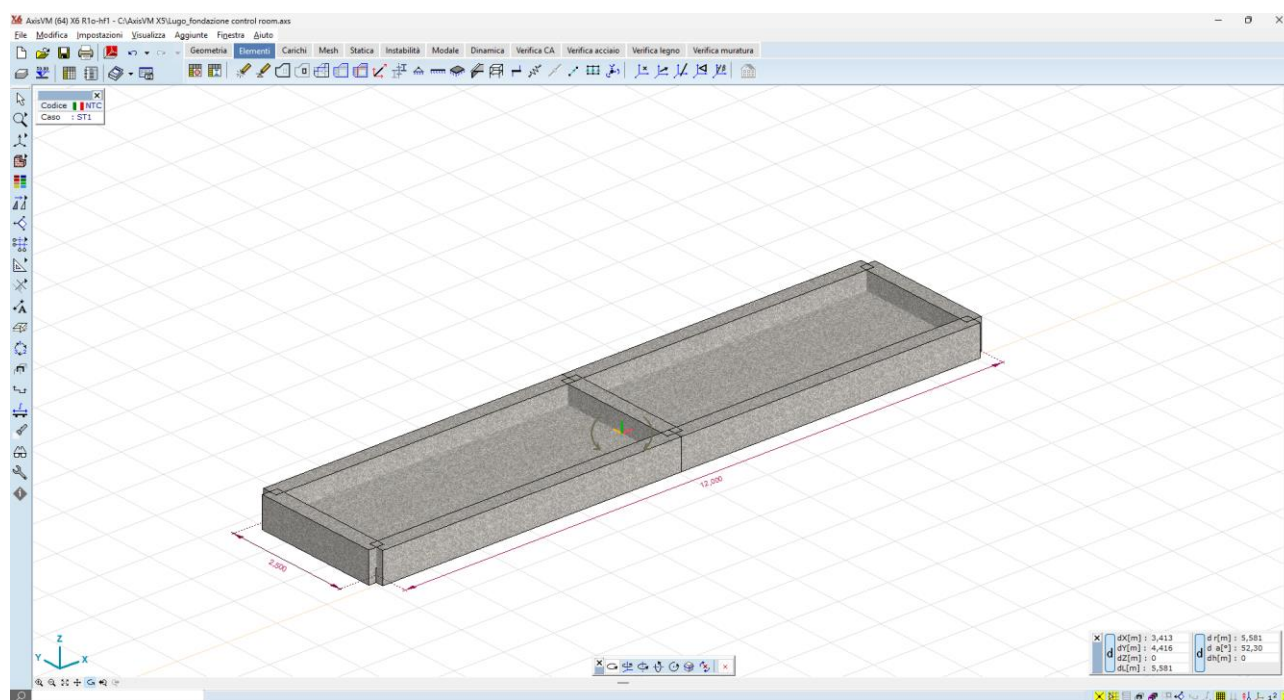


Figura 6-12 Fondazione Power station – vista render

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 ammorsamento laterale).

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

6.3.3 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 in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**:

Direzione	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Q _k	0	0	-25,00	0	0	0
Q _k	0	0	-60,00	0	0	0
Q _k	0	0	-25,00	0	0	0
Q _k	0	0	-25,00	0	0	0
Q _k	0	0	-60,00	0	0	0
Q _k	0	0	-25,00	0	0	0

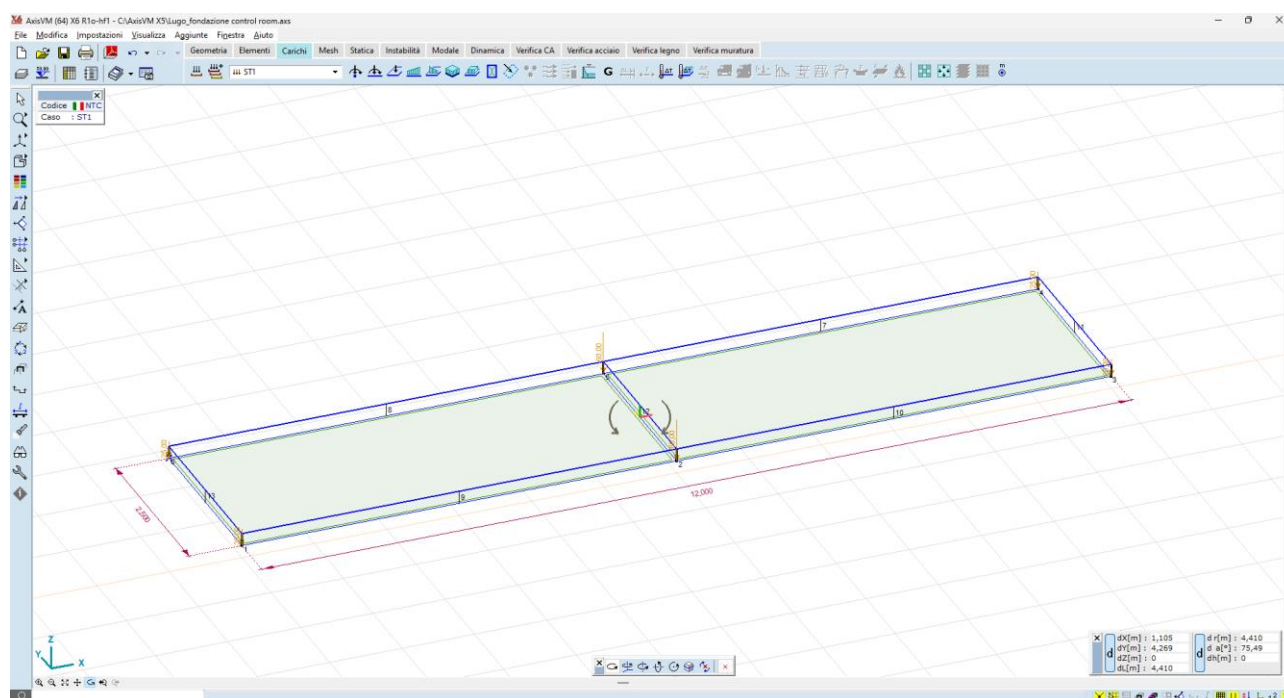


Figura 6-13 carichi concentrati nodali - scarichi al piede

6.3.4 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 7;

Licenza n. 7754;

rilasciata a SCM Ingegneria S.r.l.;

rilasciata da STA DATA S.r.l. di Torino.

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

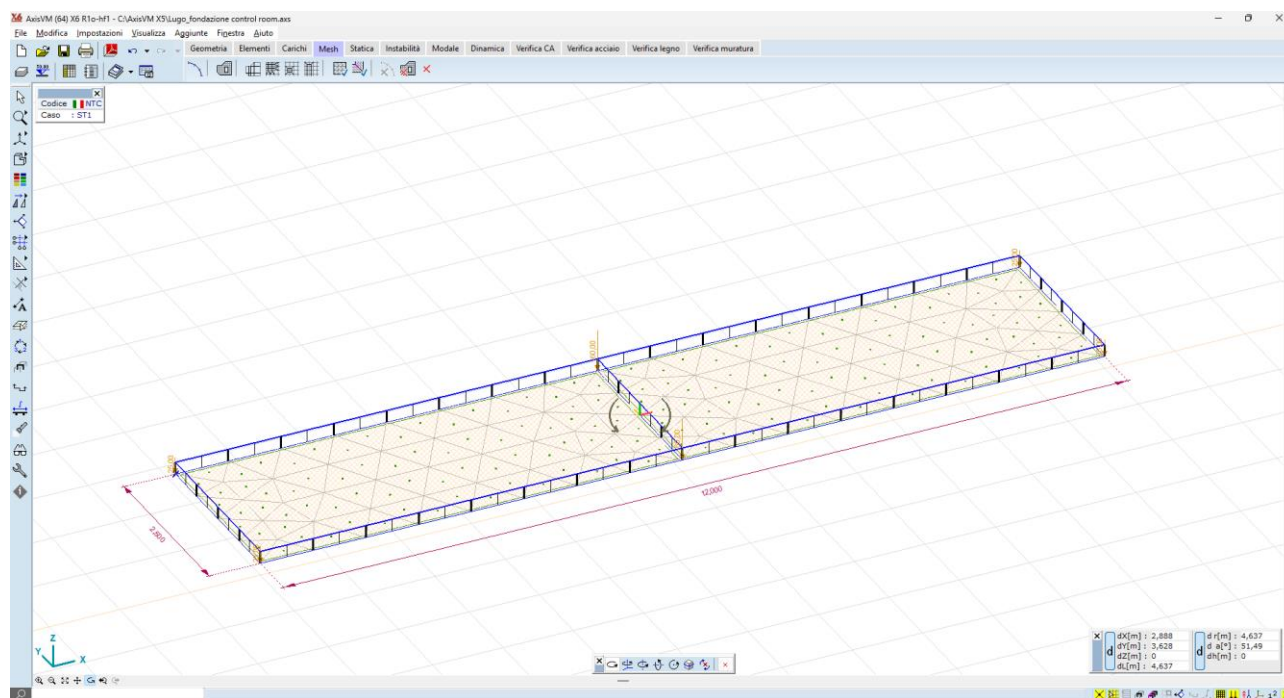


Figura 6-14 Generazione della mesh

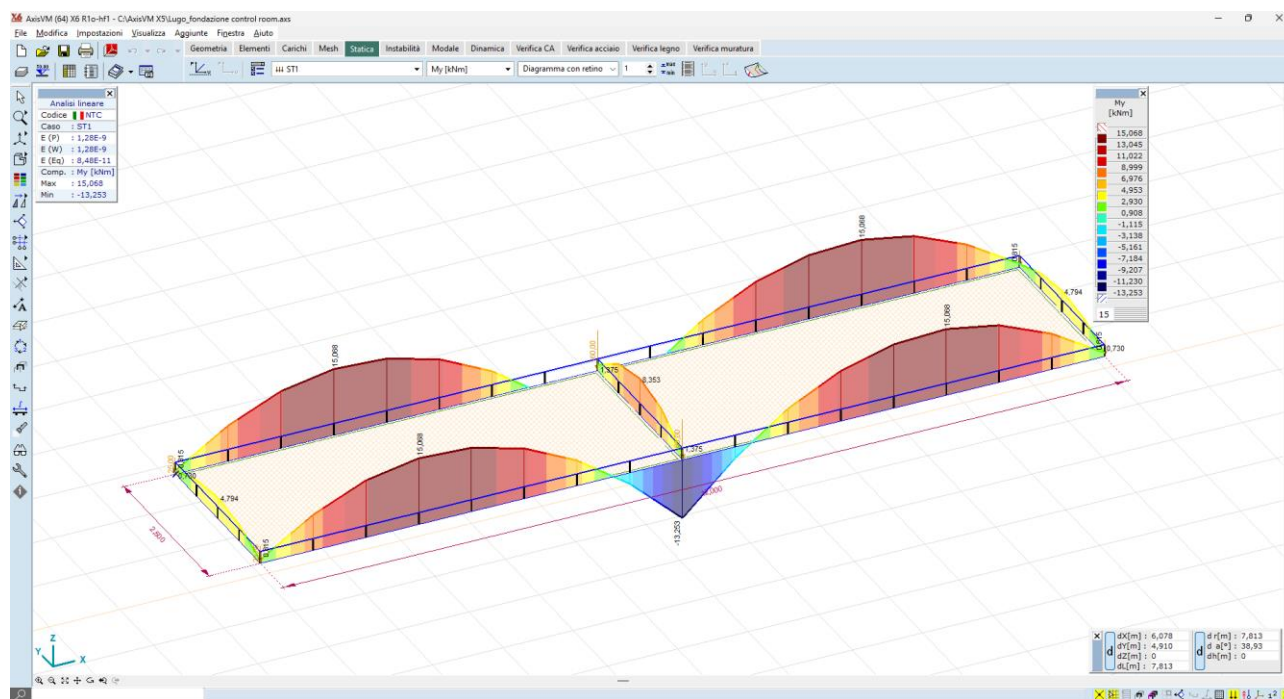


Figura 6-15 Sollecitazioni Nervature – M_y – valori max 13,0 kN*m

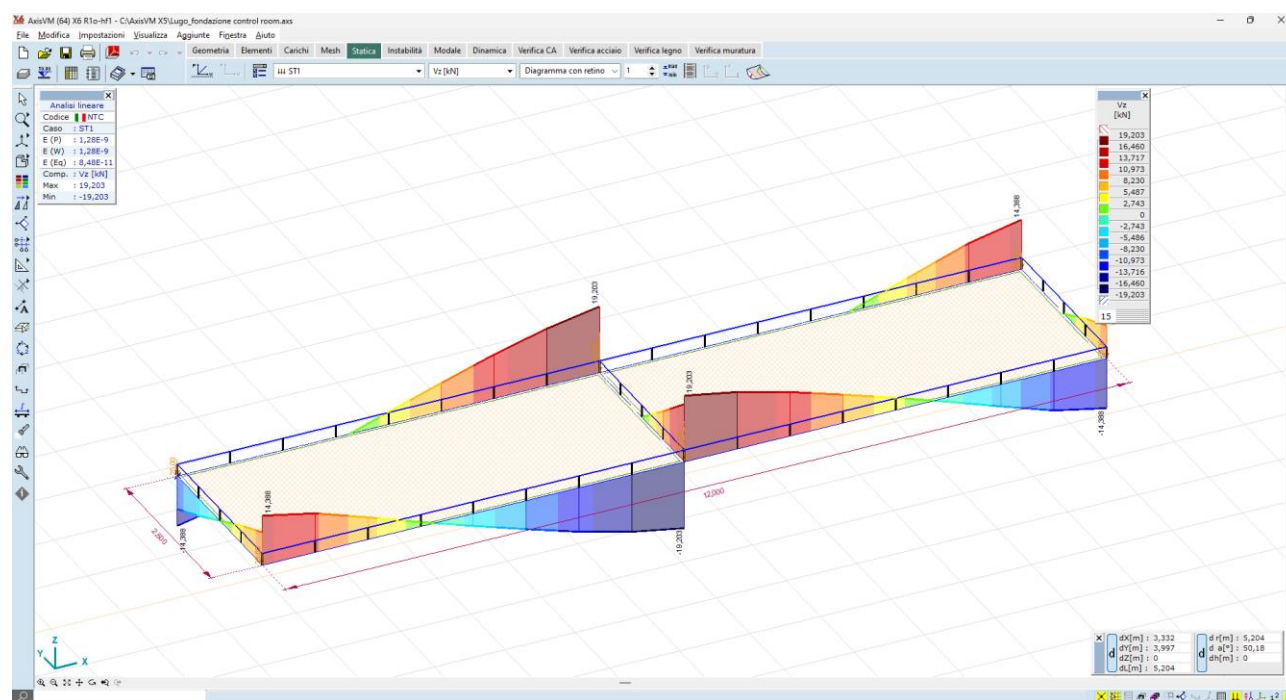


Figura 6-16 Sollecitazioni Nervature – V_z – valori max 16,4 kN

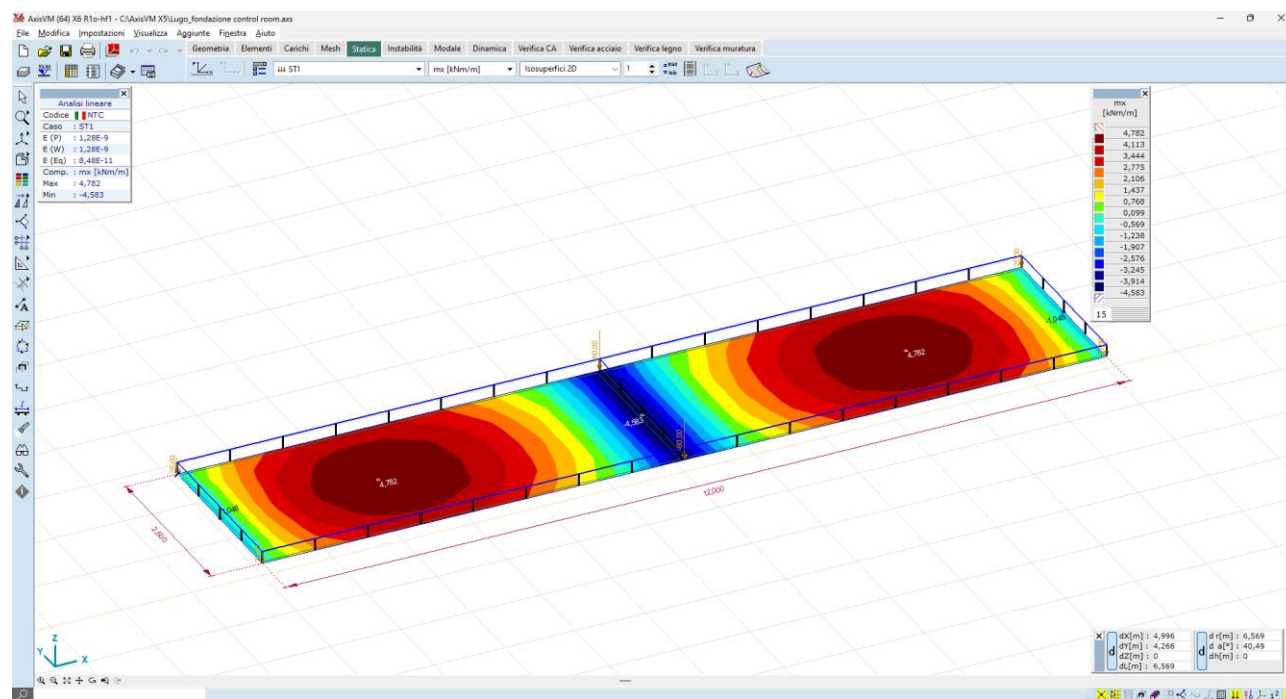


Figura 6-17 Sollecitazioni elemento plate – m_x – valori max 4,0 kNm/m

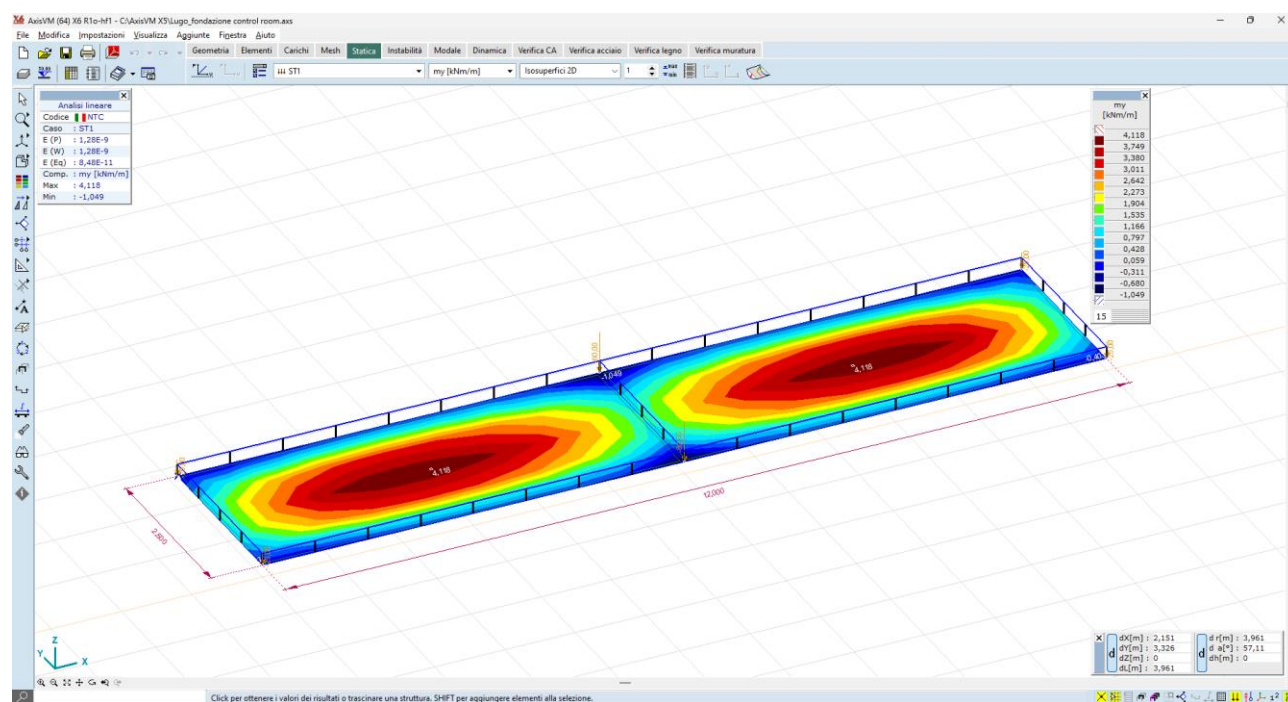
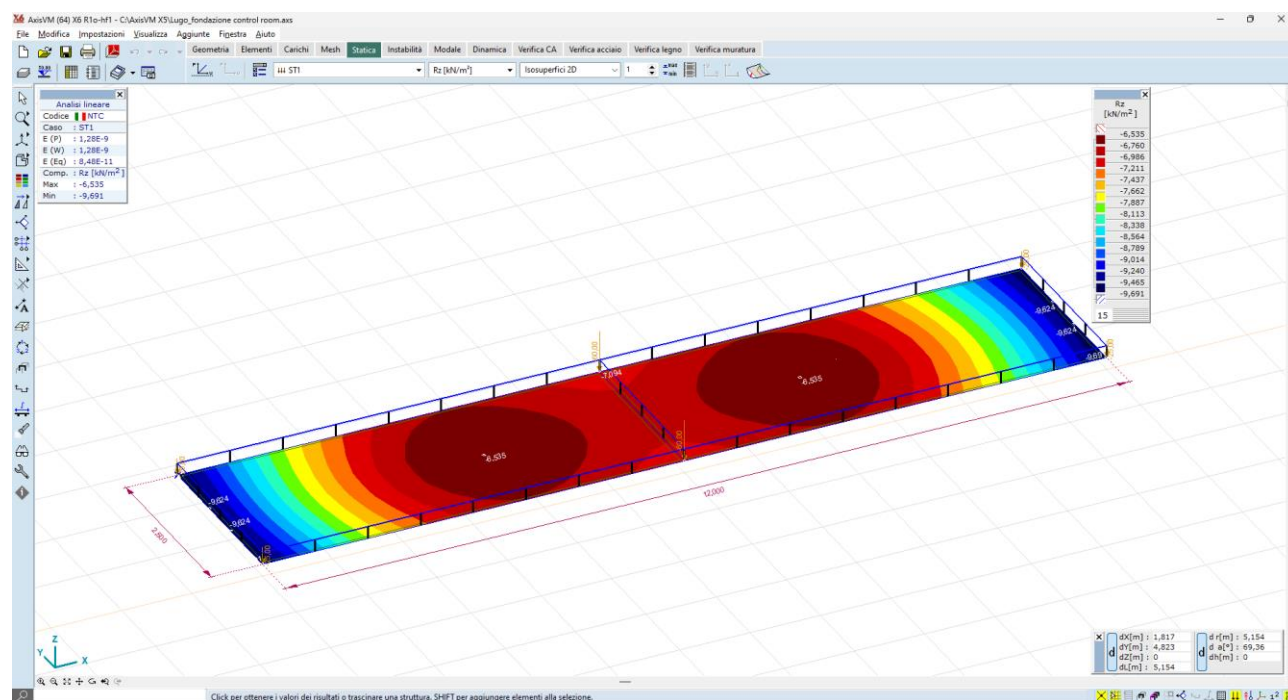


Figura 6-18 Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 3,7 kNm/m



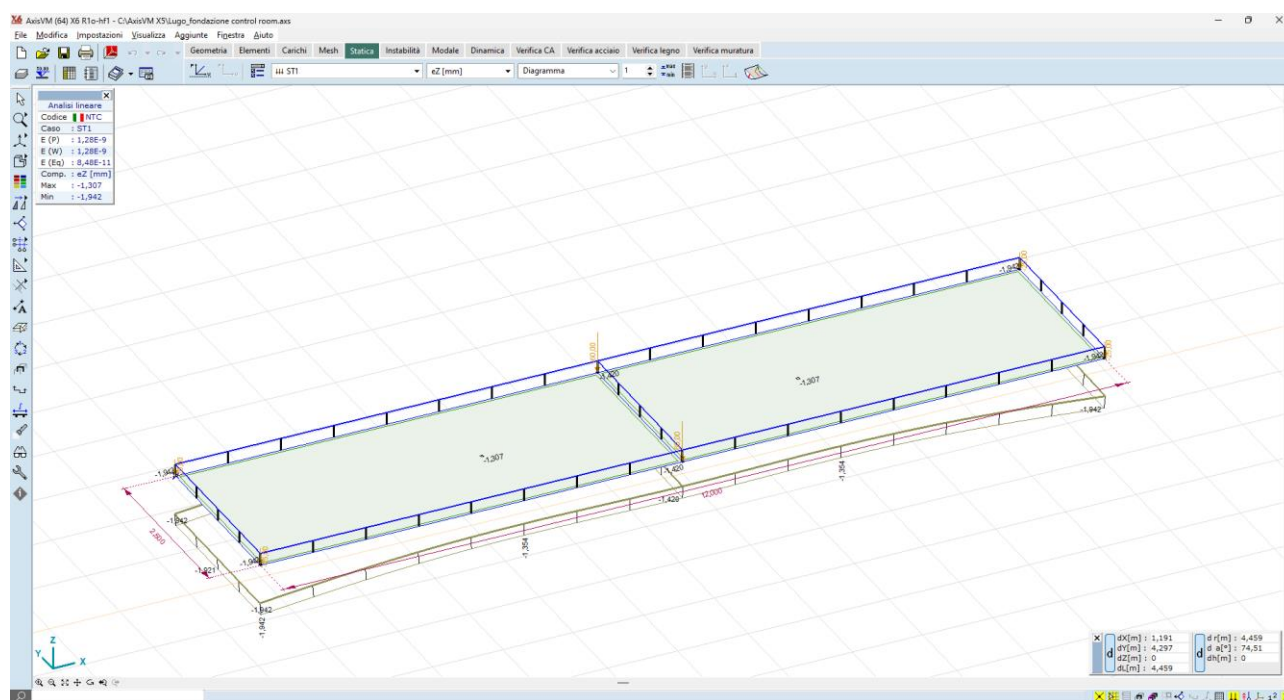


Figura 6-20 Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 1,4 mm

6.4 CABINA UTENTE

6.4.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nella parte nord-ovest dell'impianto verrà installata la Cabina Utente che occuperà una superficie di circa 120m², composta principalmente da una sala quadri 36 kV (con uno spazio separato dedicato al trasformatore ausiliario), e da una sala che alloggerà i quadri BT, la sala controllo e i quadri misure.

La pianta dell'edificio sarà di forma rettangolare, con dimensioni esterne pari a 21,25 m x 5,75 m. Sarà ad un solo piano, con un tetto piano e un'altezza massima di 4,6 m, misurata fino all'estradosso del coronamento. L'altezza interna dei locali sarà di 4,00 m, a partire dalla quota calpestabile a +0,20 m.

L'edificio sarà costruito in muratura, utilizzando materiali non combustibili, in conformità con la norma CEI EN 61936-1.

La Cabina sarà rialzata di 0,30 mt rispetto al piano campagna, tenendo conto che il piano di posa potrà essere meglio determinato durante la fase di esecuzione degli scavi, in quanto le condizioni del terreno e le eventuali variabilità riscontrate in situ potrebbero richiedere un adattamento del progetto preliminare.

La pianta e i vari prospetti dell'edificio sono illustrati nella TAV.43 – Planimetria, viste e sezioni Edificio Utente.

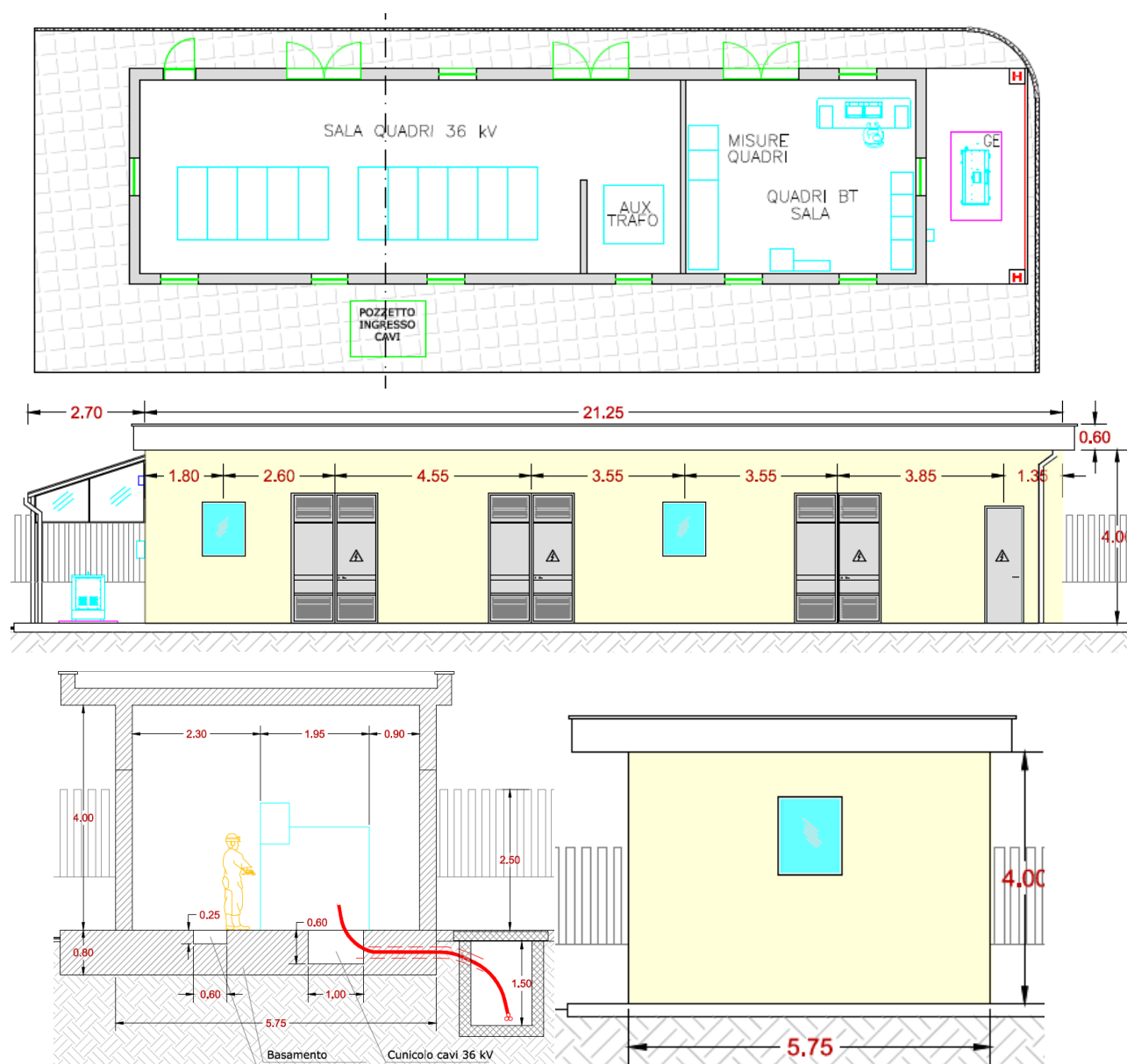


Figura 6-21 - viste edificio di comando – planimetria, prospetti, sezione

6.4.2 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 costituita da solaio laterocementizio di spessore 25+5cm e struttura di fondazione costituita da una platea nervata dello spessore di 25cm, e nervature sezione 45x55cm, impostata a -1,00mt dal piano delle finiture esterne.

Le assunzioni principali della modellazione sono:

- I pilastri e le travi sono stati modellati come elementi momodimensionali tipo asta (beam);
- La platea di fondazione è modellata come elemento bidimensionale tipo (shell);
- Il vincolo al suolo è modellato con appoggio elastico bidimensionale, ossia un letto di molle verticali aventi rigidezza:
 - nella direzione globale verticale pari a $k_z = 1E+4 \text{ KN/m}^3$ (valore elevato, a simulare un sottofondo ben costipato);
 - nella direzione globale orizzontale pari a $k_x = k_y = 2.500 \text{ KN/m}^3$ (valore modesto, a simulare un basso ammorsamento laterale, in quanto la struttura si considera fondata sul piano del rilevato posto a -1,00).
- Il solaio di copertura è modellato come diaframma, ossia elemento infinitamente rigido nel proprio piano, che trasmette alle travi sottostanti i carichi portati.

Tabella 6-1: Elementi asta

	Nome	Figura	h [mm]	b [mm]	I _x [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
1	PILASTRO 30x30	Rett.	300,0	300,0	1,1E+09	6,7E+08
2	TRAVE 30x50	Rett.	500,0	300,0	2,8E+09	3,1E+09
3	Nervatura 40x55	Rett.	550,0	400,0	3,3E+09	4,2E+09

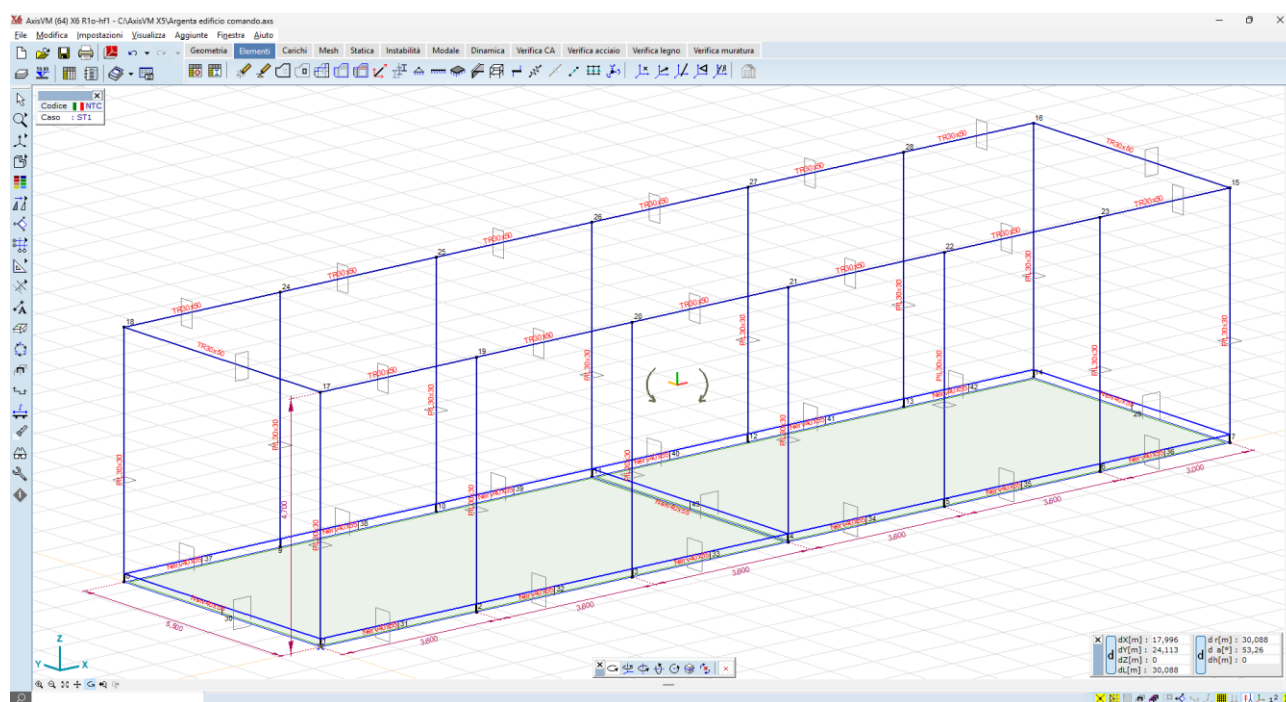


Figura 22_vista modello - elementi asta/shell/nodi

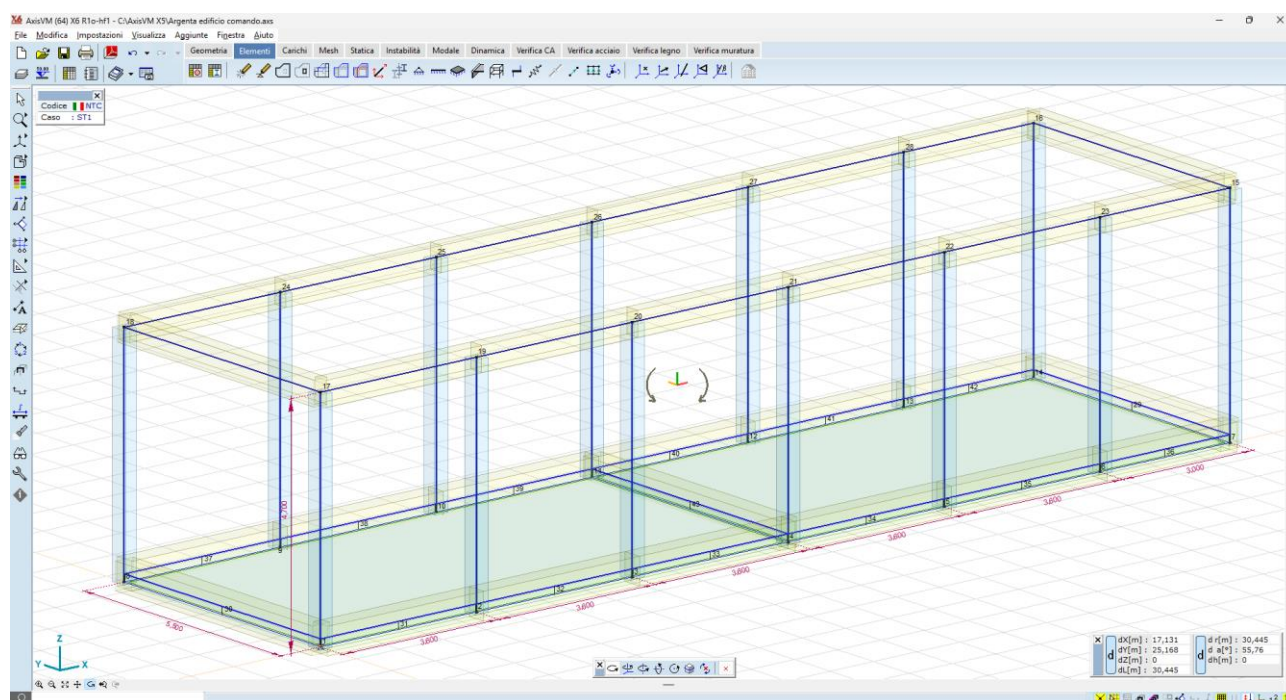


Figura 23_vista modello - elementi asta/shell

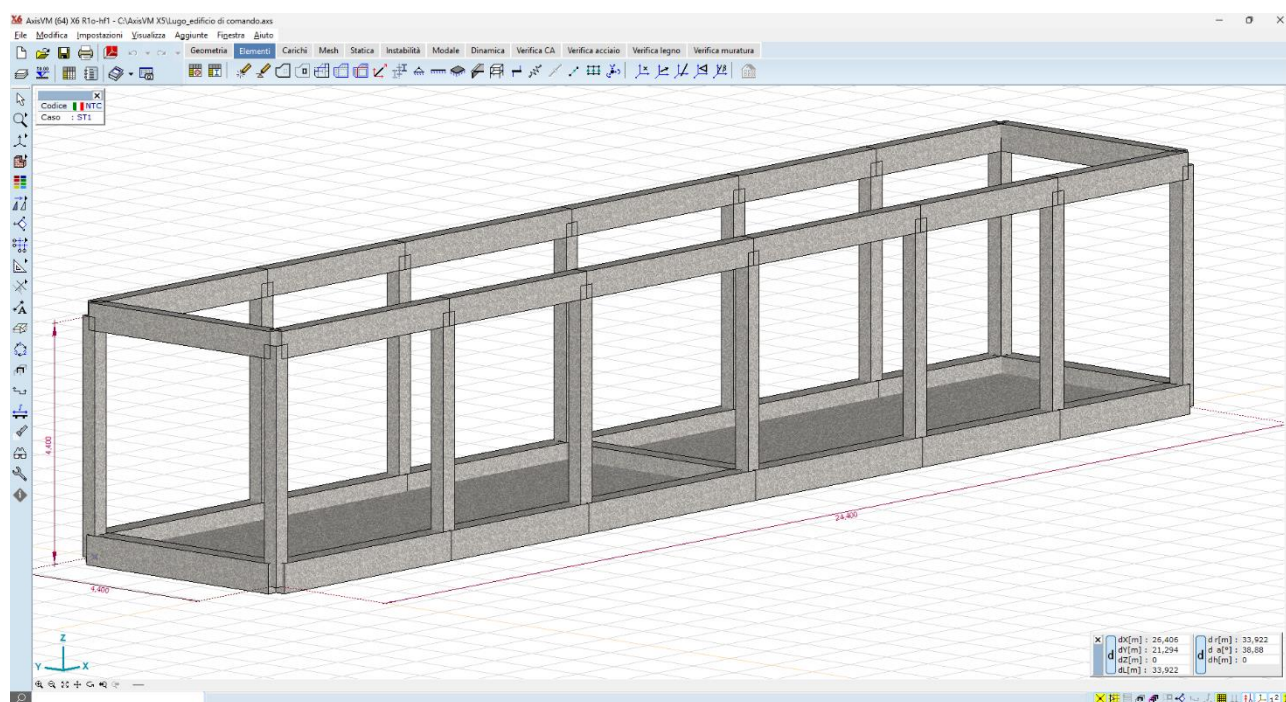


Figura 24_vista modello solido - render 3D

6.4.3 ANALISI DEI CARICHI

a. 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.

b. Pesi propri elementi strutturali

- Generati in automatico dal software

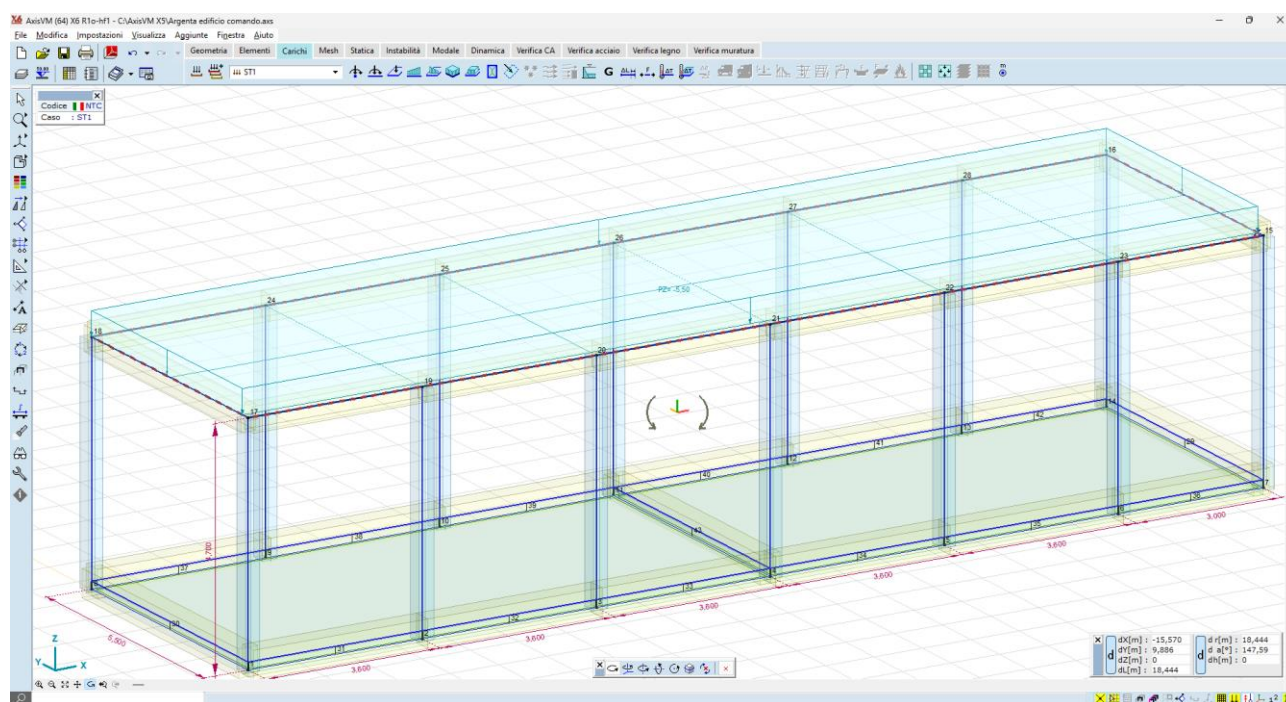


Figura 25_carichi solaio copertura

- 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 l'85% delle masse sismiche,

Ai sensi del cap. 7.3.3.2 della NTC2018 è consentito utilizzare una analisi di tipo semplificato, che consiste nell'attribuire un tagliante di piano al solaio di copertura di intensità pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * \lambda * W / g$$

dove:

- a_g 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 sismica 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 $a_g * S < 0.075g$

ossia che $0.485 * 1.347 < 0.075 * 9,81$ $0.653 < 0.735$ condizione verificata

I risultati dell'analisi modale di seguito illustrata dimostrano che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, ed eccita il 92,3% delle masse; questo modo ha una frequenza propria di vibrazione pari a 2,19Hz, che equivale ad un periodo proprio pari a:

$$T_1 = 0,456 \text{ sec}$$

Al quale corrisponde un'accelerazione spettrale orizzontale pari a:

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

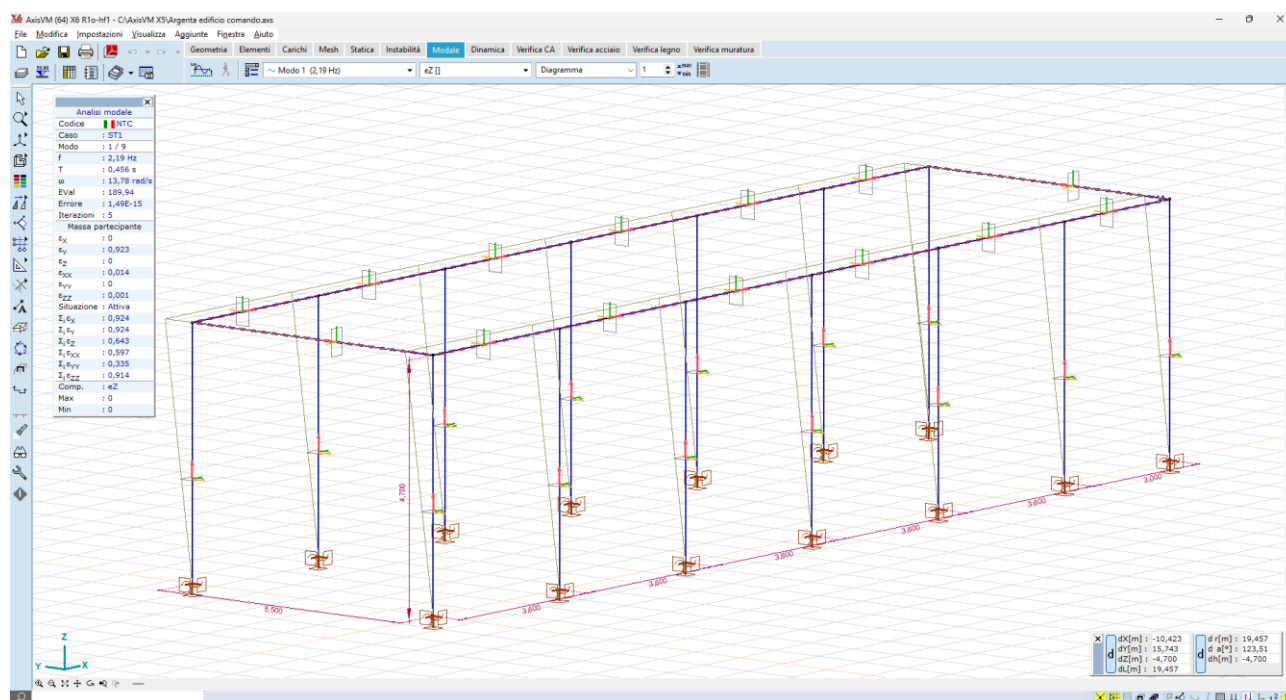


Figura 26_primo modo di vibrare – flessionale - $T = 0.456 \text{ sec}$ – massa partecipante 92,3%

Per tutto quanto sopra esposto, è ammesso assimilare l'azione sismica, di tipo inerziale, ad un'azione statica equivalente di tipo orizzontale, applicata al centro di massa del solaio, con un'intensità pari al 7% del peso sismico della copertura.

Combinazione dei carichi

In fase di dimensionamento preliminare i carichi si combinano con coefficienti unitari, per cui il solaio di copertura viene modellato mediante un carico distribuito complessivo pari a 550 daN/mq; il tutto si somma ai pesi propri strutturali degli elementi in c.a.

6.4.4 RISULTATI DELLE ANALISI

L'analisi è del tipo statico lineare ad elementi finiti. La struttura è stata risolta per mezzo del solutore FEM:

- AXIS VM release 7;
- Licenza n. 7754 ;
- intestata a SCM Ingegneria S.r.l.;
- rilasciata da da STA DATA S.r.l. di Torino.

6.4.4.1 Sollecitazioni sulle aste

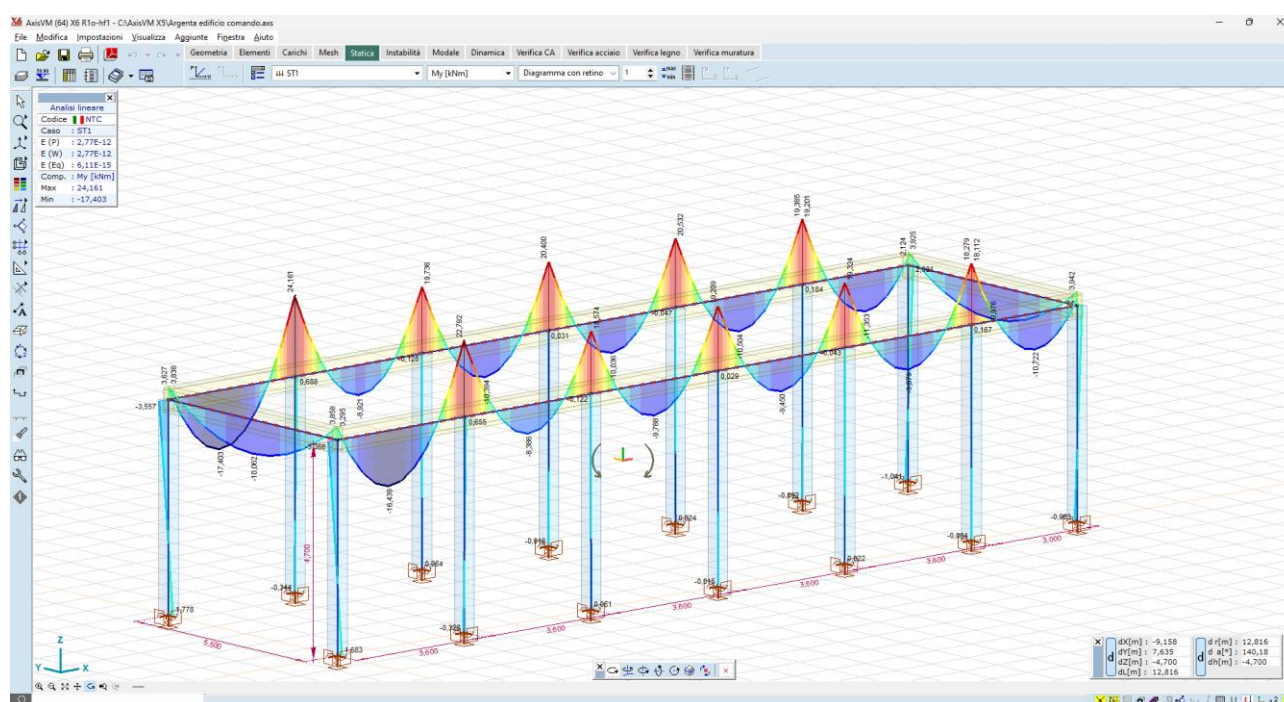


Figura 27_momenti flettenti sulle travi – valori massimi $M_y = 24,00 \text{ kN*m}$

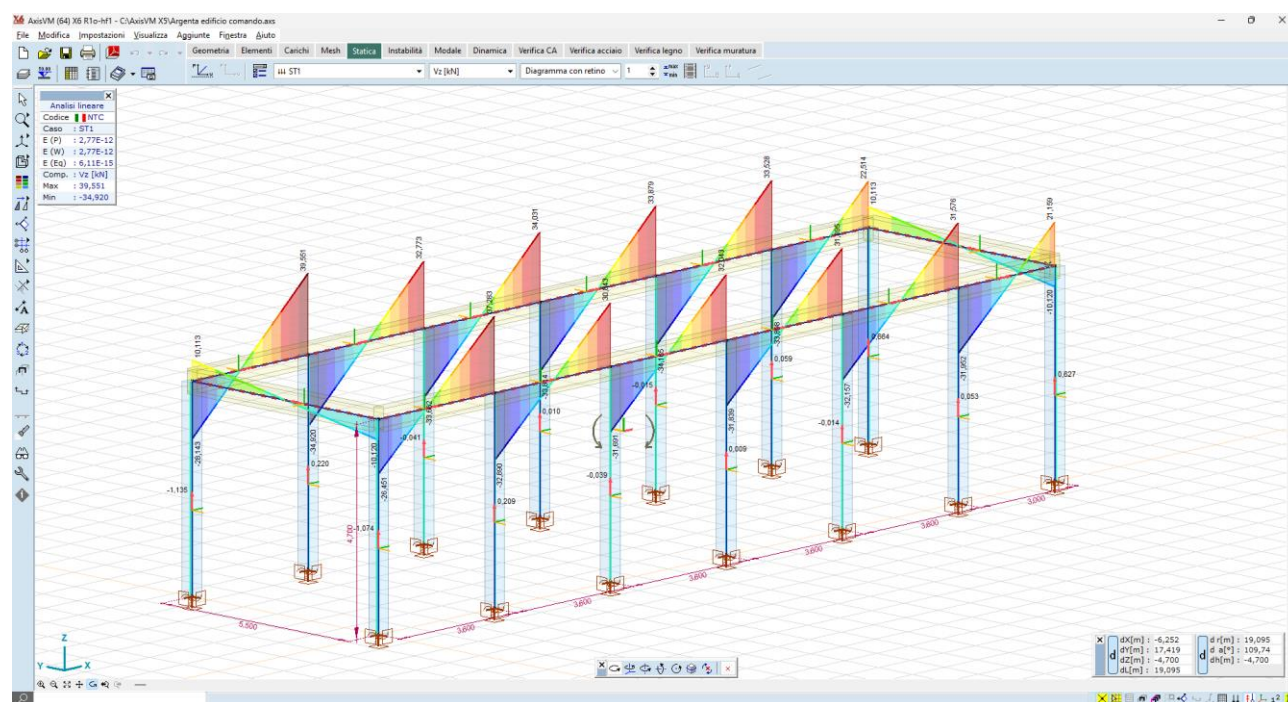


Figura 28_ azioni taglianti sulle travi – valori massimi $V_z = 34,00 \text{ kN}$

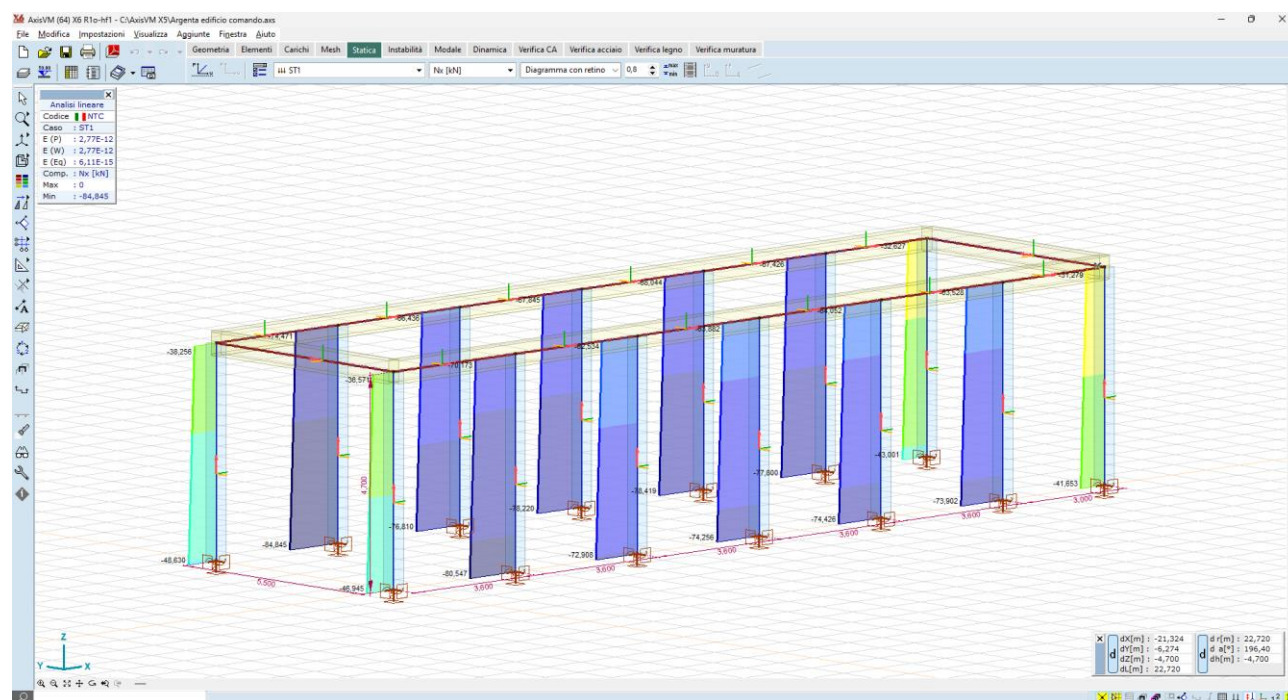


Figura 29_ azioni assiali nei pilastri - valori massimi $N_x = 80,00 \text{ kN}$

6.4.4.2 Deformate

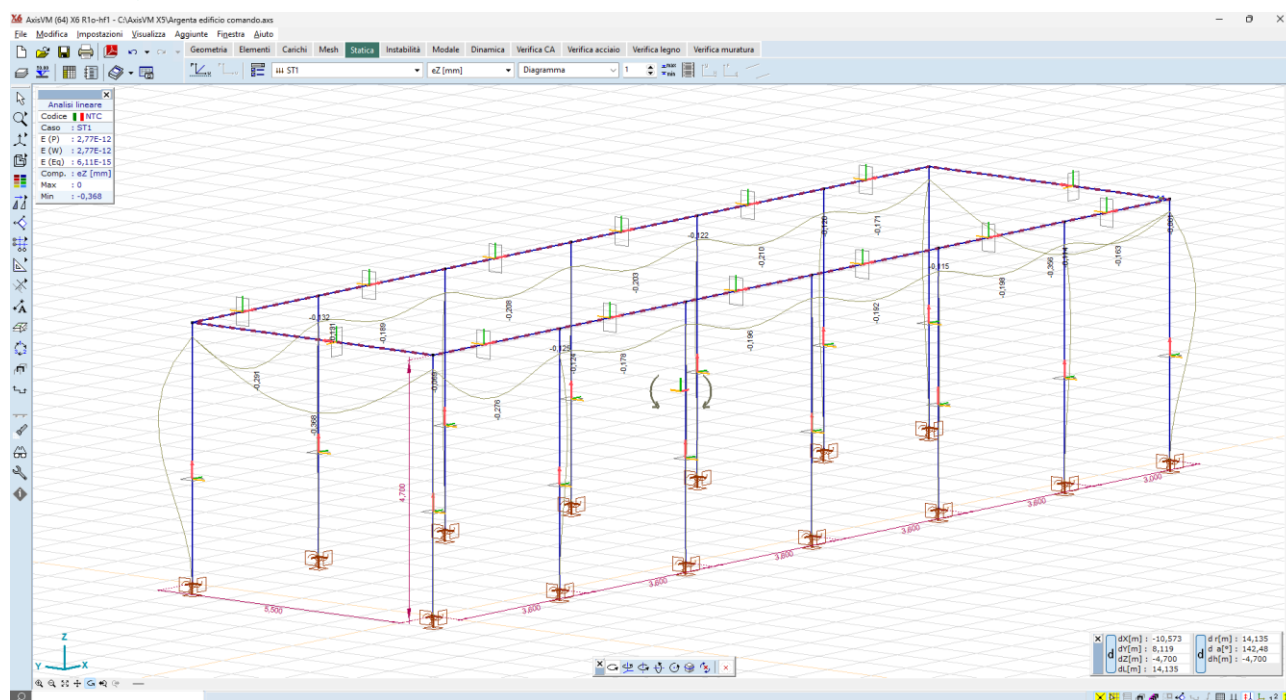


Figura 30_deformazioni della struttura sotto carico_valori massimi $e_z = 0,4$ mm

6.4.4.3 Pressioni al suolo

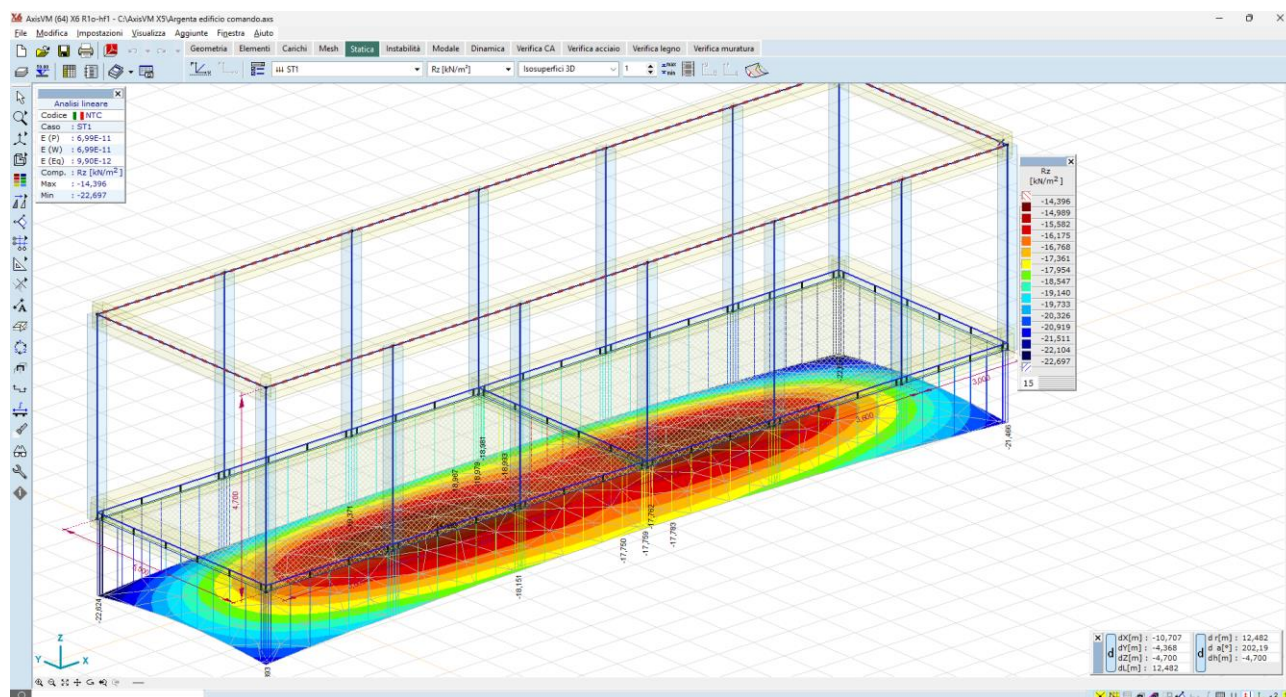


Figura 31_pressioni al suolo R_z – valori massimi dell'ordine dei 22 kN/mq

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a 17.60 kN/mq, ossia **0.18 daN/cm²**, chè è assolutamente modesto, e pertanto compatibile con i carichi limite del piano di imposta in rilevato.

6.4.4.4 Conclusioni

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.

7 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Le indagini si sono concentrate nelle aree dove si prevede la realizzazione dell’impianto fotovoltaico, sia in territorio comunale di Argenta sia di Portomaggiore.

Tab. 7.1 – Indagini condotte in sito			
N.	Data di esecuzione	Tipologia di Indagine	Scopo
PROVE PENETROMETRICHE CON PIEZOCONO			
4	23/11/2024	CPTU	<p>Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni tramite misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante per la misura:</p> <ul style="list-style-type: none"> - lo sforzo necessario per la penetrazione della punta: qc; - l'attrito che si sviluppa sul manicotto posto al di sopra della punta: fs. <p>Tali prove, sono state eseguite al fine di verificare:</p> <ul style="list-style-type: none"> - la capacità portante dei terreni fondali - verifica eventuale rischio sismico <p>La punta è inoltre munita di un settore poroso e relativo trasduttore (piezocono) per la misurazione della pressione dell'acqua interstiziale nei pori durante l'avanzamento: u</p>
2	23/11/2024	SCPTU	<p>La strumentazione è analoga a quella indicata per le prove CPTU, inoltre, ad ogni metro di profondità viene sospesa l'infissione del piezocono e dopo aver generato vibrazioni artificiali vengono registrati i relativi segnali sismici.</p>
PROVE SISMICHE			
2	15/11/2024	HVSR	<p>Il metodo HVSR si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del rumore sismico registrato in un sito</p>

7.1.1 PROVE PENETROMETRICHE

Le prove penetrometriche con piezocono permettono di acquisire, grazie ad una spinta continua come per le prove CPT, la q_c (resistenza alla punta) e la f_s (resistenza laterale); il sistema acquisisce inoltre le pressioni neutre, l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta) tramite l'utilizzo di un piezocono sismico. Quest'ultimo è costituito da un penetrometro a punta munita di sensori con una parte in materiale poroso per la misura della pressione dei pori. La pressione indotta dalla punta produce un incremento della pressione interstiziale (u), che viene dissipata più o meno rapidamente secondo la permeabilità degli strati. Il grafico relativo permette di riconoscere la diversa natura degli strati, più permeabili con basso incremento della u , meno permeabili con forte incremento della u .

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro modello TG63-200 della Ditta “PAGANI Geotechnical Equipment”, motorizzato e cingolato.

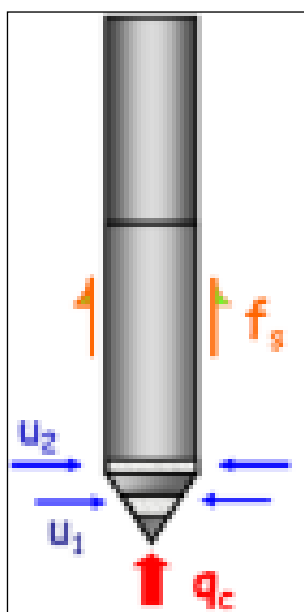


Fig. 7.1 – Schema punta CPTU



Fig. 7.2 – Penetrometro TG63-200

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche del penetrometro utilizzato.

Tab. 7.2 – Caratteristiche tecniche del penetrometro Pagani		
Pesi e dimensioni		
H (mm)	1520	
L (mm)	2450	
P (mm)	1120	
Peso (kg)	1140	
Dati tecnici		
Motore	Tipo	Diesel 2 cil.
	Potenza	18 (13.5) - 3600
	Raffreddamento	Acqua
Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato Gommato
	Velocità di traslazione (km/h)	0 ÷ 2
	Pendenza Max %	25
Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2

Tab. 7.2 – Caratteristiche tecniche del penetrometro Pagani		
Stabilizzatori	Max. pressione operativa (bar)	315
	Numero	3
	Tipo	Idraulico
CPT		
Max pressione operativa (bar)	240	
Forza di infissione (kN)	200	
Forza di estrazione (kN)	205	
Velocità di infissione senza carico (cm/sec)	0 ÷ 10	
Velocità di estrazione senza carico (cm/sec)	0 ÷ 7.5	
Corsa (mm)	1250	
ANCORAGGIO		
Motori idraulici con riduttore	4	
Coppia [kgm]	160	
Sistema di ancoraggio	Aste elicoidali composte	
Aste elicoidali Ø x l (mm)	100 x 750	

I dati acquisiti con la prova sono stati elaborati con il programma CPeT-IT v.1.6 della Geologismiki Geotechnical Software. Tale programma permette una facile interpretazione dei dati acquisiti con le prove ed esegue interpretazioni sulla base delle condizioni di comportamento del suolo (SBT: Soil Behaviour Type) e vari altri parametri geotecnici basati sulle correlazioni pubblicate da Lunne, Robertson and Powell (1997) e i più recenti aggiornamenti del professor Robertson.

In particolare, nelle tabelle seguenti vengono riportate per le indagini effettuate la descrizione delle caratteristiche litologiche ed il valore di alcuni parametri geotecnici, di validità orientativa, individuati attraverso correlazioni e bibliografia.

In particolare, i parametri geotecnici riportati sono:

- **M**: modulo edometrico (kg/cm²)
- **Es**: Modulo di elasticità longitudinale o modulo di Young (kg/cm²);
- **Go**: Modulo di taglio massimo (kg/cm²);
- **Su**: Coesione non drenata (kg/cm²);
- **Dr**: Densità relativa (%);
- **φ**: Angolo d’attrito interno (°);
- **γ’**: Peso di Volume (t/m³).

➤ AREE 1 E 2 – BANDO

Tab. 7.3 - Prova penetrometrica CPTU 01 – 20 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	Es (kg/cm ²)	Go (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 0,00 a – 9,10 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa intervallata da livelli centimetrici di torba e/o argilla organica	33	114	176	0,32	-	-	1,55
2	Da – 9,10 a – 13,50 metri dal p.c.							

Tab. 7.3 - Prova penetrometrica CPTU 01 – 20 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
	Sabbia e sabbia limosa	581	503	611	-	43,8	37,6	1,76
3	Da – 13,50 a – 16,60 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	111	424	457	0,83	-	-	1,69
4	Da – 16,60 a – 20,00 metri dal p.c.							
	Sabbia e sabbia limosa	582	575	708	-	37,8	36,2	1,76

Tab. 7.4 - Prova penetrometrica SCPTU 01 – 30 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 0,00 a – 9,40 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	31	104	188	0,29	-	-	1,58
2	Da – 9,40 a – 13,70 metri dal p.c.							
	Sabbia e sabbia limosa	556	459	573	-	38,6	36,5	1,74
3	Da – 13,70 a – 17,50 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	176	507	645	1,08	-	-	1,80
4	Da – 17,50 a – 27,00 metri dal p.c.							
	Sabbia limosa e limo sabbioso intervallata da lenti millimetriche di limo argilloso e argille limose	643	740	897	-	38,9	36,5	1,82
5	Da – 27,00 a – 28,70 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	170	-	921	1,23	-	-	1,83
6	Da – 28,70 a – 29,70 metri dal p.c.							
	Sabbia limosa e limo sabbioso	1046	1227	1473	-	38,7	36,5	1,94
7	Da – 29,70 a – 30,00 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	138	-	1030	1,33	-	-	1,86

➤ **AREE 3, 4 E 25 – ARGENTA**

Tab. 7.5 - Prova penetrometrica CPTU 02 – 16,50 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 0,00 a – 9,00 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa intervallata da livelli centimetrici di torba e/o argilla organica	71	140	176	0,45	-	-	1,58
2	Da – 9,00 a – 9,70 metri dal p.c.							
	Sabbia limosa e limo sabbioso	435	568	662	-	44,1	37,8	1,86
3	Da – 9,70 a – 16,50 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	167	-	576	0,97	-	-	1,81

Tab. 7.6 - Prova penetrometrica CPTU 03 – 16,80 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 0,00 a – 8,60 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa intervallata da livelli centimetrici di torba e/o argilla organica	29	114	156	0,23	-	-	1,59
2	Da – 8,60 a – 9,00 metri dal p.c.							
	Sabbia e sabbia limosa	457	419	521	-	44,8	37,9	1,76
3	Da – 9,00 a – 16,80 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	151	-	567	0,88	-	-	1,81

Tab. 7.7 - Prova penetrometrica CPTU 04 – 15,76 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 0,00 a – 8,70 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	32	113	143	0,25	-	-	1,56
2	Da – 8,70 a – 9,60 metri dal p.c.							
	Sabbia limosa e limo sabbioso	458	492	588	-	40,9	37,0	1,83
3	Da – 9,60 a – 15,76 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	204	425	594	1,05	-	-	1,83

Tab. 7.8 - Prova penetrometrica SCPTU 02 – 30 m								
N	litologia	M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 0,00 a – 1,00 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	101	295	391	0,67	-	-	1,73
2	Da – 1,00 a – 22,10 metri dal p.c.							
	Sabbia limosa e limo sabbioso	681	732	902	-	34,6	35,4	1,84
3	Da – 22,10 a – 24,30 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	58	-	547	0,74	-	-	1,71
4	Da – 24,30 a – 28,00 metri dal p.c.							
	Sabbia e sabbia limosa	1098	1003	1208	-	53,0	39,5	1,91
5	Da – 28,00 a – 30,00 metri dal p.c.							
	Argilla e argilla limosa	103	-	822	1,1	-	-	1,81

7.1.2 PROVE HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0,1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui. La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza). Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{s30} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

L'indagine HVSR (v. All.02) è consistita nella registrazione continua dei microtremori. L'acquisizione è avvenuta a 300 Hz. Per l'indagine si è utilizzato un sismografo triassiale prodotto dalla SARA Electronics Instruments modello SR04 GeoBOX. Lo strumento consiste in una terna di geofoni disposti nelle tre direzioni convenzionalmente chiamate N, E, le orizzontali e Z la verticale, i geofoni orientati nelle direzioni N ed E sono geofoni a componente orizzontale mentre quello in direzione Z ha componente verticale; la frequenza centrale dei geofoni è 4,5 Hz. L'acquisizione viene governata da PC con apposito software dedicato.

Le caratteristiche salienti sono le seguenti:

- convertitore analogico digitale a 24 Bit con 144db di dinamica;
- frequenza di campionamento selezionabile;
- alimentazione a batteria interna;
- case monoblocco in alluminio IP66;
- terna sensori velocimetrici da 4,5 Hz;
- comunicazione seriale sr232.

L'indagine ha permesso di valutare la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (m/s) ed individuare alcuni picchi indice di frequenze alle quali i siti in esame potrebbero entrare in risonanza in caso di evento sismico.

Di seguito si riporta la documentazione elaborata delle prove condotte ed i risultati ottenuti.

➤ **Prova HVSR – (Aree 1-2)**

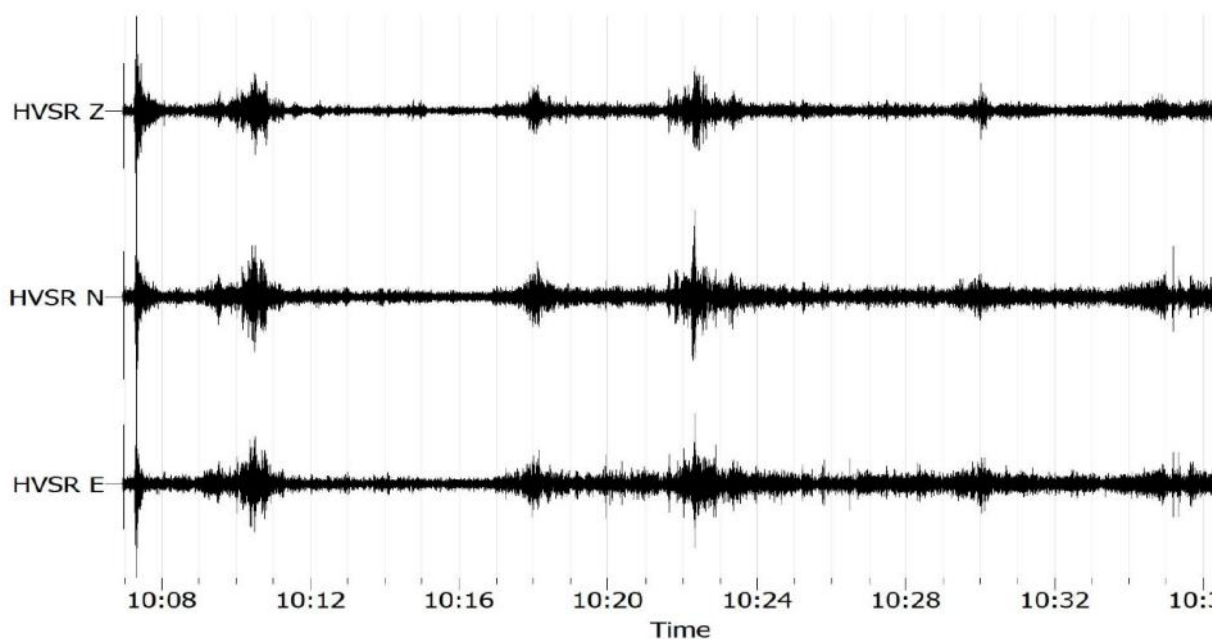


Fig. 7.4 – Tracciati sismici prova HVSR 1

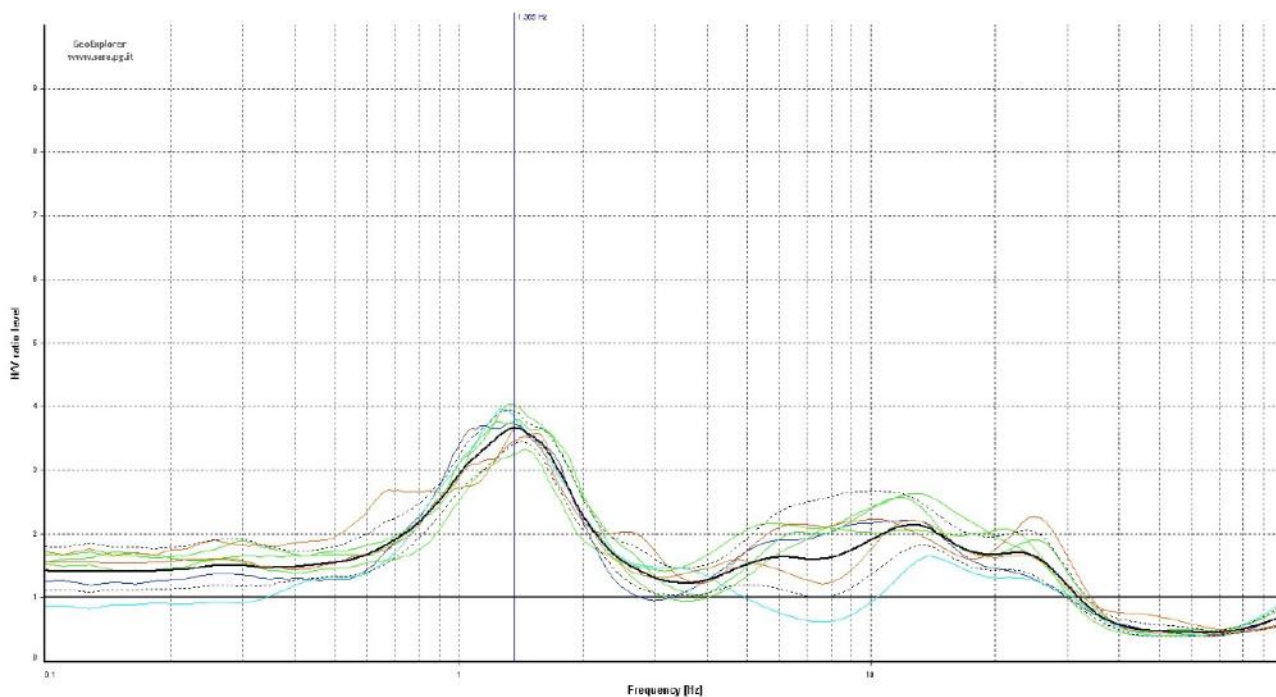


Fig. 7.5 – Curva del rapporto H/V prova HVSR 1

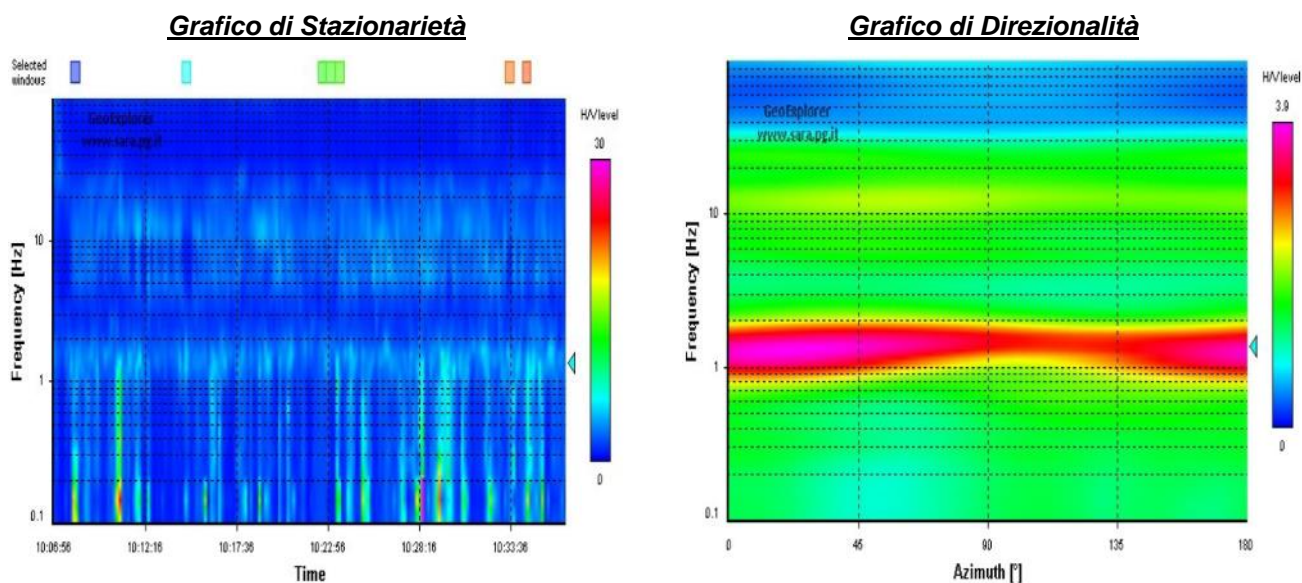
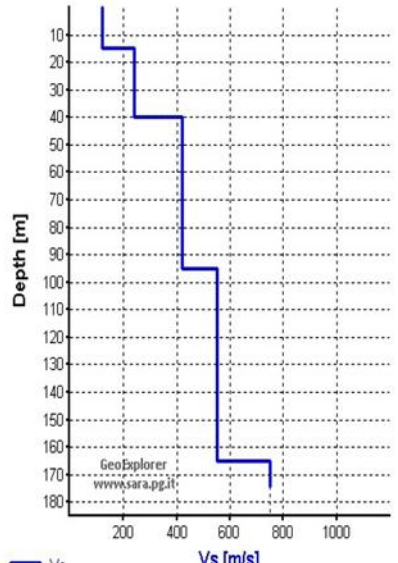


Fig. 7.6 – Grafici di stazionarietà e direzionalità prova HVSR 1

Tab. 7.9 – Criteri di ammissibilità curva HV	
Criteri	Picco f0
Criterio 1	OK
Criterio 2	OK
Criterio 3	OK
Criterio 4	OK
Criterio 5	OK
Criterio 6	OK
Criterio 7	OK
Parametri	Valore
Finestra temporale	20 s
Frequenza massima	100 Hz
Numero di Campioni	40
f0	1,36 (1,35; 1,37)
A0	3,66 (3,55; 3,99)

Per la prova HVSR 1 si è individuato un picco alla frequenza f0 di 1,36 Hz e A0 3,66. Si evidenzia inoltre un picco meno evidente alla frequenza di 13,23 Hz e ampiezza 2.

L'analisi dell'indagine ha permesso di verificare la seguente successione della velocità delle onde sismiche.

Tab. 7.10 – Analisi del profilo delle velocità delle onde sismiche e V_{Seq}				
Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Profilo verticale di velocità delle Vs
Strato1	15,0	-15,0	120	
Strato 2	25,0	-40,0	240	
Strato 3	55,0	-95,0	420	
Strato 4	70,0	-165,0	550	
Strato 5	/	∞	750	
V_{Seq}	160 m/s			

➤ Prova HVSR – (Aree 3-4-5)

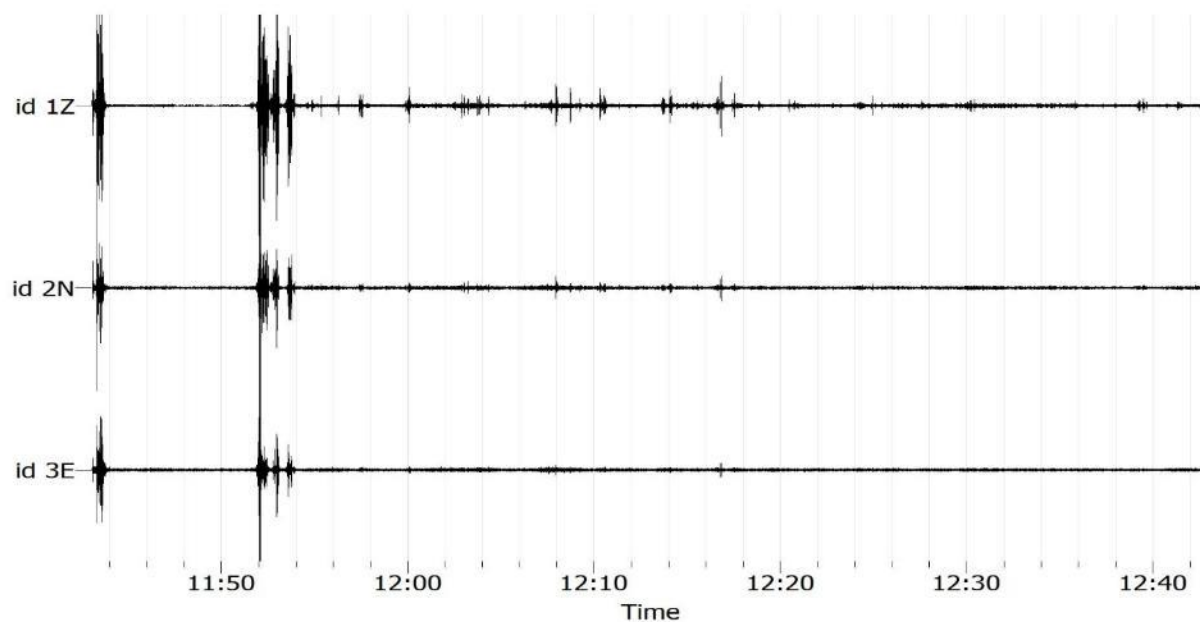


Fig. 7.7 – Tracciati sismici prova HVSR 2

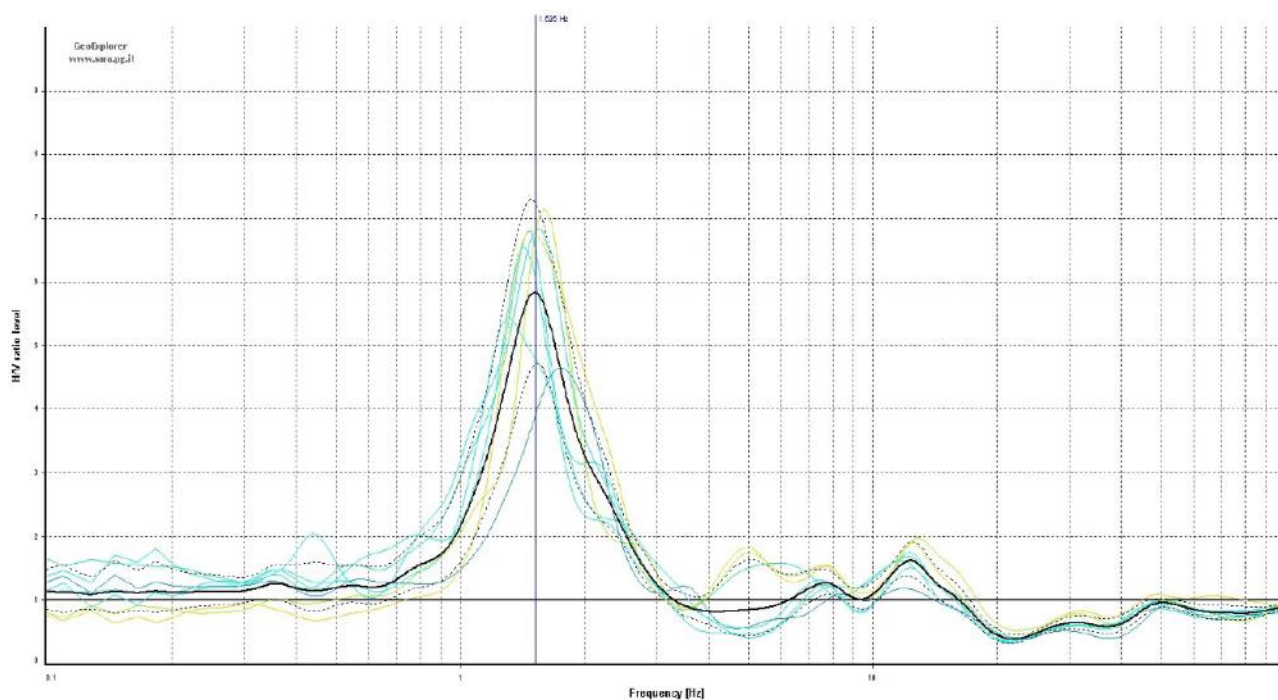


Fig. 7.8 – Curva del rapporto H/V prova HVSR 2

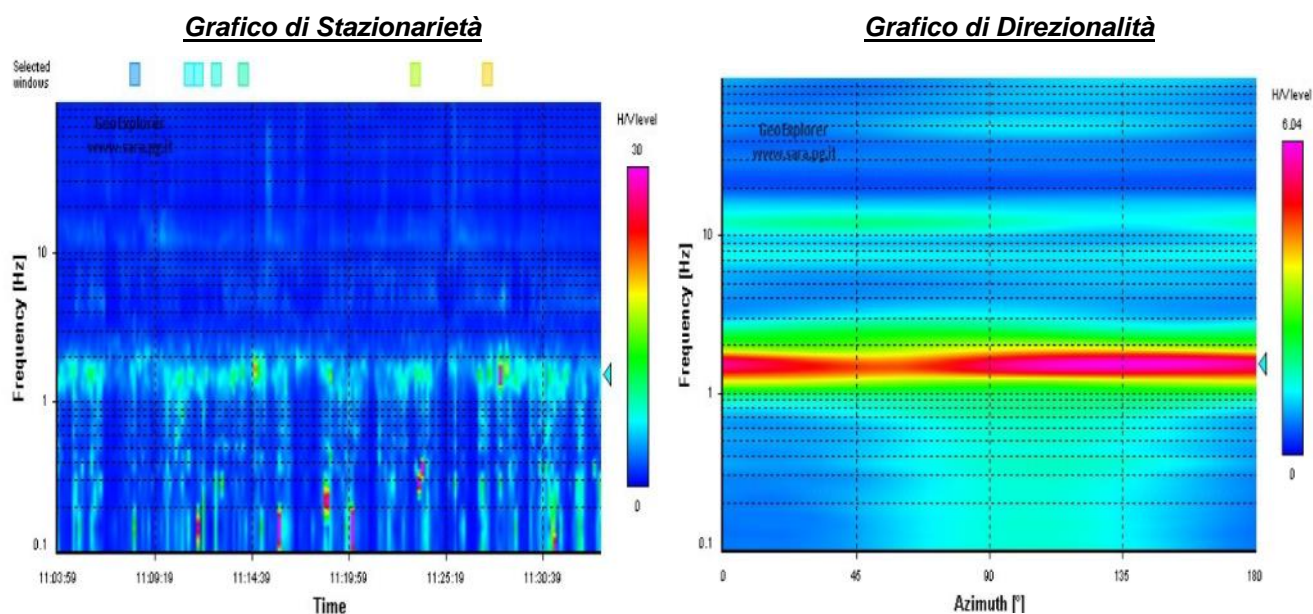


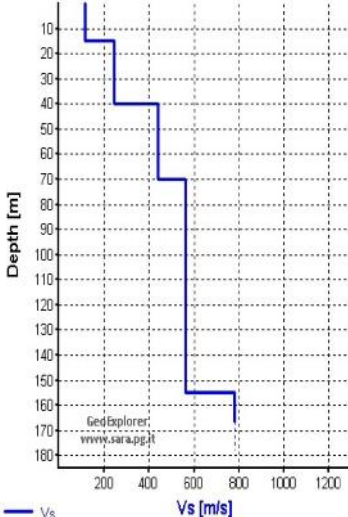
Fig. 7.9 – Grafici di stazionarietà e direzionalità prova HVSR 1

Tab. 7.11 – Criteri di ammissibilità curva HV	
Criteri	Picco f0
Criterio 1	OK
Criterio 2	OK
Criterio 3	OK

Tab. 7.11 – Criteri di ammissibilità curva HV	
Criteri	Picco f0
Criterio 4	OK
Criterio 5	OK
Criterio 6	OK
Criterio 7	OK
Parametri	Valore
Finestra temporale	20 s
Frequenza massima	100 Hz
Numero di Campioni	40
f0	1,52 (1,51; 1,53)
A0	5,83 (4,53; 7,12)

Per la prova HVSR 2 si è individuato un picco alla frequenza f0 di 1,52 Hz e A0 5,83.

L'analisi dell'indagine ha permesso di verificare la seguente successione della velocità delle onde sismiche.

Tab. 7.12 – Analisi del profilo delle velocità delle onde sismiche e VSeq				
Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)	<div></div>
Strato1	15,0	-15,0	115	
Strato 2	25,0	-40,0	245	
Strato 3	30,0	-70,0	440	
Strato 4	85,0	-155,0	560	
Strato 5	/	∞	780	
VSeq	157 m/s			

Per maggiori approfondimenti si rimanda all'elaborato Rel-17 – Relazione geologica.

7.2 STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI

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'infiiggere 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 3,0 mt, 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).

7.3 STRUTTURE FONDALI CABINE

Le strutture fondali dei cabinati saranno impostate su un rilevato costituito da materiale inerte, adeguatamente rullato e compattato, al fine di elevarsi dal p.c. adiacente.

È prevista, pertanto, la costruzione di un rilevato, in terra che andrà ad attestarsi sul piano geologico posto a quota -0,30m sotto il piano campagna. La prescrizione progettuale è di attestare il rilevato sul livello geologico -0,30 mt da piano campagna, e comunque al di sotto della coltre vegetale.

Le strutture fondali analizzate inducono sul piano di imposta uno stato di sollecitazione massimo dell'ordine dei 70,0 kN/mq;

Il rilevato in terra avente Altezza 0,50 mt, ed 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

$$17\text{kN/mc} \cdot (0,8 + 1,5) \text{ m} = 22,0 \text{ kN/mq.}$$

Sul piano geologico di riferimento è atteso dunque un carico di progetto pari a:

$$Q_{es} = 110,0 \text{ daN/mq}$$

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:

$$Q'_{es} = 110,0 - 12,0 = 98,0 \text{ kN/mq [0,98 daN/cm}^2\text{]}$$

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

7.3.1 INDICAZIONI PROGETTUALI SULLA COSTRUZIONE

La costruzione di un rilevato deve essere eseguita in modo da garantire:

- indeformabilità sotto carico;
- stabilità volumetrica sotto l'azione dell'acqua;
- stabilità delle scarpate.

La stabilità è richiesta per evitare di danneggiare la sovrastruttura stradale e per evitare cedimenti delle strutture insistenti su di esso.

I due fattori fondamentali sono

- La natura del materiale, che include:
 - l'assortimento granulometrico;
 - la quasi nulla plasticità;
 - elevata resistenza a taglio.

- L’addensamento.

Dal punto di vista realizzativo, la costruzione del rilevato deve avvenire secondo la sequenza di fasi di seguito elencata:

1 - Scotico 50 cm sino a raggiungere il piano di posa (o sottofondo).

2 - Stabilizzazione meccanica del sottofondo, da eseguirsi, nel caso di portanza di terreno idonea, per mezzo di rulli vibranti; in caso contrario (ossia in caso di portanza del terreno eccessivamente bassa), previo consolidamento del primo strato (profondità 1÷2 metri). Nei casi peggiori, è possibile ricorrere ad un consolidamento profondo (per profondità maggiori di 2÷3 metri) per mezzo di precarico + eventuali drenaggi profondi (utili per accelerare il processo di consolidazione), o per mezzo di altre tecniche quali ad esempio il jet grouting.

3 - Stesa di un geotessile con funzione anticontaminante ed eventuale posa di uno strato anticapillare (sabbia grossa - ghiaia) per impedire la risalita delle acque di falda.

4 - Sulla sommità del rilevato, sui quali si costruirà la sovrastruttura stradale, si compatterà fino al raggiungimento di un valore della densità pari al 95% di γ_s (AASHO modificata). La compattazione avviene per mezzo di rulli dinamici (vibranti) e rulli statici.

6 - Rivestimento delle scarpate con top soil, costituito da terra fine e con contenuto organico, generalmente prelevata nella fase di scotico, che protegge il corpo del rilevato dalle acque meteoriche e dal dilavamento superficiale. Si provvede, poi, all’inerbimento dello strato di top soil mediante semina.

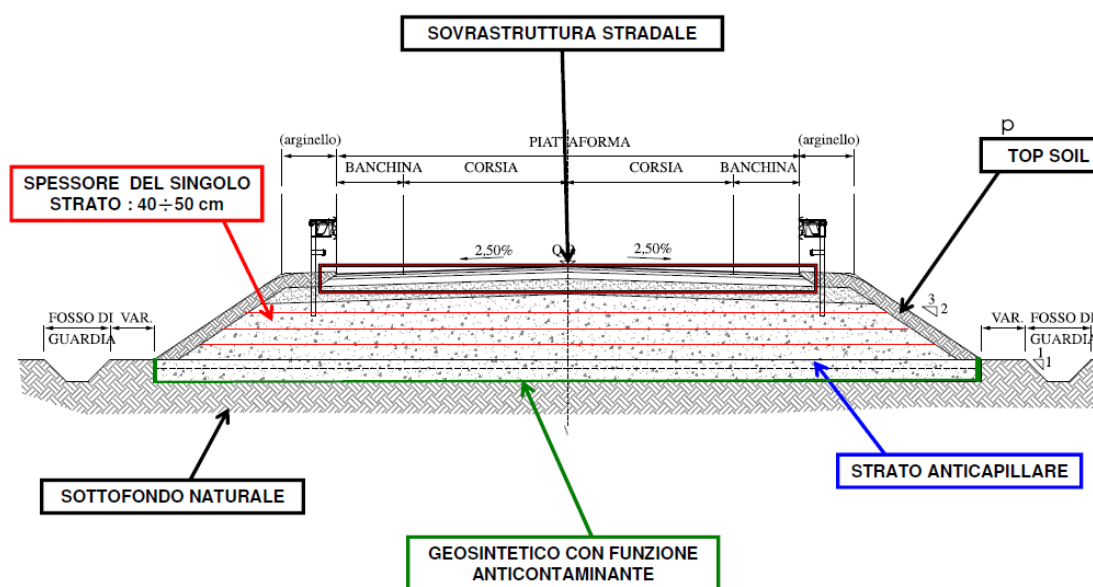


Figura 7-8 - sezione tipologica di rilevato

Se il terreno sottostante lo scotico appartiene ai gruppi A1, A2, A3 (classifica C.N.R. - U.N.I. 10006/2002), la preparazione dei piani di posa consiste nella compattazione dello strato sottostante. La compattazione ha lo scopo di far raggiungere al terreno una densità secca pari ad

almeno il 95% della densità massima AASHO modificata.

Se il terreno sottostante, invece, appartiene ai gruppi A4, A5, A6, A7 della classifica C.N.R. - U.N.I. 10006/2002, è possibile continuare lo scavo e sostituire tali materiali con terreni appartenenti ai gruppi A1 e A3, per il raggiungimento di maggiori prestazioni meccaniche. Anche in questo caso, il nuovo strato deve essere compattato al grado di umidità ottima, fino a raggiungere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima AASHO modificata.

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0.063 mm ≤ 35%							Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0.063 mm > 35%					Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Frazione passante allo staccio													
2 mm	≤ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4 mm	≤ 30	≤ 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.063 mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0.4 mm													
LL (Limite liquido)	-	-	-	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40	> 40
IP (Indice di plasticità)	≤ 6	≤ 6	N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	IP ≤ LL-30	IP > LL-30	IP > LL-30
Indice di gruppo	0		0	0				≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compres- sibili	Limi molto compres- sibili	Argille poco compres- sibili	Argille molto compres- sibili e media- mente plastiche	Argille molto compres- sibili e molto plastiche	Torbe di recente o remota formazione e, detriti organici
Qualità portanti quale terreno di sottotondo in assenza di gelo	da eccellente a buono							Da mediocre a scadente					Da scartare
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata		Media	Elevata	Media	
Ritiro e rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa						Scarsa o nulla			

Figura 7-9 - Tabella classifica CNR norma UNI 10006/2002

La possibilità di utilizzo di una terra per uso stradale è data dalla discriminante del valore dell'Indice di Gruppo (IG), calcolabile come:

$$IG = 0,2 * a + 0,005 * a * c + 0,01 * b * d$$

Dove:

- a: passante allo 0,075 – 35 [a=0 per % passante <35; a=40 per % passante >75]
- b: passante allo 0,075 – 15 [b=0 per % passante <15; a=40 per % passante >55]
- c: LL-40 [c=0 per LL<40; c=20 per LL>60]
- d: IP-10 [d=0 per IP<10; d=20 per IP>20]

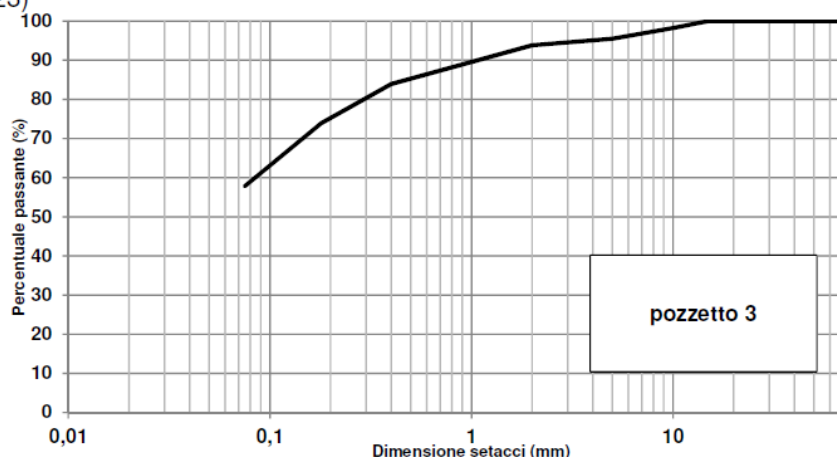
IG è sempre compreso in un range di valori tra 0 e 20, dove

- 0 indica una qualità ottima di materiale;
- 20 indica una qualità pessima.

Calcolo dell'indice di gruppo: esempio

Analisi granulometrica (CNR BU 23)

Pozzetto 3		
setacci UNI	trattenuto	passante
mm	%	%
71	0,00	100,00
40	0,00	100,00
30	0,00	100,00
25	0,00	100,00
15	0,00	100,00
10	1,77	98,23
5	2,75	95,48
2	1,69	93,79
0,4	9,90	83,89
0,18	10,01	73,88
0,075	16,10	57,78
< 0,075	57,78	



Limiti di Atterberg (UNI CEN ISO/TS 17892-12):

- LL (%): 34,64
- LP: 20,74
- IP: 13,91

$$IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$$

a	b	c	d
22,78	40	0	3,91

Classifica delle terre (UNI EN ISO 14688):

Indice di Gruppo: 6,12

Classificazione: A6

Figura 7-10 - esempio di caratterizzazione granulometrica di un sottofondo

La portanza di progetto è verificabile attraverso le prove di carico su piastra a doppio ciclo, come disciplinate dalla CNR 146/92, dalla quale è possibile misurare in sito il modulo di deformazione M_d

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta w} \cdot d$$

Dove

- Δp è l'incremento della pressione;
- Δw è l'incremento del cedimento corrispondente all'incremento della pressione (letture dei comparatori);
- D è il diametro della piastra.

- su piano di posa ($\Delta p = 0.05 - 0.15$ MPa): ▼ $M_{d,min} \geq 15$ MPa
- su rilevato ($\Delta p = 0.05 - 0.15$ MPa): ▼ $M_{d,min} \geq 30 - 50$ MPa
- su fondazione ($\Delta p = 0.15 - 0.25$ MPa): ▼ $M_{d,min} \geq 80$ MPa

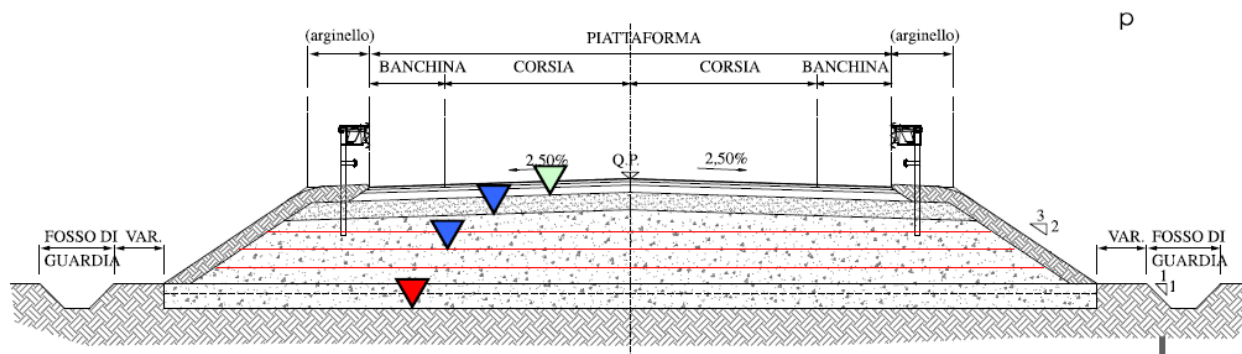


Figura 7-11 - Valori minimi di M_d

Si determina anche il Modulo di deformazione al secondo ciclo M_d' , che rappresenta il grado di compattazione del terreno, e lo si ritiene sufficiente quanto il rapporto $M_d/M_d' > 0,5$

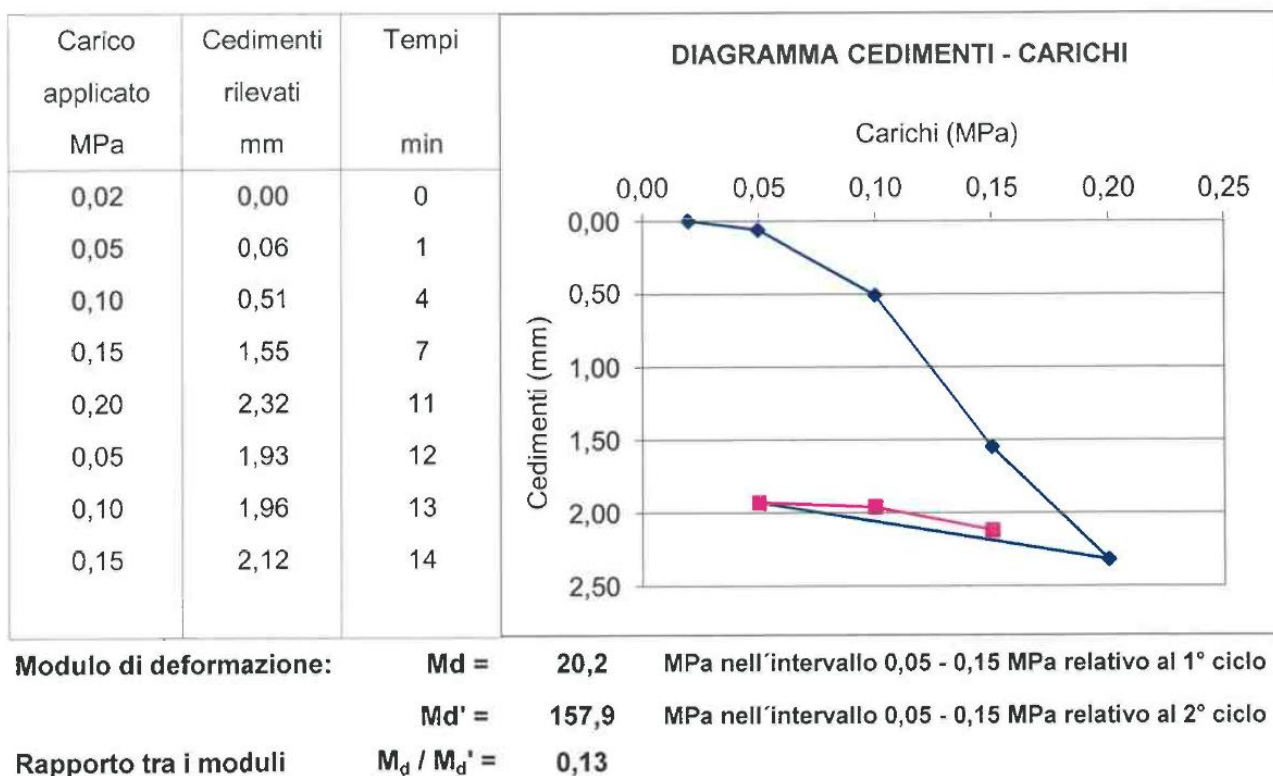


Figura 7-12 - esempio di rapporto di prova a doppio ciclo (con valori scadenti)

7.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.4.1 MECCANISMO DI STABILITA' GLOBALE: INTERAZIONE RILEVATO – SUBSTRATO

I rilevati sui quali sono impostate le fondazioni dei cabinati si attestano sui

- Litotipi limo-argillosi e limo-sabbiosi

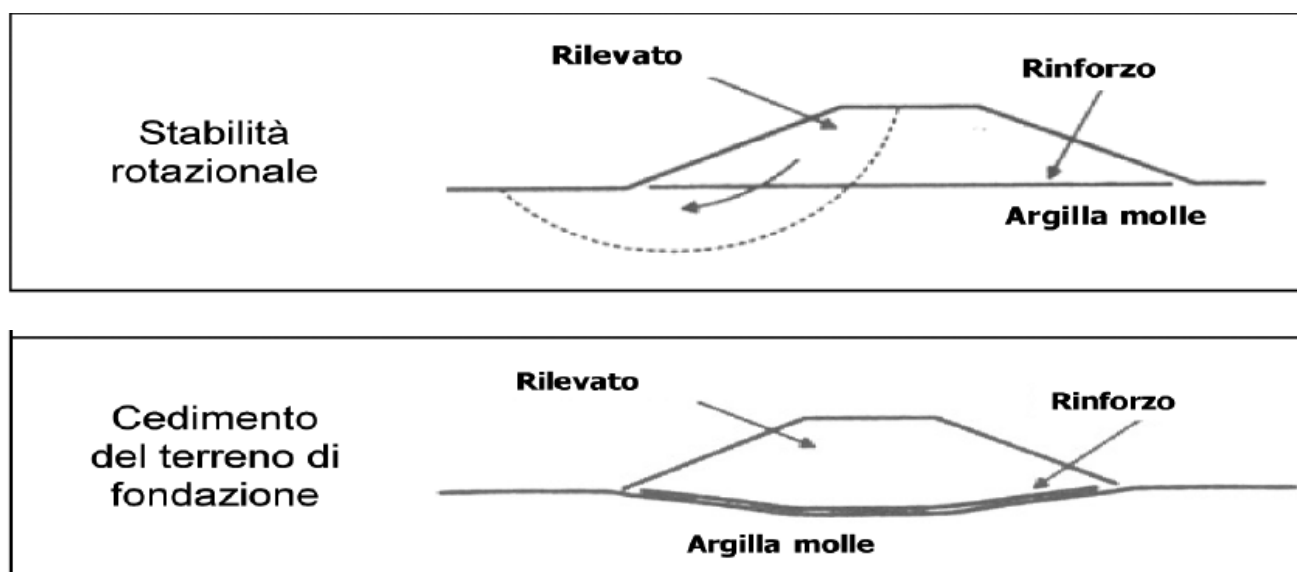
Il piano posto a -30cm da p.c. subisce un sovraccarico di progetto pari a:

- $DQ \text{ rilevato} = 17,0 \text{ kN/mc} \times 2,3 \text{ mt} = 40,0 \text{ kN/mq}$;
- $DQ \text{ fondazione} = 70,0 \text{ kN/mq}$, per un totale di
- $DQ \text{ tot} = 40,0 \text{ kN/mq} + 70,0 \text{ kN/mq} = 110,0 \text{ kN/mq}$

Le peculiarità geotecniche dell'area in esame sono caratterizzate dalla presenza prevalente di litotipi argillosi. Le criticità da attenzionare in fase di progettazione esecutiva sono le seguenti:

- I terreni presentano compressibilità/cedevolezza non trascurabile, causato dalla presenza di terreni argillosi fino alla profondità massima indagata di -20 m dal p.c.; l'eventuale presenza di torbe, oltre a presentare caratteristiche geotecniche e capacità portante scarsissime, è altresì caratterizzata da anisotropia spazio/temporale dell'insorgere e della maturazione dei cedimenti che potrebbero essere anche differenziali e/o “improvvisi”;
- I terreni di fondazioni sono in condizioni NON drenate. La maturazione dei cedimenti (all'assunzione dei carichi) potrà prolungarsi lungamente nel tempo. Le condizioni non drenate (connesse alla natura argillosa) non consentono infatti la rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture;
- Le naturali/normali oscillazioni della falda freatica potranno far variare il volume dei terreni di fondazione (interessati appunto alla variazione della falda) e causare variazioni delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati a queste stesse variazioni). Si potranno instaurare fenomeni di rigonfiamento/ritiro che potranno svolgersi con modalità più o meno cicliche (in connessione alla variabilità/stagionalità delle condizioni climatiche), ovvero con modalità molto meno prevedibili.

I cedimenti del substrato hanno come effetto quello di “indebolire” il rilevato, sottoponendolo a rilasci tensionali che potrebbero innescare fenomeni di rottura globale di tipo fragile. I meccanismi che più comunemente si innescano nell'interazione rilevato – sottofondo sono i seguenti:



Saranno necessari opportuni rinforzi alla base del rilevato (geogriglie), da verificarsi se siano necessarie anche in un certo numero di strati intermedi.

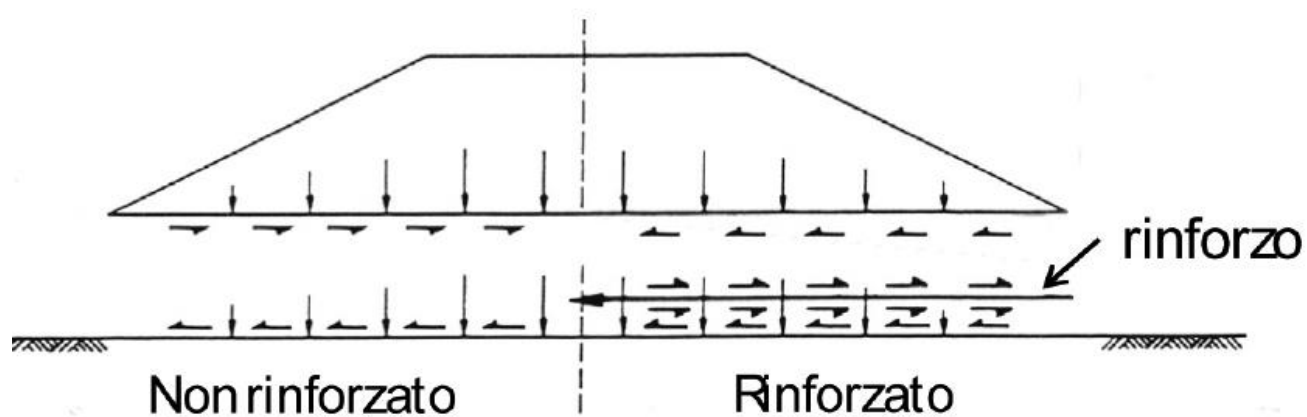




Figura 32 _immagine esemplificativa (fonte google) dell'applicazione di geogriglia di rinforzo alla base del rilevato

Si demanda alla fase di progetto esecutivo la valutazione dettagliata connessa al dimensionamento di rilevati su terreni compressibili, e sull'utilizzo di rinforzi con geosintetici. È infatti da valutarsi l'applicazione di ulteriori sistemi di rinforzo (ad. Es all'interno del corpo del rilevato) al fine di scongiurare i meccanismi di collasso locali.