

Hybrid Energy S.r.l.

**Impianto agro-fotovoltaico da 64.470 kWp
(50.000 kW in immissione) ed opere connesse**

Comuni di Grazzanise e Falciano del Massico (CE)

Progetto Definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico

Allegato 06 - Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili
dell'Impianto di Utenza



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

Rev. 0

Febbraio 2022

wood.

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. INQUADRAMENTO GEO-MORFOLOGICO DELL'AREA.....	3
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	3
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
5. EDIFICIO TECNOLOGICO STAZIONE ELETTRICA DI UTENZA.....	4
5.1 Descrizione generale dell'opera	4
5.2 Modellazione della struttura	5
5.3 Materiali strutturali.....	9
5.4 Carichi di progetto.....	9
5.1 Principali risultati dei calcoli e delle verifiche	13
5.2 Verifiche degli elementi strutturali.....	18

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

1. INTRODUZIONE

La presente relazione illustra i criteri di dimensionamento e verifica delle opere strutturali previste all'interno del progetto dell'impianto agro-fotovoltaico che la Società Hybrid Energy S.r.l. intende realizzare nei Grazzanise (CE) e Falciano del Massico (CE).

L'impianto è concepito per la produzione di energia elettrica con tecnologia fotovoltaica, ad inseguimento monoassiale, combinato con l'attività di coltivazione agricola. La potenza complessiva installata è pari a 64.470,00 kWp (50.000 kW in immissione) e l'energia prodotta sarà convogliata nella Stazione Utente e poi interamente immessa nella Rete di Trasmissione Nazionale (RTN).

La presente relazione copre le strutture ed opere solamente della Stazione Utente.

La principale opera strutturale prevista all'interno della Stazione Utente, e che sarà oggetto di trattazione preliminare, è l'edificio tecnologico.

2. INQUADRAMENTO GEO-MORFOLOGICO DELL'AREA

Per l'inquadramento geologico dell'area relativa all'Impianto di Utenza, si rimanda alla Relazione geologica in Allegato 07 del Progetto Definitivo dell'Impianto agrofotovoltaico.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I documenti di riferimento utilizzati per eseguire le verifiche delle strutture sono di seguito elencati:

- Layout Stazione Utente;
- Disegno tipico edificio tecnologico;
- Relazione Geologica.

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

5. EDIFICIO TECNOLOGICO STAZIONE ELETTRICA DI UTENZA

5.1 Descrizione generale dell'opera

L'edificio tecnologico è posto all'interno della stazione elettrica di utenza; al suo interno vengono previsti un locale ufficio, servizi igienici, il locale "Sala quadri BT e controllo" e il locale "Sala quadro MT e trasformatore".

Il corpo di fabbrica è ad un solo piano, con altezza interna dei locali di 4,00 m; le dimensioni in pianta sono di 24,76 x 4,7 m. La massima altezza strutturale (estradosso della struttura di copertura) è di 4,45 m sulla quota di riferimento +0,00.

Le strutture sono in calcestruzzo armato gettato in opera (pilastri e travi); la struttura in elevazione consiste in un reticolo di pilastri e travi aventi le geometrie descritte nel seguito della relazione

La copertura è in lastre "predalles" prefabbricate di spessore 30 cm, che scarica su un reticolo di travi elevazione a sezione 35x50cm.

Le fondazioni saranno realizzate mediante un reticolo di travi rovesce, a sezione rettangolare 130x50, impostate a quota -1,00 m, le quali fungeranno anche da travi "portamuro" per le murature d'ambito esterno

L'edificio è illustrato nelle figure sottostanti;

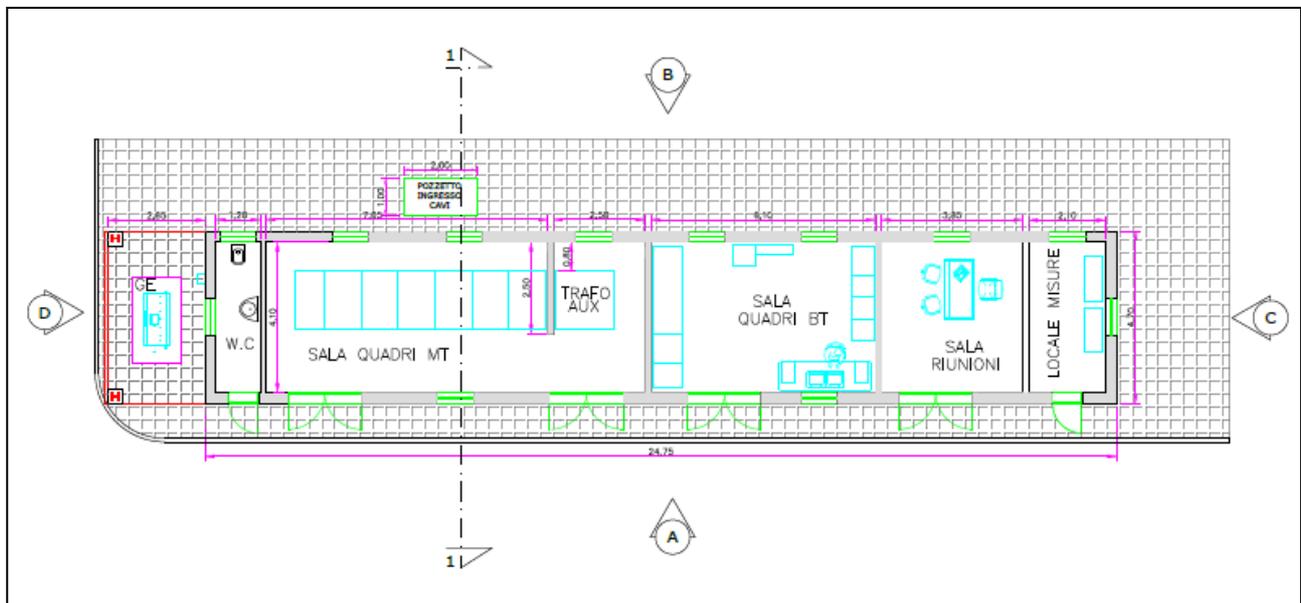


Figura 1: Pianta architettonica edificio

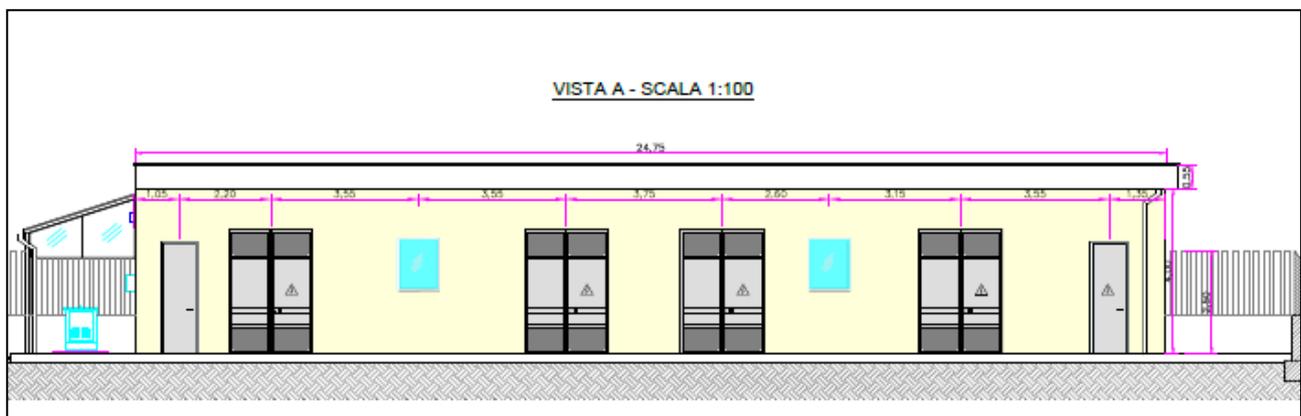


Figura 2: Vista architettonica edificio

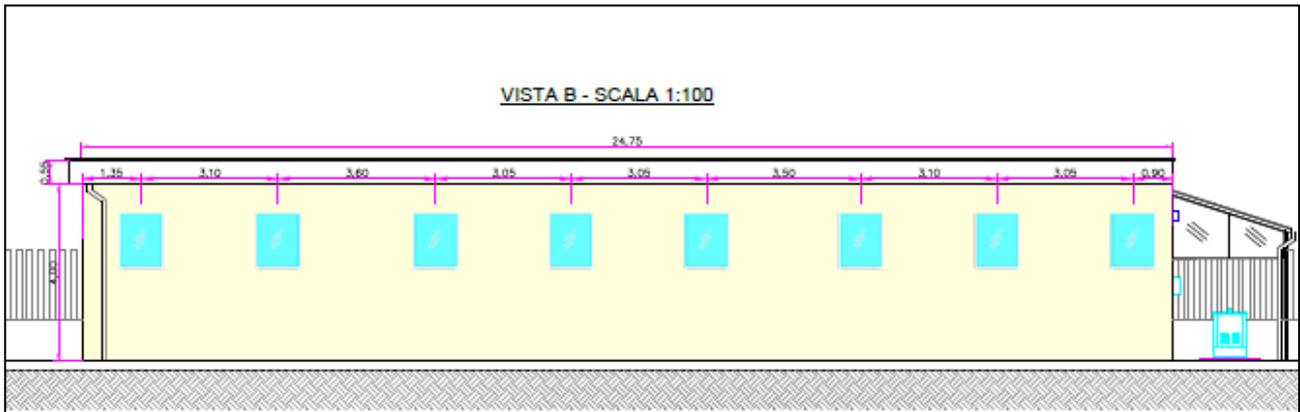


Figura 3: Vista architettonica edificio

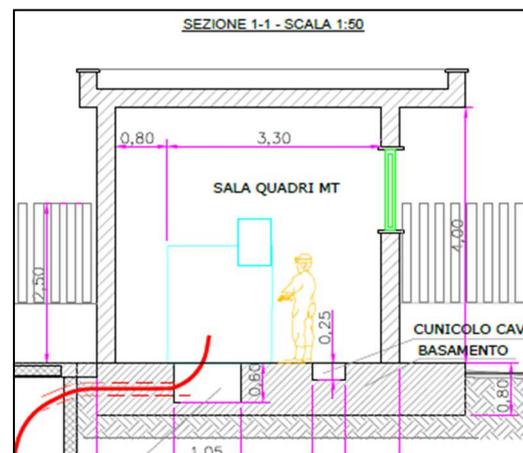
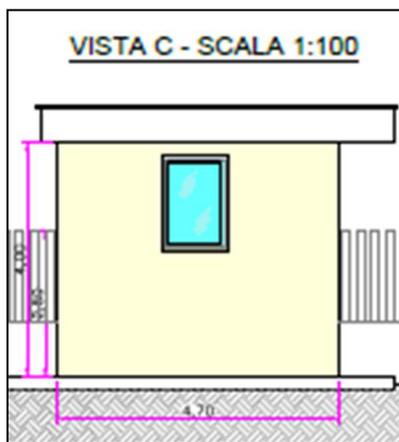


Figura 4: Sezione architettonica trasversale

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

5.2 Modellazione della struttura

Sulla base del progetto architettonico si è ipotizzata una struttura portante costituita da un reticolo di pilastri e travi dalle geometrie più avanti descritte.

La copertura costituita da solaio laterocementizio di spessore 25+5cm

La struttura di fondazione è costituita da una platea nervata dello spessore di 25cm, impostata a -1,00mt da piano campagna attuale.

Le assunzioni principali della presente 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 z pari a $k_z = 1E+4 \text{ KN/m}^3$;

- Il solaio di copertura è modellato come *diaframma*, ossia elemento infinitamente rigido nel proprio piano, che trasmette alle travi i carichi portati.

L'analisi condotta è del tipo statica lineare.

La struttura è stata modellata per mezzo di un solutore FEM (Finite Element Method), nello specifico:

AxisVM X5 - Release 3h

concesso in licenza d'uso n. 7754,

da STA DATA srl – corso Raffaello 12, 10126 Torino

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	Nervatura30x55	Rett.	550,0	300,0	3,3E+09	4,2E+09

Nodi

	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	0	0	0
2	4,550	0	0
3	8,250	0	0
4	12,750	0	0
5	17,250	0	0
6	20,950	0	0
7	24,450	0	0
8	0	4,400	0
9	4,550	4,400	0
10	8,250	4,400	0
11	12,750	4,400	0
12	17,250	4,400	0
13	20,950	4,400	0
14	24,450	4,400	0
15	0	0	4,500
16	4,550	0	4,500
17	8,250	0	4,500
18	12,750	0	4,500
19	17,250	0	4,500
20	20,950	0	4,500
21	24,450	0	4,500
22	0	4,400	4,500
23	4,550	4,400	4,500
24	8,250	4,400	4,500
25	12,750	4,400	4,500
26	17,250	4,400	4,500
27	20,950	4,400	4,500
28	24,450	4,400	4,500

Elemento n.	Nodo i	Nodo j	Lunghezza	x Locale	Materiale
1	1	• 15	4,500	i - j	C25/30
2	2	• 16	4,500	i - j	C25/30
3	3	• 17	4,500	i - j	C25/30
4	6	• 20	4,500	i - j	C25/30
5	7	• 21	4,500	i - j	C25/30
6	4	• 18	4,500	i - j	C25/30
7	5	• 19	4,500	i - j	C25/30
8	12	• 26	4,500	i - j	C25/30
9	13	• 27	4,500	i - j	C25/30
10	14	• 28	4,500	i - j	C25/30
11	10	• 24	4,500	i - j	C25/30
12	11	• 25	4,500	i - j	C25/30
13	8	• 22	4,500	i - j	C25/30
14	9	• 23	4,500	i - j	C25/30
15	15	• 22	4,400	i - j	C25/30
16	15	• 16	4,550	i - j	C25/30
17	16	• 17	3,700	i - j	C25/30
18	17	• 18	4,500	i - j	C25/30
19	18	• 19	4,500	i - j	C25/30
20	19	• 20	3,700	i - j	C25/30
21	20	• 21	3,500	i - j	C25/30
22	22	• 23	4,550	i - j	C25/30
23	23	• 24	3,700	i - j	C25/30
24	24	• 25	4,500	i - j	C25/30
25	25	• 26	4,500	i - j	C25/30
26	26	• 27	3,700	i - j	C25/30
27	27	• 28	3,500	i - j	C25/30
28	21	• 28	4,400	i - j	C25/30

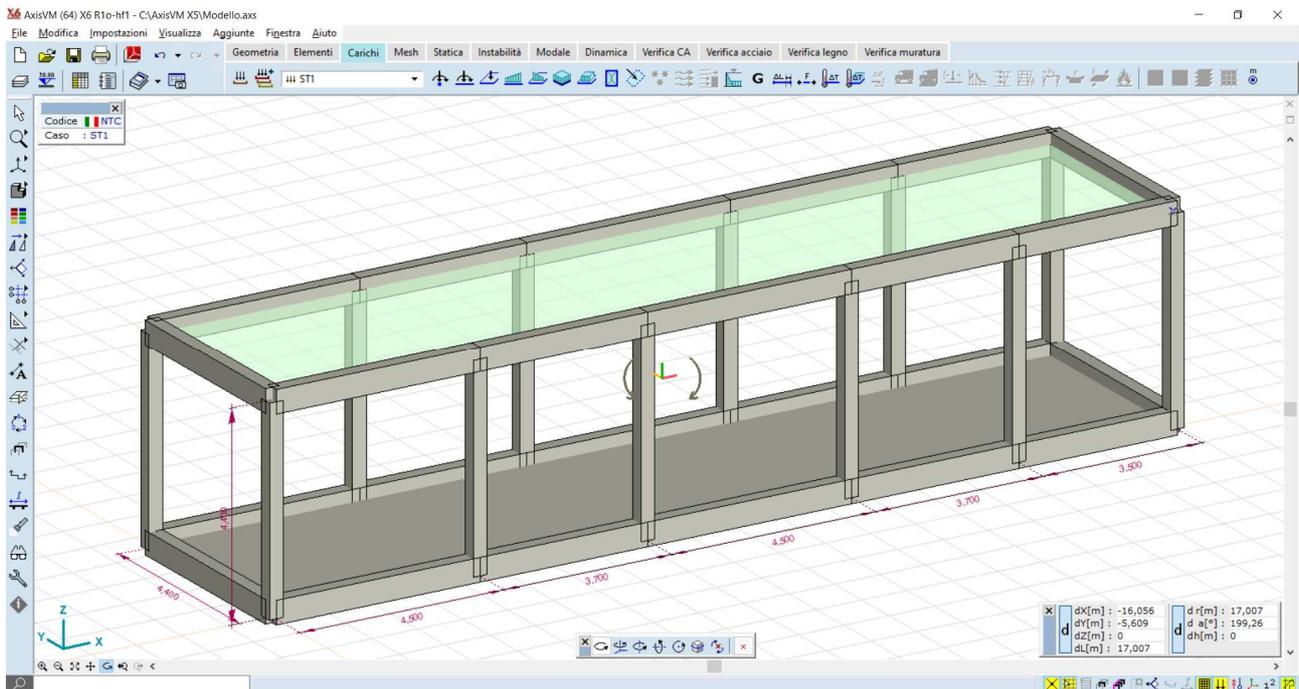


Figura 5: Vista render 3D del modello

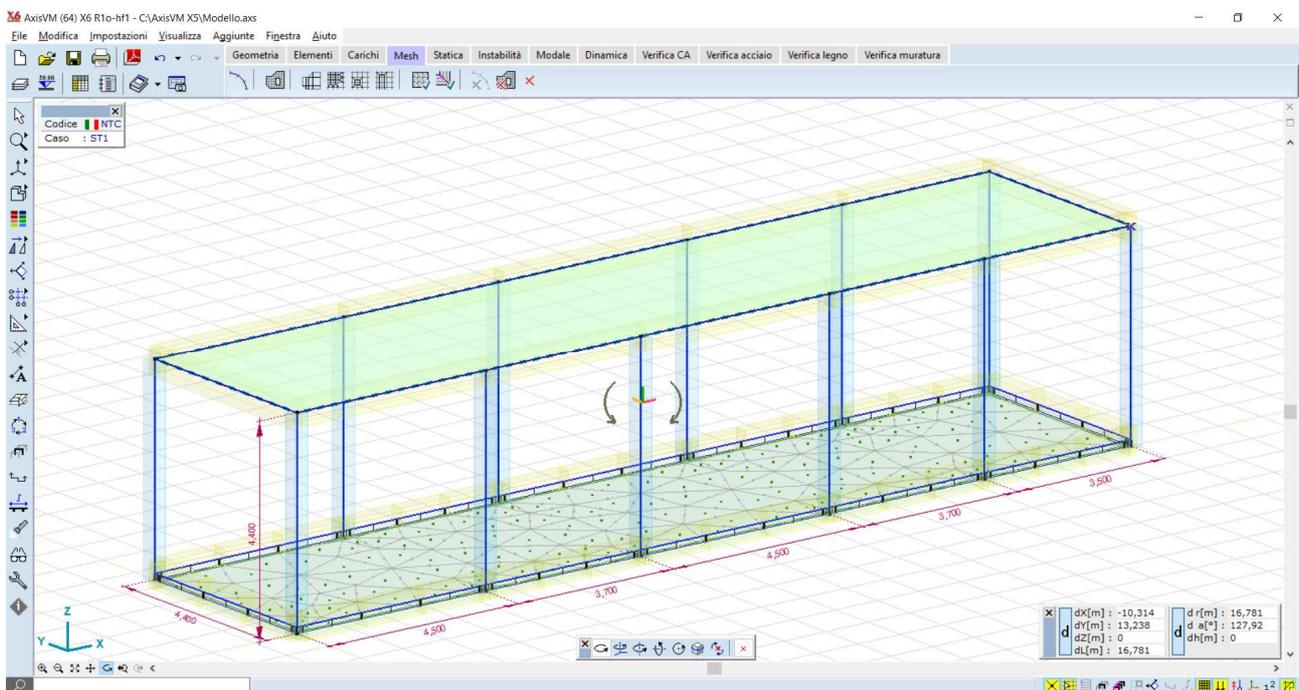


Figura 6: Vista assometrica del modello ad aste

5.3 Materiali strutturali

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

CALCESTRUZZO

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

ACCIAI DA ARMATURA

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

5.4 Carichi di progetto

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

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

5.4.1 Pesi propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione delle sezioni

5.4.2 Sovraccarichi permanenti

Peso proprio solai di copertura (predalles 30cm)	475 daN/mq
Pesi permanenti portati (massetti + guaine + intonaci)	180 daN/mq
Carichi accidentali (coperture accessibili per sole manutenzioni)	50 daN/mq

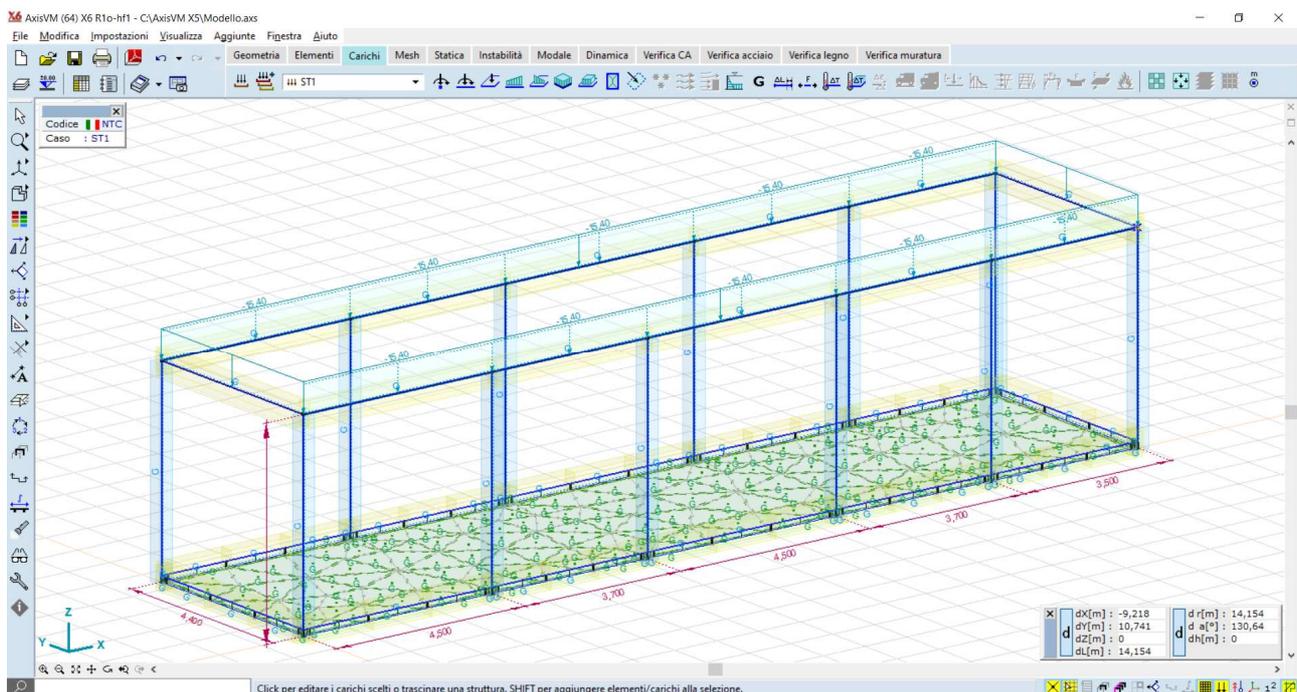


Figura 7: Vista assonometrica del modello ad aste – assegnazione dei carichi statici

5.4.3 Azione sismica

La struttura si presenta caratteristiche di regolarità in pianta, in altezza e nella distribuzione delle masse. I risultati dell'analisi modale confermano che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, e coinvolge più del 85% delle masse partecipanti

L'azione sismica viene ricondotta ad un'azione statica equivalente, applicata al centro di massa della copertura, e ripartita sugli elementi verticali – pilastri – in funzione della loro rigidità.

Ai sensi del cap. 7.0 della NTC2018, per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, dalla condizione:

$$a_g \cdot S < 0.075g$$

è ammessa un'analisi sismica semplificata che consente di introdurre un sistema di forze orizzontali in direzione x e y di intensità pari a:

$$F_h = 0,10 \lambda \cdot W$$

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 $S = S_s \cdot S_t$
- λ è un coeff nel nostro caso pari a 1,0
- W è la massa dell'impalcato

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

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

In definitiva per tali ipotesi è ammesso assimilare l'azione sismica, di tipo inerziale, ad un'azione orizzontale applicata al centro di massa del solaio con un'intensità pari al 10% del peso della copertura.

Tale considerazione è congrua ai risultati dell'analisi modale di seguito illustrata; risulta infatti che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, ed eccita il 93% delle masse; questo modo ha una frequenza propria di vibrazione pari a 2,18Hz, che equivale ad un periodo proprio pari a:

$$T1=0,459\text{sec}$$

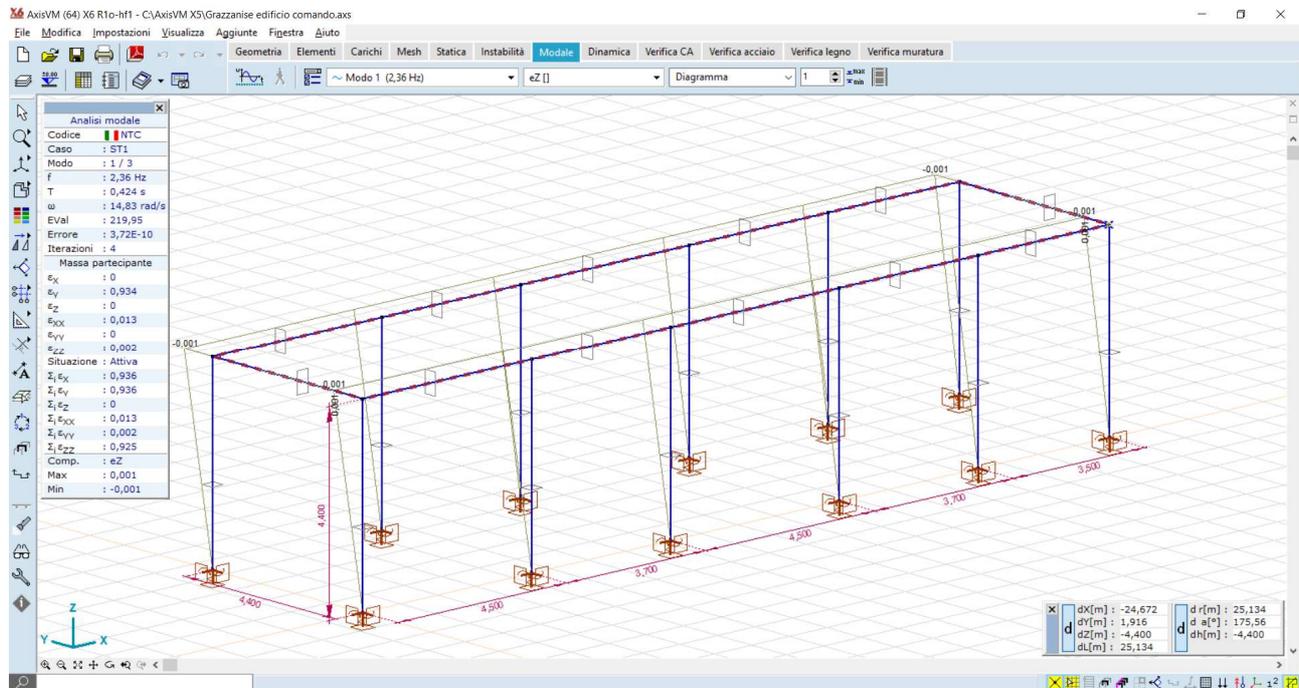


Figura 8: Forma modale 1° modo di vibrare

Al quale corrisponde un'accelerazione spettrale orizzontale pari a:

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

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

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

dove:

- $S_d(T1)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale pari a 1,074, precedentemente definita
- λ è un coeff nel nostro caso pari a 1,0
- W è la massa dell'impalcato
- g è l'accelerazione di gravità ($9,81\text{m/s}^2$)

Il valore $S_d(T1)/g=0,109$ conferma le ipotesi di applicabilità in quanto l'azione sismica, di tipo inerziale, possa essere considerata un'azione orizzontale applicata al centro di massa del solaio con un'intensità pari a $S_d(T1)/g = 10\%$ del peso della copertura.

5.4.4 Combinazione dei carichi

Sono previsti i seguenti casi di carico:

ID	Sigla	Descrizione
1	Ggk	peso proprio degli elementi strutturali
4	Gsk	carichi permanenti sui solai di copertura
5	Qsk	carichi variabili sui solai di copertura
8	Qvk	carico sismico

I diversi tipi di casi di carico (CDC) vengono combinati secondo le regole previste dalla normativa vigente. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Ai sensi del cap. 7.0 delle NTC 2018 per azioni sismiche si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV

5.1 Principali risultati dei calcoli e delle verifiche

5.1.1 Sollecitazioni sulle aste

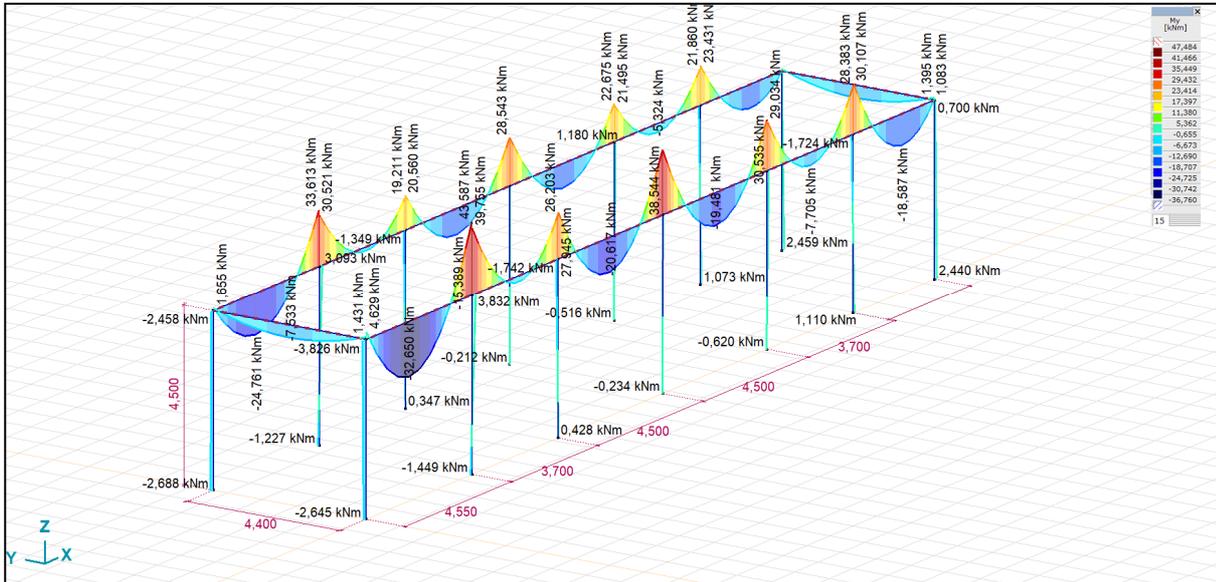


Figura 9: M_y , Diagramma dei momenti flettenti

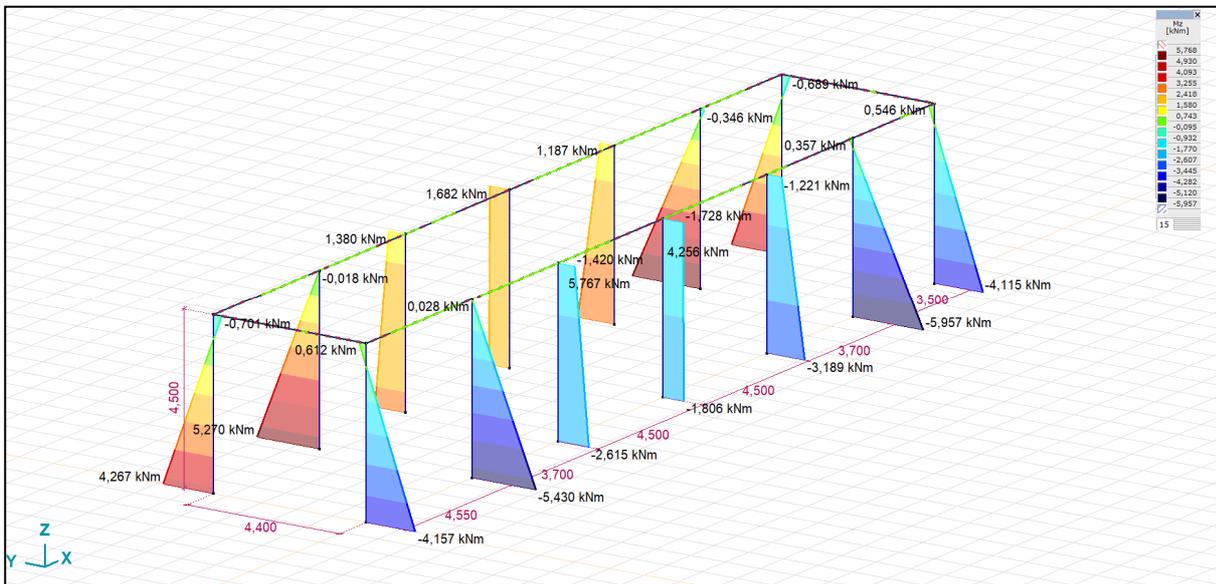


Figura 10: M_z , Diagramma dei momenti flettenti

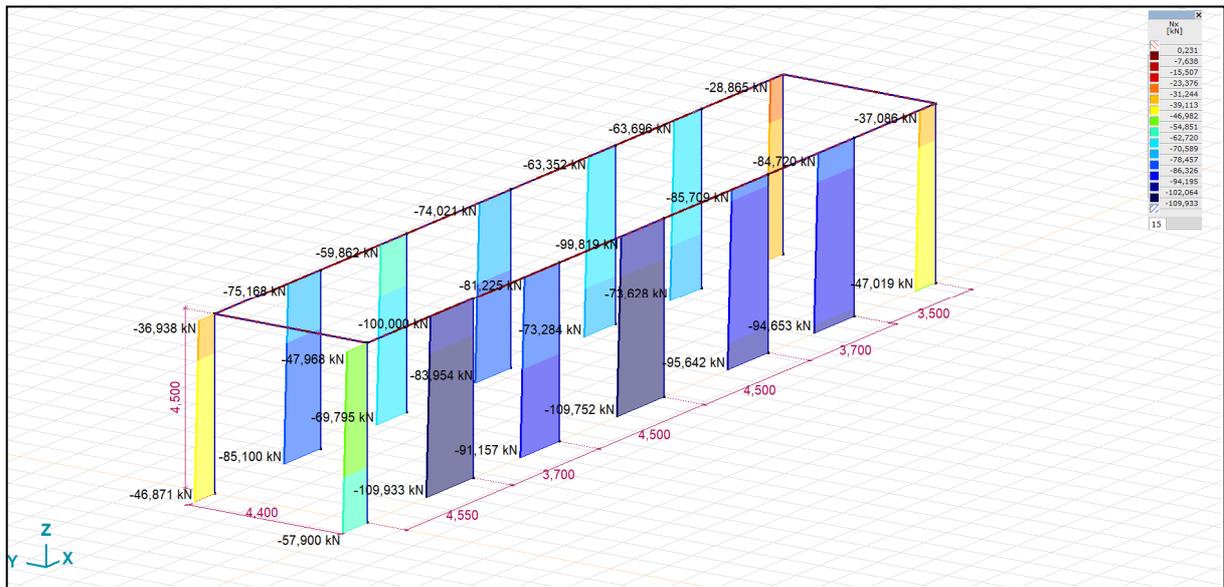


Figura 11: Diagramma degli sforzi normali

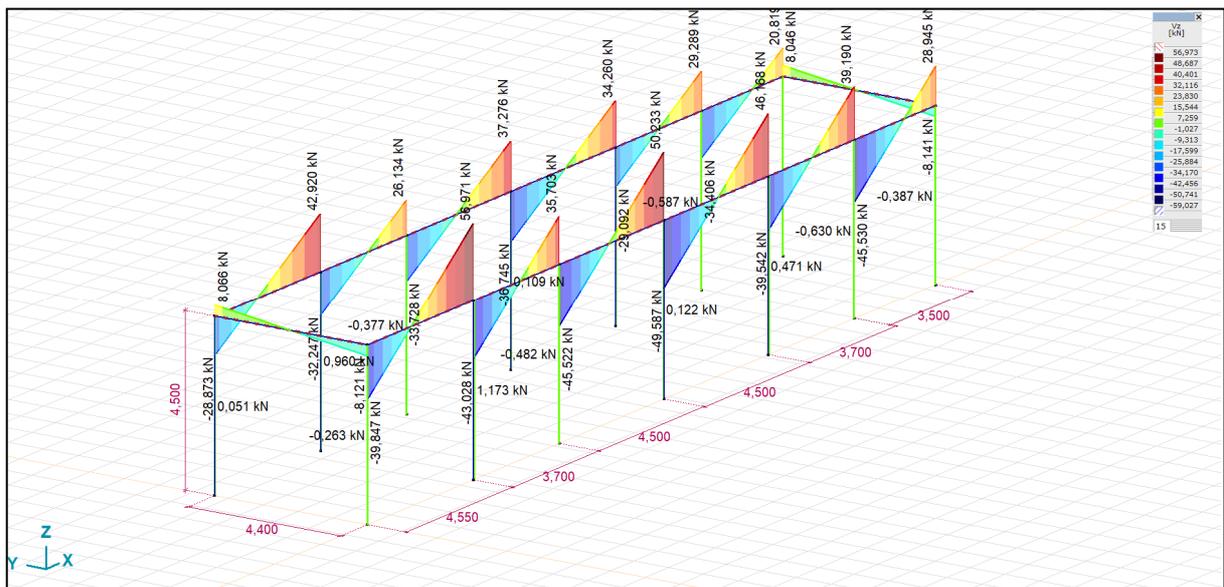


Figura 12: Diagramma dei tagli

5.1.2 Sollecitazioni sulla piastra

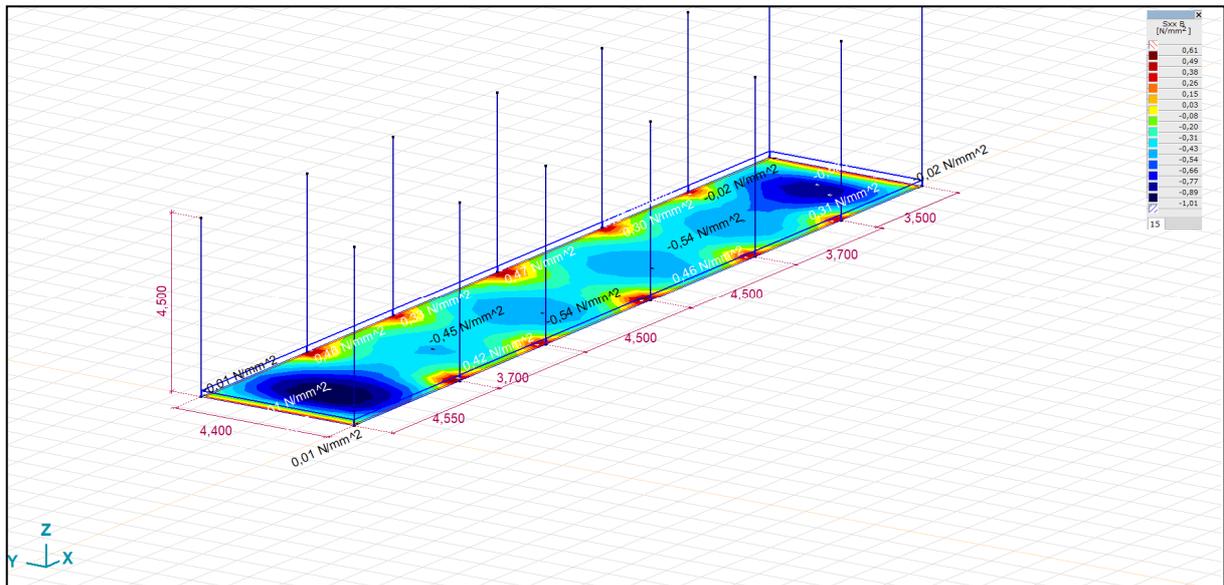


Figura 13: Sxx tensioni elementi bidimensionali Isosuperfici 2D

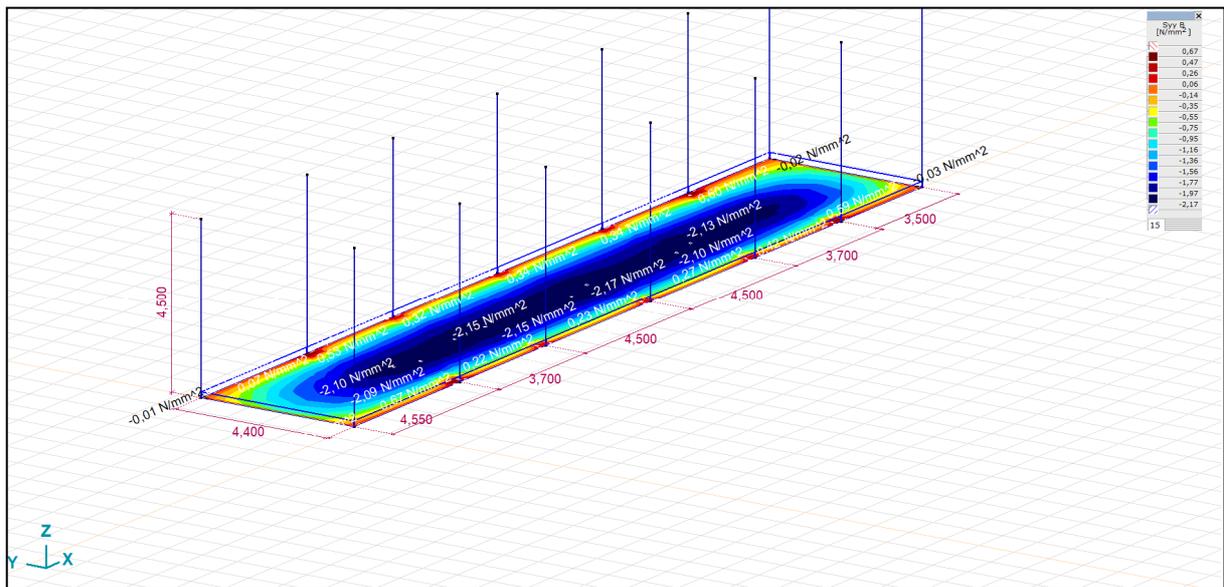


Figura 14: Syy tensioni elementi bidimensionali Isosuperfici 2D

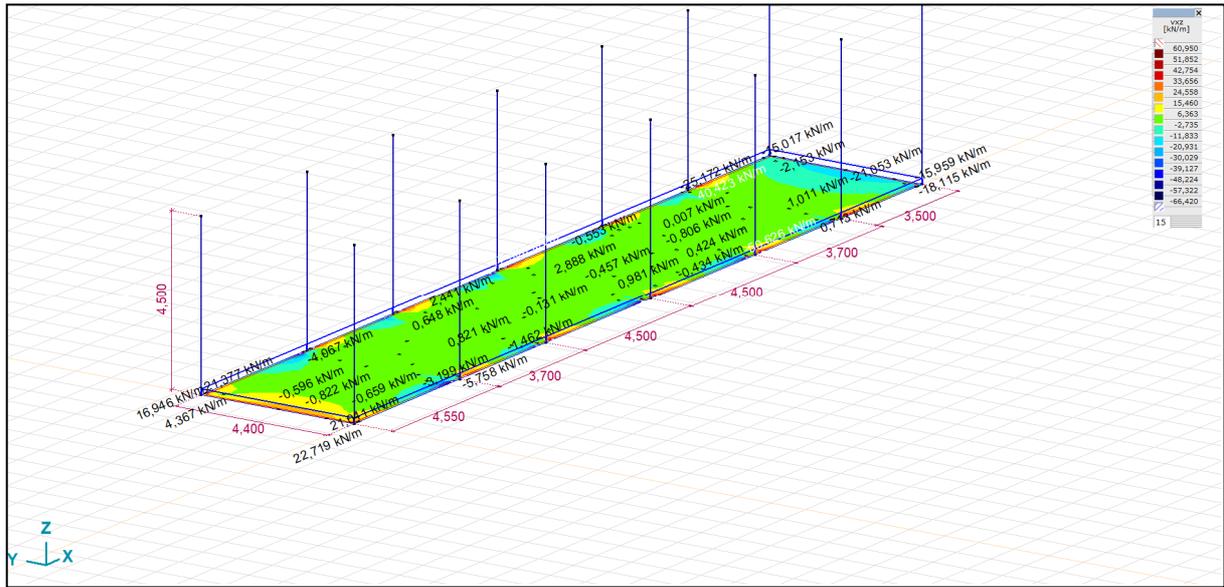


Figura 17: v_{xz} , sollecitazioni taglienti Isosuperfici 2D

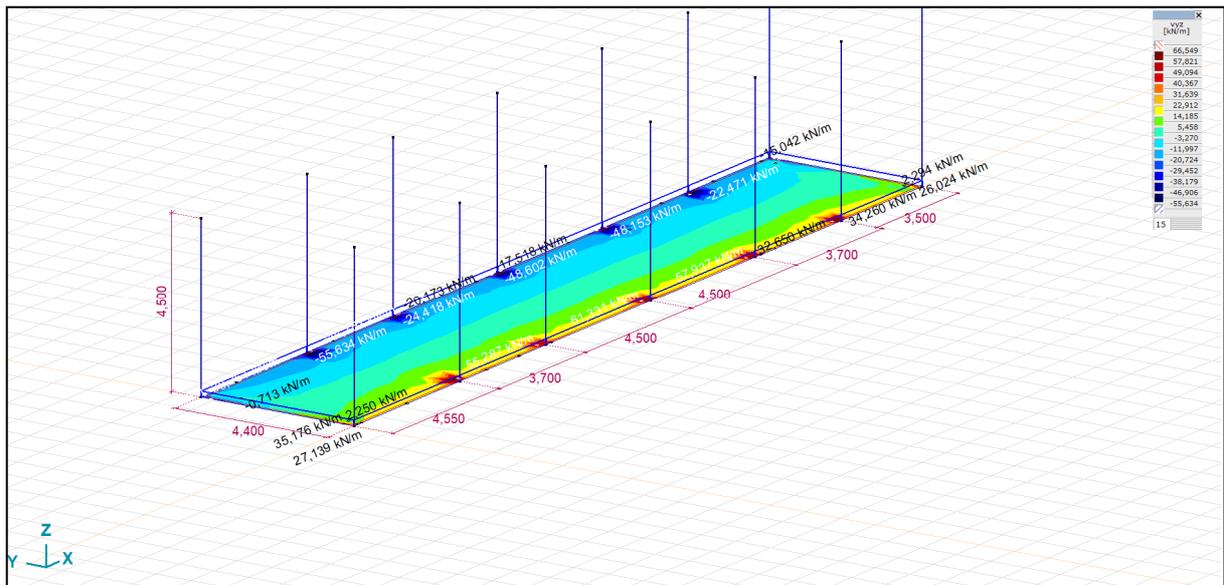


Figura 18: v_{yz} , sollecitazioni taglienti Isosuperfici 2D

5.2 Verifiche degli elementi strutturali

5.2.1 Verifiche shell

Di seguito le armature minime necessarie nelle due direzioni

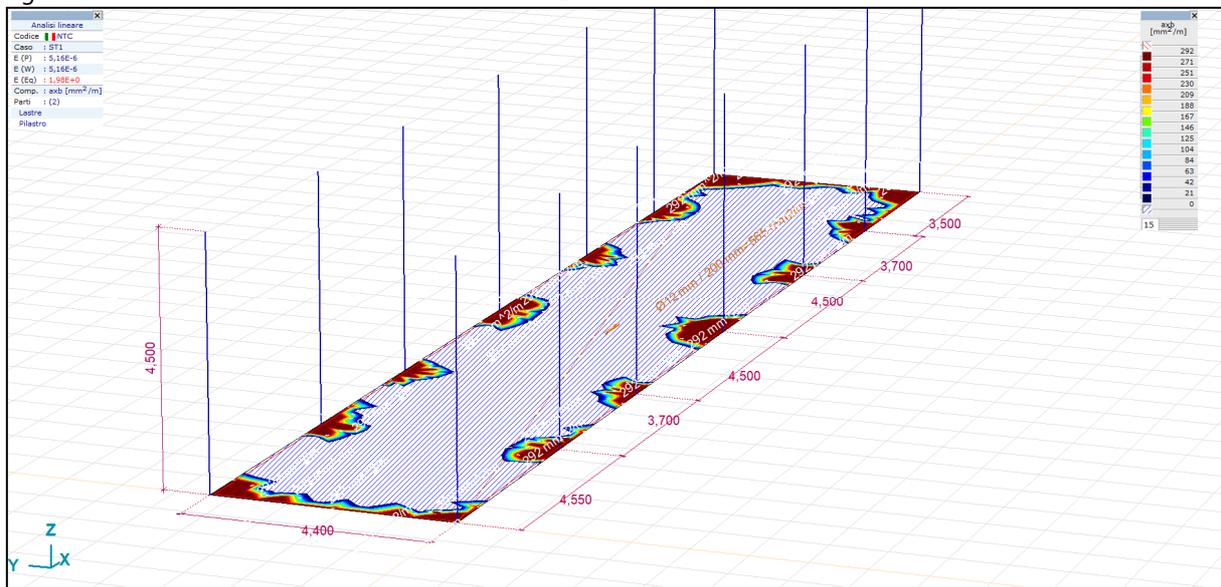


Figura 19: Armatura minima direz x

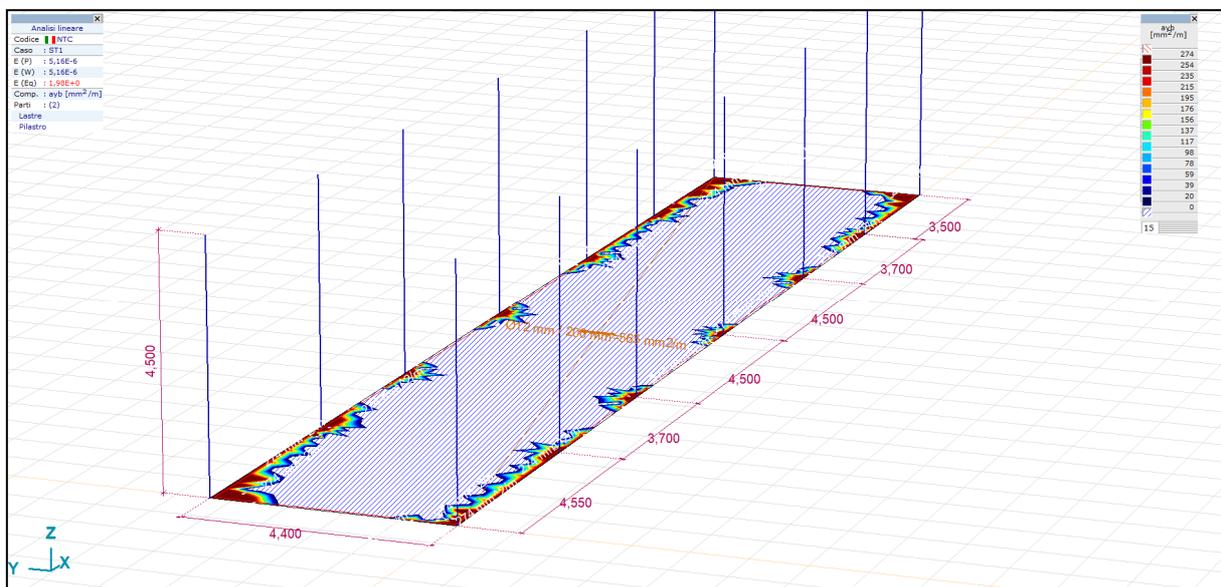


Figura 20: Armatura minima direz y

In corrispondenza dei nodi della platea sottostanti ai pilastri si hanno dei fabbisogni di armatura maggiori, che via via decrescono verso il centro; si prendono come riferimento i valori massimi di fabbisogno di armatura in direzione x e y, e precisamente:

$$a_x = 292 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_y = 274 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si ipotizza di disporre una maglia superiore e inferiore di barre diametro 12 passo 20" in dir x e dir y, allora le sezioni di armatura armature posate diventano:

$$abx = 565\text{mm}^2/\text{m}$$

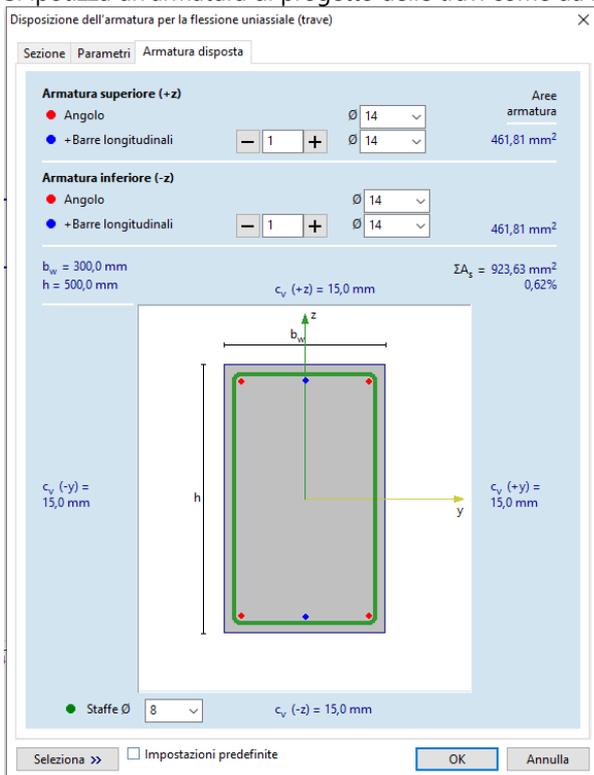
$$aby = 565\text{mm}^2/\text{m}$$

superiori a quelle strettamente necessarie, pertanto le sezioni **risultano verificate**

5.2.2 Verifiche delle sezioni degli elementi asta

Travi

Si ipotizza un'armatura di progetto delle travi come da immagine seguente:



Di seguito vengono riportati i diagrammi di raffornto tra i valori dei tagli e momenti sollecitanti e quelli resistenti Myr Vzr

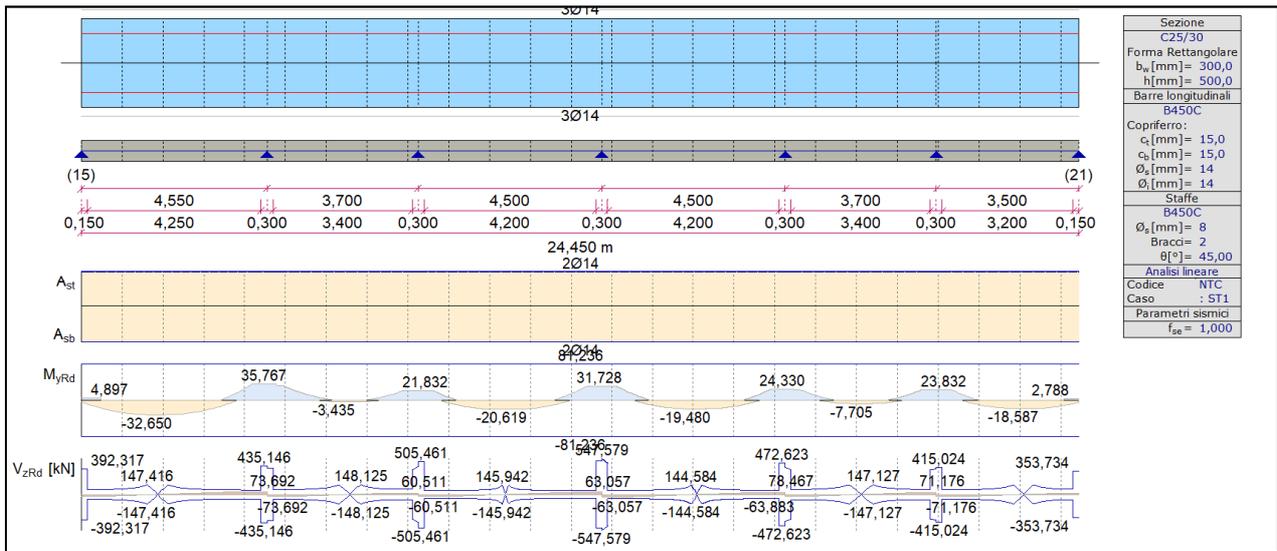


Figura 21: Travata 15-21

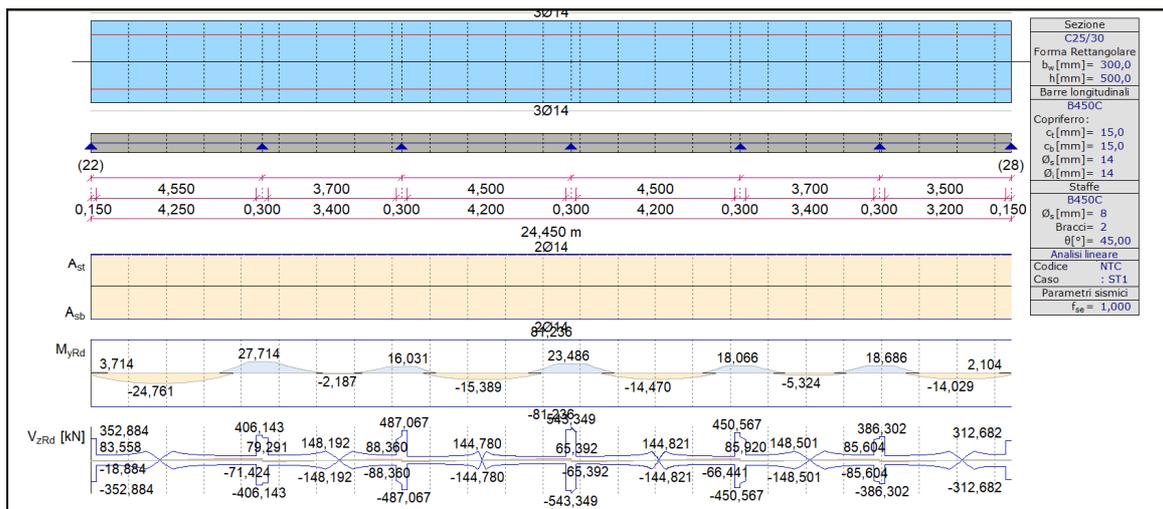


Figura 22: Travata 22-28

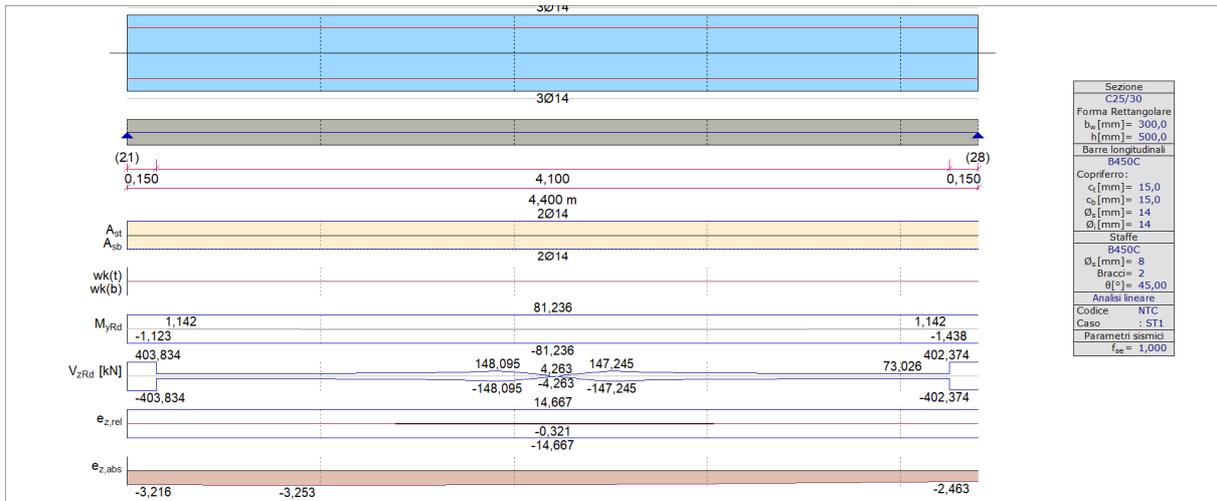
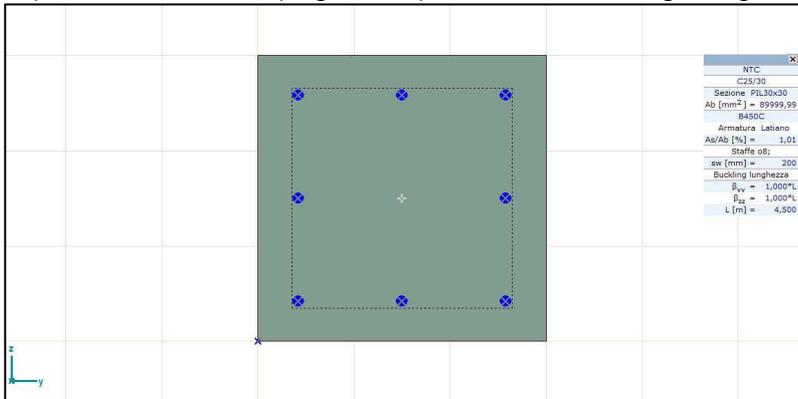


Figura 23: Trave 21-28 = Trave 15-22

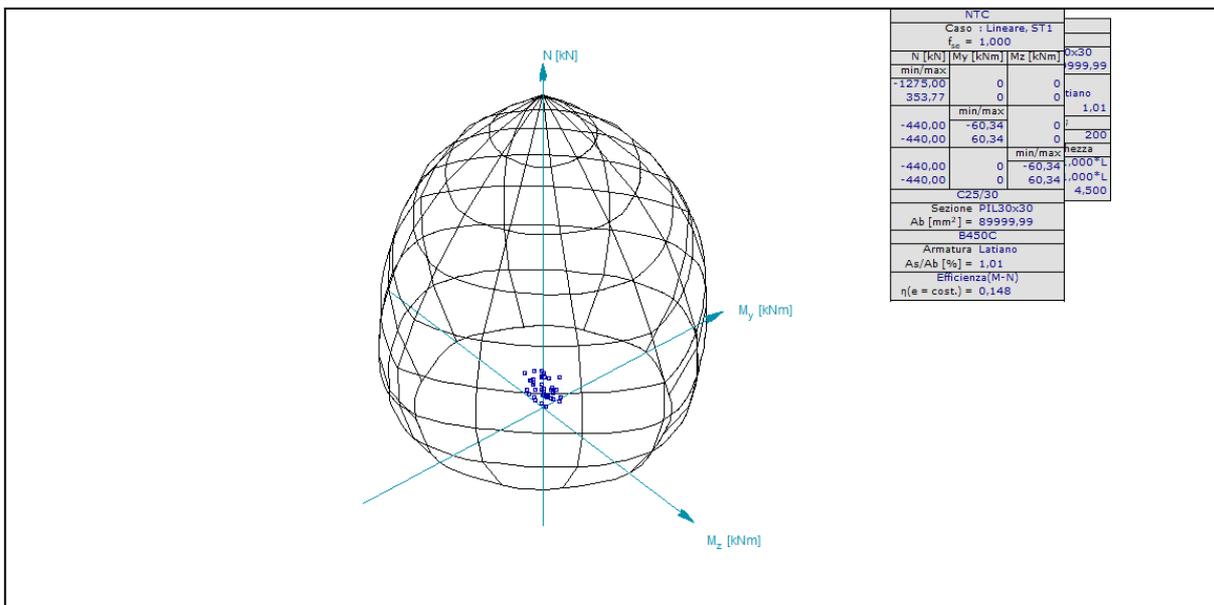
I valori M_r e V_r sono sempre superiori a quelli sollecitanti, pertanto tutte le sezioni risultano verificate.

Pilastrì

Si ipotizza un'armatura di progetto dei pilastri come da immagine seguente:



Gli stati di sollecitazione caratterizzanti tutti e 14 i pilastri della struttura rientrano all'interno del dominio M-N



Si può pertanto considerare tutte le verifiche soddisfatte.

5.2.1 Reazioni al suolo

I pilastri scaricano al suolo carichi verticali dell'ordine dei 160 kN; ipotizzando di diffondere il carico su una base di 130x100cmq, la tensione al suolo è dell'ordine dei

$$160\text{kN}/1,3\text{mq} = 123 \text{ [kN/mq]} = 1,23 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

Avevo ipotizzato di impostare la fondazione a profondità -1,00mt da p.c., ove si riscontrano già i depositi sabbiosi al di sotto della coltre vegetale, si può asserire che il piano di posa sia idoneo a sopportare i futuri carichi di progetto.