

# ALFI GREEN S.R.L.

**Impianto Agrivoltaico Avanzato denominato “Bandissolo” da 24.979,5 kWp, abbinato a un sistema di accumulo elettrochimico da 12.000 kW, opere connesse ed infrastrutture indispensabili**

**Comuni di Argenta e Portomaggiore (FE)**

**Progetto Definitivo Impianto Agrivoltaico Avanzato combinato con SdA e Opere Elettriche di Utenza**

**Allegato 08 - Relazione di calcolo preliminare delle strutture**

Rev 0 – Novembre 2024

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

## INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO.....	6
2.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	6
2.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO .....	6
2.2.1	GEOLOGIA .....	6
2.2.2	IDROLOGIA .....	7
3.	STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI FV .....	8
3.1	STRUTTURE DI SOSTEGNO .....	8
3.1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	8
3.1.2	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA – CRITERI GENERALI.....	9
3.1.3	CARICHI DI PROGETTO.....	12
3.1.4	COMBINAZIONI DEI CARICHI.....	18
3.1.5	RISULTATI DELLE ANALISI.....	19
4.	CABINATI .....	24
4.1	CONTAINER BATTERIE .....	24
4.1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	24
4.1.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO .....	26
4.1.3	AZIONI DI PROGETTO .....	27
4.1.4	RISULTATI DELLE ANALISI.....	29
4.1.5	CONSIDERAZIONI DI TIPO GEOTECNICO .....	31
4.2	GRUPPO DI CONVERSIONE CC/CA (POWER STATIONS).....	32
4.2.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	32
4.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO .....	33
4.2.3	AZIONI DI PROGETTO .....	35
4.2.4	RISULTATI DELLE ANALISI.....	36
4.3	CABINE SERVIZI AUSILIARI.....	40
4.4	SALA CONTROLLO E MAGAZZINO .....	41
4.4.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	41
4.4.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO .....	42
4.4.3	AZIONI DI PROGETTO .....	44
4.4.4	RISULTATI DELLE ANALISI.....	45
4.5	CABINA UTENTE .....	49

4.5.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	49
4.5.2	CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	50
4.5.3	ANALISI DEI CARICHI.....	53
4.5.4	RISULTATI DELLE ANALISI .....	55
5.	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE .....	59
5.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO .....	59
5.2	STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI .....	63
5.3	STRUTTURE FONDALI CABINE .....	64
5.3.1	INDICAZIONI PROGETTUALI SULLA COSTRUZIONE DEI RILEVATI IN TERRA .....	64
5.4	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	70
5.4.1	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEL RILEVATO.....	70
5.4.2	MECCANISMI DI STABILITÀ GLOBALE: INTERAZIONE RILEVATO-SUBSTRATO .....	73
6.	CONCLUSIONI.....	76



## 1. PREMESSA

La società ALFI GREEN S.r.l. intende realizzare un impianto Agrivoltaico Avanzato ai sensi della normativa vigente, della potenza di 24.979,5 kWp, abbinato a un sistema di accumulo elettrochimico da circa 12.000 kW (di seguito denominato "Impianto"), che sarà situato nel comune di Argenta (FE). Limitatamente alle opere connesse sarà anche interessato il comune di Portomaggiore (FE).

Il progetto "**Bandissolo**", avrà una potenza complessiva in immissione pari a 30.000 kW. L'origine riferimento non è stata trovata. e sarà 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". **Errorre. L'origine riferimento non è stata trovata.** come indicato dal Gestore di rete nella soluzione tecnica minima generale per la connessione (STMG), trasmessa alla Società il 26 agosto 2024 e formalmente accettata il 13 settembre 2024.

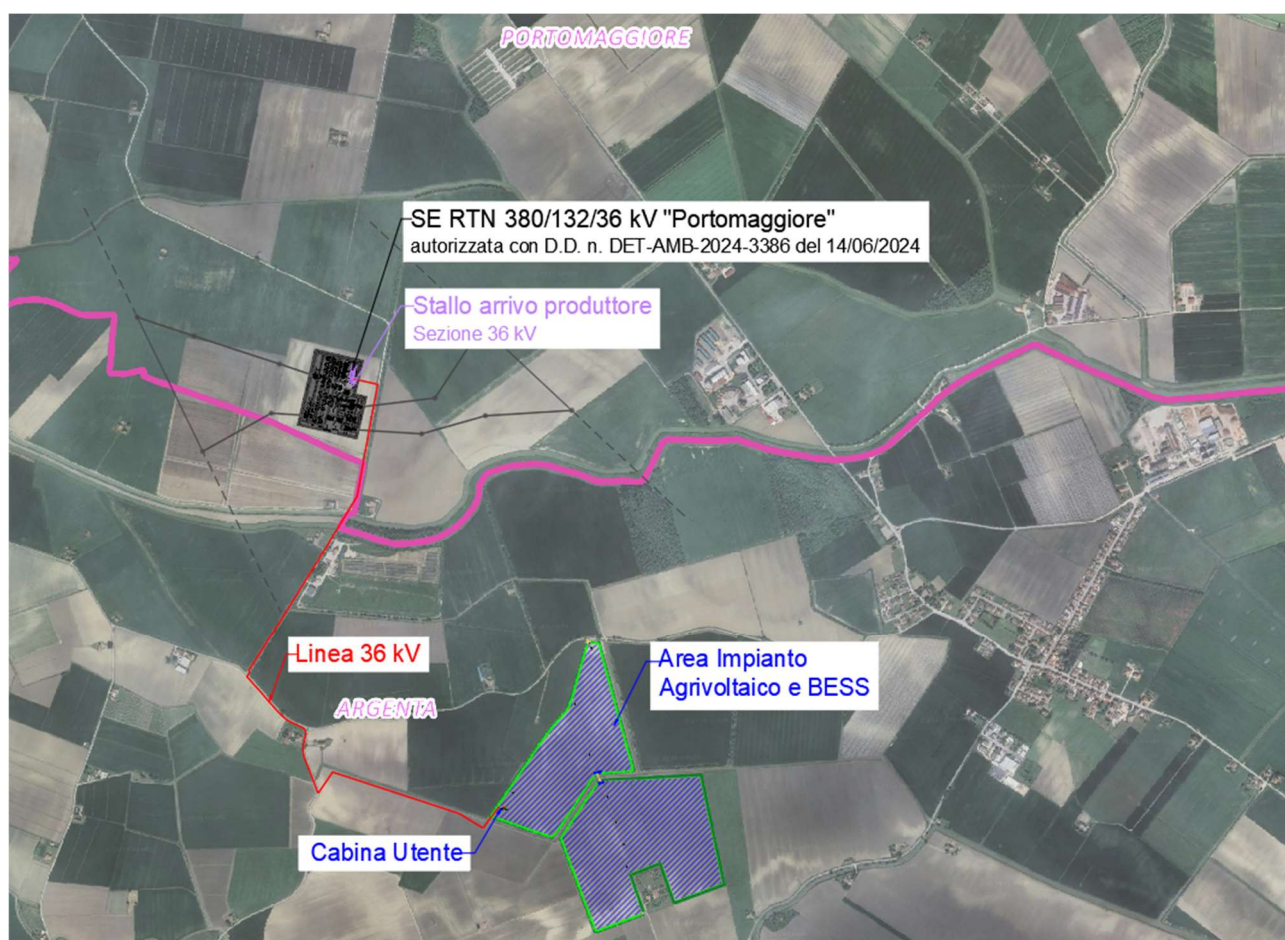


Figura 1-1: Inquadramento delle opere progettuali su ortofoto

Le opere progettuali dell'impianto si possono così sintetizzare:

**1. Impianto agrivoltaico**– ubicato nel comune di Argenta (FE), sarà costituito da moduli fotovoltaici bifacciali e realizzato con strutture fisse orientate est-ovest. L'impianto è progettato per soddisfare pienamente i requisiti di impianto agrivoltaico avanzato ai sensi della norma CEI 82-93 e delle Linee Guida in materia di impianti agrivoltaici. La potenza complessiva sarà pari a 24,98 MWp;



**2. Sistema di accumulo elettrochimico** (di seguito “BESS” o “SdA”) – di tipo distribuito, sarà integrato all’interno dell’impianto agrivoltaico e interconnesso con lo stesso. Il sistema avrà una potenza di circa 12 MW, con una capacità di stoccaggio pari a 4 h;

**3. Linee in cavo interrato a 36 kV** (di seguito “Dorsali 36 kV”) – collegheranno l’impianto fotovoltaico e le BESS alla cabina elettrica a 36 kV;

**4. Cabina elettrica a 36 kV** (di seguito “Cabina Utente”) – sarà di proprietà della società e verrà posizionata all’interno dell’Impianto;

**5. Linea in cavo interrato a 36 kV** (di seguito “Linea 36 kV”) – collegherà la Cabina Utente alla sezione a 36 kV della futura SE RTN 380/132/36 kV della RTN denominata “Portomaggiore”, di proprietà di Terna. Tale linea si svilupperà per una lunghezza di circa 2,7 km;

**6. Stallo a 36 kV** (di seguito “Impianto di Rete”) - consisterà nello stallo di arrivo produttore all’interno della sezione a 36 kV della 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”.

Il progetto della stazione Terna di “Portomaggiore” e dei relativi raccordi linea è già stato benestariato dal Gestore di Rete Terna S.p.a. , ed autorizzato dagli enti competenti con D.D. n. DET-AMB-2024-3386 del 14/06/2024 rilasciata dall’ARPAE Agenzia regionale per la prevenzione, l’ambiente e l’energia dell’Emilia-Romagna. Il progetto autorizzato della SE RTN 380/132/36 kV e dei relativi raccordi linea, pertanto, non fa parte delle opere da autorizzarsi con la presente istanza.

L’Impianto è completamente situato all’interno di “aree idonee” come definite dall’art. 20, comma 8, lettera c-quater del D.Lgs. 199/2021 e successive modifiche. Di conseguenza, il progetto è soggetto a una procedura autorizzativa semplificata, prevista dall’art. 22 dello stesso decreto legislativo e ss.mm.ii.

**La presente relazione illustra i criteri adottati per il progetto preliminare delle principali opere strutturali indicate ai punti 1 e 4.** In particolare, le opere progettuali oggetto di trattazione sono le seguenti.

**Tabella 1-1: Opere strutturali**

Elemento	Quantità
Strutture portamoduli tipo A (26x2)	600
Strutture portamoduli tipo B (13x2)	81
Fondazioni DC/DC converter (BESS)	14
Fondazioni cabine power station	7
Fondazioni cabine serv. Ausiliari	7
Fondazioni cabine control room	1
Cabina utente	1

## 2. INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

### 2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'impianto si svilupperà su un terreno perfettamente pianeggiante, di circa 43 ettari, attualmente dedicato alla coltivazione di colture in asciutto, come mais da foraggio, frumento duro, grano tenero, soia e sorgo.

L'area, caratterizzata dalla presenza di insediamenti rurali sparsi, tipici del paesaggio agricolo, si trova nella periferia nord-est di Argenta, a circa 3 km in linea d'aria e a circa 1,5 km a ovest della località di Bando.

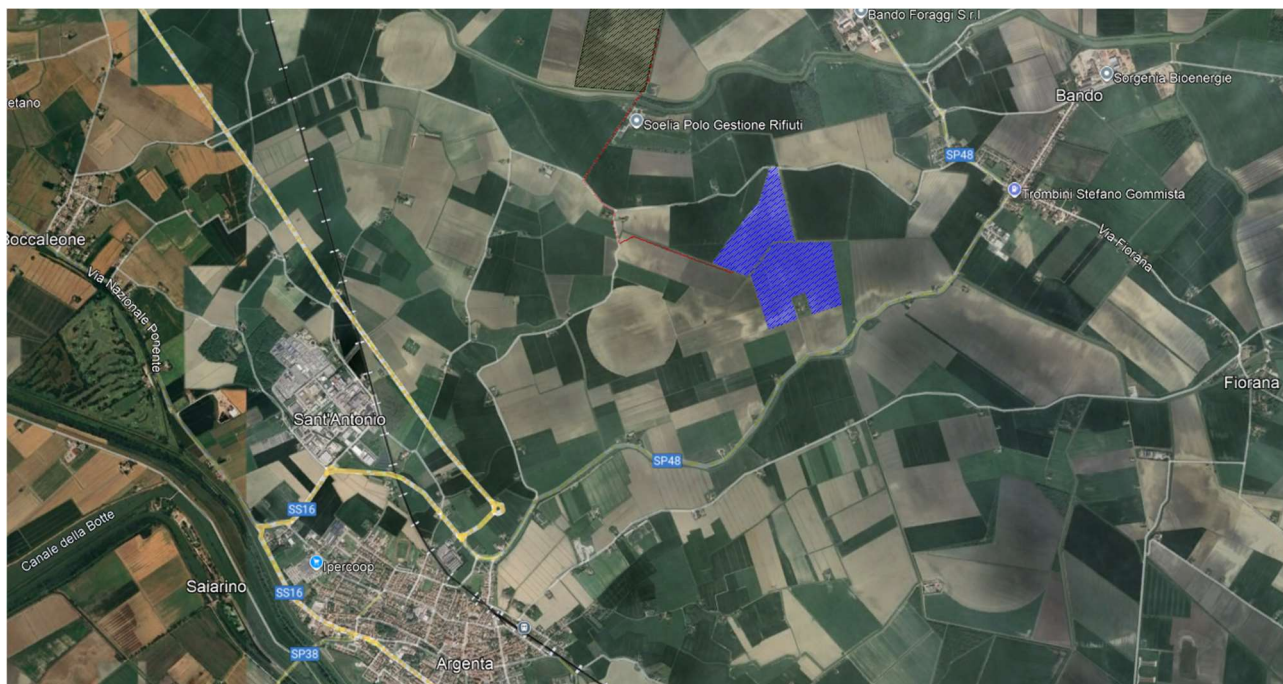


Figura 2-1: – Inquadramento generale impianto su ortofoto

Le coordinate geografiche del sito dell'impianto sono le seguenti:

- Latitudine 44.638°;
- Longitudine 11.865°.

### 2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO

#### 2.2.1 GEOLOGIA

Dal punto di vista **Geologico**, l'area in esame è caratterizzata da depositi di origine prevalente "deltizia e litorale", con materiali derivanti da ambiente deposizionale di Piana Deltizia costituita da Sabbie (11) a limi (12) e argille (13) anche di natura organica (limi argillosi e argille limose), depositi tipici di Canale distributore, e di argine, di palude e di baia interdistributrice.

L'intero territorio dei comuni di Argenta e Portomaggiore, così come la maggior parte del territorio provinciale, ricade nel Sintema Emiliano Romagnolo superiore – Subsintema di Ravenna (AES8) – Unità di Modena (AES8a):

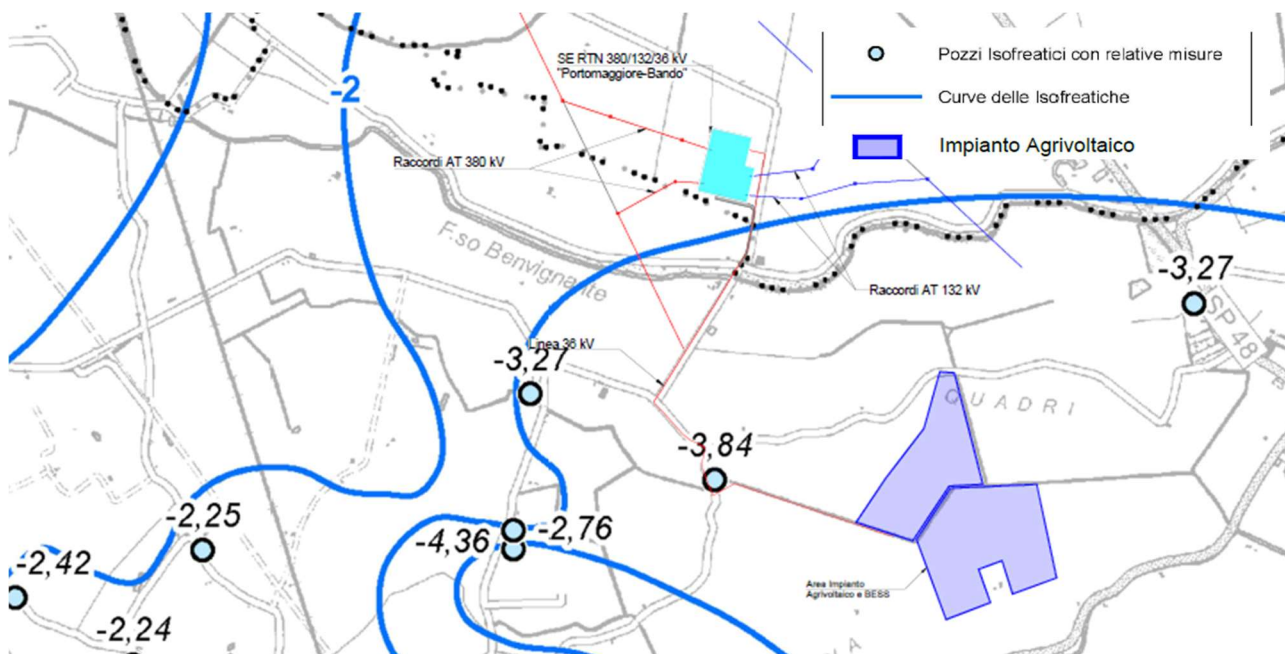


- AES8 Subsistema di Ravenna: Pleistocene sup. – Olocene – Unità costituita da ghiaie sabbiose, sabbie e limi ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da limi, limi sabbiosi e limi argillosi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta spesso un suolo parzialmente decarbonatato non molto sviluppato di colore giallo-bruno;
- AES8a Unità di Modena: Olocene – Unità costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro.

Le litologie dell'area di sedime sono a prevalenza coesive, costituite da materiali argillosi e argillosi limosi contenenti materiali organici, quali torbe ed argille organiche.

## 2.2.2 IDROLOGIA

Il settore di studio è caratterizzato da presenza dell'acquifero superficiale già a partire da una **profondità compresa tra -1,60 e -2,20 m da p.c.** Sulla base delle informazioni raccolte dalle prove penetrometriche condotte, è stato possibile valutare le quote piezometriche delle acque sotterranee delle aree di indagine.



Alla tabella seguente si riepilogano le quote espresse in metri dal piano campagna locale.

Tabella 2-1: Quote piano campagna locale

ID	Livello statico della falda da p.c. (m)
CPTU 1	-2,20
CPTU 2	-2,20
CPTU 3	-1,70
SCPTU 01	-1,60

### 3. STRUTTURE DI SOSTEGNO MODULI FV

#### 3.1 STRUTTURE DI SOSTEGNO

##### 3.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le caratteristiche tecniche preliminari dei moduli scelti per il dimensionamento dell'impianto sono riportate nella tabella seguente.

**Tabella 3-1: Dimensioni modulo fotovoltaico**

Modulo Fotovoltaico	
Dimensioni	2384 mm x 1303 mm x 35 mm

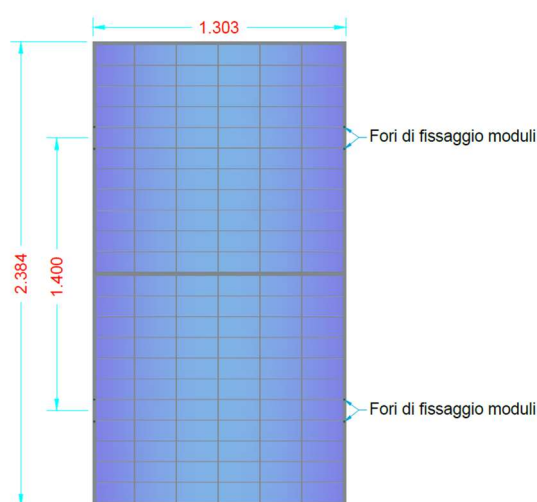


Figure 3-1: Dimensioni pannello fotovoltaico

Il progetto prevede l'installazione di strutture di supporto per moduli fotovoltaici rialzate dal suolo, con un'altezza minima di 2,1 metri. Le vele hanno inclinazione fissa di 30° sud

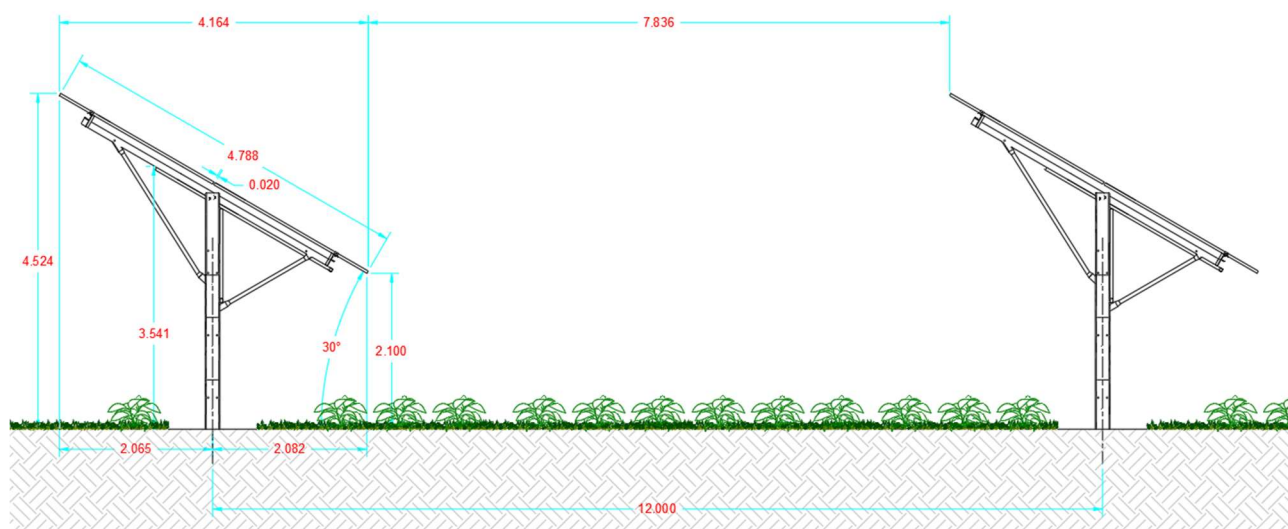


Figure 3-2: Sezione trasversale struttura di sostegno





I telai sono caricati per mezzo dell'elemento *pannello di carico*, e vincolati mediante un sistema di molle orizzontali, a rigidità definita dal progettista.

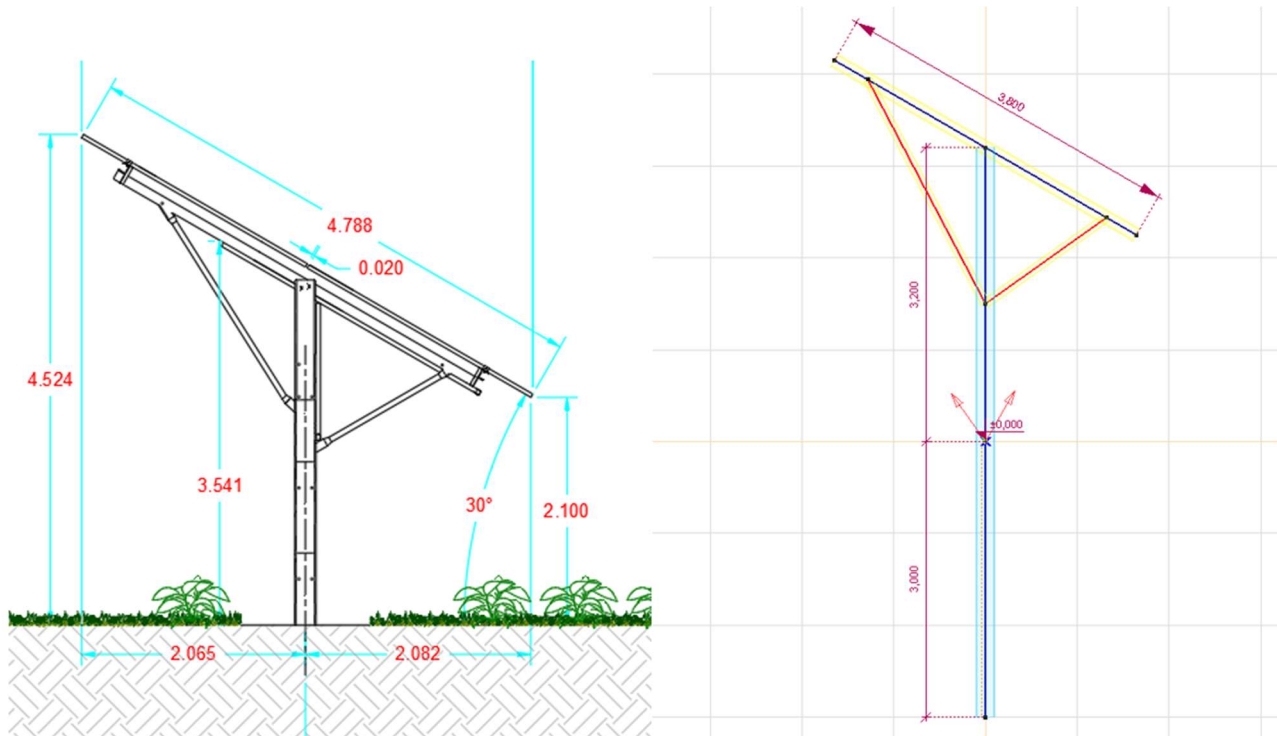


Figure 3-5: Vista modello strutturale – telaio tipo

### 3.1.2.1 Elementi reticolari

Gli elementi considerati sono a due nodi, caratterizzati da proprietà di sezione costanti lungo tutta la loro lunghezza. A ciascun nodo possono essere associati fino a tre gradi di libertà traslazionali. Agli estremi degli elementi sono presenti cerniere sferiche, che ne garantiscono la flessibilità.

Per ogni elemento reticolare vengono calcolate le sollecitazioni assiali  $N_x$ , la cui variazione rimane costante lungo l'intero elemento. L'asse  $x$  dell'elemento, per convenzione, è orientato dal nodo iii al nodo jjj.

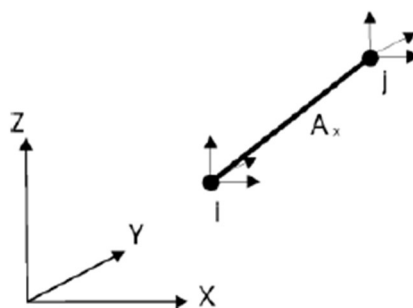


Figure 3-6: Elementi reticolari



### 3.1.2.2 Elementi trave

Gli elementi considerati sono retti a due nodi, con proprietà di sezione che possono essere costanti o variare linearmente lungo l'asse della trave. A ciascun nodo dell'elemento sono definiti fino a tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali, garantendo una modellazione flessibile.

Gli estremi degli elementi possono presentare sconnessioni arbitrarie, aumentando la versatilità del sistema. Per ogni sezione di ciascun elemento, vengono calcolate tre sollecitazioni trasversali ( $N_x$ ,  $V_y$ ,  $V_z$ ) e tre momenti ( $T_x$  torsionale,  $M_y$  e  $M_z$  flessionali), fornendo una descrizione dettagliata dello stato tensionale.

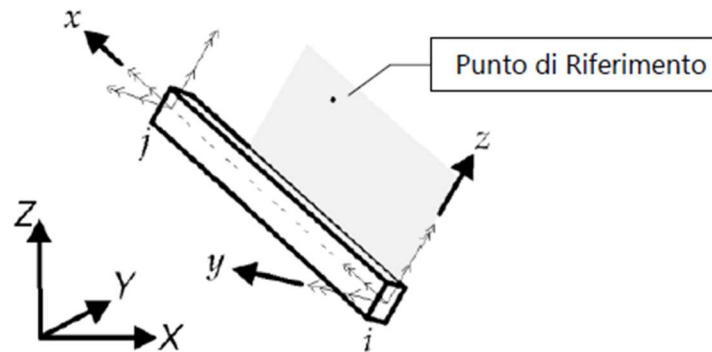


Figure 3-7: Elementi trave

### 3.1.2.3 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:

- $k_x = 10.000 \text{ kN/ml}$  (rigidezza elevata nella direzione assiale del montante);
- $K_y = 1.500 \text{ kN/ml}$  (rigidezza ipotizzata nella direzione della minore inerzia del montante);
- $k_z = 2.500 \text{ kN/ml}$  (rigidezza ipotizzata nella direzione della maggiore inerzia del montante).

**Direzione**

- ☐ Globale
- ☒ Relativi trave/nervatura
- ☐ Relativi bordo
- ☐ Riferimento

**Tipo**

- ☒ Winkler
- ☐ Winkler-Pasternak

☒ Parametri non-lineari

☒  $K_x \text{ [kN/m/m]} = 1\text{E}+4$

☒  $K_y \text{ [kN/m/m]} = 1,5\text{E}+3$

☒  $K_z \text{ [kN/m/m]} = 2,5\text{E}+3$

Figure 3-8: 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.

### 3.1.2.4 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 (telai reticolari).

Il pannello di carico viene orientato secondo l'inclinazione pari a  $30^\circ$  rispetto all'orizzontale, in modo tale da simulare la reale esposizione ai carichi vento.

### 3.1.3 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 esplicitata sul pannello di carico, sotto forma di carichi distribuiti che possono essere di pressione [ $Q_{downforce}$ ] o di depressione [ $Q_{uplift}$ ], variabili in funzione dell'angolo di inclinazione della vela rispetto all'orizzontale.

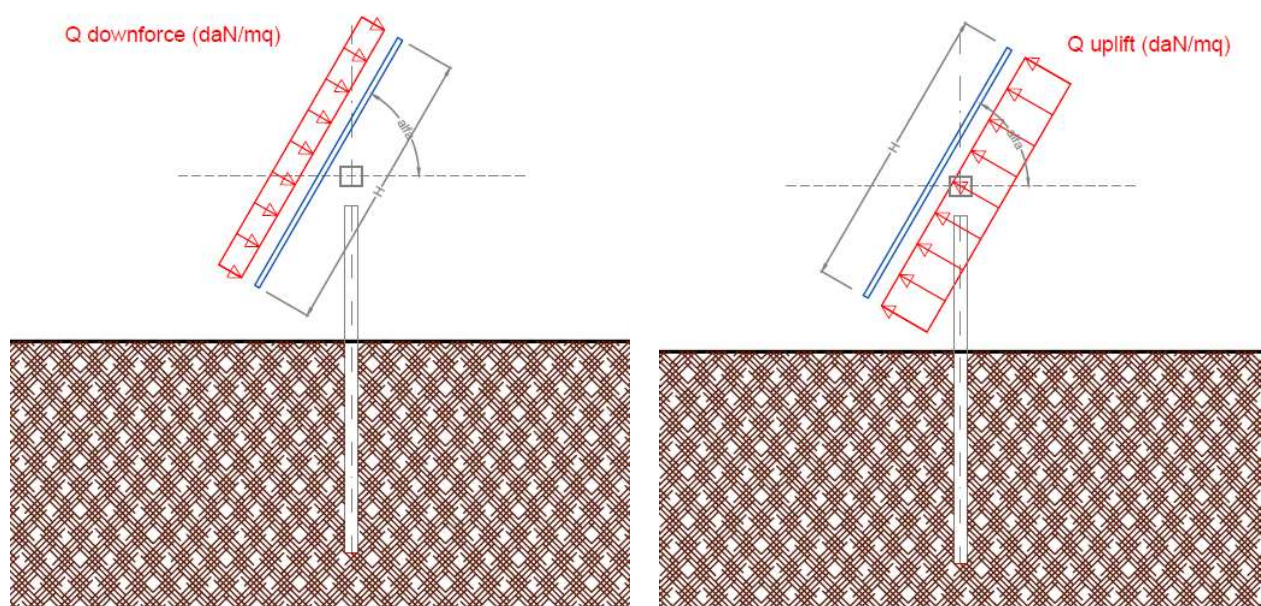


Figure 3-9: Carico distribuito generato dal vento



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).

#### **3.1.3.1 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  $v_r = v_{b,0} * c_a$ ;
- $\rho$  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 3-10: 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.

- $v_{b,0} = 25$  m/s;
- $a_0 = 750$  m;
- $k_s = 0,45$ .

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  $a_s = 2,0$  mt  $< a_0 = 750$  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

$$q_r = \frac{1}{2} \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 390,0 \quad [\text{N/m}^2]$$

che espressa in decaNewton al metro quadrato risulta 39,00 daN/mq.

### 3.1.3.2 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
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	IV	IV
D	I	II	II	III	**

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.



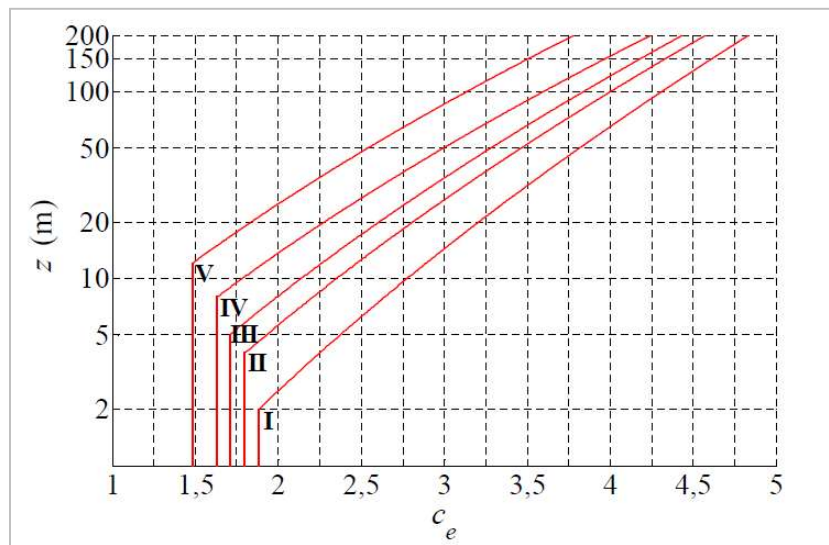
Considerata l'altezza della struttura (z), al confronto con il valore di  $z_{min}$  (4 metri), è possibile procedere al calcolo del coefficiente di esposizione, in base al seguente criterio.

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

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

- 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.

### 3.1.3.3 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.

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

I valori di  $C_F$  variano a seconda dell'angolo di inclinazione della vela, nonché dal grado di ostruzione  $\Phi$

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

- $\Phi=0$  - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da  $0^\circ$  fino a  $30^\circ$ ca;

### 3.1.3.5 Valori dei coefficienti per le diversi inclinazioni

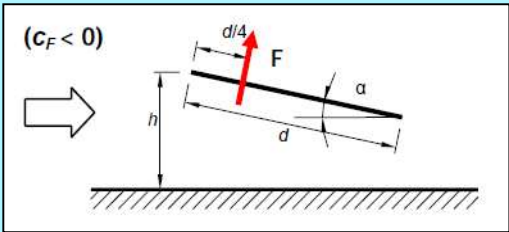
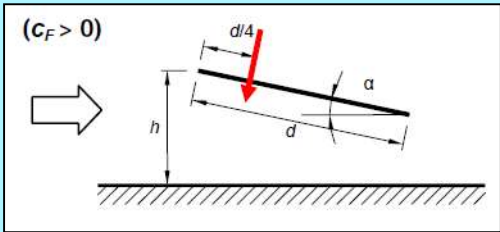
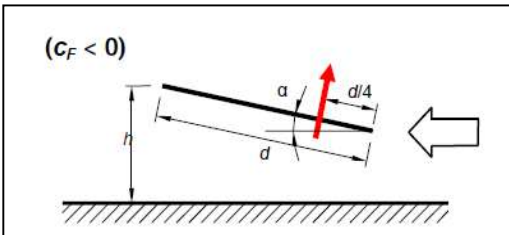
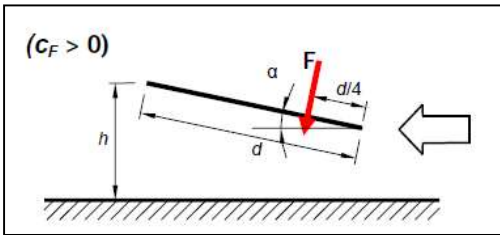
Di seguito si riportano i valori dei coefficienti per le diversi inclinazioni.

inclinazione $\alpha$ ( $^\circ$ )	$C_F+$	$C_F-$ ( $\Phi=0$ )
30	1,200	-1,800

Le pressioni  $Q_{downforce}$  e  $Q_{uplift}$  vengono distribuite in modo automatico dal software in modo tale che gli effetti siano uguali a quelli derivanti dal porre la risultante a  $d/4$ .

### 3.1.3.6 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.

$C_F < 0$	$C_F > 0$
 <p>(<math>C_F &lt; 0</math>)</p>	 <p>(<math>C_F &gt; 0</math>)</p>
 <p>(<math>C_F &lt; 0</math>)</p>	 <p>(<math>C_F &gt; 0</math>)</p>

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

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

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

**Tabella 3.1: Valori coefficienti per le diversi inclinazioni**

inclinaz a (°)	Cf+	Cf- ( $\Phi=0$ )	Press downforce Q (daN/mq)	Pressione uplift Q (daN/mq)
30	1,200	-1,800	79,69	106,25

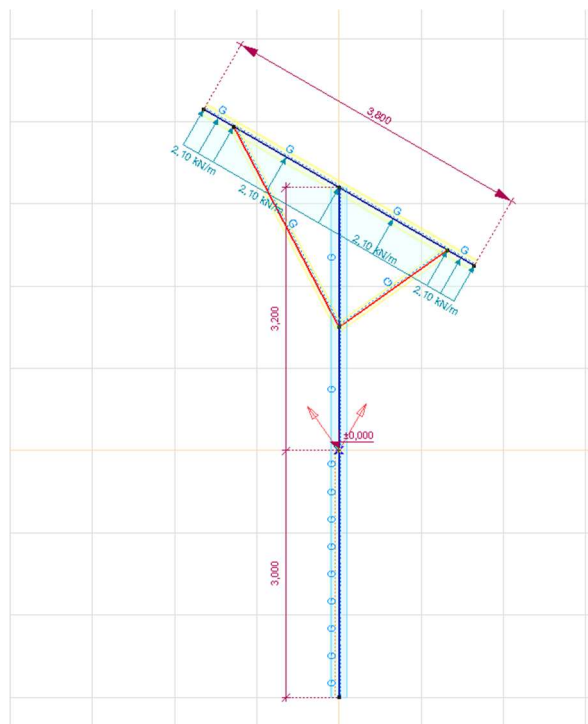
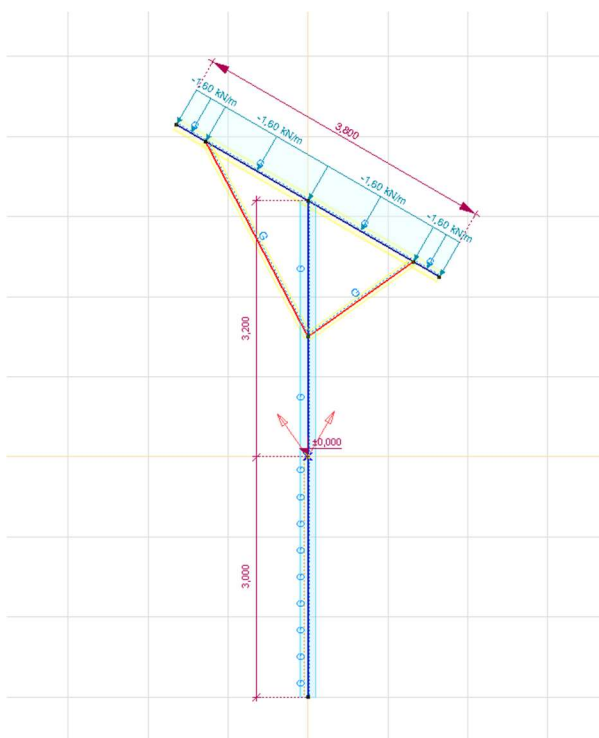
Per la configurazione di vela inclinata a 30° è plausibile attendersi valori di carico vento pari a circa

- **106 daN/mq** nelle configurazioni di uplift.
- **79 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.

Dal momento che le interdistanze tra i telai sono pari a 2,0mt, il carico influente sul singolo telaio è pari a

- $79 \text{ daN/mq} \times 2,00 \text{ mt} = 158 \text{ daN/ml downforce}$
- $106 \text{ daN/mq} \times 2,00 \text{ mt} = 212 \text{ daN/ml uplift}$



### 3.1.4 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Vengono generate due combinazioni significative



Combinazioni di carico personalizzate per casi di carico							
	Nome	Tipo	downforce	uplift	peso proprio	peso moduli	Commento
1	Co #1	-	1,00	0	1,00	1,00	downforce
2	Co #2	-	0	1,00	1,00	1,00	uplift

### 3.1.5 RISULTATI DELLE ANALISI

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore a elementi finiti:

- AXIS VM release X7;
- Licenza n. 7754;
- rilasciata a SCM Ingegneria S.r.l.;
- rilasciata da STA DATA S.r.l. di Torino.

#### 3.1.5.1 Deformazioni e spostamenti

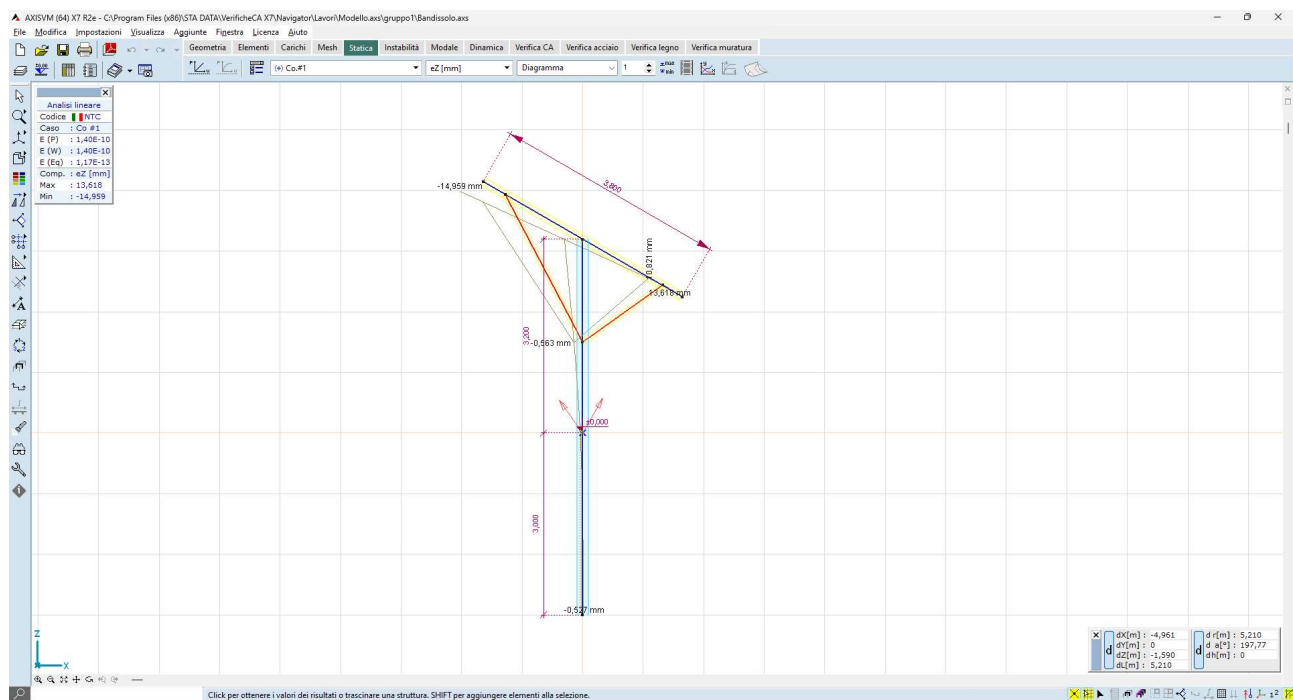


Figure 3-11: Combinazione downforce – spostam dell'ordine dei 14mm

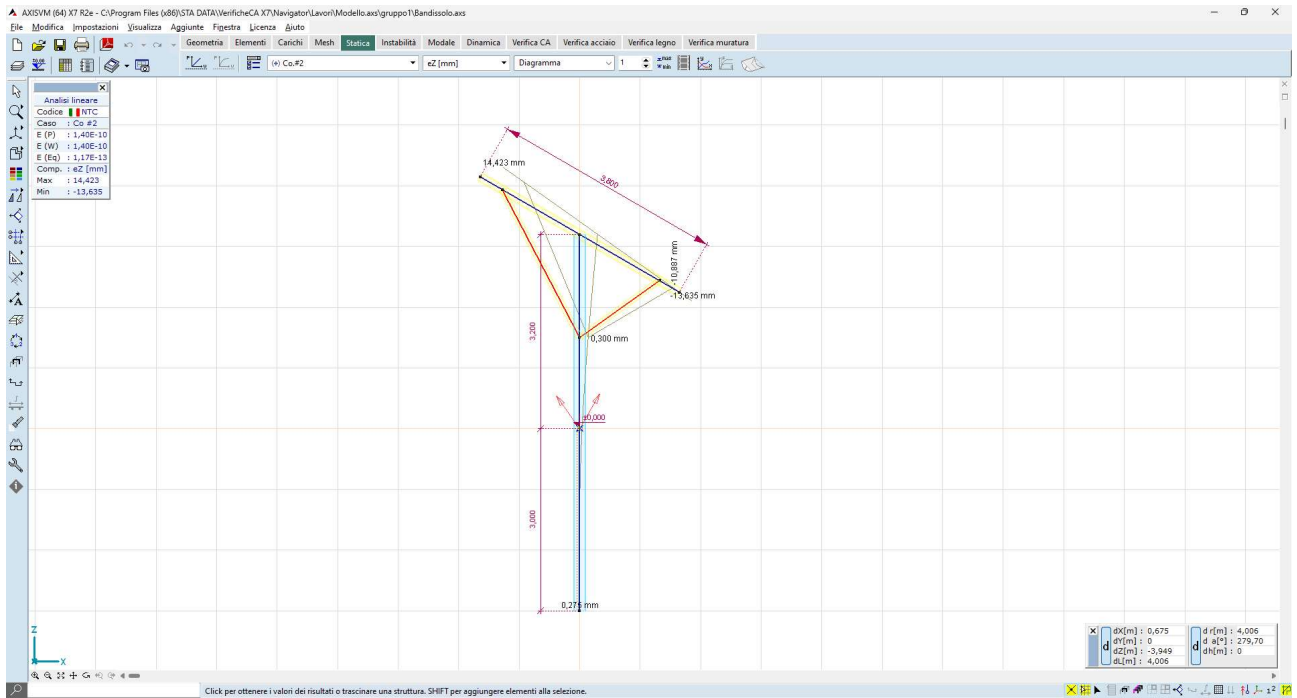


Figure 3-12: Combinazione uplift – spostam dell'ordine dei 14mm

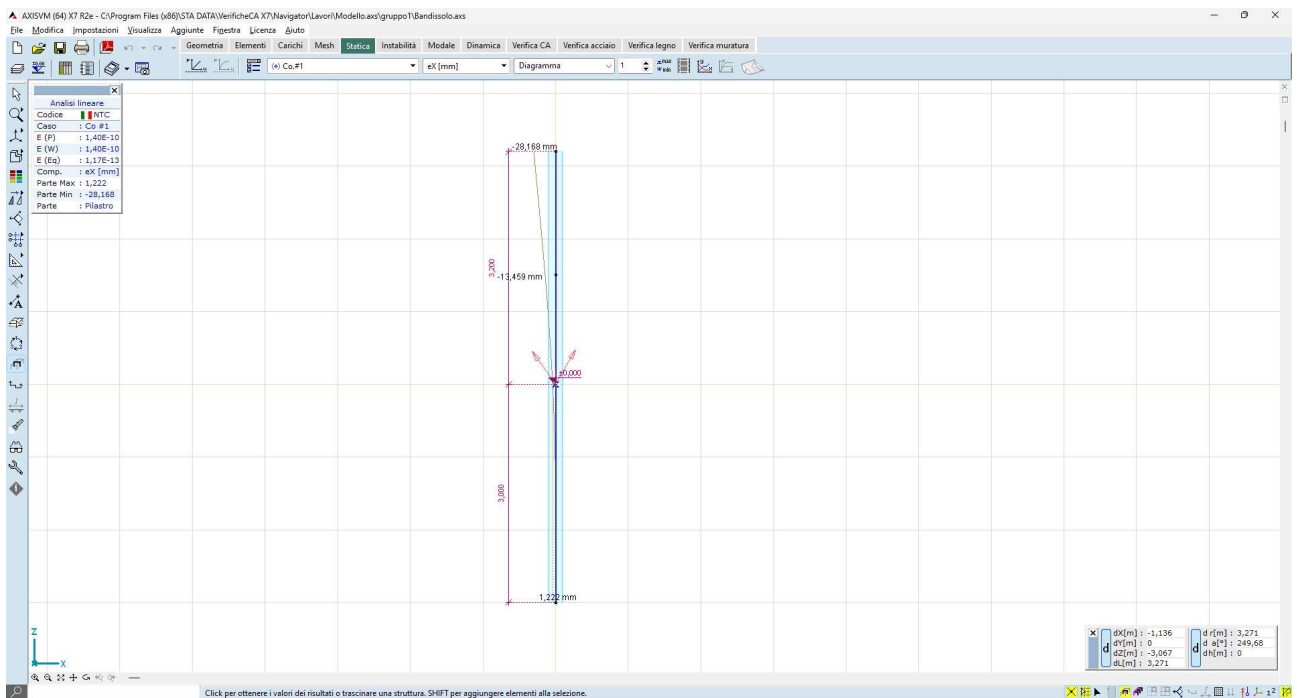


Figure 3-13: Co downforce - Spostamenti montante – ex al piano 0,00 trascurabile | ex in testa 28 mm

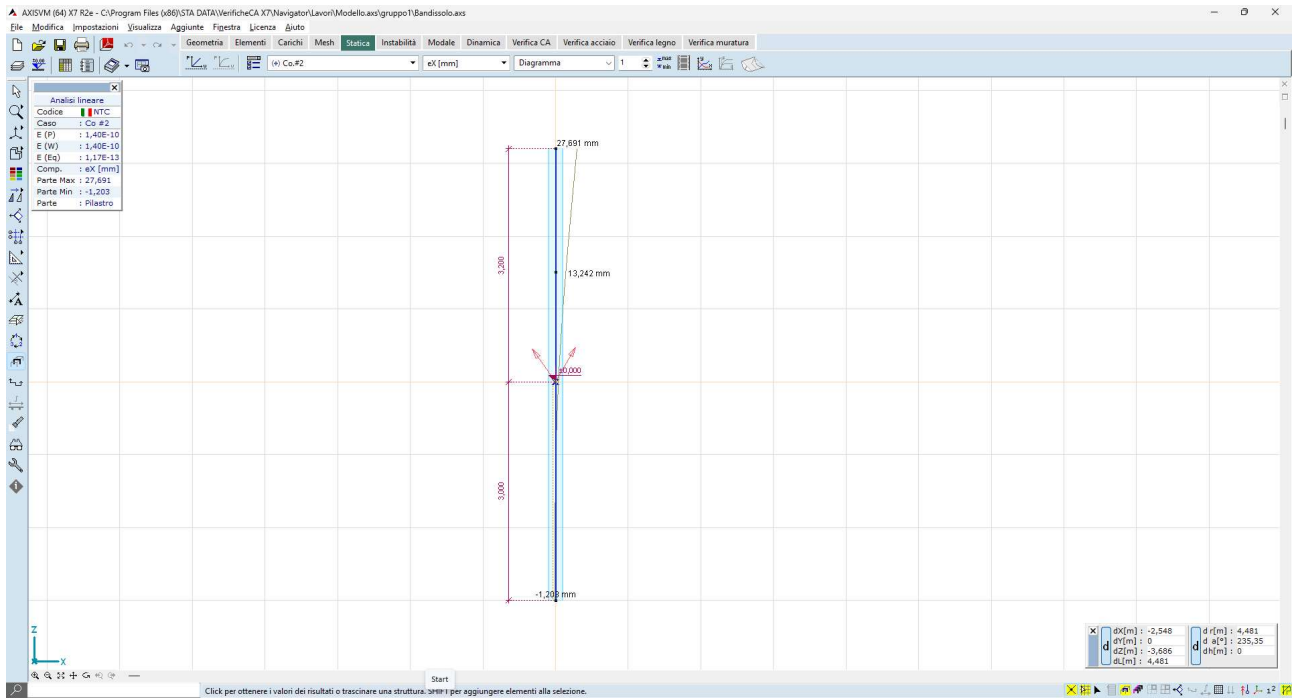


Figure 3-14: Co uplift - Spostamenti montante – ex al piano 0,00 trascurabile | ex in testa 28 mm

### 3.1.5.2 Sollecitazioni

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore a elementi finiti:

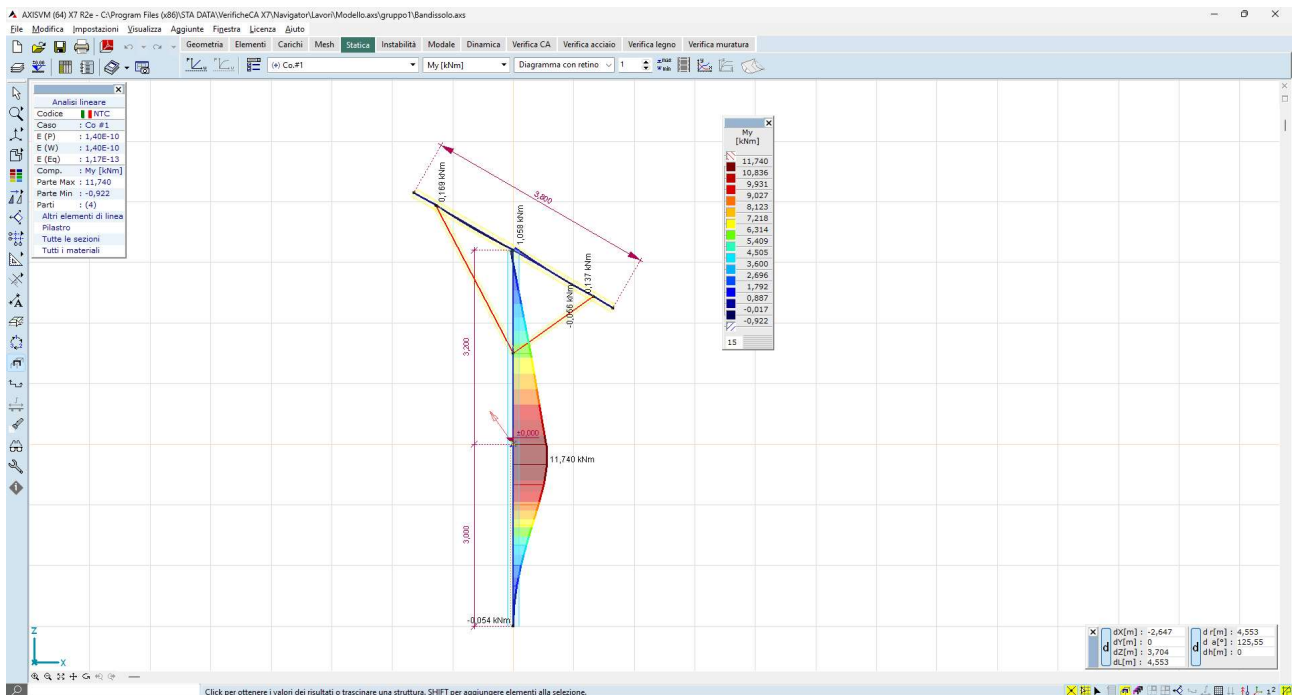


Figure 3-15: Co 1\_momenti My – valori massimi 11,7 kN\*m



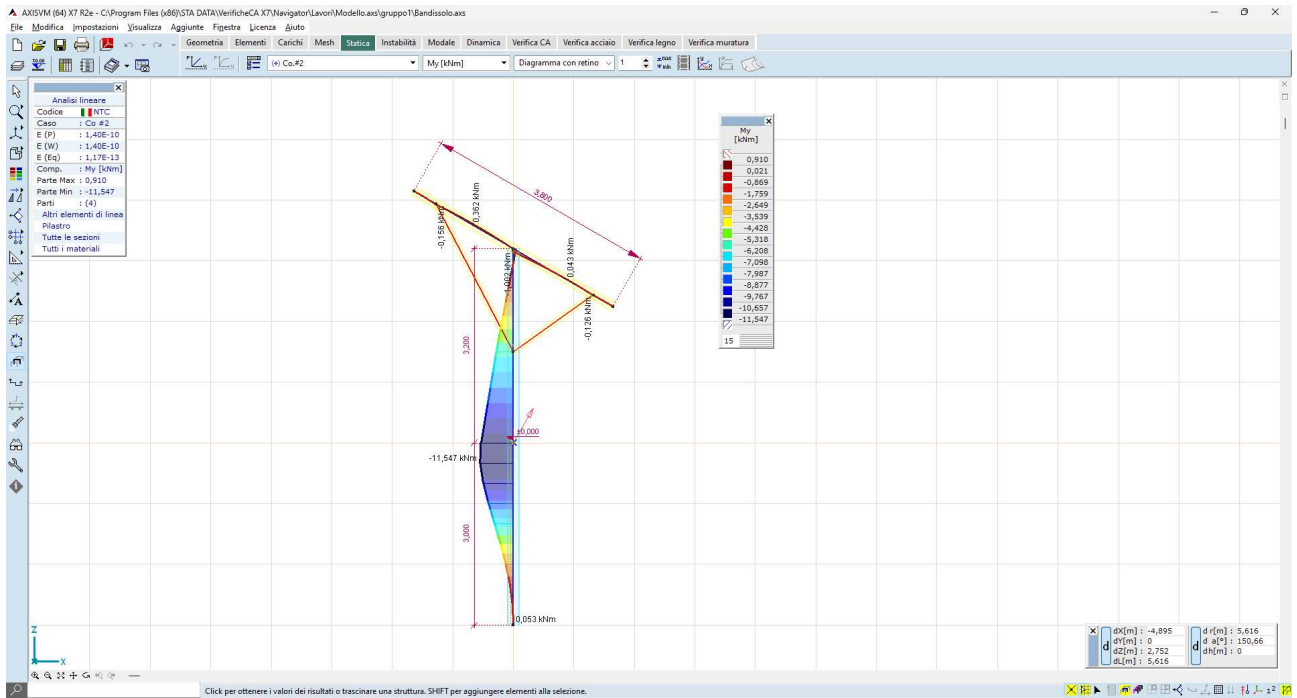


Figure 3-16: Co 2\_momenti My – valori massimi 11,7 kN\*m

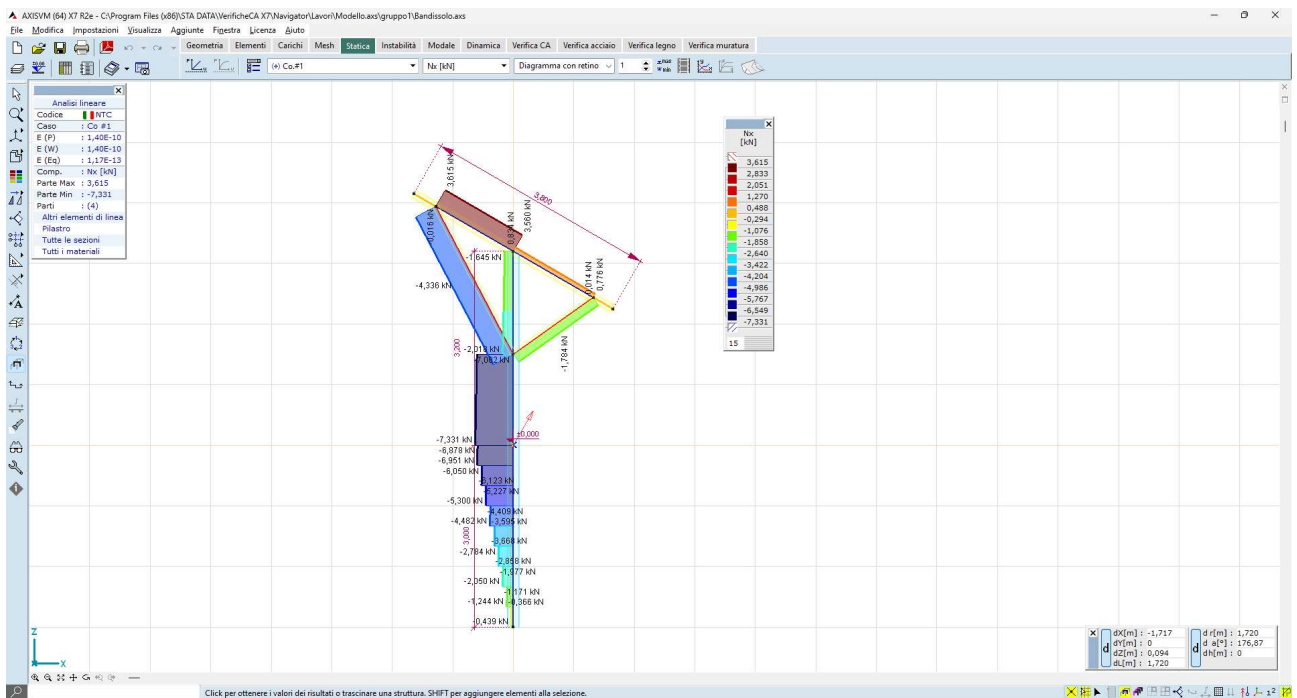


Figure 3-17: Co 1\_sforzi assiali Nx – valori massimi -7,3 kN

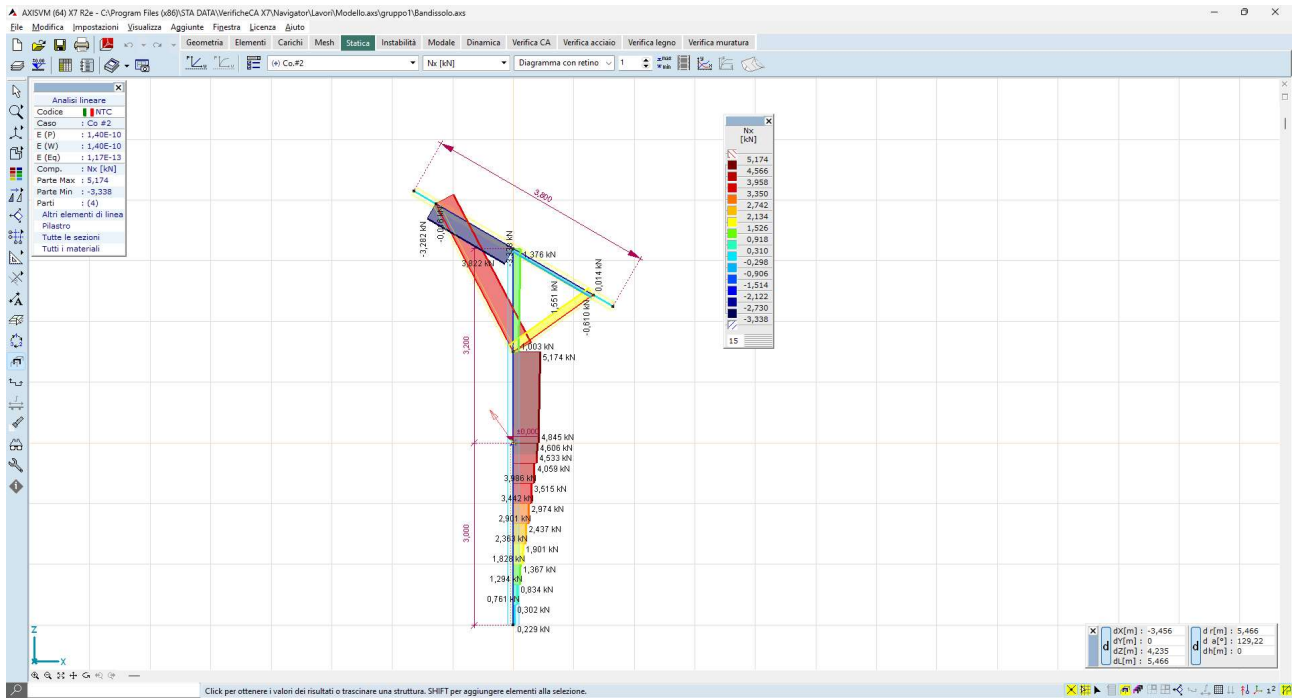


Figure 3-18: Co 2\_sforzi assiali Nx – valori massimi -5,2 kN

## 4. CABINATI

### 4.1 CONTAINER BATTERIE

#### 4.1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il container consiste di un manufatto unico, con tutte le apparecchiature già installate a bordo, da appoggiarsi direttamente sulla fondazione.

La tabella e la figura di sotto riportano a titolo esemplificativo le caratteristiche principali e la configurazione dei container batterie.

**Tabella 4-1: Dimensioni container batterie**

Container Batterie	
Dimensioni Container	6,82 x 2,44 x 2,9 mt
Peso Container	41.000 kg



Figura 4-1: Tipico container batterie

Nel caso in oggetto, si vuole tenere la quota del piano finito del container al di sopra del p.c. circostante, ed esattamente a quota di +1,5mt rispetto al p.c., condizione che preserva il manufatto dai potenziali fenomeni alluvionali.

Le viste e le sezioni dei container batterie sono illustrate nella TAV02\_25c dove è mostrata l'elevazione rispetto al piano campagna.



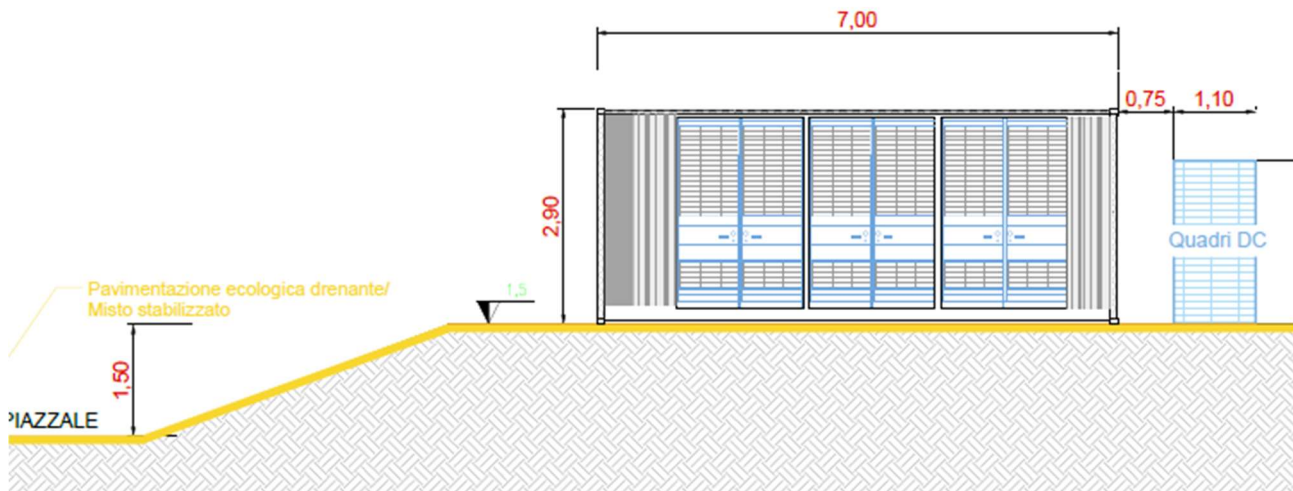


Figura 4-2: Vista cabinato BESS su rilevato

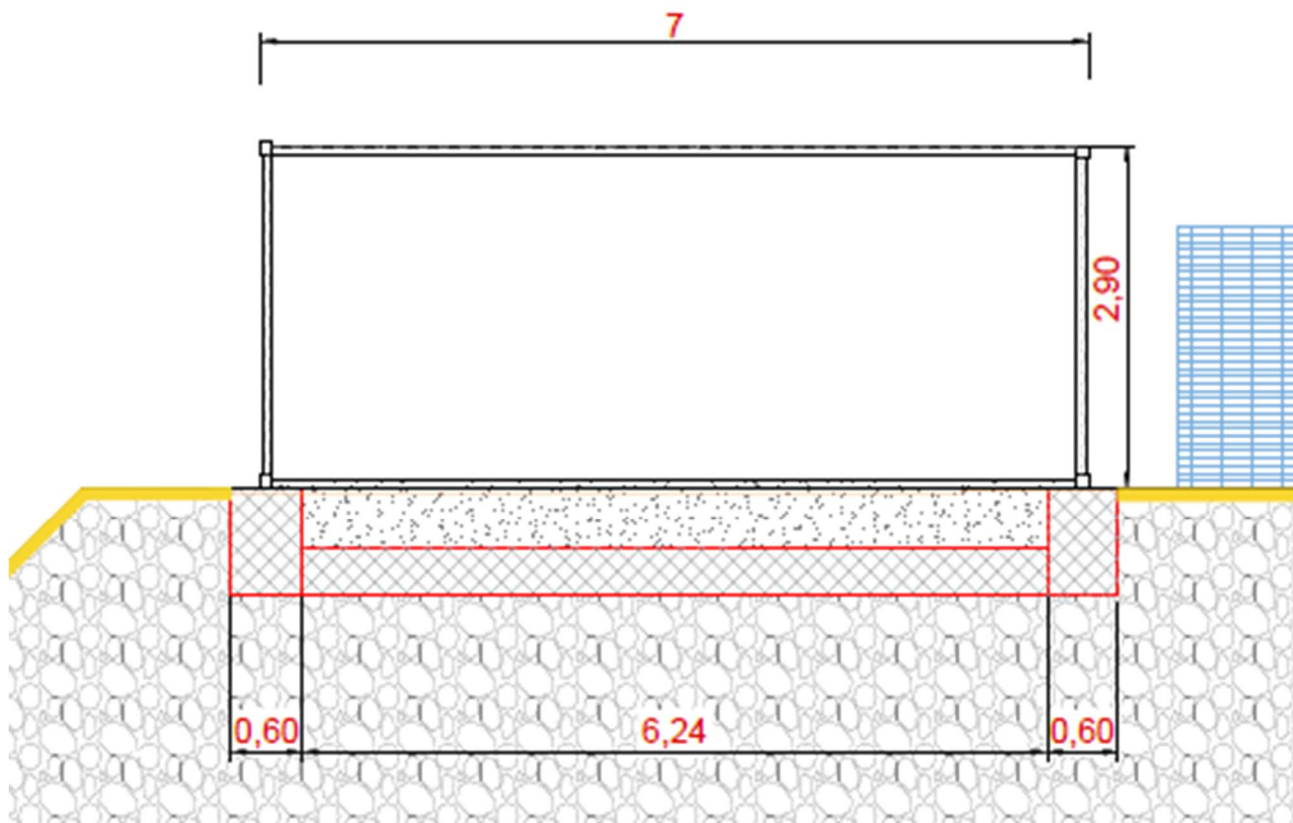


Figura 4-3: Sezione fondale cabinato BESS

#### 4.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

La struttura fondale è modellata per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 30x60 estradossate rispetto al piano della platea.

L'ingombro in pianta è di 7,40 x 2,60 mt.

Il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti è del tipo platea 2D su suolo elastico alla Winkler,

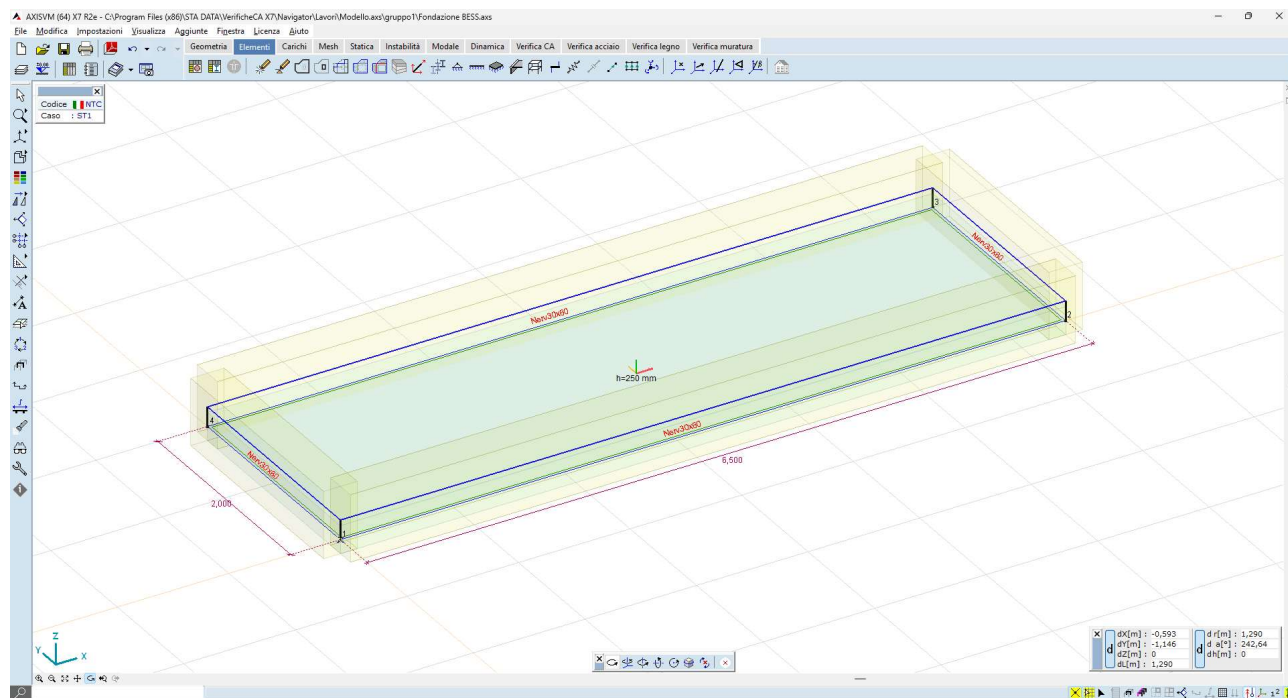


Figura 4-1: Fondazione BESS – vista 3D

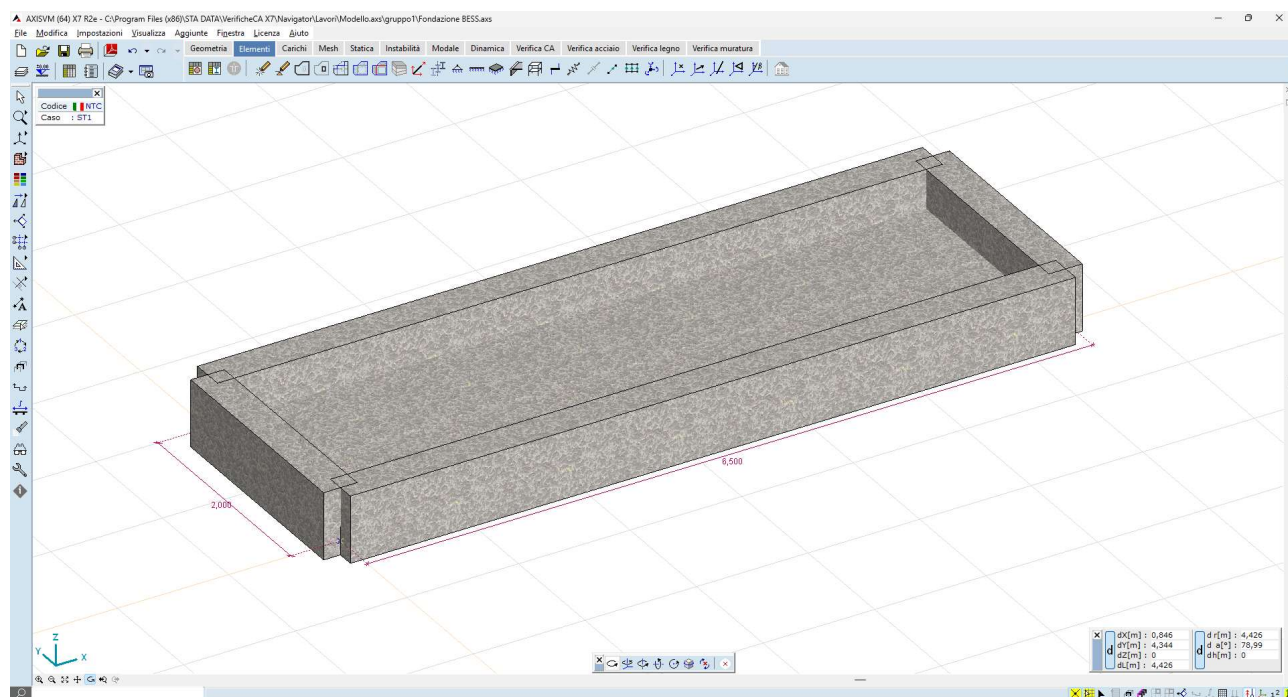


Figura 4-2: Fondazione BESS – vista render

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

- $k_{vert} = 5.000 \text{ daN/mq}$  (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato);
- $k_{orizz} = 500 \text{ daN/mq}$  (valore basso, in assenza di ammortamento laterale).

#### 4.1.3 AZIONI DI PROGETTO

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

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

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

- Peso proprio lordo container 41,00 tonn.

Il peso lordo del manufatto viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale:

$$P = 41,0 \times 1,5 = 61,5 \text{ tonn [615 kN]}$$

Questo peso viene ripartito sui n.4 appoggi, come riportato nella seguente tabella:

**Tabella 4.1 Peso ripartito per appoggio**

Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Qk	0	0	-150,00	0	0	0
Qk	0	0	-150,00	0	0	0
Qk	0	0	-150,00	0	0	0
Qk	0	0	-150,00	0	0	0

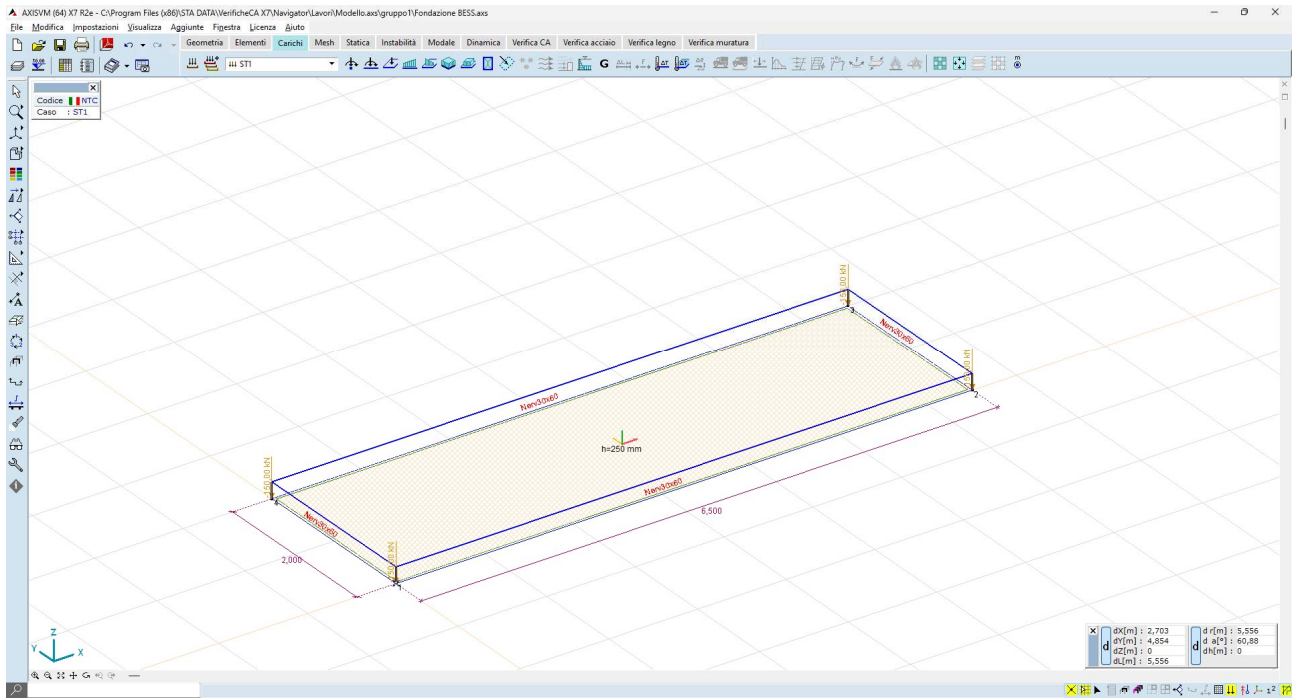


Figura 4-3 carichi concentrati nodali - scarichi al piede

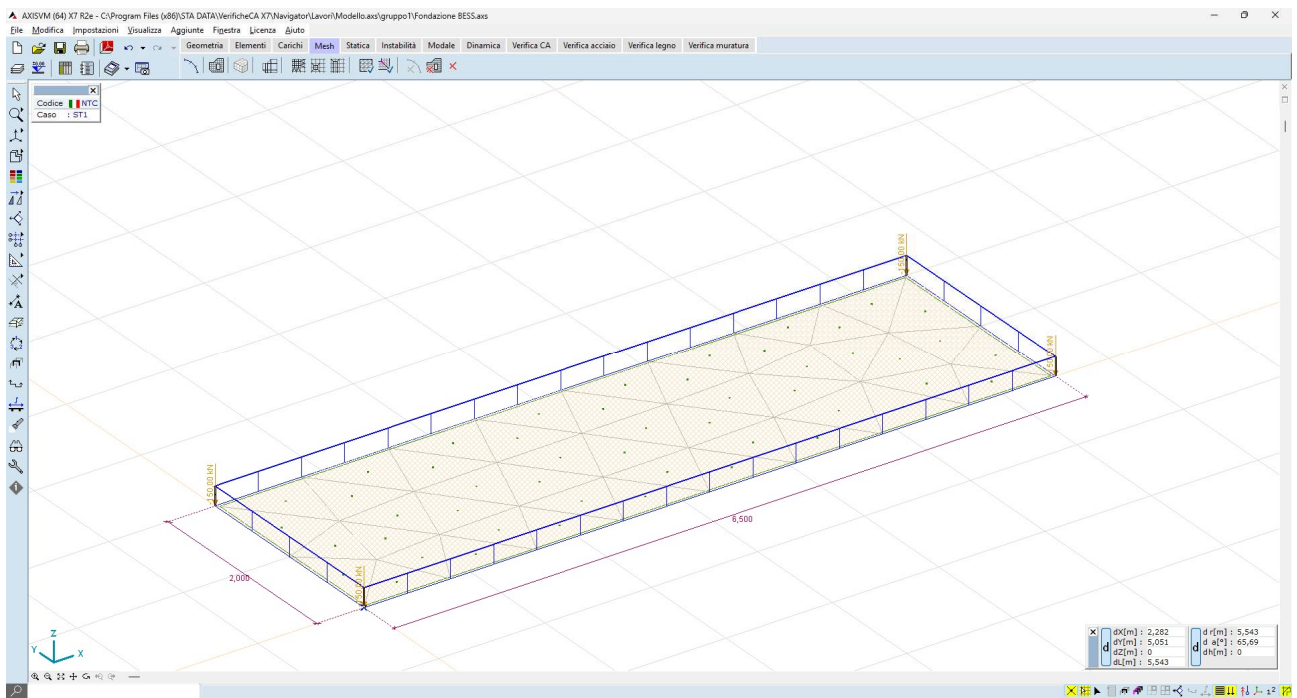


Figura 4-4 Generazione della mesh



#### 4.1.4 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:

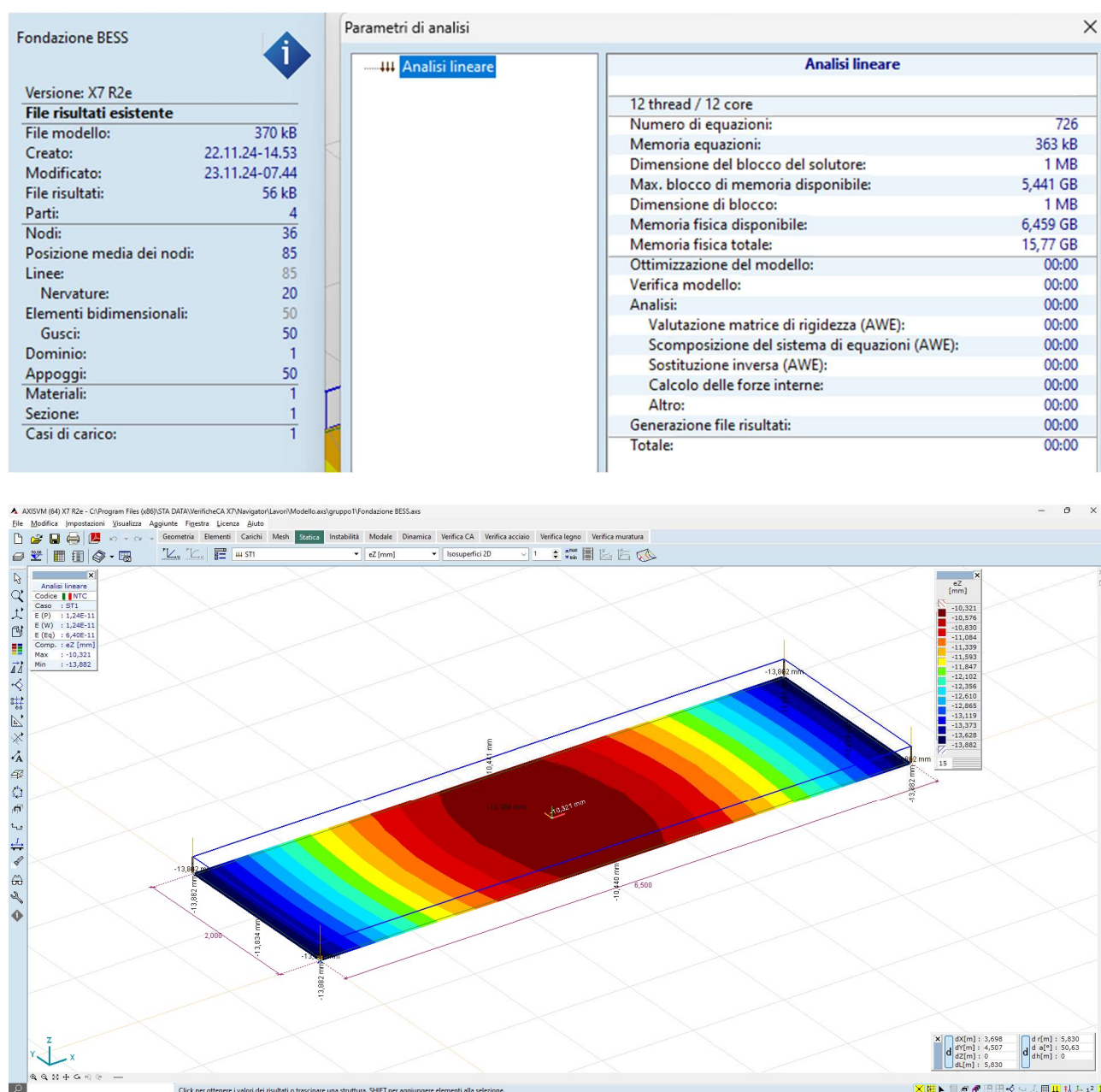
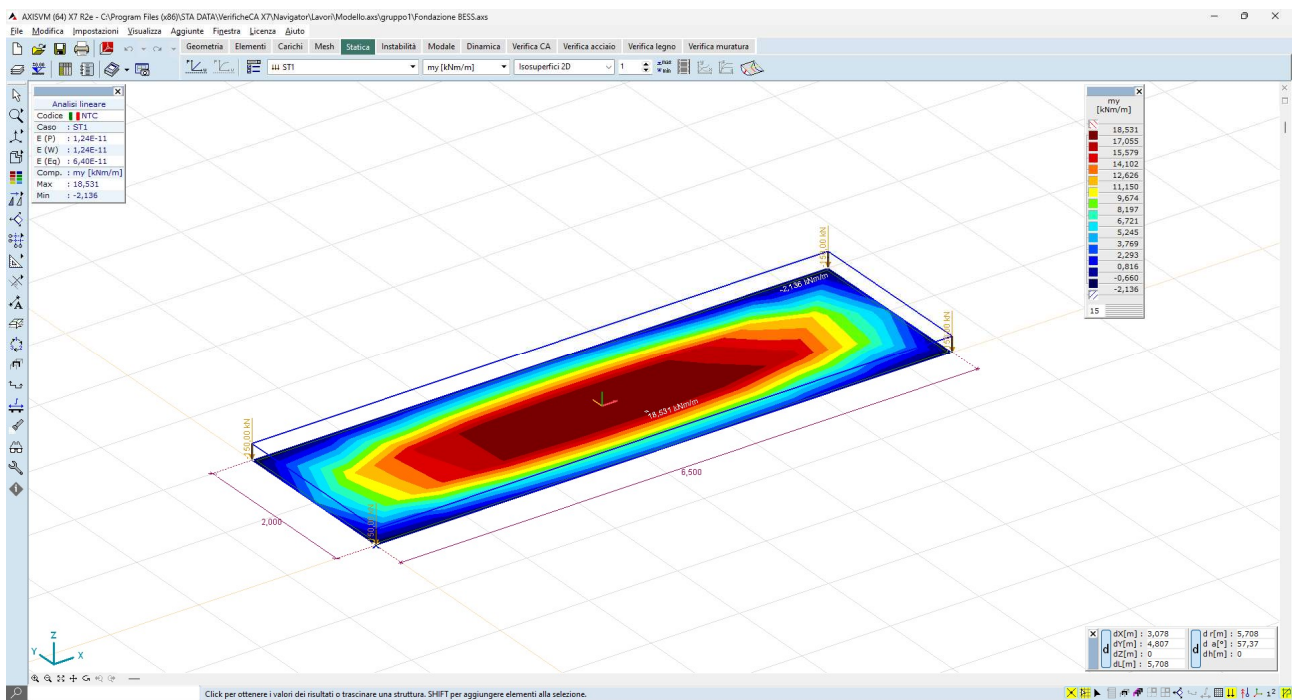
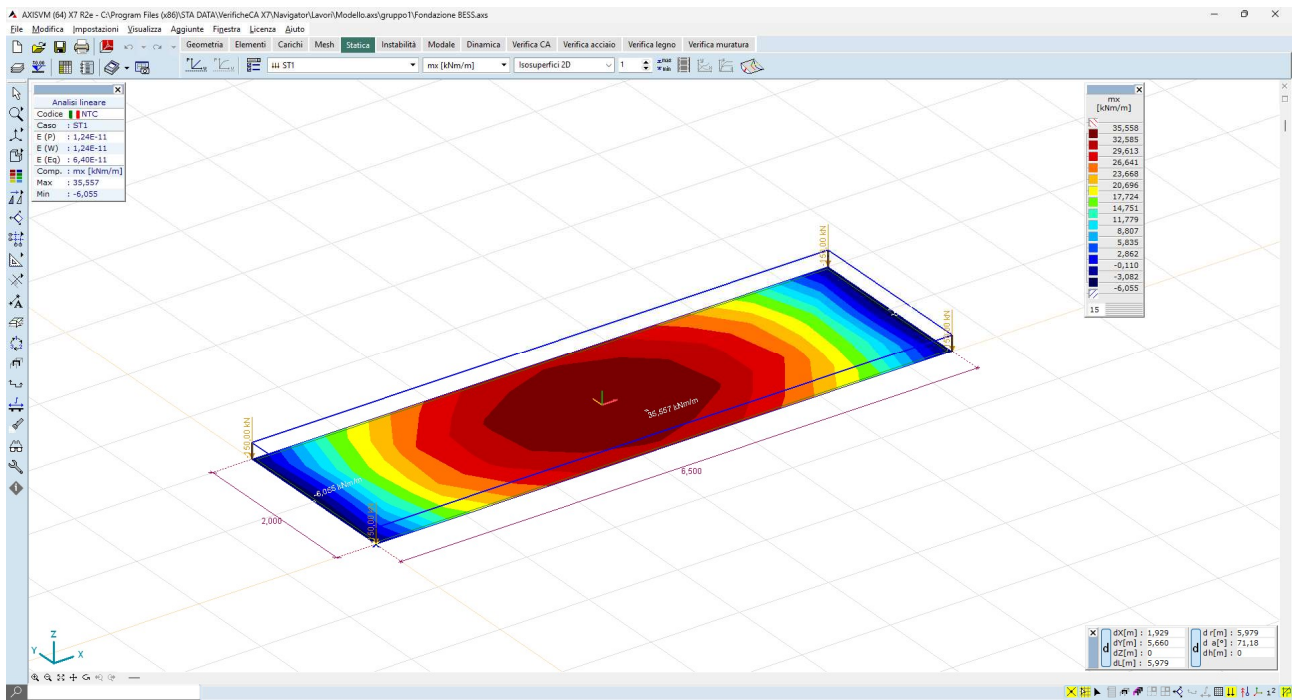


Figura 4-5 Deformazioni e linea elastica – eZ – valori max 13,8 mm



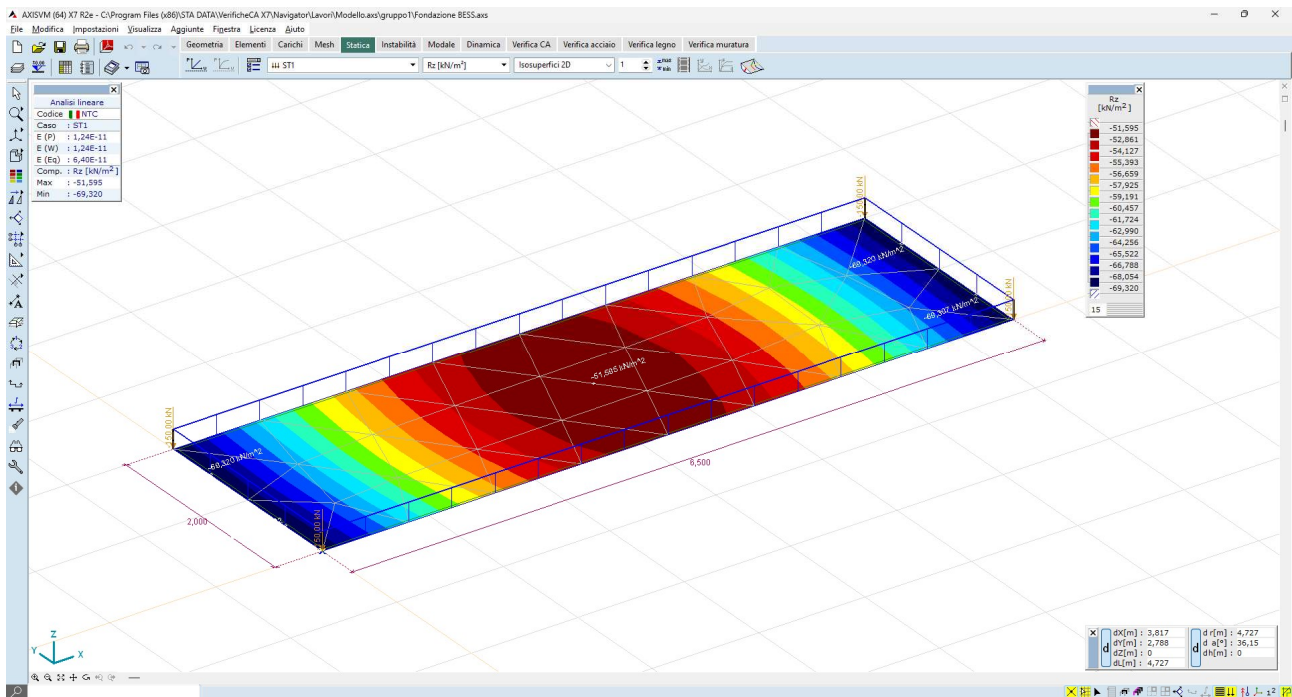


Figura 4-8 Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 69,0 kN/mq

#### 4.1.5 CONSIDERAZIONI DI TIPO GEOTECNICO

L'ipotesi di progetto è di impostare la fondazione direttamente sul rilevato in materiale inerte, la cui quota è circa a +150 cm dal p.c. circostante. Il tutto al fine di preservare il container da potenziali fenomeni di allagamento e/o eventi alluvionali improvvisi.

Al fine di attestare il rilevato su un substrato geologico idoneo, si dovrà prevedere la bonifica di un volume di terreno fino alla profondità di circa -0,80 cm da p.c., o comunque al di sotto della coltre di terreno vegetale.

## 4.2 GRUPPO DI CONVERSIONE CC/CA (POWER STATIONS)

### 4.2.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

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

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



Figura 4-9 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 coincide con il p.c. stesso.

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

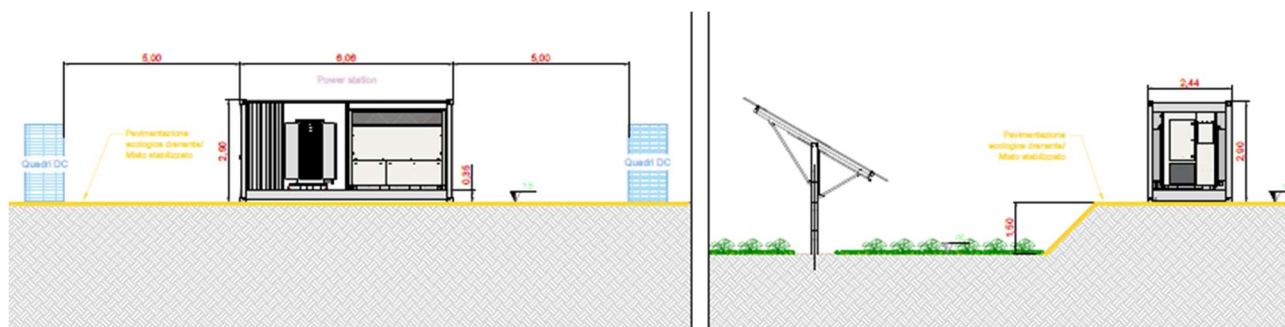


Figura 4-10 vista di progetto - Power station



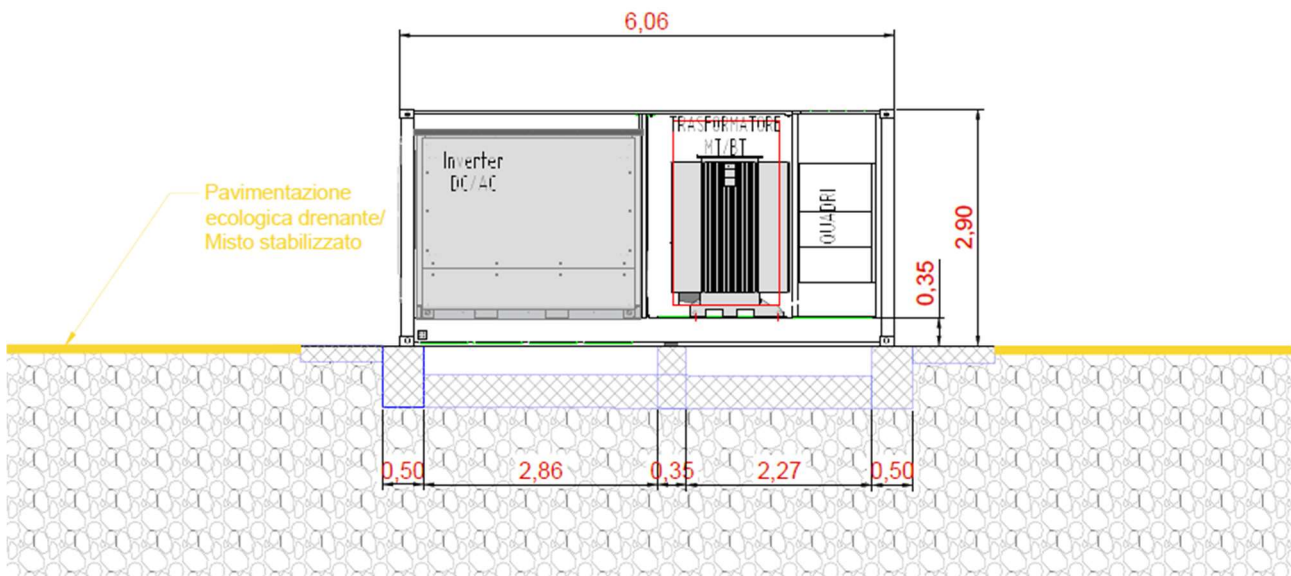


Figura 4-11 Sezione di progetto - fondazione Power station

#### 4.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Le strutture fondali sono modellate per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 60 x 30. L'ingombro in pianta è di 6,0 x 2,5 mt.

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

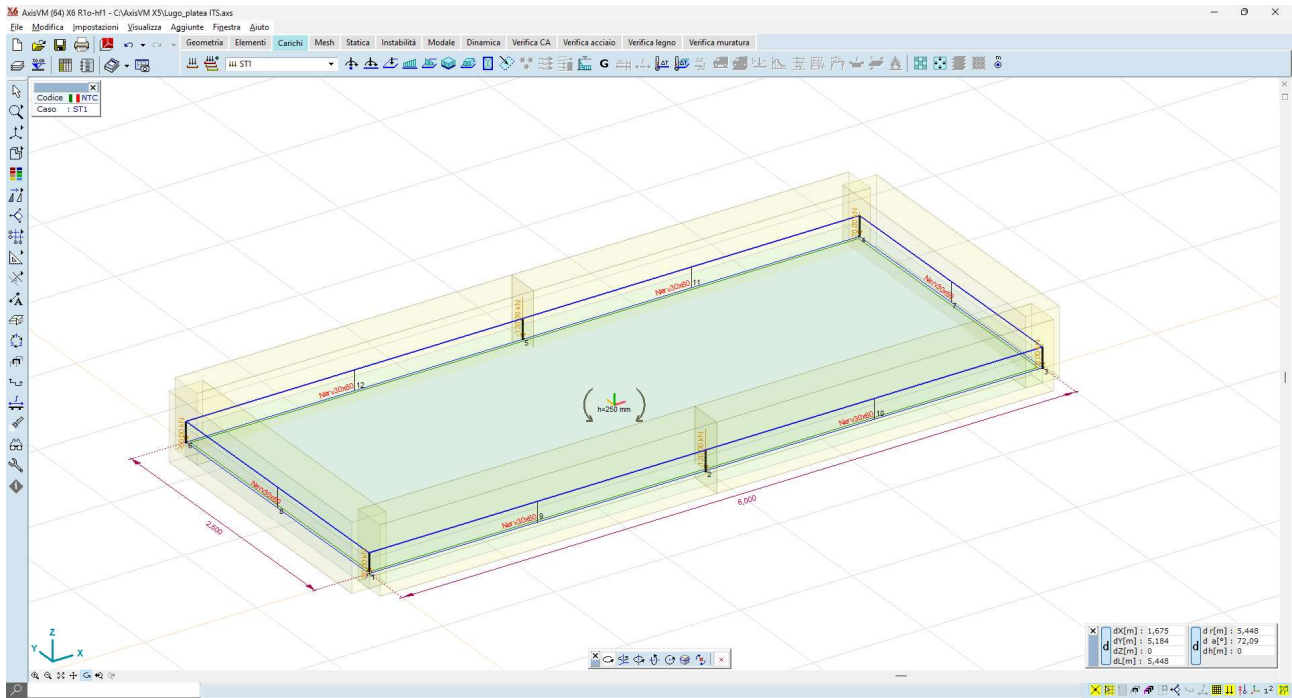


Figura 4-12 Fondazione Power station – vista 3D

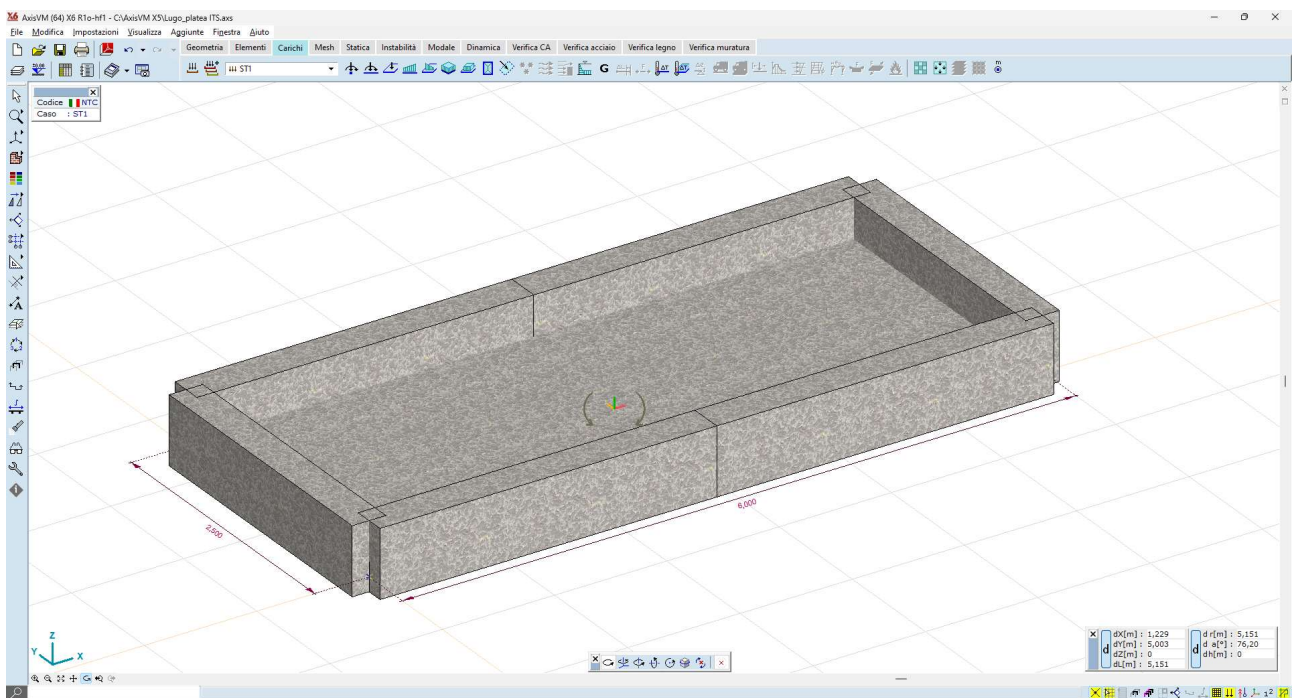


Figura 4-13 Fondazione Power station – vista render

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

- $k_{vert} = 5.000 \text{ daN/mq}$  (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato);
- $k_{orizz} = 500 \text{ daN/mq}$  (valore basso, in assenza di ammorsamento laterale).

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

#### 4.2.3 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.6 appoggi, come riportato nella seguente tabella:

Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Qk	0	0	-50,00	0	0	0
Qk	0	0	-120,00	0	0	0
Qk	0	0	-70,00	0	0	0
Qk	0	0	-50,00	0	0	0
Qk	0	0	-120,00	0	0	0
Qk	0	0	-70,00	0	0	0

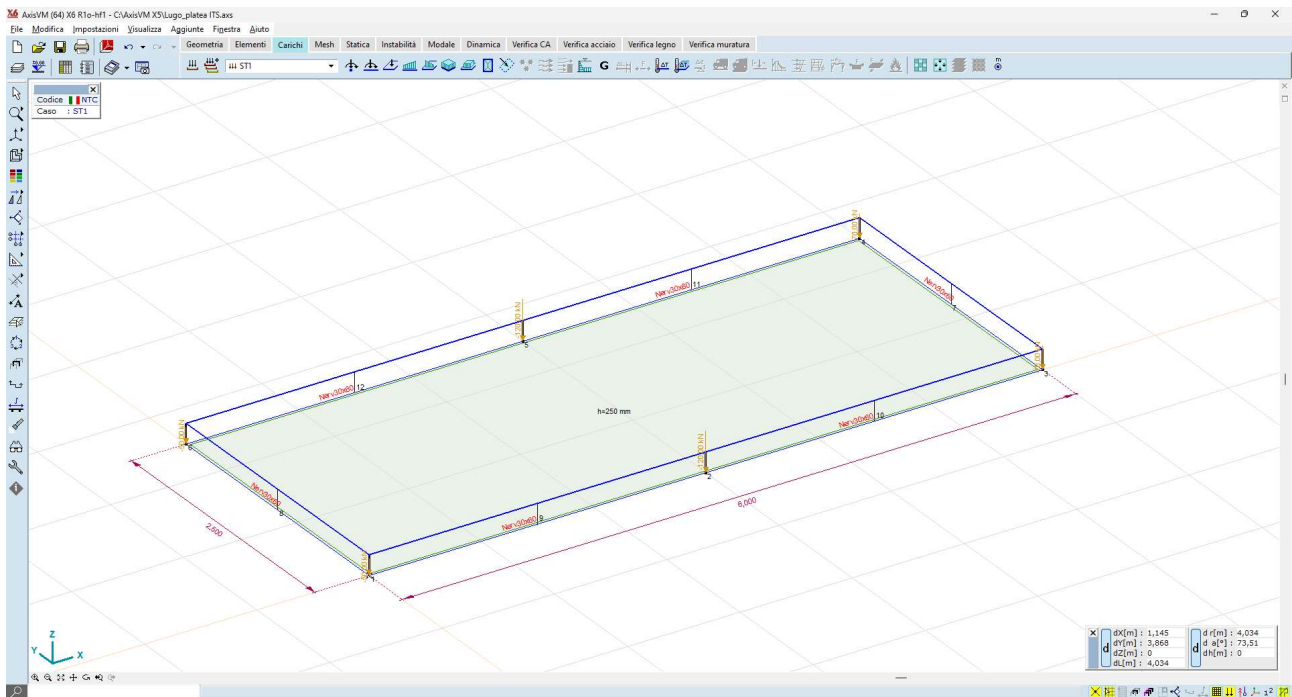


Figura 4-14 carichi concentrati nodali - scarichi al piede

#### 4.2.4 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:

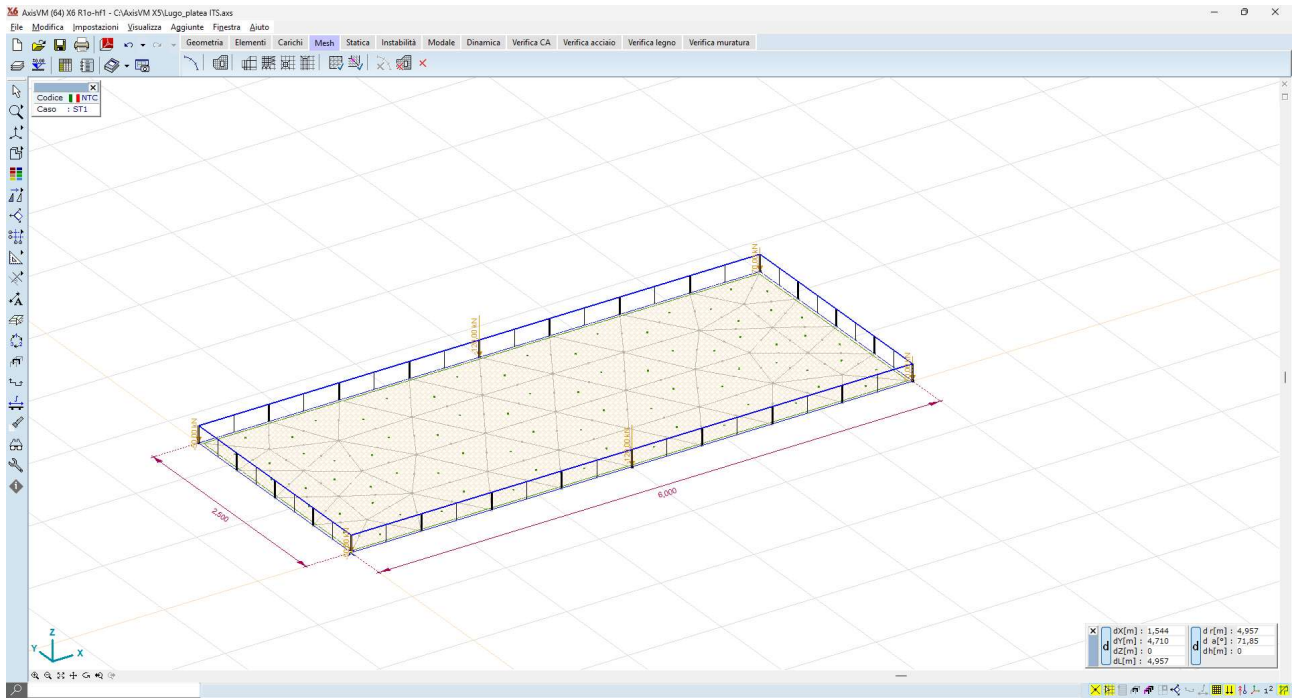


Figura 4-15 Generazione della mesh

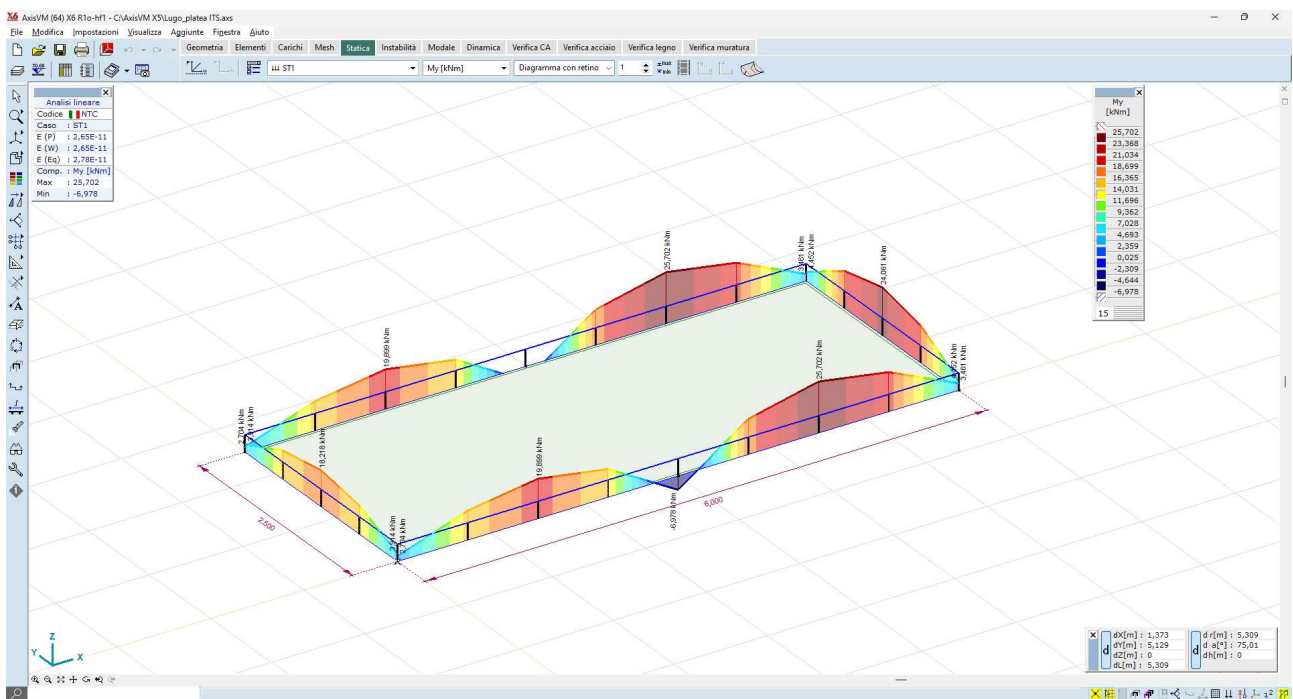


Figura 4-16 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 24kN\*m



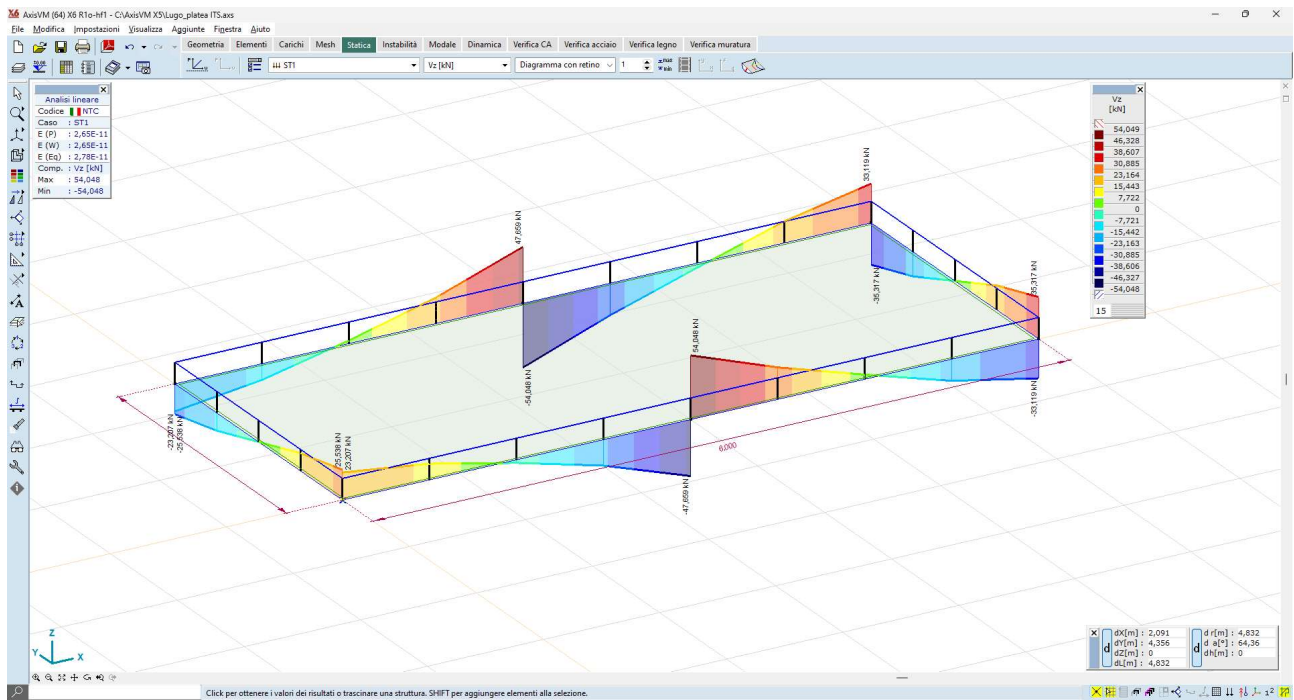


Figura 4-17 Sollecitazioni Nervature - Vz - valori max 46 kN

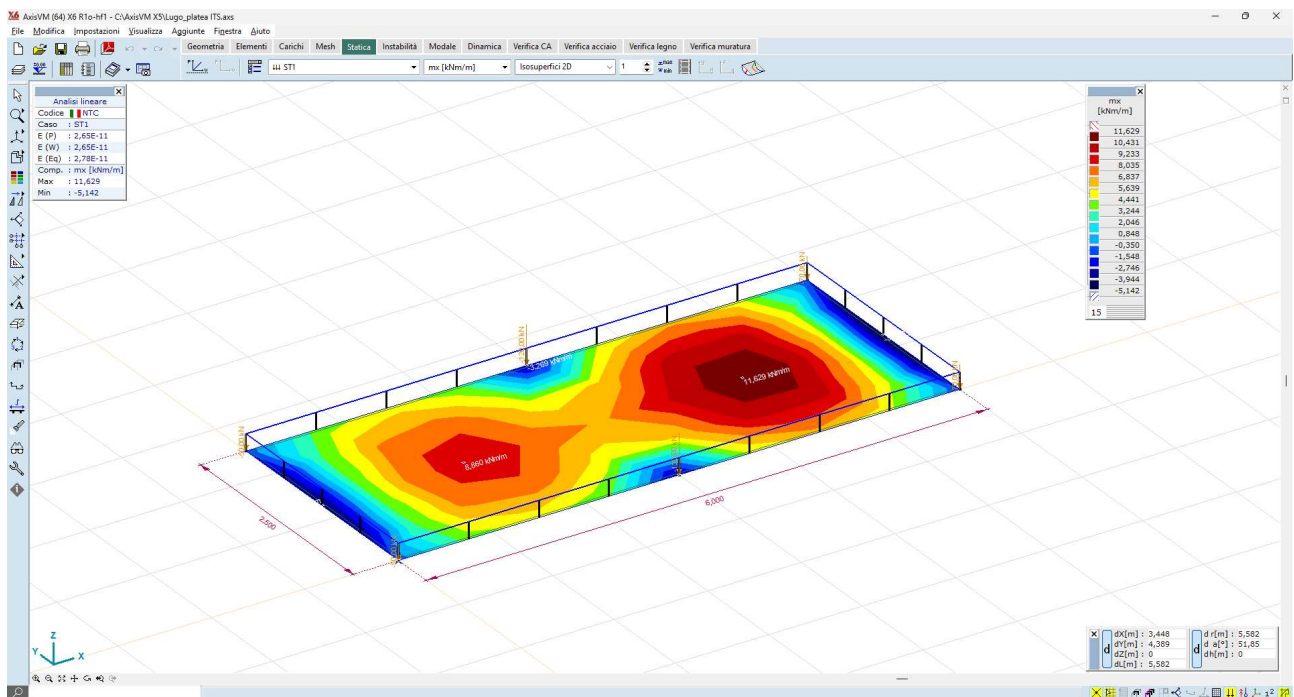


Figura 4-18 Sollecitazioni elemento plate - mx - valori max 10,4 kNm/m

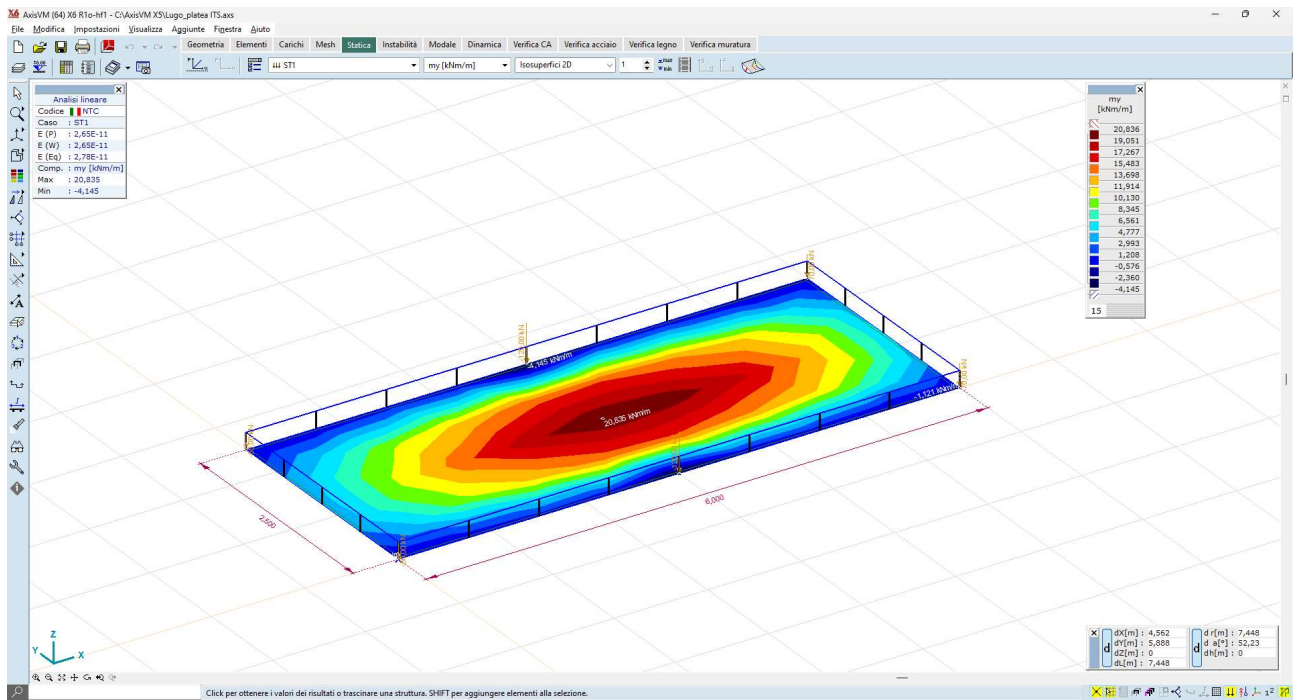


Figura 4-19 Sollecitazioni elemento plate - my - valori max 19,0 kNm/m

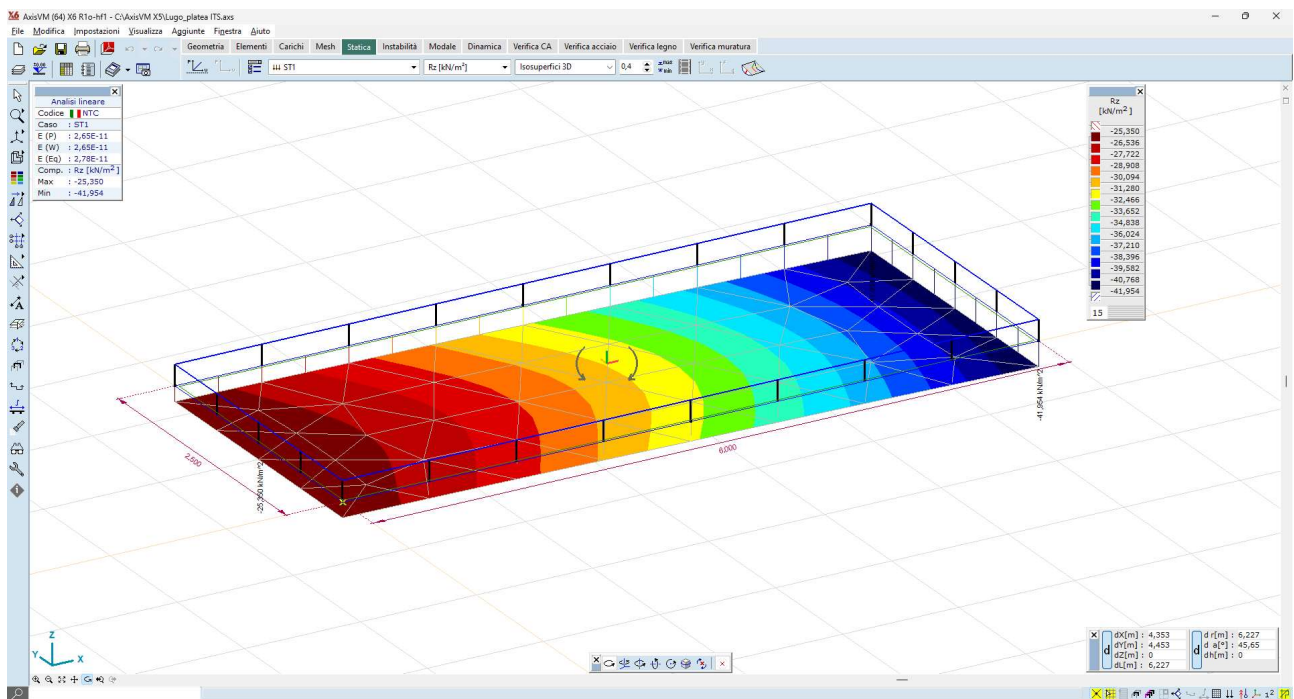


Figura 4-20 Valori delle reazioni al suolo - Rz - valori max 40,0 kN/mq

### 4.3 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 TAV02\_25e, con l’elevazione calcolata in base a studi idraulici e in relazione alle quote stradali circostanti l’area d’installazione.



Figura 4-4: 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.



## 4.4 SALA CONTROLLO E MAGAZZINO

### 4.4.1 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 4-21 Layout container magazzino e sala controllo

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

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

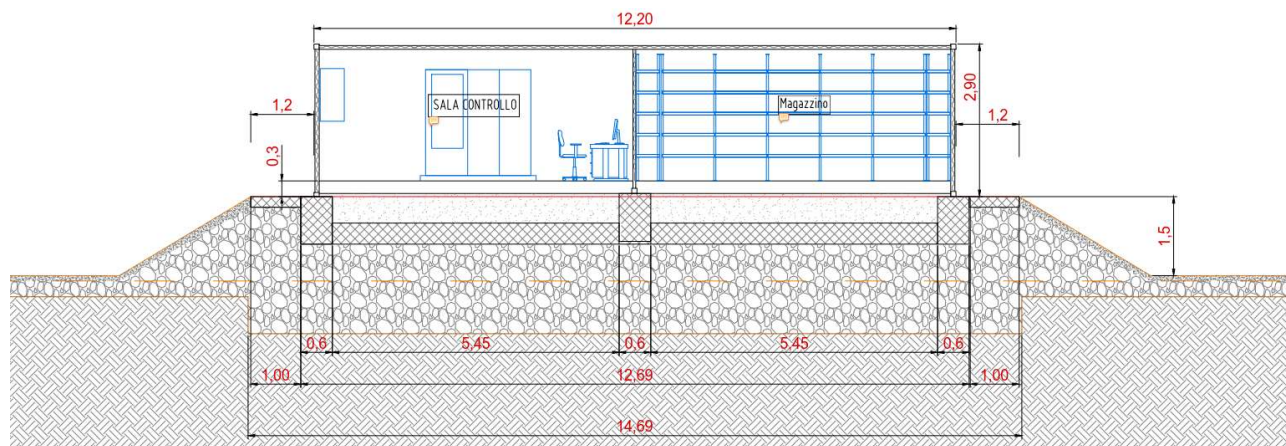


Figura 4-22 Sezione di progetto - fondazione control room

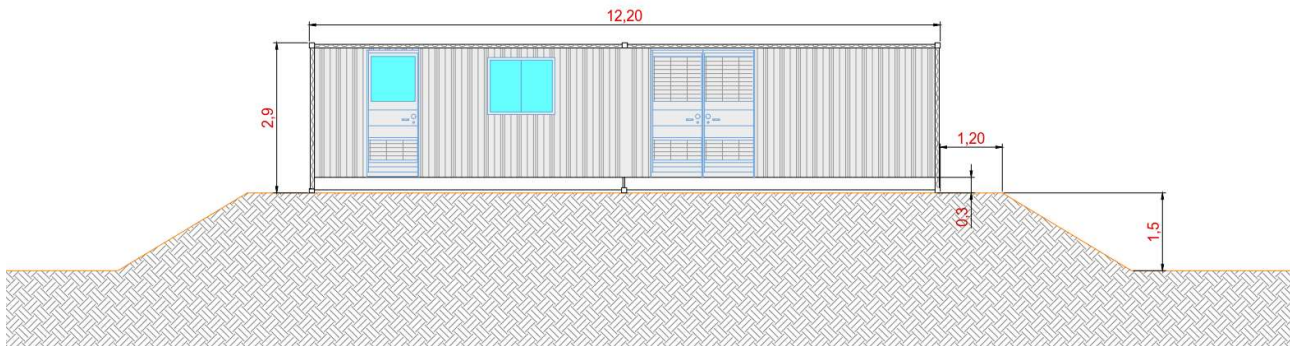


Figura 4-23 vista di progetto - Power station

#### 4.4.2 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.



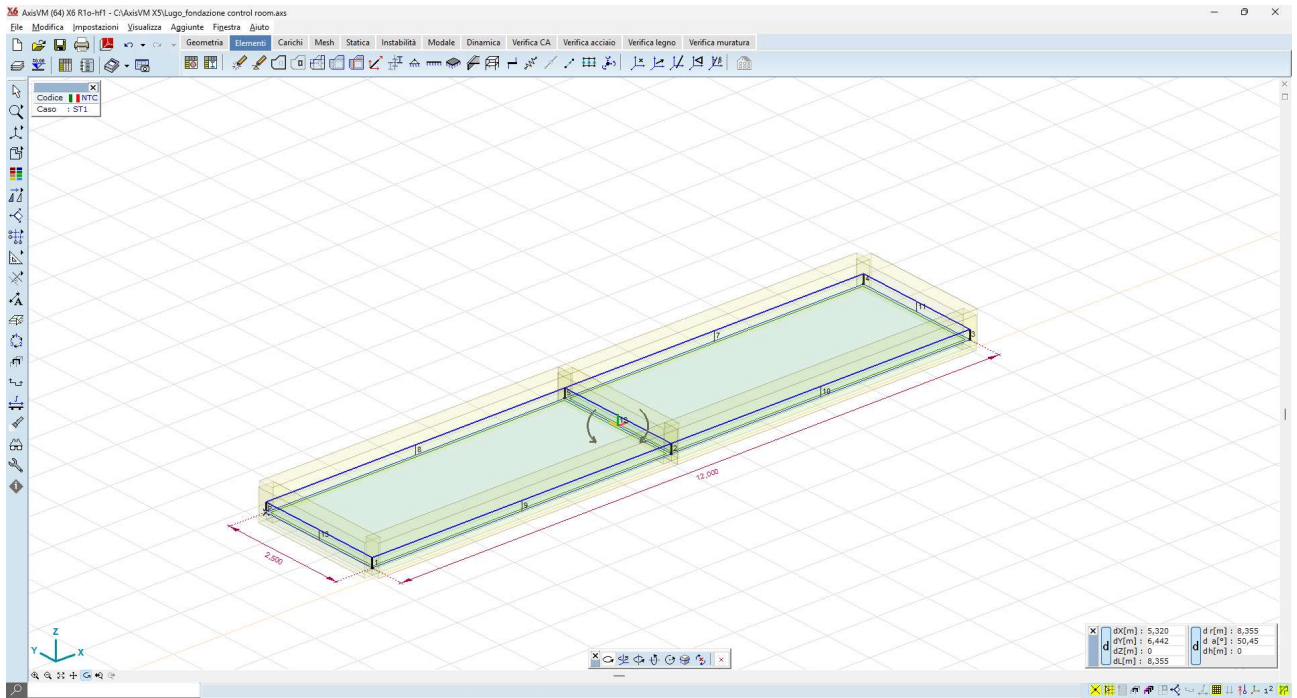


Figura 4-24 Fondazione Power station – vista 3D

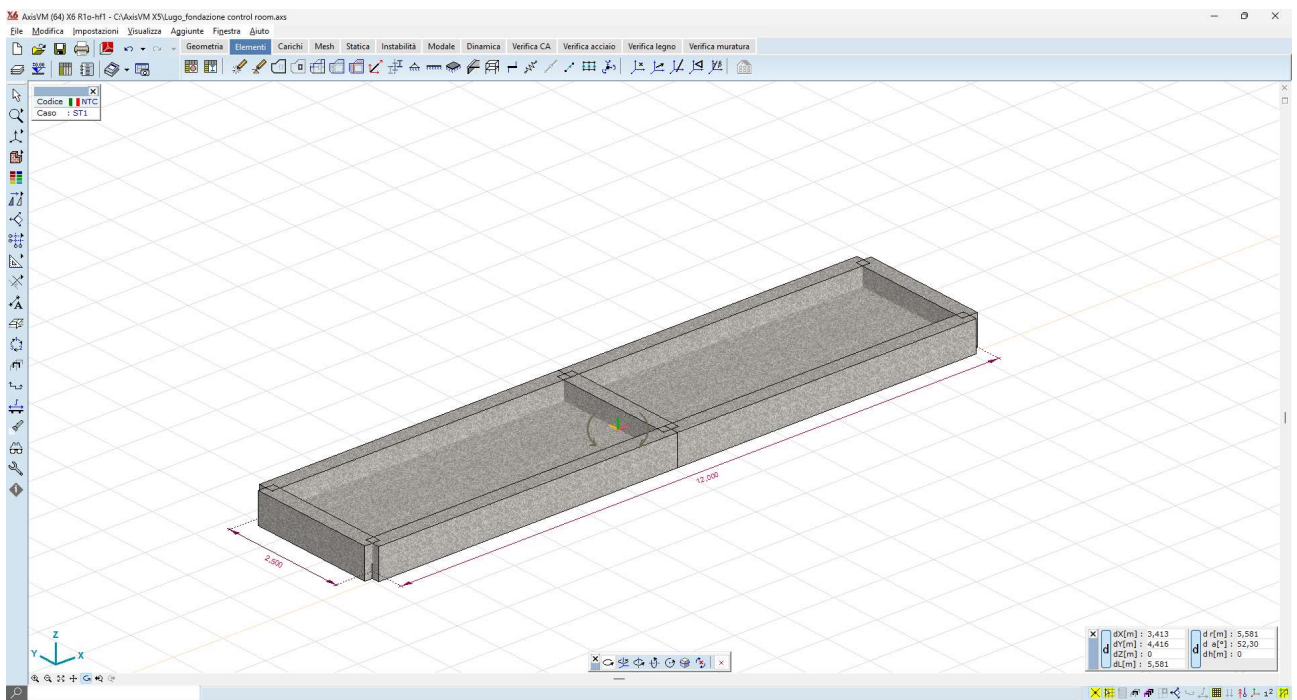


Figura 4-25 Fondazione Power station – vista render

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

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

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

#### 4.4.3 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  $3,0 \text{ tonn}.$

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

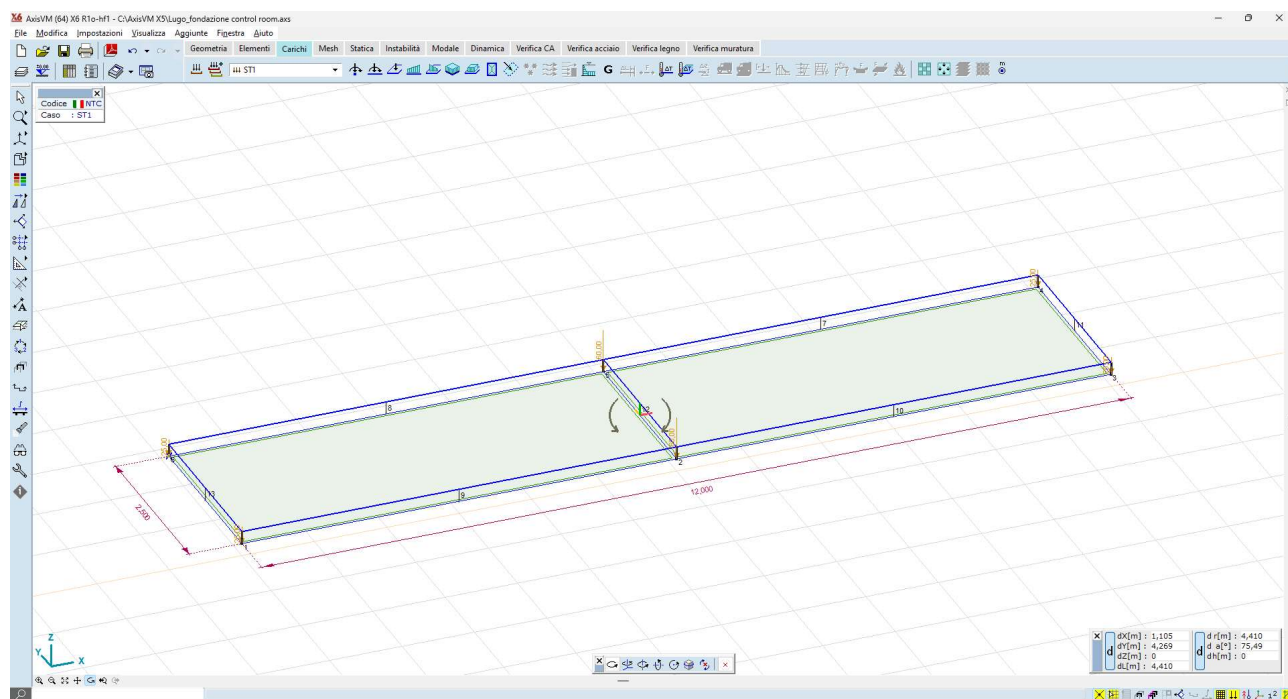


Figura 4-26 carichi concentrati nodali - scarichi al piede

#### 4.4.4 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:

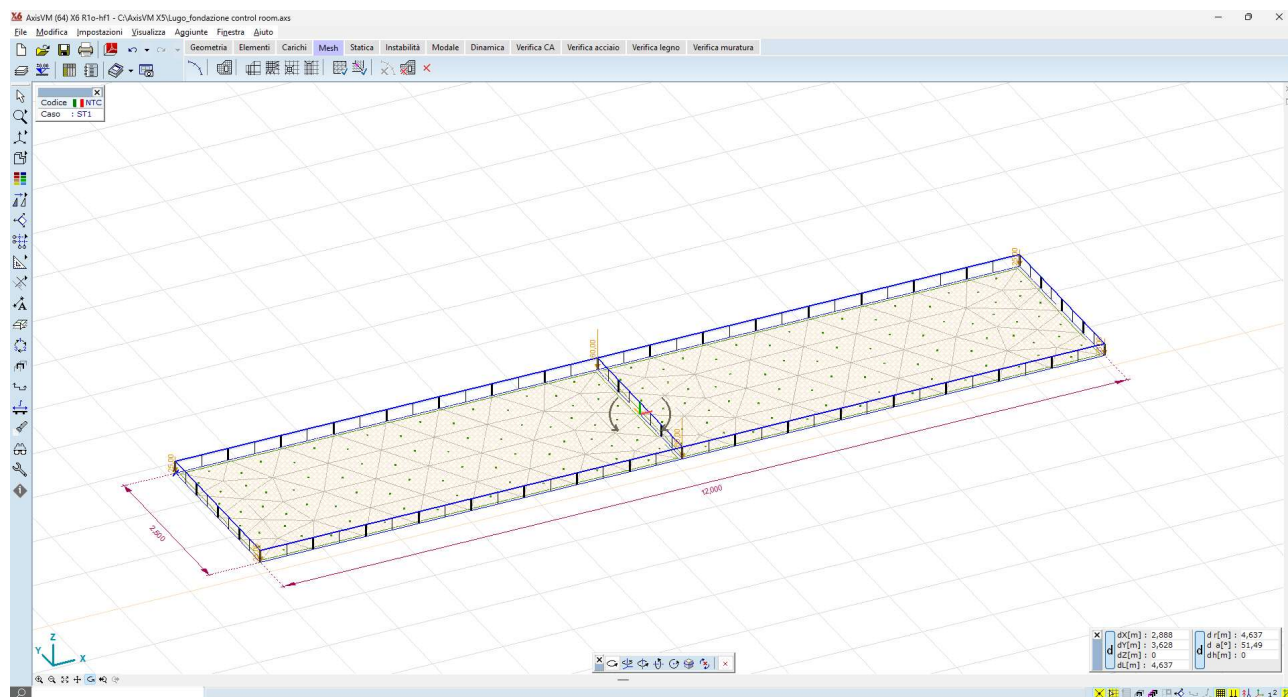


Figura 4-27 Generazione della mesh

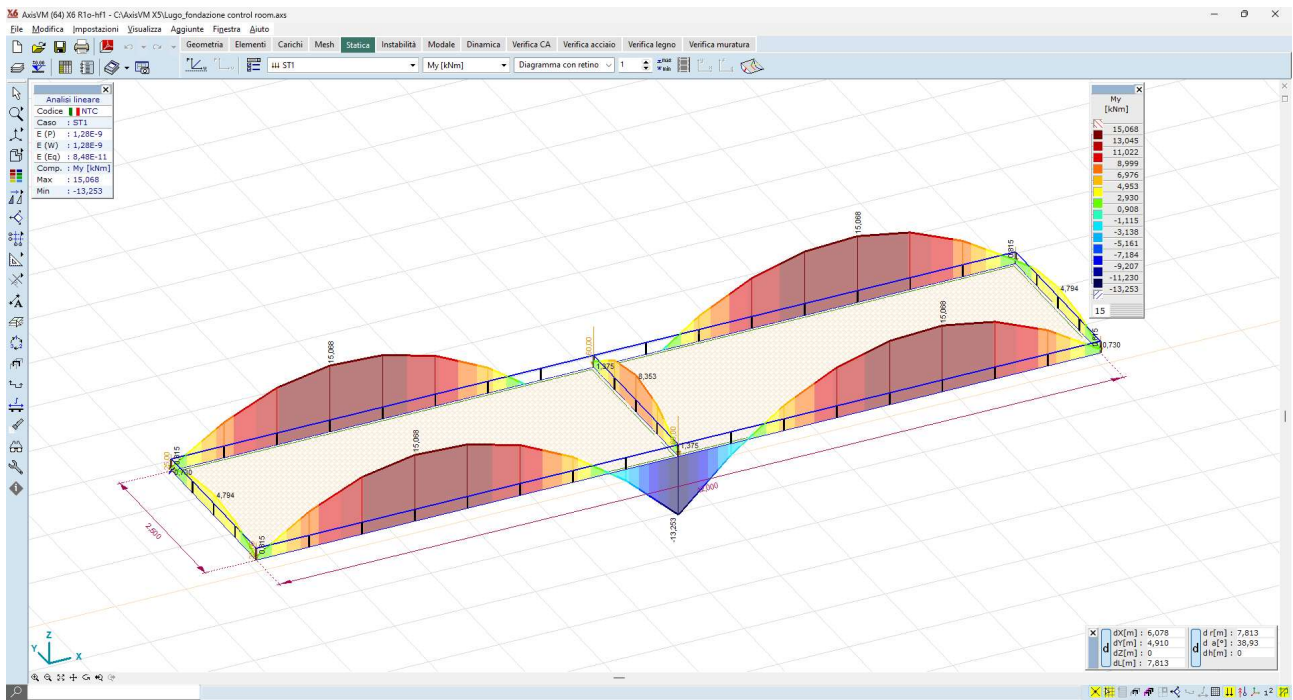


Figura 4-28 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 13,0 kN\*m

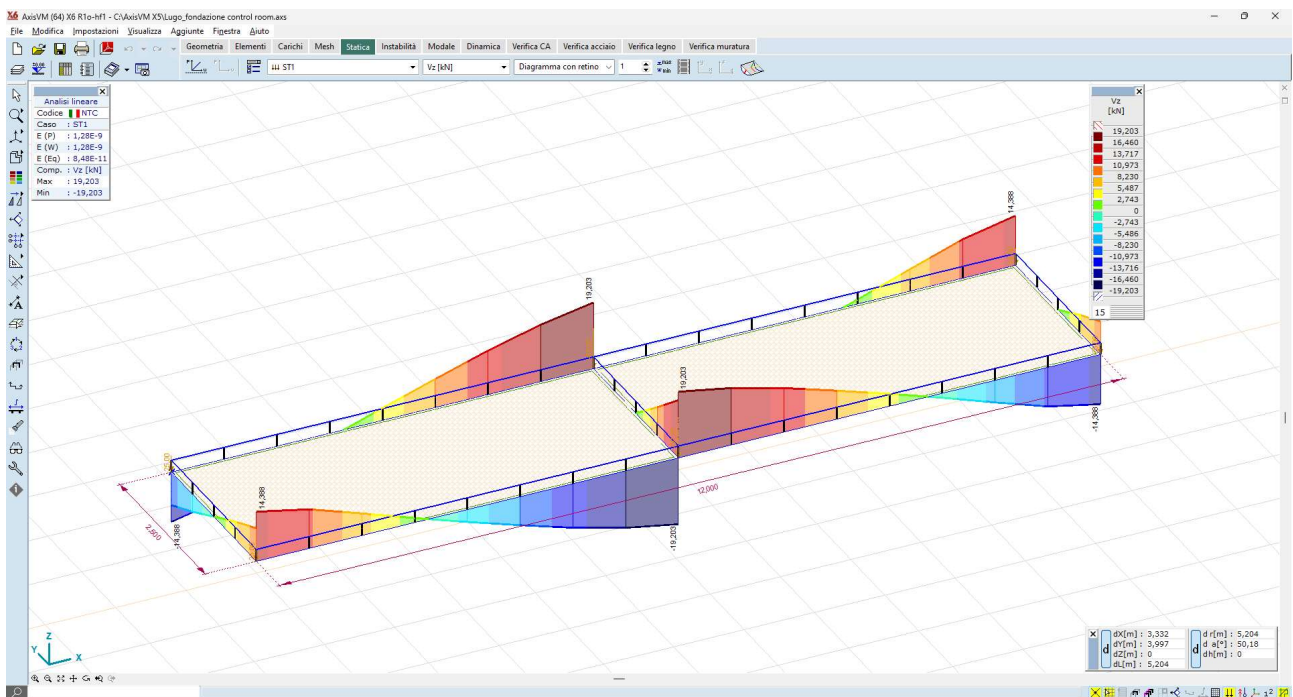


Figura 4-29 Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 16,4 kN



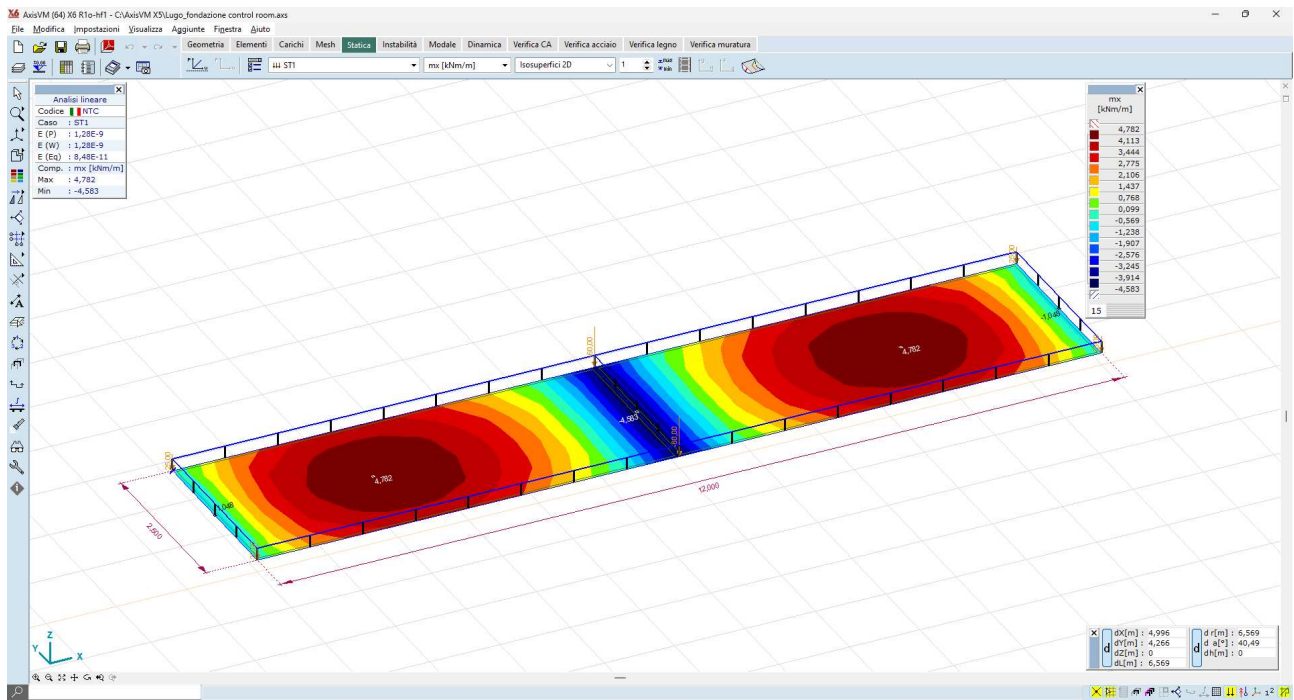


Figura 4-30 Sollecitazioni elemento plate - mx - valori max 4,0 kNm/m

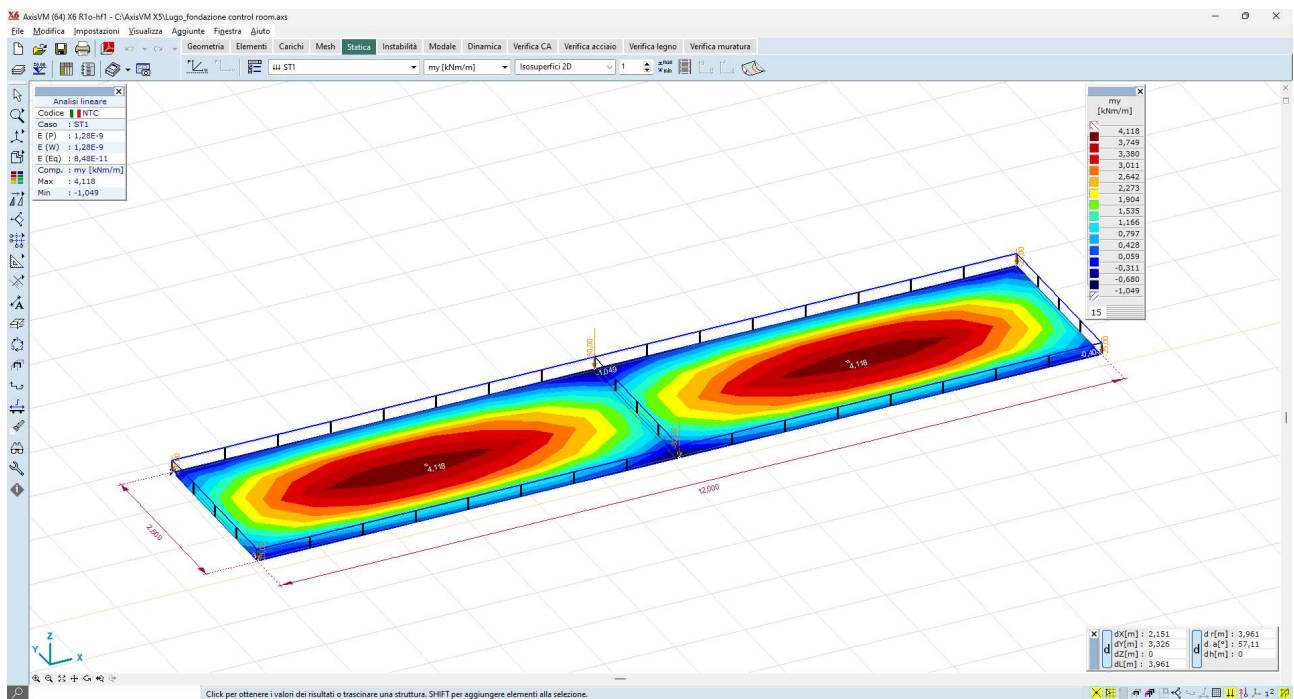
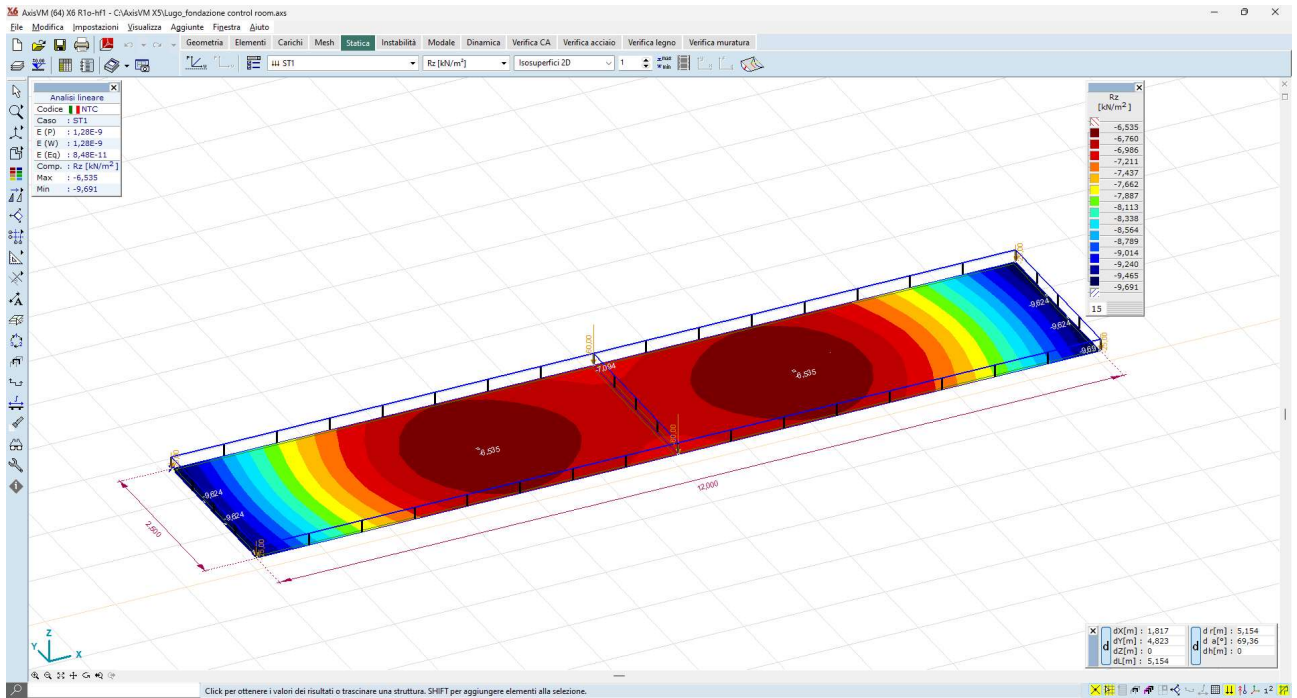


Figura 4-31 Sollecitazioni elemento plate - my - valori max 3,7 kNm/m





**Figura 4-32 Valori delle reazioni al suolo -  $R_z$  - valori max 9,0 kN/mq**

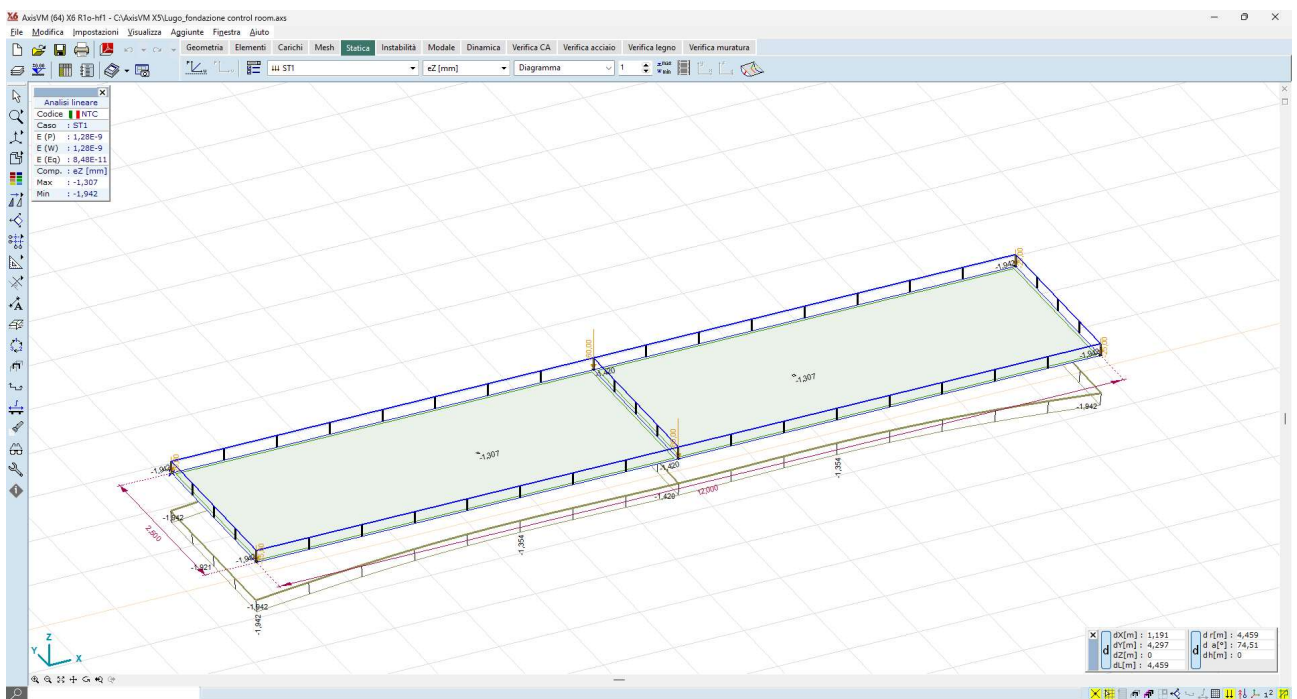


Figura 4-33 Valori degli spostamenti verticali - ez - valori medi 1,4 mm

## 4.5 CABINA UTENTE

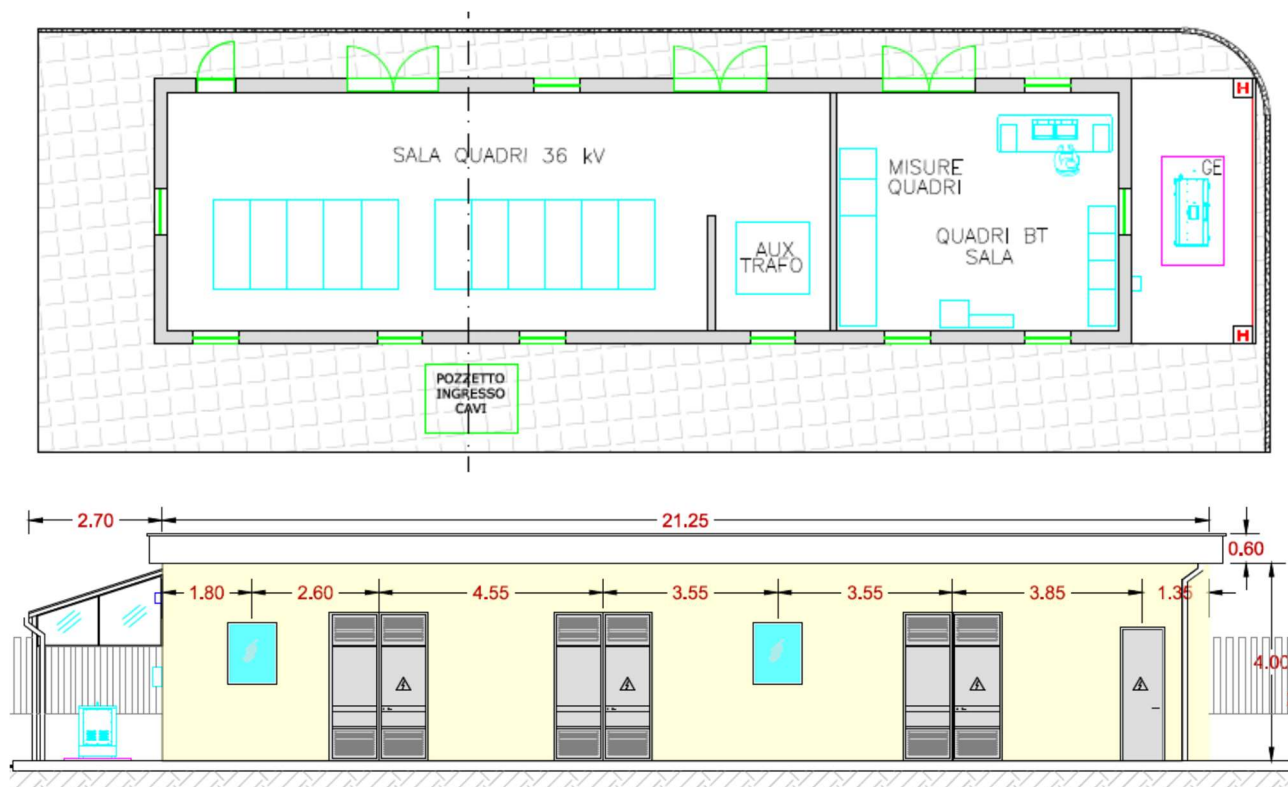
### 4.5.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nella parte nord-ovest dell'impianto verrà installata la Cabina Utente che occuperà una superficie di circa 120m<sup>2</sup>, 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 18 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 1,5 metri rispetto al piano campagna, in conformità alle indicazioni del Consorzio di Tav02\_27 "Rilievo piano altimetrico". La pianta e i vari prospetti dell'edificio sono illustrati nella TAV02\_25n "Tipico Cabina Utente".



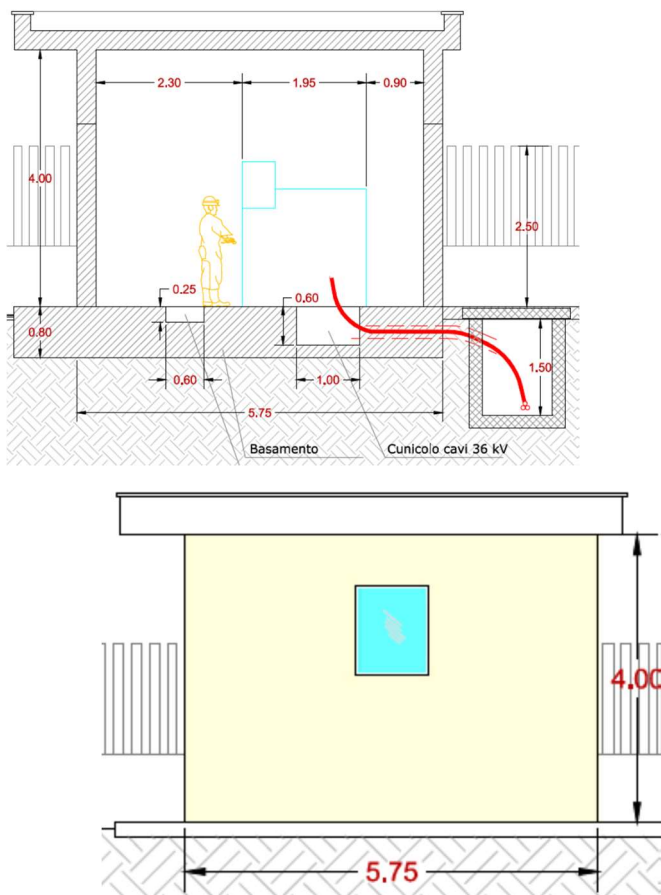


Figura 4-34 - viste edificio di comando – planimetria, prospetti, sezione

#### 4.5.2 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 rigidità:
  - 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 ammortamento 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 4-2: Elementi asta

	Nome	Figura	h [mm]	b [mm]	I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]
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

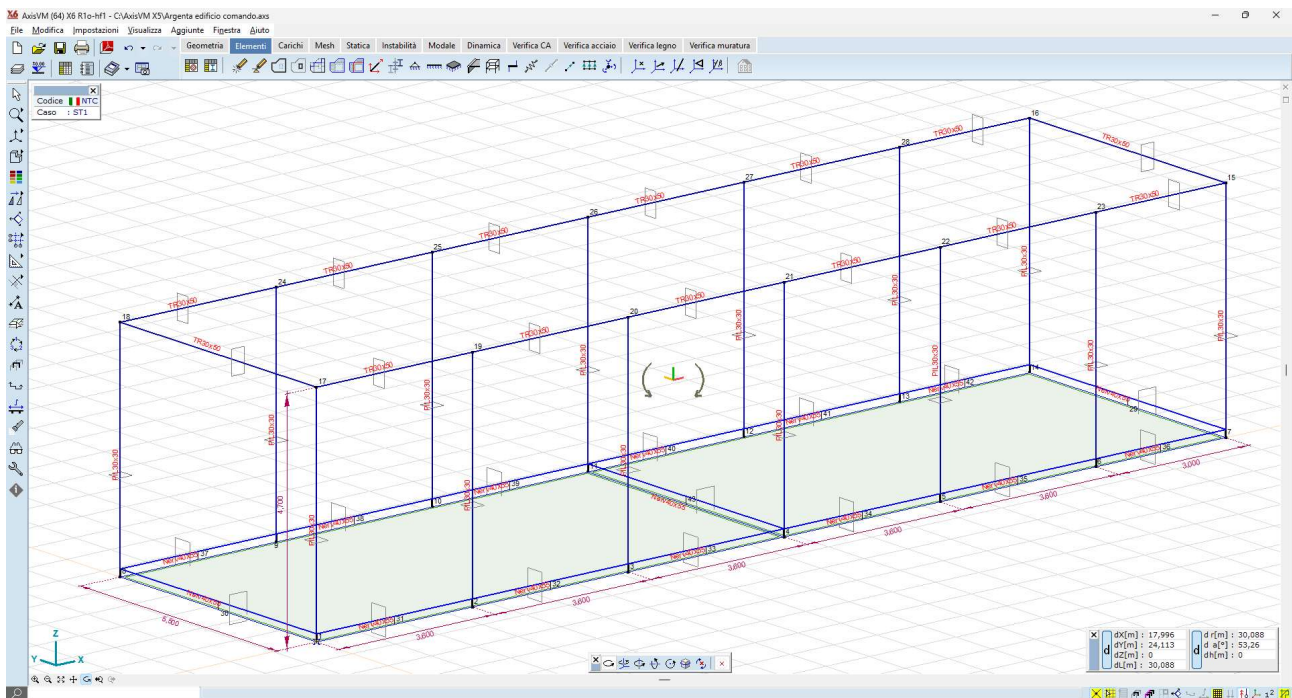


Figura 35\_vista modello - elementi asta/shell/nodi



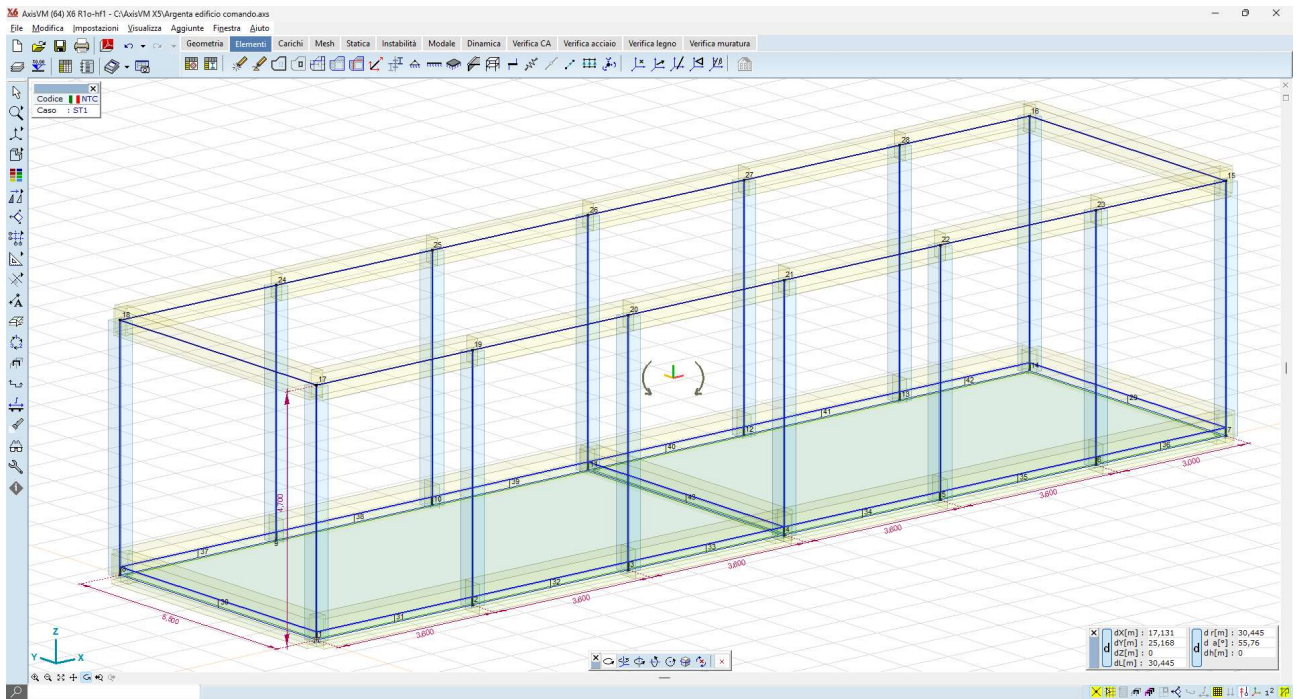


Figura 36\_vista modello - elementi asta/shell

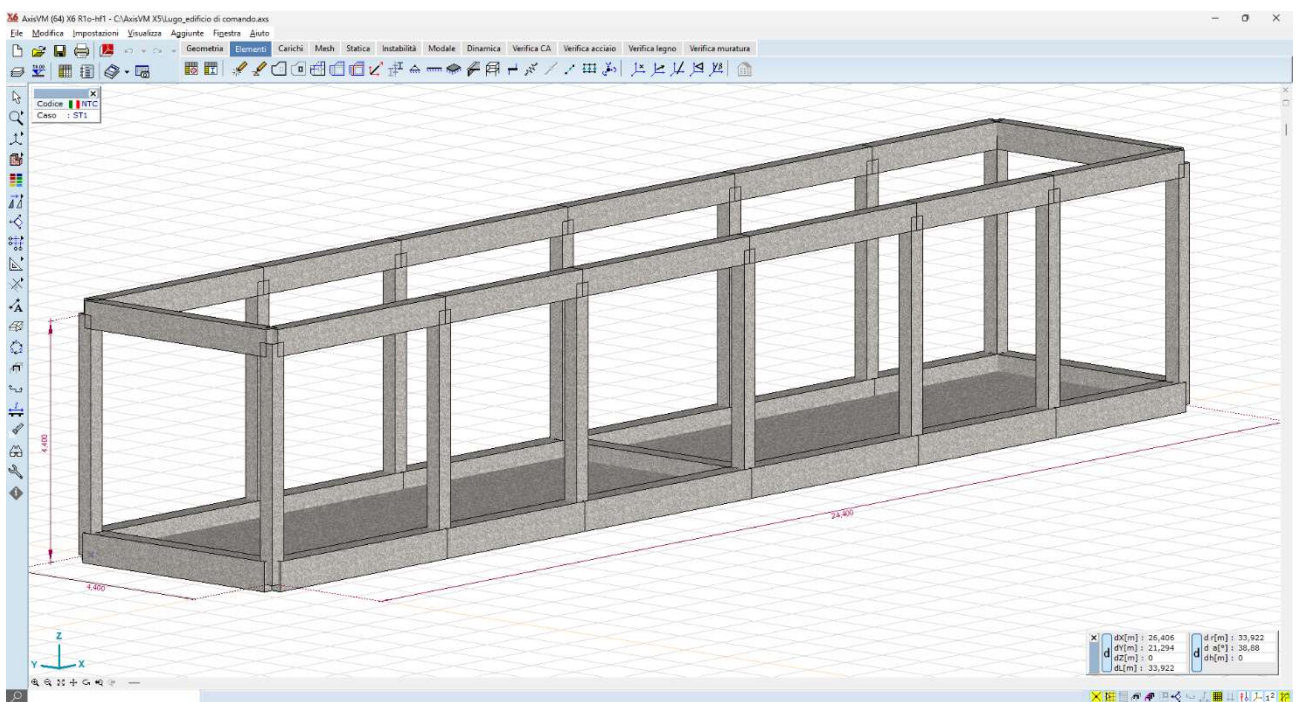


Figura 37\_vista modello solido - render 3D



#### 4.5.3 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

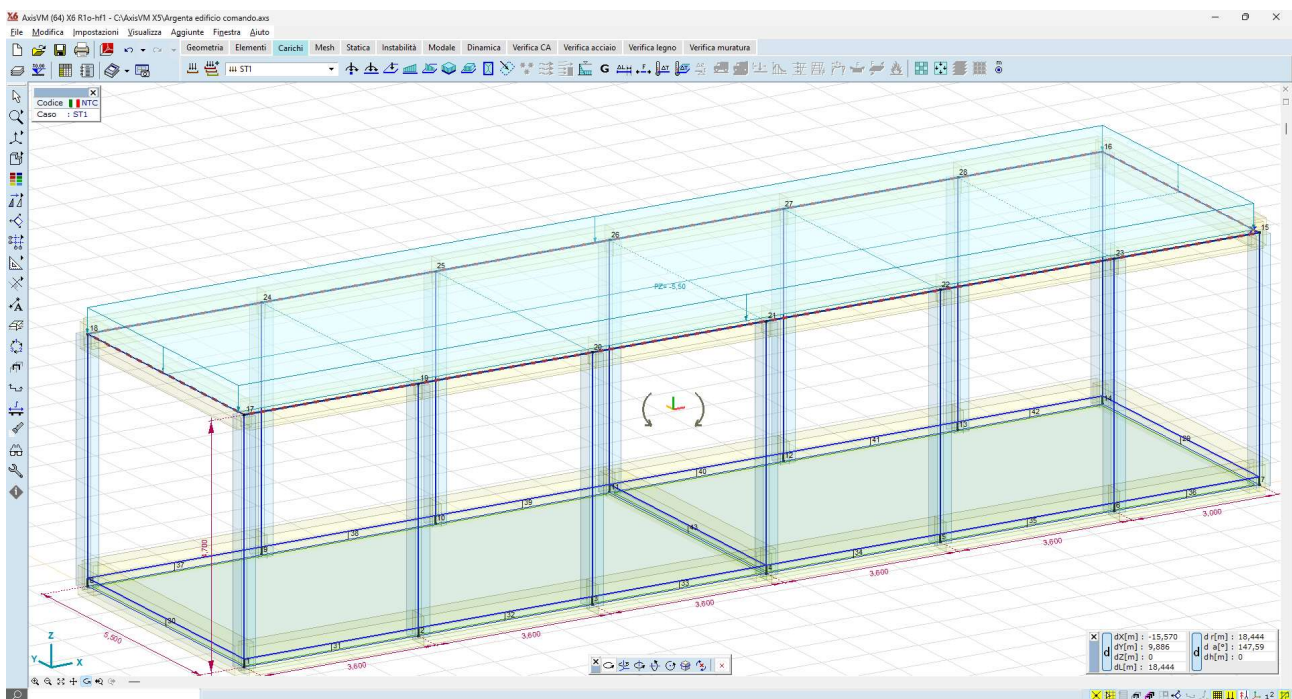


Figura 38\_carichi solaio copertura

c. 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:

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

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  $S = S_s \cdot S_t$
- $\lambda$  è un coeff nel nostro caso pari a 1,0;

- $W$  è la massa sismica dell'impalcato.

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

Quindi  $S = S_s \cdot S_t = 1.347 \cdot 1.0$

Si deve verificare la condizione che  $a_g \cdot S < 0.075g$

ossia che  $0.485 \cdot 1.347 < 0.075 \cdot 9,81$   $0.653 < 0.735$  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:

$$S_d(T_1) = 1,074$$

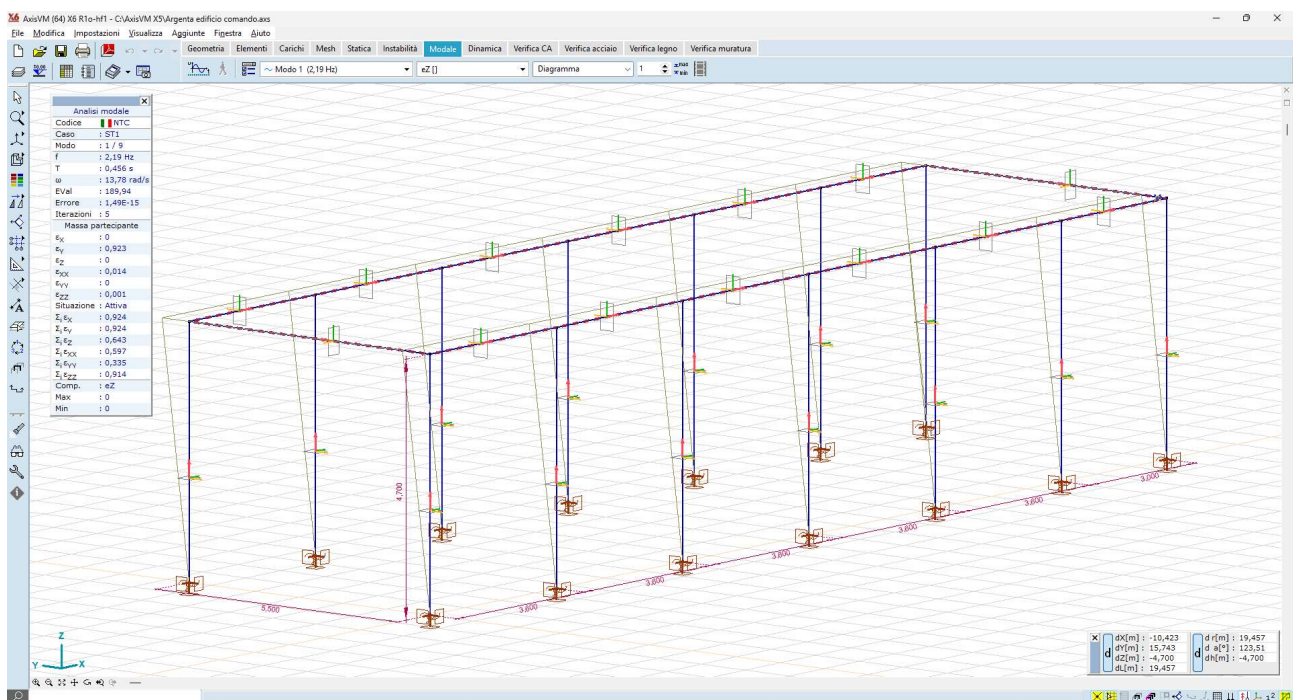


Figura 39\_primo modo di vibrare – flessionale -  $T = 0.456$  sec – massa partecipante 92,3%

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.

d. 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.

#### 4.5.4 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.



#### 4.5.4.1 Sollecitazioni sulle aste

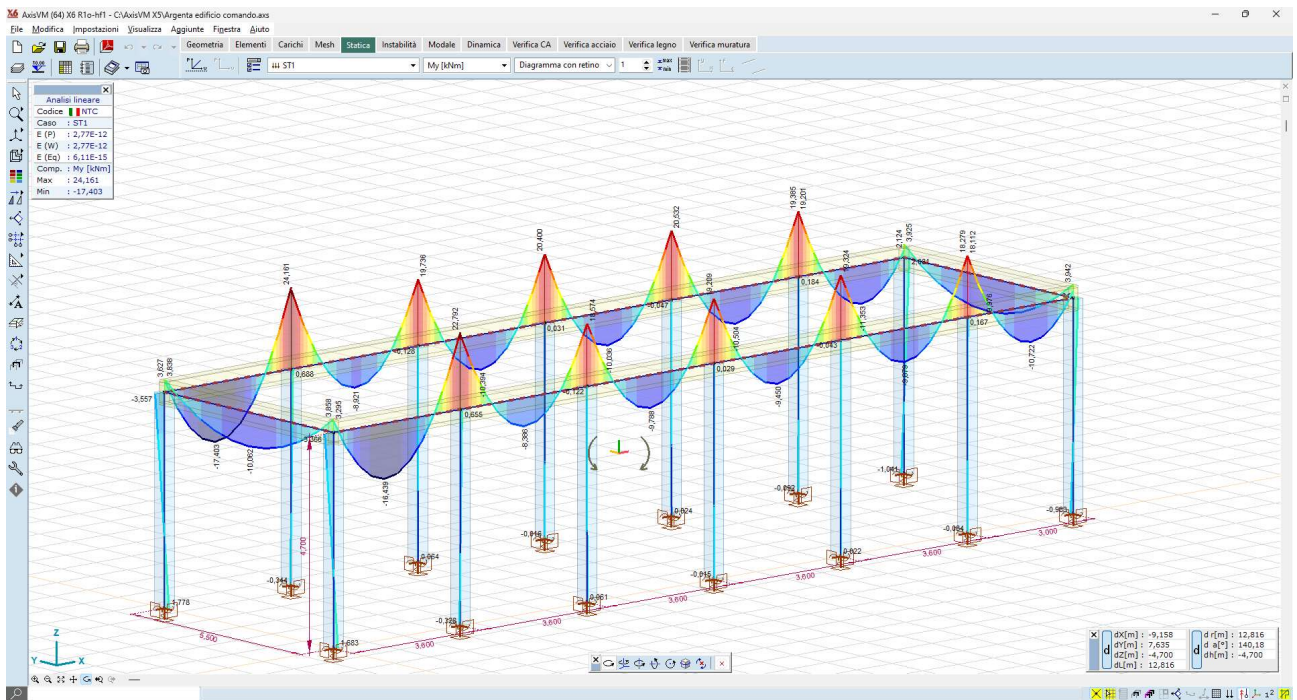


Figura 40\_momenti flettenti sulle travi - valori massimi  $M_y = 24,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

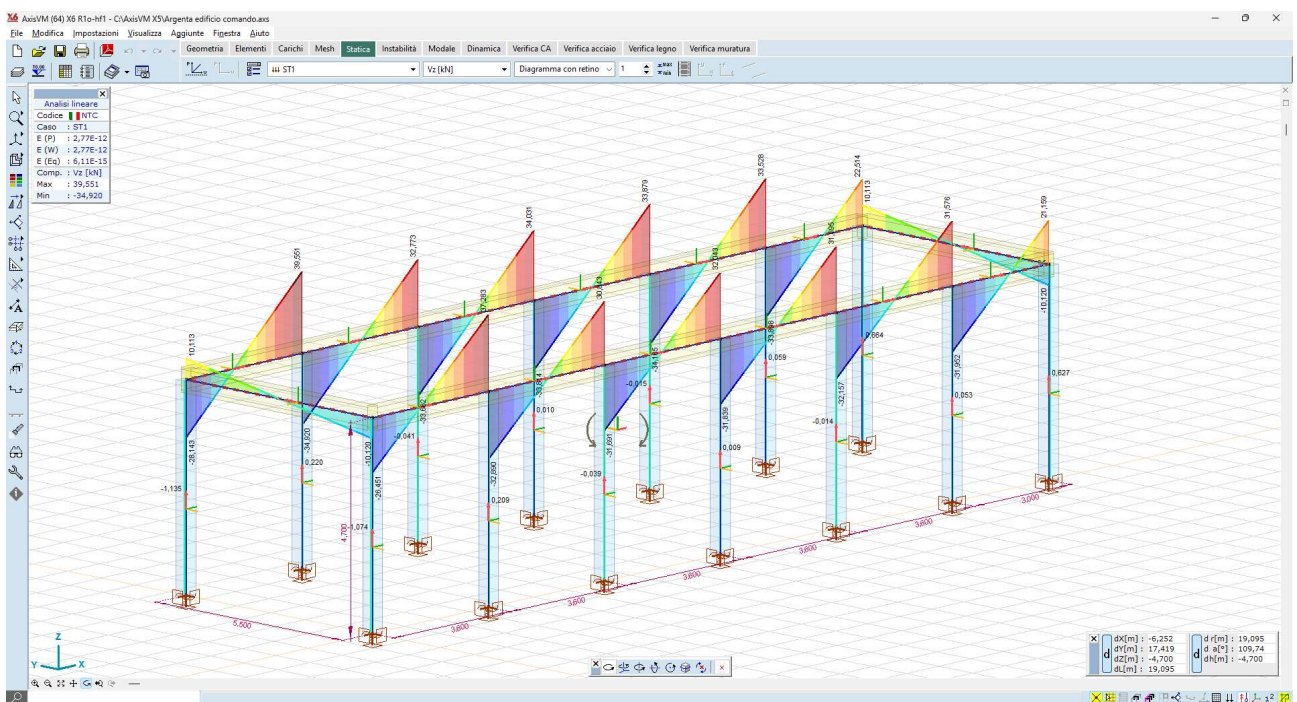


Figura 41\_azioni taglianti sulle travi - valori massimi  $V_z = 34,00 \text{ kN}$



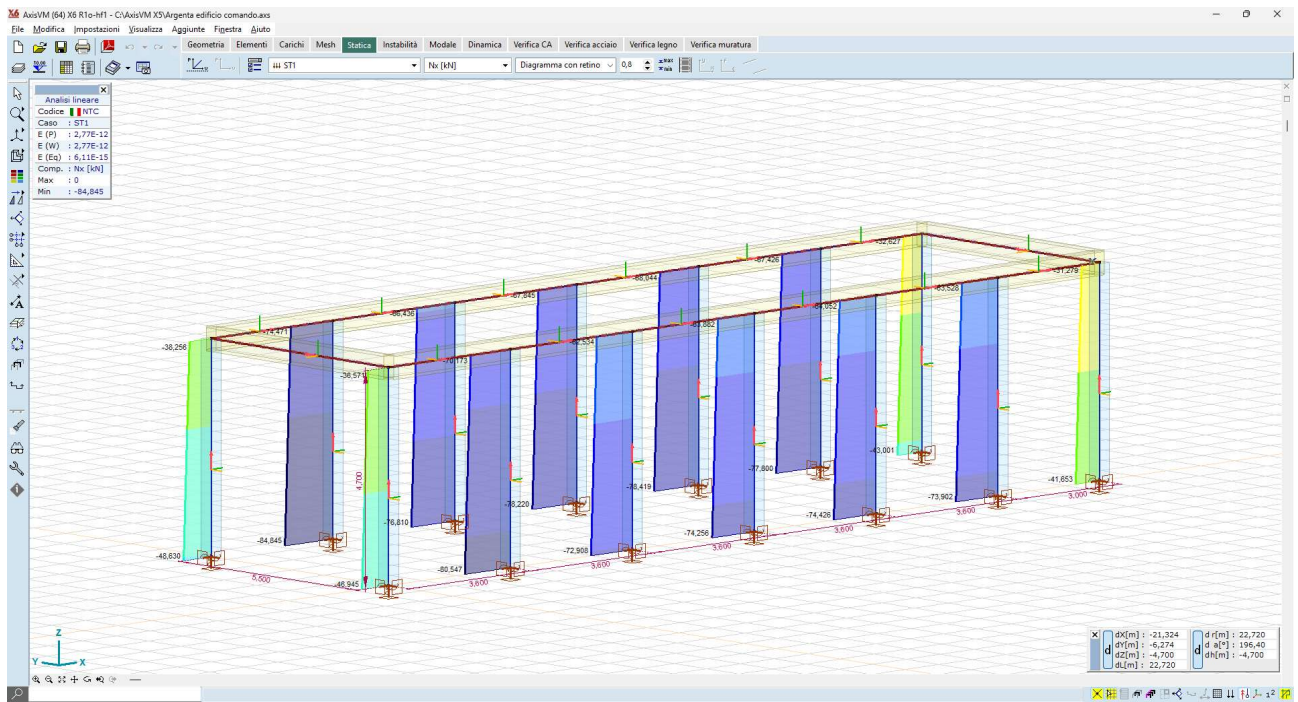


Figura 42\_azioni assiali nei pilastri - valori massimi  $N_x = 80,00$  kN

#### 4.5.4.2 Deformate

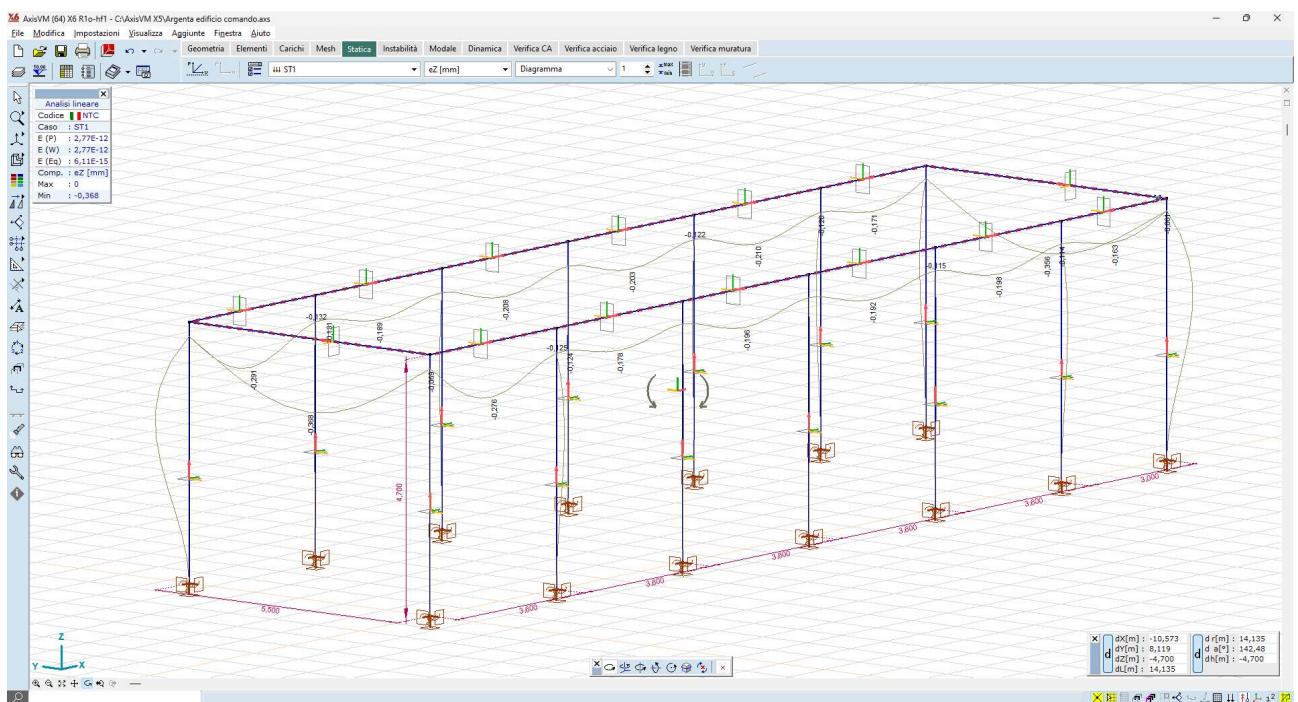


Figura 43\_deformazioni della struttura sotto carico\_valori massimi  $e_z = 0,4$  mm

#### 4.5.4.3 Pressioni al suolo

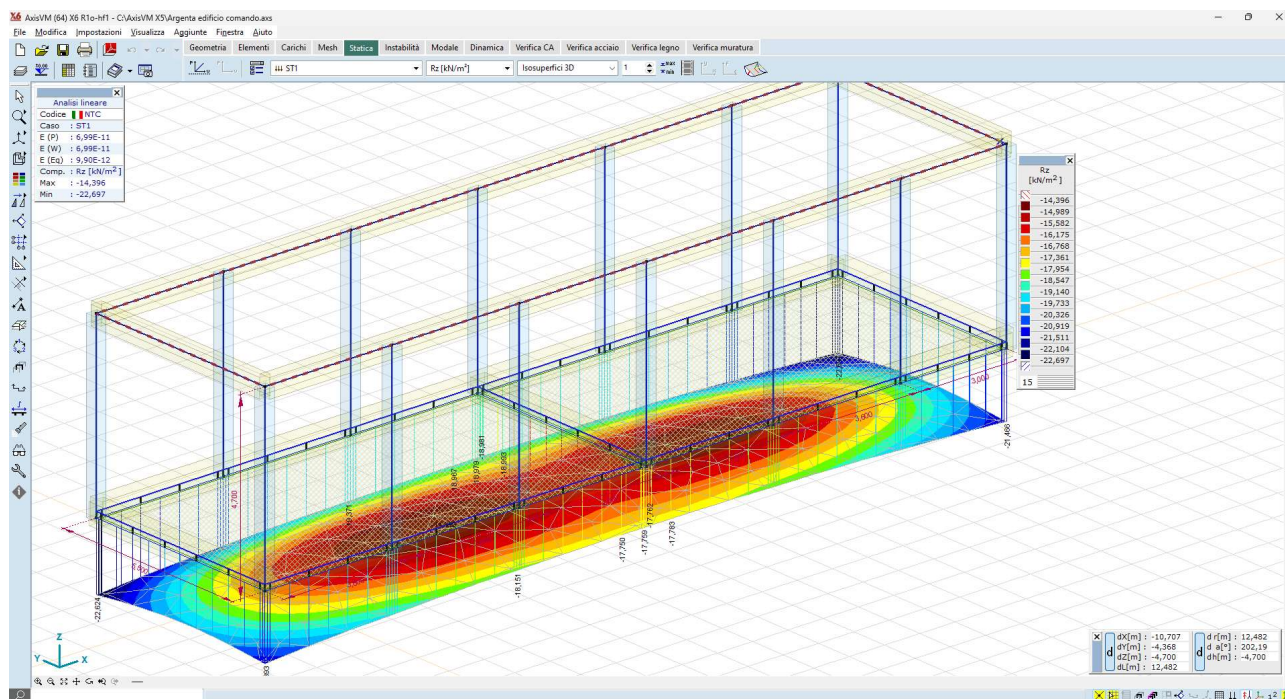


Figura 44\_pressioni al suolo  $R_z$  – valori massimi dell'ordine dei 22  $\text{kN/mq}$

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

#### 4.5.4.4 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.

## 5. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

### 5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo è stata eseguita mediante una campagna di prove in situ, a Settembre 2024; e specificatamente:

N.	Tipologia di indagine	Scopo
3	CPTU	<p>misura della resistenza alla penetrazione della punta meccanica infissa nel terreno a velocità costante; per la misura</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• lo sforzo necessario per la penetrazione della punta: qc;</li> <li>• l'attrito che si sviluppa sul manicNovo posto al di sopra della punta: fs.</li> </ul> <p>La punta è munita di un settore poroso e relativo trasduttore (piezocono) per la misurata della pressione dell'acqua interstiziale nei pori (u) durante l'avanzamento</p>
1	SCPTU	<p>analoga alle prove CPTU, ma ad ogni metro di profondità viene sospesa l'infissione del piezocono e dopo aver generato vibrazioni artificiali vengono registrati i relativi segnali sismici.</p>
2	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>

Sulla base delle informazioni raccolte dalle indagini geognostiche condotte, si può affermare come le caratteristiche generali dei terreni di fondazione varino da medie a scarse in funzione alla percentuale di materiali fini coesivi con materiali organici (torbe).

I parametri geotecnici, di validità orientativa, individuati attraverso correlazioni e bibliografia, sono i seguenti:

- **M**: modulo edometrico ( $\text{kg/cm}^2$ );
- **E<sub>s</sub>**: Modulo di elasticità longitudinale o modulo di Young ( $\text{kg/cm}^2$ );
- **G<sub>o</sub>**: Modulo di taglio massimo ( $\text{kg/cm}^2$ );
- **Su**: Coesione non drenata ( $\text{kg/cm}^2$ );
- **Dr**: Densità relativa (%);
- **φ**: Angolo d'attrito interno (°);
- **Y'**: Peso di Volume ( $\text{t/m}^3$ ).

## CPTU 01

N	litologia	M (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Su (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m <sup>3</sup> )
Da – 0,00 a – 1,60 metri dal p.c.								
1	Sabbia limosa e limo sabbioso intervallato da livelli molto densi	204	194	253	-	49,1	38,7	1,75
Da – 1,60 a – 14,70 metri dal p.c.								
2	Argille e argille limose intervallate da lenti da millimetriche a centimetriche di materiale organico (argilla organica e/o torba) e limi debolmente sabbiosi	63	377	300	0,49	-	-	1,66
Da – 14,70 a – 18,10 metri dal p.c.								
3	Sabbia limosa e limo sabbioso	626	609	769	-	37,6	36,2	1,81
Da – 18,10 a – 20,00 metri dal p.c.								
4	Argille e argille limose	217	648	708	1,33	-	-	1,80

## CPTU 02

N	litologia	M (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Su (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m <sup>3</sup> )
Da – 0,00 a – 1,00 metri dal p.c.								
1	Terreno superficiale molto denso e di natura coesiva	135	198	188	0,86	-	-	1,73
Da – 1,00 a – 4,80 metri dal p.c.								
2	Argille e argille limose intervallate da lenti millimetriche di materiale organico (argilla organica e/o torba)	17	-	148	0,19	-	-	1,55
Da – 4,80 a – 7,30 metri dal p.c.								
3	Suolo organico (argille organiche e/o torbe)	8	239	161	0,15	-	-	1,53
Da – 7,30 a – 20,00 metri dal p.c.								
4	Argille e argille limose intervallate da lenti da millimetriche a centimetriche di materiale organico (argilla organica e/o torba)	154	592	588	0,97	-	-	1,80



### CPTU 03

N	litologia	M (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Su (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m <sup>3</sup> )
Da – 0,00 a – 1,30 metri dal p.c.								
1	Sabbia limosa e limo sabbioso intervallato da livelli molto densi	180	117	223	-	47,1	38,4	1,73
Da – 1,30 a – 8,30 metri dal p.c.								
2	Argille e argille limose intervallate da lenti da millimetriche a centimetriche di materiale organico (argilla organica e/o torba)	42	218	216	0,33	-	-	1,62
Da – 8,30 a – 11,00 metri dal p.c.								
3	Sabbia e sabbia limosa	586	488	604	-	45,6	38,0	1,77
Da – 11,00 a – 20,00 metri dal p.c.								
4	Argille e argille limose intervallate da lenti da millimetriche a centimetriche di materiale organico (argilla organica e/o torba)	113	729	594	0,84	-	-	1,79

### SCPTU 01

N	litologia	M (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Su (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m <sup>3</sup> )
Da – 0,00 a – 1,00 metri dal p.c.								
1	Terreno superficiale molto denso e di natura granulare	165	217	194	-	52,9	39,5	1,72
Da – 1,00 a – 22,10 metri dal p.c.								
2	Argille e argille limose intervallate da lenti di natura prevalentemente limose	86	273	393	0,63	-	-	1,72
Da – 22,10 a – 24,30 metri dal p.c.								
3	Sabbia e sabbia limosa	856	710	889	-	39,7	36,7	1,80
Da – 24,30 a – 28,00 metri dal p.c.								
4	Argille e argille limose intervallate da lenti da millimetriche a centimetriche limoso sabbiose	163	734	764	1,26	-	-	1,78
Da – 28,00 a – 30,00 metri dal p.c.								
5	Sabbia limosa e limo sabbioso passante a materiale limoso e debolmente argilloso	845	1058	1252	-	40,2	36,9	1,90

Per la definizione dei parametri geotecnici caratteristici di riferimento si è adottata la suddivisione della sequenza stratigrafica locale in diversi orizzonti litotecnici.

Per ogni orizzonte geotecnico sono stati individuati i valori caratteristici dei parametri geotecnici specifici delle litologie che compongono lo specifico orizzonte, i quali sono stati intesi come “stime ragionate e cautelative” definiti a partire dai risultati delle prove penetrometriche in campo.

In via cautelativa, i caratteri geotecnici caratteristici degli orizzonti stratigrafici individuati, sono stati definiti come valori minimi e medi dei dati specifici di ogni orizzonte di terreno.

**Orizzonte 1:** coltre superficiale, costituente il terreno agrario vegetale, compresi tra 1,0 e 1,80 m da p.c..

Tale orizzonte di terreno rappresenta, pertanto, la porzione superficiale prevalentemente a vocazione agricola dei terreni ove ricadrà il futuro Impianto Agrivoltaico. Tali materiali si presentano qualità geotecniche medie, in particolare con angoli di attrito tipici di sabbie a bassa percentuale di materiali fini, sia nei termini medi sia nei termini minimi. Unica prova penetrometrica che rileva la presenza di una modesta presenza di materiali coesivi, aventi comunque caratteri geotecnici medio-buoni, con una coesione non drenata piuttosto elevata.

Parametro	U.M.	Media	Minimo
Modulo Edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	171	135
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	182	117
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	215	188
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	0,86	
Densità relativa Dr *	%	49,7	47
Angolo di attrito φ *	°	38,8	38
Peso di Volume γ	t/m <sup>3</sup>	1,73	2,0

**Orizzonte 2:** costituito da argille e argille limose intervallate da lenti e strati di argille organiche e/o torbe.

si presenta con caratteri geotecnici ed in particolare di coesione non drenata da medi a scarsi, in particolare mostra valori piuttosto scarsi in presenza di alte percentuale di materiali organici.

Parametro	U.M.	Media	Minimo
Modulo Edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	107	17
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	510	218
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	464	148
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	0,76	0,19
Densità relativa Dr *	%	-	-
Angolo di attrito φ *	°	-	-
Peso di Volume γ	t/m <sup>3</sup>	1,72	1,55

**Orizzonte 3:** costituito da sabbie limose e limi sabbiose, con spessori compresi tra 2,0 e 4,0 m da p.c.

Orizzonte di terreno che presenta buone caratteristiche geotecniche, in particolare nei termini di angolo d'attrito, sia nei valori medi sia nei valori minimi, si registrano valori decisamente elevati e caratteristici di sabbie di media dimensione, piuttosto pulite e con scarsissime percentuali di materiali coesivi e/o debolmente coesivi.

Parametro	U.M.	Media	Minimo
Modulo Edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	589	586
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	602	488
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	754	604
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	-	-
Densità relativa Dr *	%	41	38
Angolo di attrito $\phi$ *	°	37	36
Peso di Volume $\gamma$	t/m <sup>3</sup>	1,79	1,77

## 5.2 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'infiingere 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 delle strutture, 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).

### 5.3 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.

La intenzione progettuale è quella di impostare il piano finito dei cabinati a circa +1,5 mt rispetto ai piani adiacenti, coincidenti con il piano campagna attuale.

È prevista, pertanto, la costruzione di un rilevato, in terra che andrà ad attestarsi sul piano geologico posto a quota -0,80m sotto il piano campagna. La prescrizione progettuale è di attestare il rilevato sul livello geologico -0,8 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 – in corrispondenza della BESS - dell'ordine dei 70,0 kN/mq;

Il rilevato in terra avente Altezza 1,5mt, 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

$$17\text{kN/mc} \cdot (0,8 + 1,5) \text{ m} = 40,0 \text{ kN/mq.}$$

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.

#### 5.3.1 INDICAZIONI PROGETTUALI SULLA COSTRUZIONE DEI RILEVATI IN TERRA

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 - Costruzione del corpo del rilevato (pendenza 2/3) per strati successivi dello spessore di circa 40÷50 cm. Ogni strato è compattato per raggiungere una densità prefissata (almeno il 90% della densità max., misurata con la prova Proctor o AASHO modificata).

5 - Gli ultimi 30 cm, sulla sommità del rilevato, sui quali si costruirà la sovrastruttura stradale, si compattano fino al raggiungimento di un valore della densità pari al 95% di  $\gamma_s$  (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.

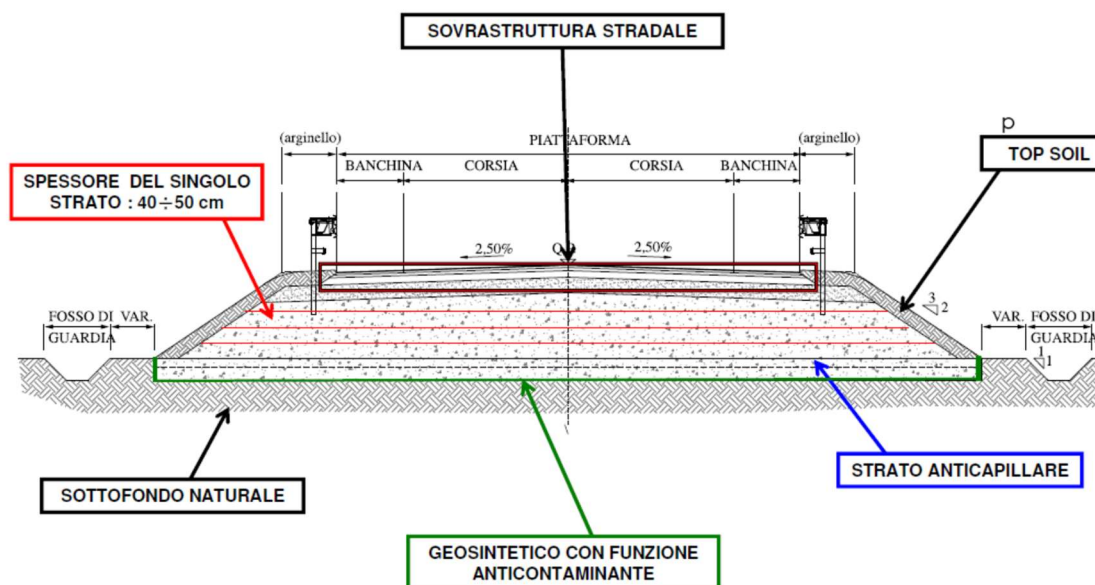


Figura 5-8 - sezione tipologica di rilevato

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 per uno spessore non inferiore a 30 cm. 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	> 10	> 10	> 10
Indice di gruppo	0		0	0				≤ 4	≤ 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 formazion e, detriti organici
Qualità portanti quale terreno di sottofondo 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 5-9 - 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]

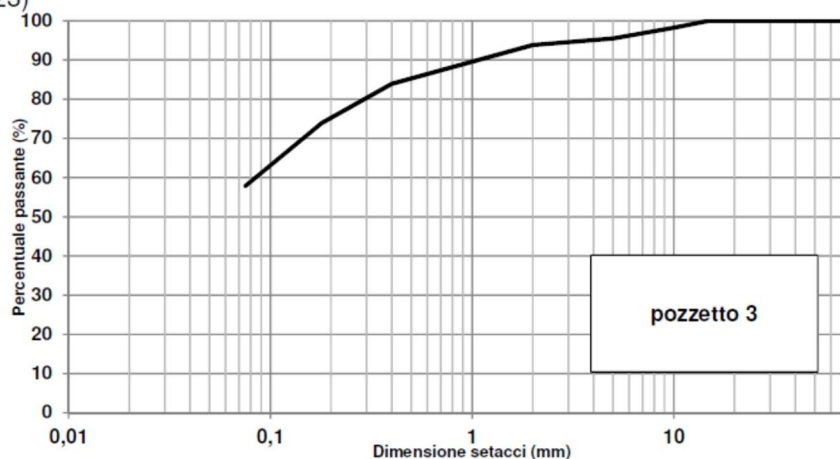
IG è sempre compreso in un range di valori tra 0 e 20, dove

- 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 5-10 - 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 Md

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

Dove

- Dp è l'incremento della pressione;
- Dw 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

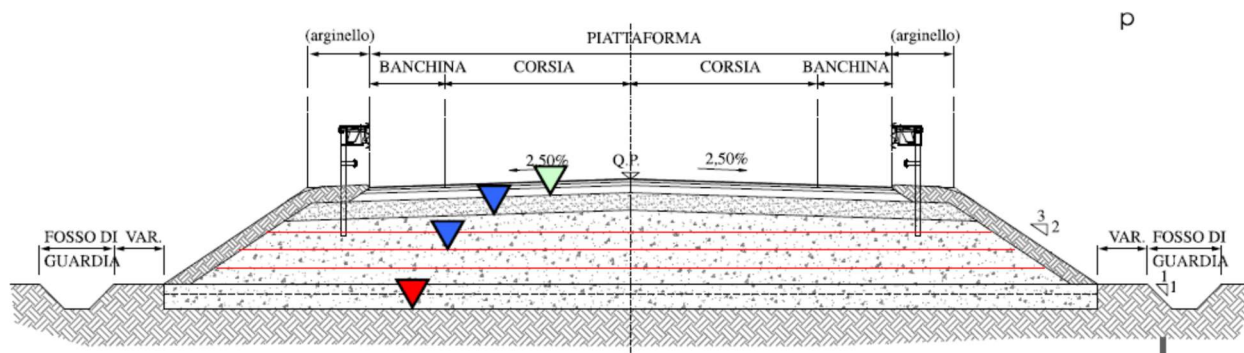


Figura 5-11 - Valori minimi di  $M_d$

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  $M_d/M_d' > 0,5$

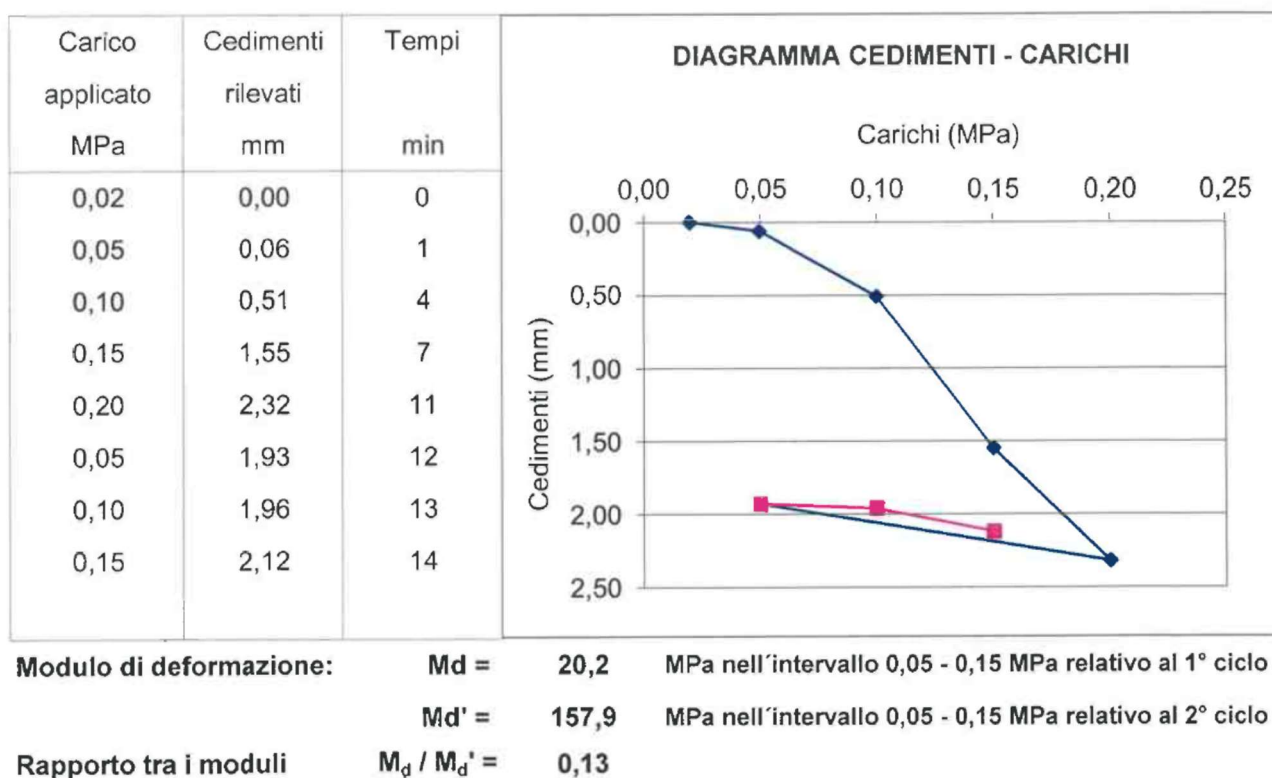


Figura 5-12 - esempio di rapporto di prova a doppio ciclo (con valori scadenti)

## 5.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

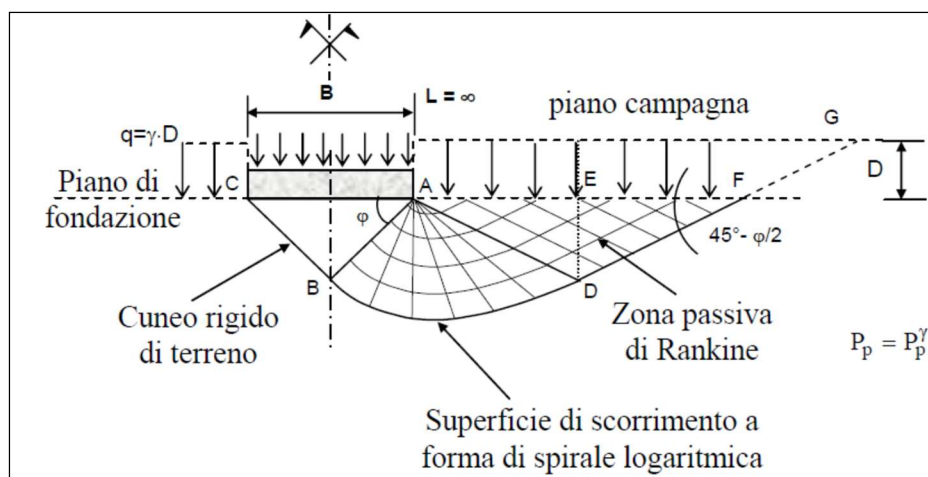
### 5.4.1 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEL RILEVATO

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a circa 110 kN/mq, ch     lontano dai valori di carico limite del sedime in esame, come di seguito dimostrato:

Il substrato sul quale verranno fondate le strutture della cabina coincide con il rilevato di nuova costruzione; questo si caratterizza, dal punto di vista geotecnico, come deposito granulare sciolto – sabbioso/ghiaioso molto addensato, con assenza di falda; si riportano i parametri meccanici significativi:

	MIN	MAX	BEST FIT
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unit� di volume naturale	17.0	21.0	20.0
$\gamma_{sec}$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unit� di volume secco	16.8	18.0	17.0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unit� di volume saturo	19.5	21.8	20.5
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso specifico	---	---	24.0
$\phi'$ (�) Angolo di attrito di picco	31.0	35.0	33.0
$\phi'_{vc}$ (�) Angolo di attrito a volume costante	26.0	31.0	29
$c'$ (kPa) Coesione efficace	0.0	9.0	4.0

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



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

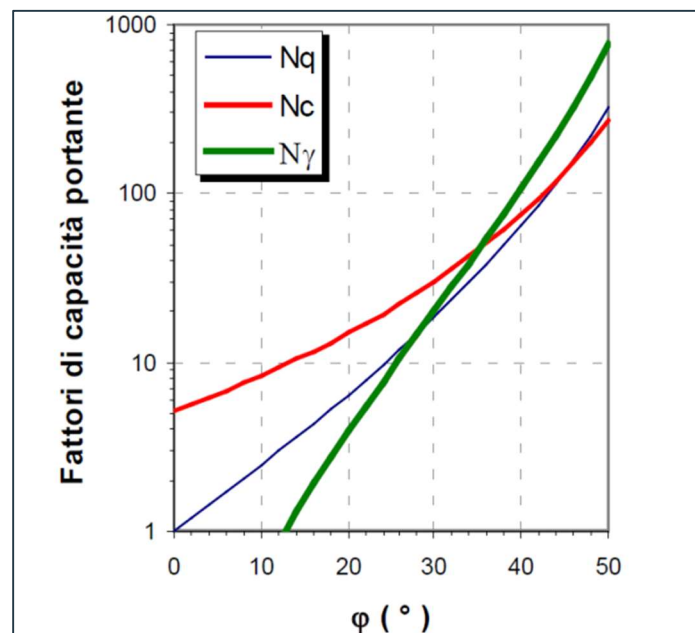
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso pi  generale  :

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

in cui:

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

I termini  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  sono i coefficienti di carico limite, funzione dell'angolo di attrito del terreno:



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

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

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

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

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

## Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	7,00	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,00	m
insert profondità falda "d"	d	assente	m
Insert "peso volume"	$\gamma_1$	1.700	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,04	daN/cm <sup>2</sup>
Insert "angolo di resist a taglio"	$\varphi$	30	°

## Fattori di capacità portante

N $\gamma$	22,40
N $q$	18,40
N $c$	30,14

## Fattori di forma

S $\gamma$	0,93
S $q$	1,10
S $c$	1,11

## Risultati

Carico limite	Q lim	5,84	daN/cm <sup>2</sup>
Carico ammissibile	Q lim/3	1,94	daN/cm <sup>2</sup>

## Esito verifiche

Carico esercizio	Q es	110,00	kN/m <sup>2</sup>
Carico ammissibile	Q adm	194,00	kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza	Fs	1,76	OK



#### 5.4.2 MECCANISMI DI STABILITÀ GLOBALE: INTERAZIONE RILEVATO-SUBSTRATO

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

- Litotipi limo-argillosi e limo-sabbiosi

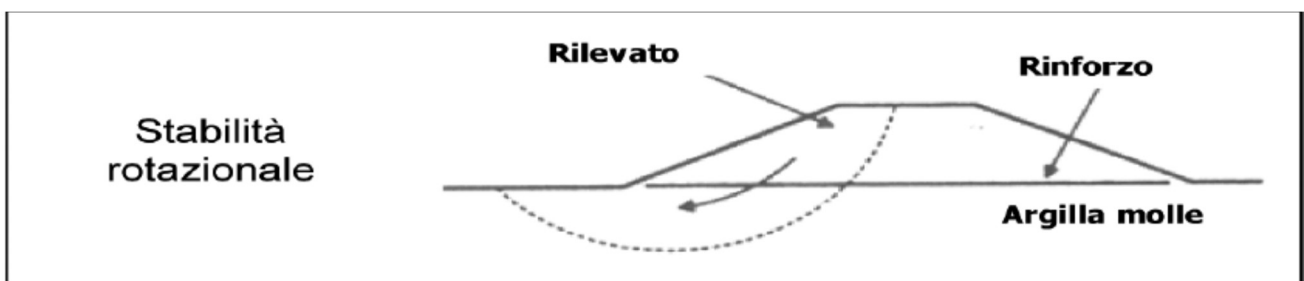
Il piano posto a -80cm da p.c. subisce un sovraccarico di progetto pari a:

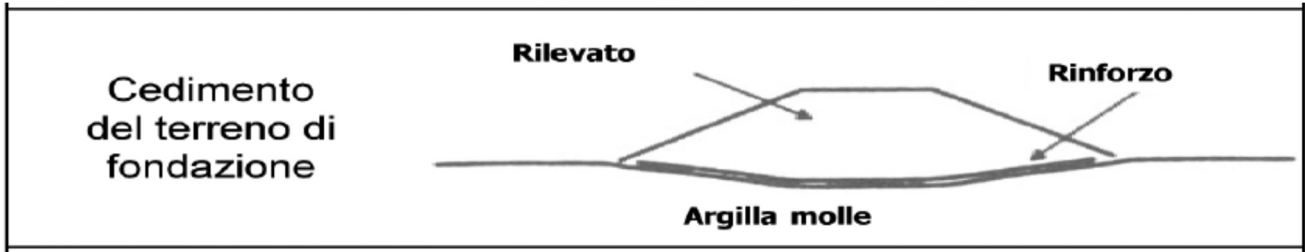
- $DQ \text{ rilevato} = 17,0 \text{ kN/mc} \times 2,3 \text{ mt} = 40,0 \text{ kN/mq}$ ;
- $DQ \text{ fondazione} = 70,0 \text{ kN/mq}$ , per un totale di
- $DQ \text{ tot} = 40,0 \text{ kN/mq} + 70,0 \text{ kN/mq} = 110,0 \text{ kN/mq}$

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.

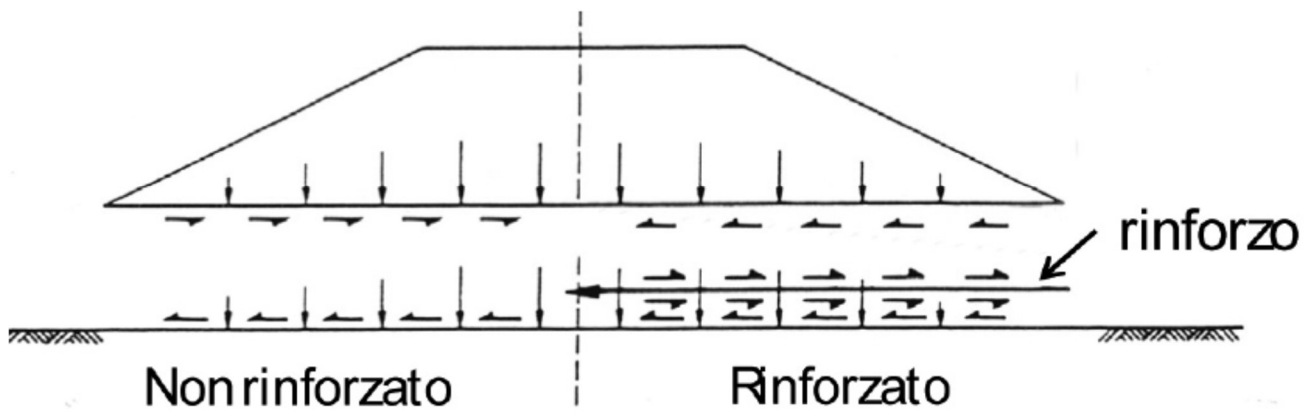




Figura 45\_immagine esemplificativa (fonte google) dell'applicazione di geogriglia di rinforzo alla base del rilevato

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.

## 6. CONCLUSIONI

In conclusione, sulla base delle informazioni raccolte, l'installazione dell'impianto agrivoltaico risulta, pertanto, compatibile con l'assetto locale a patto di adottare specifiche procedure progettuali in grado di sopperire alle scarse qualità geotecniche dei terreni argilloso/limosi organici e torbosi.

In linea generale, la profondità della falda non risulta essere un carattere ostativo alla realizzazione delle strutture in progetto. Se ne dovrà comunque tenere conto all'atto della progettazione definitiva delle strutture di fondazione e/o di opere di scavo che prevedano un approfondimento superiore o prossimo alle quote di soggiacenza registrate.