



PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO “Francavilla Fontana”

Potenza complessiva 27,3 MWp e SDA da 16 MVA

AUR5 – CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE

Comuni di Francavilla Fontana (BR), Grottaglie (TA) e Taranto (TA)

Proponente: EDP Renewables Italia Holding S.r.l.

25/07/2022

REF.:

Revision: A



EDP Renewables Italia Holding S.r.l.

Ing Daniele Cavallo

						DATE		
						07/22	DRAWN	D.CAVALLO
A	25/07/2022	CAVALLO	CAVALLO	TIZZONI	PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE	07/22	CHECKED	D.CAVALLO
EDIC.	DATE	BY	CHECKED	REVISED-EDPR	MODIFICATION	07/22	REVISED-EDPR	S TIZZONI

GENERAL INDEX

GENERAL INDEX.....	2
1. INTRODUZIONE	5
2. DATI GENERALI	5
2.1. Dati del Proponente	5
2.2. Località di realizzazione dell’intervento	5
2.3. Destinazione d’uso	6
2.4. Dati catastali	6
2.5. Connessione.....	6
3. LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO	7
3.1. Identificazione catastale	7
3.2. Inquadramento Geografico e Territoriale.....	7
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
5. STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI	12
5.1. Descrizione generale dell’opera	12
5.2. verifiche a ribaltamento condotte sulle strutture fotovoltaiche sotto l’azione del vento	14
5.2.1. Modello numerico	14
5.2.2. Geometria di riferimento.....	14
5.2.3. Materiali.....	15
5.2.4. Calcolo delle azioni sulla struttura.....	16
5.2.5. Calcolo del carico vento	16
5.2.6. Risultati del calcolo numerico	20
5.2.7. Verifiche di resistenza	22
5.2.8. Verifiche a ribaltamento dei montanti	23
6. FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE ITS “POWER STATION”	25
6.1. Descrizione generale dell’opera	25
6.2. Modello numerico.....	28
6.3. Risultati delle analisi svolte.....	31
6.4. Verifiche delle sezioni degli elementi shell in C.A.	34
7. STAZIONE UTENTE 150/30 KV	35

7.1. Layout	35
7.2. Fondazione trasformatore di potenza	36
7.2.1. Descrizione.....	36
7.2.2. Materiali e durabilità	37
7.2.3. Ipotesi assunte nella modellazione.....	40
7.2.4. Tipo di analisi strutturale	40
7.2.5. Combinazioni e/o percorsi di carico	42
7.2.6. Verifiche agli stati limite ultimi	42
7.2.7. Verifiche agli stati limite di esercizio	42
7.2.8. Modellazione delle sezioni.....	43
7.2.9. Modellazione struttura	43
7.2.10. Modellazione delle azioni	47
7.2.11. Verifiche elementi parete e/o guscio in c.a.	53
7.3. Caratterizzazione sismica	58
7.3.1. Reticolo di riferimento.....	58
7.3.2. Parametri di riferimento	58
7.3.3. Categoria Topografica.....	59
7.3.4. Categoria del suolo di fondazione	59
7.3.5. Calcolo dell’azione sismica.....	60
7.3.6. Combinazione dei carichi	60
7.4. Verifiche geotecniche	61
7.4.1. Caratterizzazione dell’area di sedime	61
7.4.2. Verifiche di capacità portante.....	62
7.5. Apparecchiature at	65
7.6. Normative di riferimento	65
7.7. Condizioni ambientali	65
7.8. Criteri di modellazione e gestione dei casi di carico	66
7.9. Condizioni di carico	67
7.10. Azioni di calcolo	69
7.11. Deformazioni	72
7.12. Materiali utilizzati	72
7.13. Criteri di progetto delle fondazioni	73
7.13.1. Fondazione per sezionatore orizzontale.....	74
7.13.2. Fondazione per interruttore tripolare	77
7.13.3. Fondazioni unipolari per Trasformatore di Tensione TV	79
7.13.4. Fondazioni unipolari per Trasformatore di Corrente TA.....	81

7.13.5. Fondazioni unipolari per Scaricatori	83
7.13.6. Fondazioni per sistema sbarre	85
7.14. Verifiche geotecniche	86
7.15. Edificio di comando	87
7.15.1. Descrizione	87
7.15.2. Generazione del modello	88
7.15.3. Calcolo delle sollecitazioni e deformazioni	90
7.15.4. Azione sismica	92
7.15.5. Combinazione dei carichi	94
8. CONCLUSIONI	96

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei criteri di dimensionamento preliminare delle opere strutturali previste all'interno dell'impianto agrofotovoltaico, mediante tecnologia fotovoltaica con tracker monoassiale, che la Società EDP Renewables Italia Holding S.r.l. (di seguito “la Società”) intende realizzare nei comuni di Francavilla Fontana (BR), Grottaglie (TA) e Taranto (TA).

L'impianto avrà una potenza installata di 27342 kWp e l'energia prodotta verrà immessa sulla rete RTN in alta tensione.

L'impianto sarà inoltre dotato di un sistema di accumulo della potenza nominale di 16000 kW e con capacità di accumulo di 32000 kWh.

Le opere strutturali trattate nel corpo della relazione sono:

- All'interno dell'impianto FV:
 - Strutture portanti dei moduli FV – tracker monoassiali
 - Fondazioni delle cabine Power station
- All'interno della stazione utente:
 - Fondazione Trafo MT/AT
 - Apparecchiature AT
 - Edificio di comando

2. DATI GENERALI

2.1. DATI DEL PROPONENTE

Di seguito i dati anagrafici del soggetto proponente:

EDP Renewables Italia Holding S.r.l.

Cod fisc/p IVA 01832190035

Via Lepetit 8, 10

20100 Milano MI Italy

Numero REA MI-2000304 Pec edprenewablesitaliaholding@legalmail.it

2.2. LOCALITÀ DI REALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

L'impianto fotovoltaico oggetto del presente documento sarà realizzato nel comune di Francavilla Fontana (BR).

Il cavidotto MT relativo allo stesso impianti interesserà invece i comuni di Francavilla Fontana (BR), Grottaglie (TA) e Taranto (TA).

Le opere Utente e di Rete, nonché il sistema di accumulo, saranno infine realizzate interamente nel comune di Taranto (TA).

	<p>PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO “Francavilla Fontana” DA 27,3 MWp E SDA DA 16 MVA</p>	<p>Luglio 2022</p>
--	--	--------------------

2.3. DESTINAZIONE D’USO

L’area oggetto dell’intervento ha una destinazione d’uso agricolo, come da Certificati di Destinazione Urbanistica allegati alla documentazione di progetto.

2.4. DATI CATASTALI

I terreni interessati dall’intervento, così come individuati al catasto terreni del Comune di Francavilla Fontana (BR) sono i seguenti:

- Foglio 143, particelle 29, 30, 52, 53, 63

Tutti i terreni su cui saranno installati i moduli fotovoltaici e realizzate le infrastrutture necessarie, risultano di proprietà privata e corrispondono a terreni ad uso prevalentemente agricolo o in ogni caso lasciati incolti.

Luogo di installazione	Comune di Francavilla Fontana (BR)	
Denominazione Impianto	Impianto agrofotovoltaico Francavilla Fontana	
Potenza di picco (kWp)	27.342,00 kWp	
Potenza sistema di accumulo	16.000,00 kVA / 32.000,00 kWh	
Informazioni generali del sito	Sito pianeggiante raggiungibile da strade comunali/provinciali	
Tipo di struttura di sostegno	Inseguitore monoassiale	
Coordinate Sito Est	Latitudine	40°31’05.33’’N
	Longitudine	17°29’01.08’’E
	Altitudine	150-155 m
Coordinate Sito Ovest	Latitudine	40°31’07.57’’N
	Longitudine	17°29’29.33’’E
	Altitudine	150-155 m

Tabella 2-1 - Ubicazione del sito

2.5. CONNESSIONE

Il progetto di connessione, associato al codice pratica 202000811 prevede che la centrale venga collegata in antenna a 150 kV sulla sezione a 150 kV di una nuova Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN a 380/150 kV da inserire in entra-esce alla linea RTN a 380 kV “Erchie 380 – Taranto N2”.

Nel preventivo di connessione TERNA informa che al fine di razionalizzare l’utilizzo delle strutture di rete sarà necessario condividere lo stallo in stazione con altri impianti di produzione.

Il preventivo per la connessione è stato accettato in data 23/11/2020.

	<p style="text-align: center;">PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO “Francavilla Fontana” DA 27,3 MWp E SDA DA 16 MVA</p>	<p style="text-align: right;">Luglio 2022</p>
--	--	---

3. LOCALIZZAZIONE DEL PROGETTO

3.1. IDENTIFICAZIONE CATASTALE

I terreni interessati dall'intervento, così come individuati al catasto terreni del Comune di Francavilla Fontana (BR) sono i seguenti:

- Area impianto 1:
 - Foglio143, particelle 29, 30, 63
- Area impianto 2:
 - Foglio 143, particelle 52, 53

Secondo il P.R.G. vigente nel comune di Francavilla Fontana le aree ricadono in zona “E2 - Rurale” come attestato dai certificati di destinazione urbanistica rilasciati dal Comune di Francavilla Fontana.

L'impianto non insiste all'interno di nessuna area protetta, tantomeno in aree SIC o ZPS.

3.2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

L'area in cui è prevista la realizzazione dell'impianto agrofotovoltaico è ubicata interamente nel Comune di Francavilla Fontana (provincia di Brindisi). Il cavidotto MT interessa anche i comuni di Grottaglie (TA) e Taranto (TA), mentre le opere di connessione alla RTN ricadono interamente all'interno del comune di Taranto (provincia di Taranto), in un'area per lo più pianeggiante, avente una quota variabile compresa tra 150 e 155 m s.l.m. Sostanzialmente l'impianto fotovoltaico è suddiviso in due aree non continue, identificate dalle seguenti coordinate (le coordinate geografiche sono in WGS84):

- Area 1: 40°31'05.33" Lat. Nord; 17°29'01.08" Long. Est
- Area 2: 40°31'07.57" Lat. Nord; 17°29'29.33" Long. Est

Cartograficamente l'area occupa la porzione centrale della tavoletta “FRANCAVILLA FONTANA” Fog. 494, Quadr. IV Orient. N.O. e della tavoletta “BRINDISI” Fog. 476, Quadr. III Orient. S.O. in scala 1:50.000 della Carta Ufficiale d'Italia, taglio geografico ED50, 1° servizio Cartografico luglio 2011.

Cartograficamente l'area ricade nel grigliato 5.000 IGM e nella Carta Tecnica Regionale, nei fogli 494062, 494101, 494104, 494103.

I terreni attualmente sono coltivati a seminativo e uliveto, in parte sono in stato di abbandono e in parte sono destinati a pascolo.

L'accesso al sito per le diverse aree d'impianto avviene tramite brevi tratti di strade comunali/vicinali che si diramano dalle seguenti strade principali:

- S.S. 7 (Via Appia, E90) sul lato nord
- Strada provinciale 4 bis ex S.S. 603 sul lato Sud

Di seguito sono riportati stralci della cartografia su cui ricadono le aree di impianto. Si rimanda alle tavole allegate al presente progetto per maggiori dettagli.

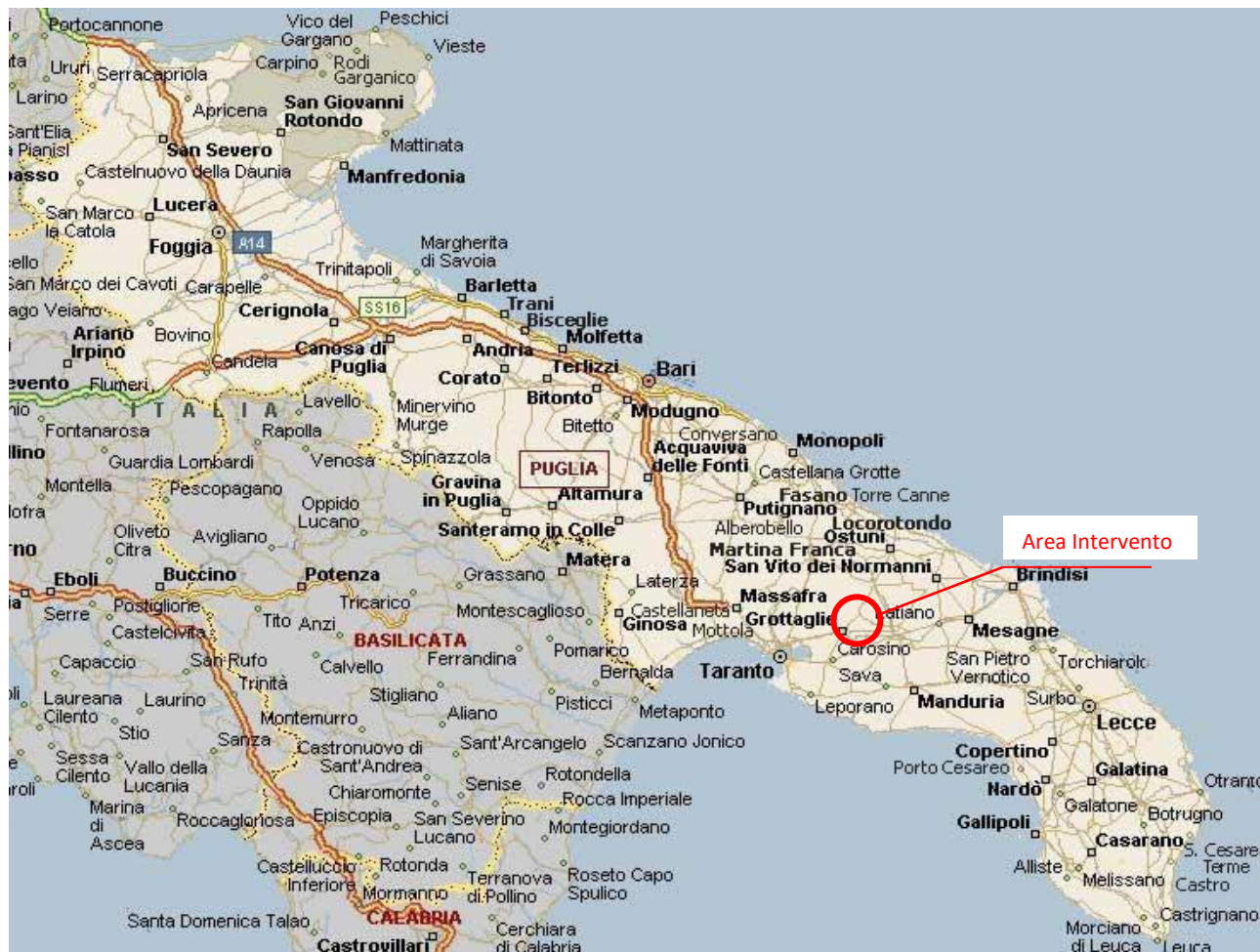


Figura 3-1 – Inquadramento regionale

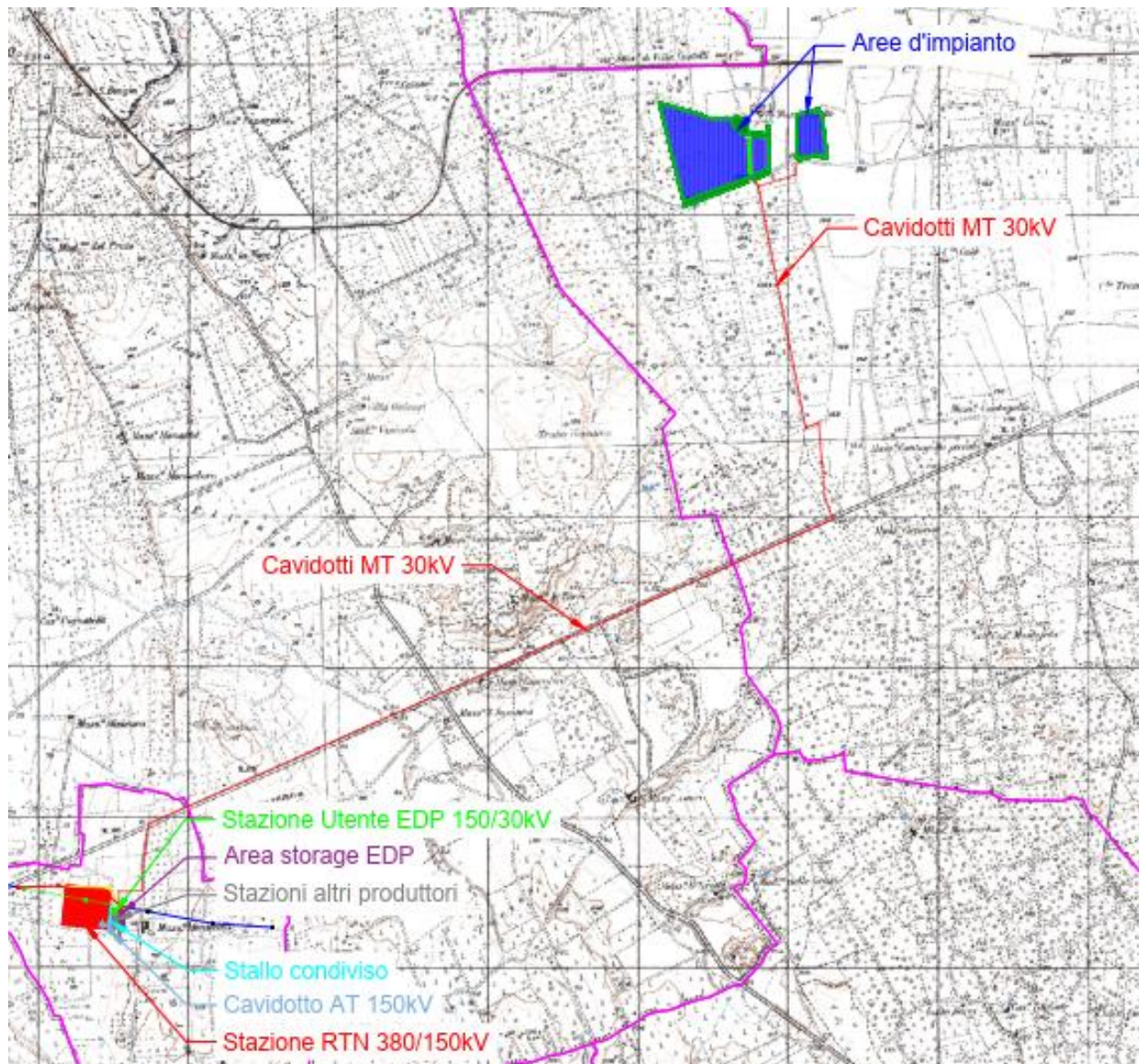


Figura 3-2 – Inquadramento su IGM

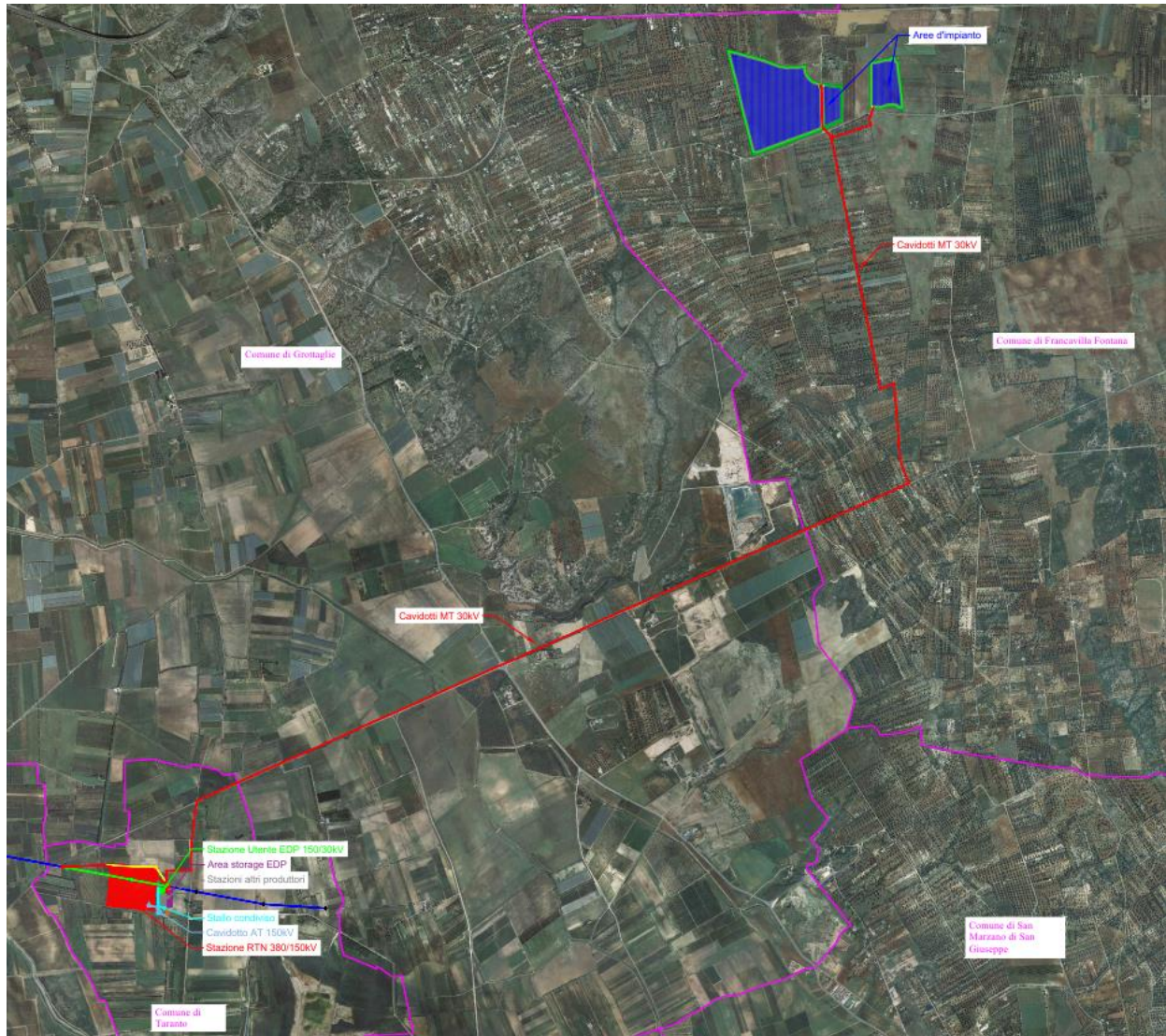


Figura 3-3 – Inquadramento su ortofoto



Figura 3-4 – Inquadramento catastale aree impianto

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri impiegati nel dimensionamento preliminare delle strutture sono quelli dettati dalla Scienza delle Costruzioni. I carichi agenti sulle strutture invece, sono stati considerati in accordo alle disposizioni di cui al 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”*”.

5. STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI

5.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL’OPERA

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

Per questo impianto sono previste due tipologie di vele - 30x2 moduli e 15x2 moduli - tutte in configurazione 2V (in totale, rispettivamente 60 moduli e 30 moduli per struttura disposti su due file in verticale);

Le strutture portanti sono costituite essenzialmente da tre componenti:

- 1) I pali in acciaio zincato, direttamente infissi nel terreno;
- 2) La struttura porta moduli girevole, montata sulla testa dei pali, composta da profilati in alluminio, sulla quale vengono posate due file parallele di moduli fotovoltaici (in totale massimo 60 moduli per struttura disposti su due file in verticale, considerando la struttura più grande che verrà impiegata sull’impianto);
- 3) L’inseguitore solare monoassiale, costituita da una trave orizzontale, libera di ruotare intorno al proprio asse, in appoggio semplice sui montanti verticali, posti ad interasse di circa 6,5mt necessario per la rotazione della struttura porta moduli. L

Le strutture saranno opportunamente dimensionate nei riguardi del peso dei moduli fotovoltaici, e del carico vento della zona di installazione, che è quello prevalente per questa tipologia di strutture.

I montanti verticali verranno infissi per battitura nel terreno, fino ad una profondità variabile tra i 150 e i 250cm; la profondità e la tipologia di infissione sono state progettate in virtù dei risultati dalle indagini geologiche condotte in situ, e parte integrante del progetto definitivo.

La modalità di infissione per battitura rappresenta una tipologia molto diffusa nel settore delle installazioni fotovoltaiche; la fattibilità tecnica, tuttavia, deve essere validata mediante un numero di prove in situ su pali pilota (test di pull out e di carico laterale), che danno un responso empirico della tenuta strutturale.

Le prove di collaudo – pull out test e carico laterale - vengono solitamente effettuate in fase di progettazione esecutiva; nel caso in oggetto, essendo in fase di progetto definitivo, si assumono valide le soluzioni progettuali prima espresse, supportate dalle valutazioni numeriche di seguito esplicitate.

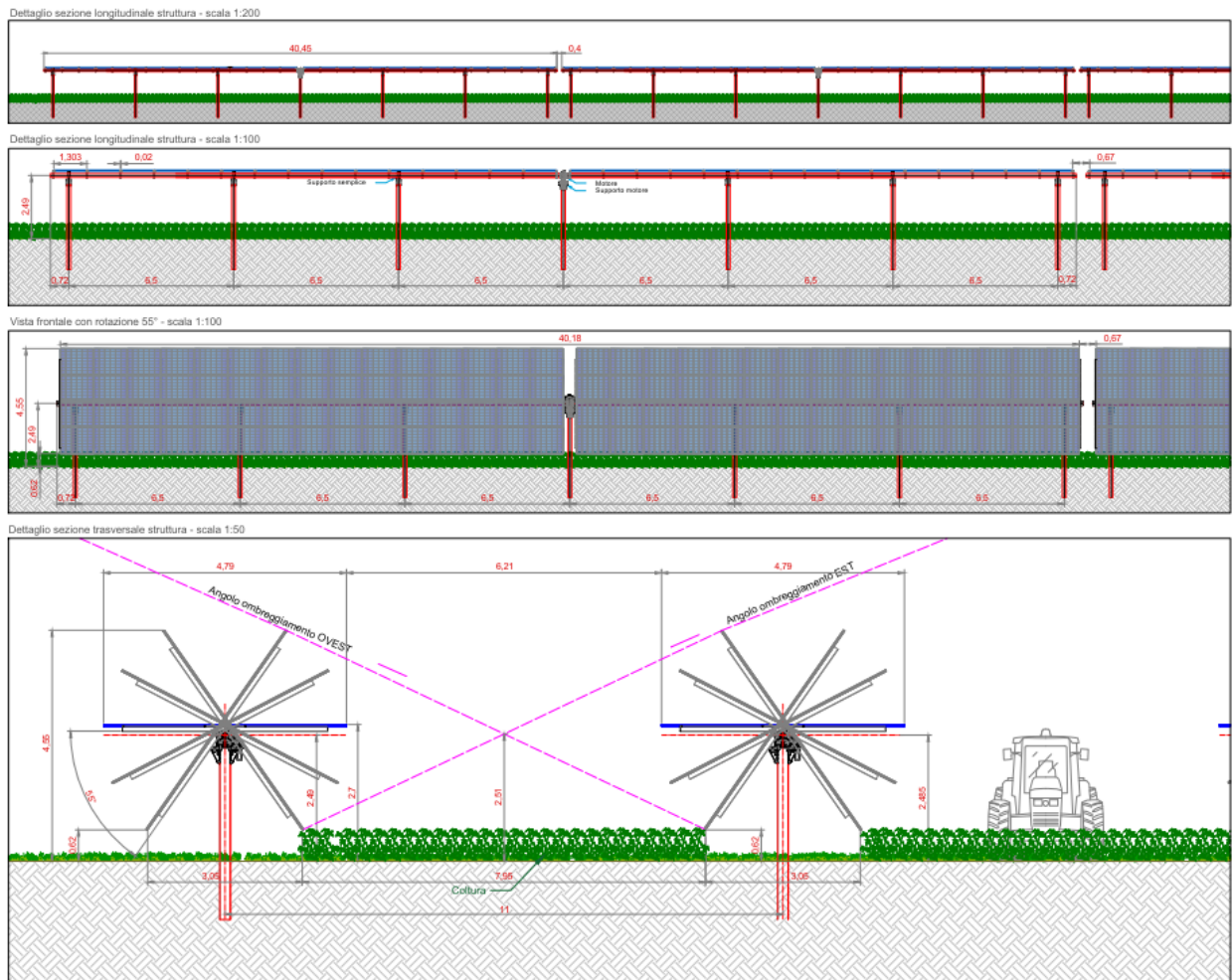


Figura 5-1 – Sezione trasversale tipologica struttura Tracker



Figura 5-2 – Esempio di struttura + modulo FV bifacciale

5.2. VERIFICHE A RIBALTAMENTO CONDOTTE SULLE STRUTTURE FOTOVOLTAICHE SOTTO L’AZIONE DEL VENTO

5.2.1. Modello numerico

Attraverso un modello a elementi finiti, è possibile schematizzare la struttura di supporto, assegnandole:

- le geometrie di riferimento
- le proprietà dei materiali,
- i vincoli esterni
- i carichi di esercizio.

La struttura di supporto moduli viene modellata secondo le seguenti ipotesi;

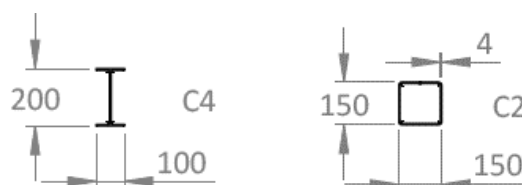
- la trave orizzontale è modellata come elemento asta (beam); libera di ruotare intorno al proprio asse, in appoggio semplice sui montanti verticali.
- I montanti verticali sono modellati come elementi asta incastrati alla base ad una profondità pari a -100cm dal piano campagna, da dove si esplica l’effetto dovuto all’infissione su substrato rigido.
- La vela fotovoltaica, ad inclinazione variabile, è modellata come pannello di carico, elemento virtuale privo di massa e rigidità che trasferisce alla trave principale i carichi esterni (peso proprio, vento, neve, ecc...).

5.2.2. Geometria di riferimento

La geometria della vela viene desunta dai disegni architettonici di progetto

Le sezioni utilizzate, con le loro caratteristiche geometriche, sono riportate nella tabella seguente:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm ²	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³
1	IPE 200	28.50	0.0	0.0	7.00	142.00	1943.00	28.50	194.30	44.60	220.60
3	profilo Q150x4.0	22.76	0.0	0.0	1267.70	797.32	797.32	106.31	106.31	123.46	123.46



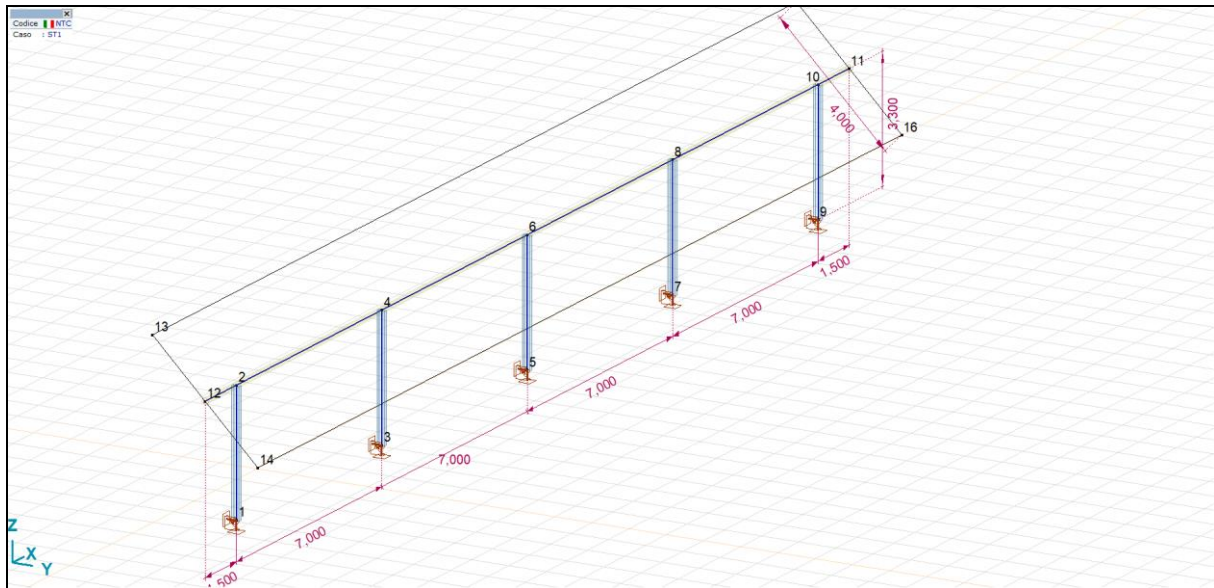


Figura 5-3 – Schema tipo struttura

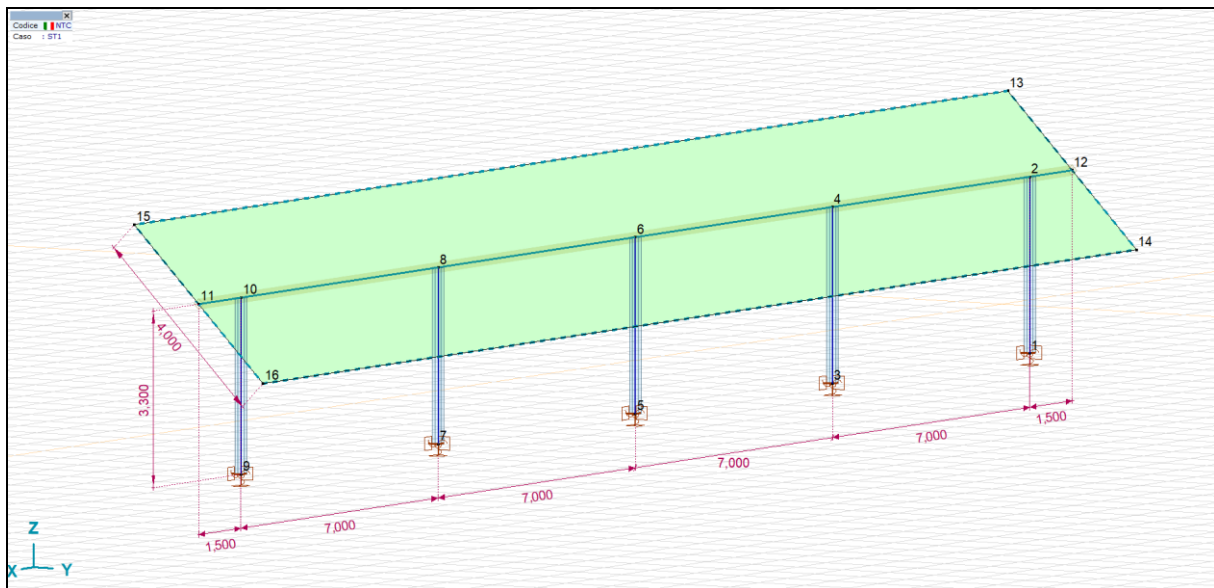


Figura 5-4 – schema struttura con pannello di carico

5.2.3. Materiali

Le strutture sono costituite con profili in acciaio, ai quali vengono assegnate le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

Nome	Tipo			• [kg/m ³]	E _x [N/mm ²]	•
1 S 235	Acciaio	f _y ⁺ [N/mm ²] = 215,00	f _u ⁺ [N/mm ²] = 360,00	7850	210000	0,30
2 S 355	Acciaio	f _y ⁺ [N/mm ²] = 335,00	f _u ⁺ [N/mm ²] = 470,00	7850	210000	0,30

5.2.4. Calcolo delle azioni sulla struttura

Le azioni prevalenti che sollecitano le strutture fotovoltaiche sono quelle dovute ai venti.

La pressione che il vento esercita sulla vela fotovoltaica induce, sulle strutture di supporto, azioni di downlift (carico laterale) e di uplift (carico verticale).

5.2.5. Calcolo del carico vento

I valori caratteristici vengono calcolati come da Normativa di riferimento D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, di cui al Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Pressione del vento sulla vela $p = qb C_e C_p C_d$

Zona vento = 3

($V_{b,0} = 27$ m/s; $A_0 = 500$ m; $K_s = 0,37$)

Altezza dell'edificio = 3,00 m

Classe di rugosità del terreno: D (Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...))

Categoria esposizione: tipo II

($K_r = 0,19$; $Z_0 = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Velocità di riferimento = 27,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 45,56 daN/mq

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1,80

Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00

Coefficiente di pressione C_p

Le strutture fotovoltaiche sono trattate come tettoie a singola falda, con assenza di ostruzioni al di sotto di esse (coefficiente di bloccaggio $\Phi=0$); il punto C3.3.8.2 della Circolare fornisce i criteri per la valutazione dell'azione del vento sulle strutture tipo tettoia, introducendo il coefficiente di forza C_p , così definito:

Per valori positivi $C_p = +0,2 + \alpha/30$

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

Il valore del C_p dunque è variabile in funzione dell’inclinazione della vela fotovoltaica; di conseguenza, anche il valore della pressione del vento p varia in funzione dell’angolo di inclinazione.

I valori di C_p variano a seconda dell’angolo di inclinazione della vela, come di seguito:

inclinaz	$C_p +$	$C_p -$
0	0,20	0,50
15	0,70	1,15
20	0,87	1,37
25	1,03	1,58
30	1,20	1,80
35	1,37	2,02
40	1,53	2,23
45	1,70	2,45
50	1,87	2,67
55	2,03	2,88

I valori della pressione del vento p variano con l’angolo di inclinazione della vela, come di seguito:

inclinaz	$q+$ (daN/mq) sopravvento	$q-$ (daN/mq) sottovento
0	16,40	41,01
15	57,41	94,31
20	71,08	112,08
25	84,75	129,85
30	98,42	147,62
35	112,08	165,39
40	125,75	183,16
45	139,42	200,93
50	153,09	218,70
55	166,76	236,47

La vela fotovoltaica, complesso definito da moduli + arcarecci, trasmette alla trave orizzontale - asse di rotazione dei trackers - un carico lineare, pari a:

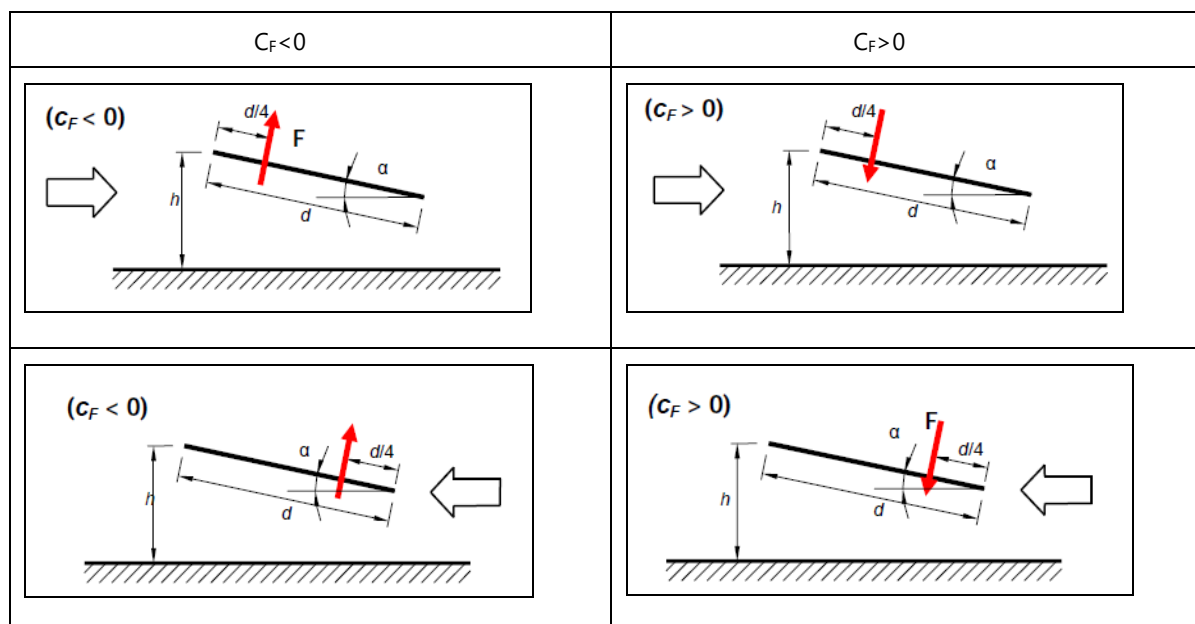
$$Q=q*4,0$$

anch’esso funzione dell’angolo di inclinazione.


I valori dei suddetti carichi agenti sulla trave – asse di rotazione sono dunque:

inclinaz	Q+ (daN/m)	Q- /daN/m)
0	65,6	164,0
15	229,6	377,3
20	284,3	448,3
25	339,0	519,4
30	393,7	590,5
35	448,3	661,6
40	503,0	732,6
45	557,7	803,7
50	612,4	874,8
55	667,0	945,9

L'azione del vento è schematizzata attraverso 4 schemi di carico in cui le forze F , risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, sono dirette ortogonalmente ad essa:



Ognuna di queste forze, scomposta sugli assi principali x e z , genera sui montanti dei carichi sia orizzontali (direz $+x$ e $-x$) che verticali (direz $+z$ e $-z$), come segue:



ang	C _f >0	C _f <0	F _{x+} (daN/m)	F _{x-} (daN/m)	F _{y+} (daN/m)	F _{y-} (daN/m)
0	0,20	0,50	0,0	0,0	65,6	-164,0
15	0,70	1,15	59,4	-97,6	221,8	-364,4
20	0,87	1,37	97,2	-153,3	267,2	-421,3

25	1,03	1,58	143,3	-219,5	307,2	-470,7
30	1,20	1,80	196,8	-295,2	340,9	-511,4
35	1,37	2,02	257,2	-379,5	367,3	-541,9
40	1,53	2,23	323,3	-470,9	385,3	-561,2
45	1,70	2,45	394,3	-568,3	394,3	-568,3
50	1,87	2,67	469,1	-670,1	393,6	-562,3
55	2,03	2,88	546,4	-774,8	382,6	-542,5

Le configurazioni più dei carichi vento più sollecitanti si hanno per:

$F_{orizz} = 774,8 \text{ daN/m}$ quando la vela è inclinata a 55° (pressione vento $236,27 \text{ daN/mq}$)

$F_{uplift} = 568,3 \text{ daN/m}$ quando la vela è inclinata a 45° (pressione vento $-200,93 \text{ daN/mq}$)

In condizioni di esercizio, i trackers sono dotati di un sistema di controllo remoto che è in grado di mettere le vele in “protezione”, ossia in configurazione sub orizzontale, quando l’intensità del vento raggiunge valori prossimi a quelli critici; per tal motivo la configurazione a 55° a carico vento massimo non è realizzabile in fase operativa; per tale regione, anche per i carichi laterali, si considera come valore massimo quello corrispondente ad una inclinazione a 45° , ossia:

$F_{orizz} = 568,3 \text{ daN/m}$ quando la vela è inclinata a 45° (pressione vento $200,93 \text{ daN/mq}$)

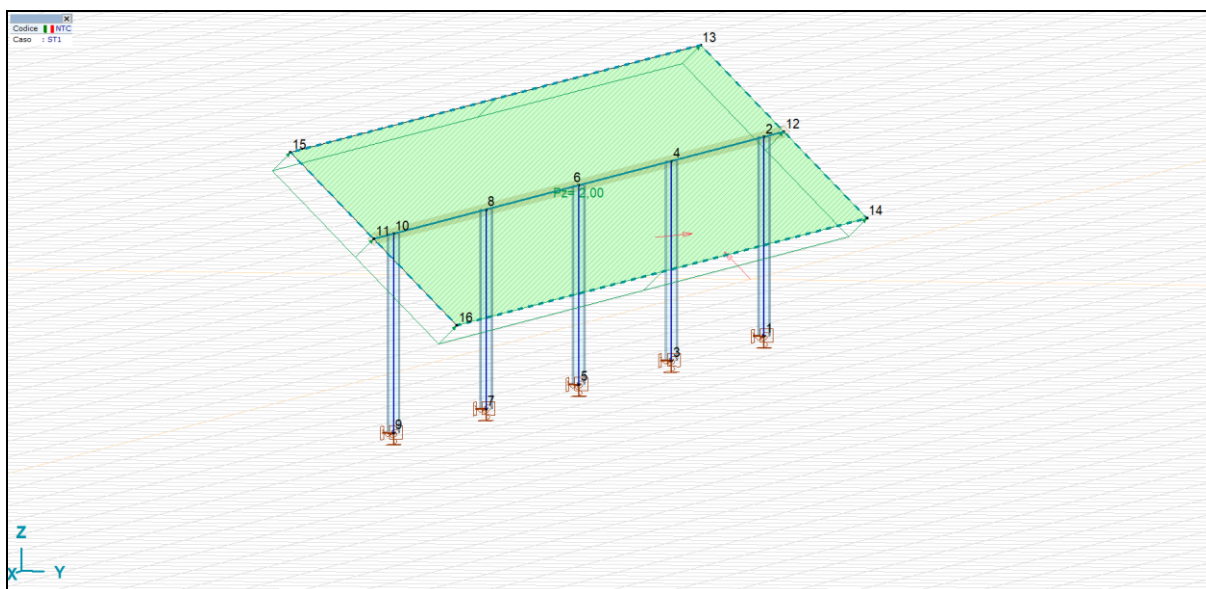


Figura 5-5 – vista 3D del carico uplift 200 daN/mq

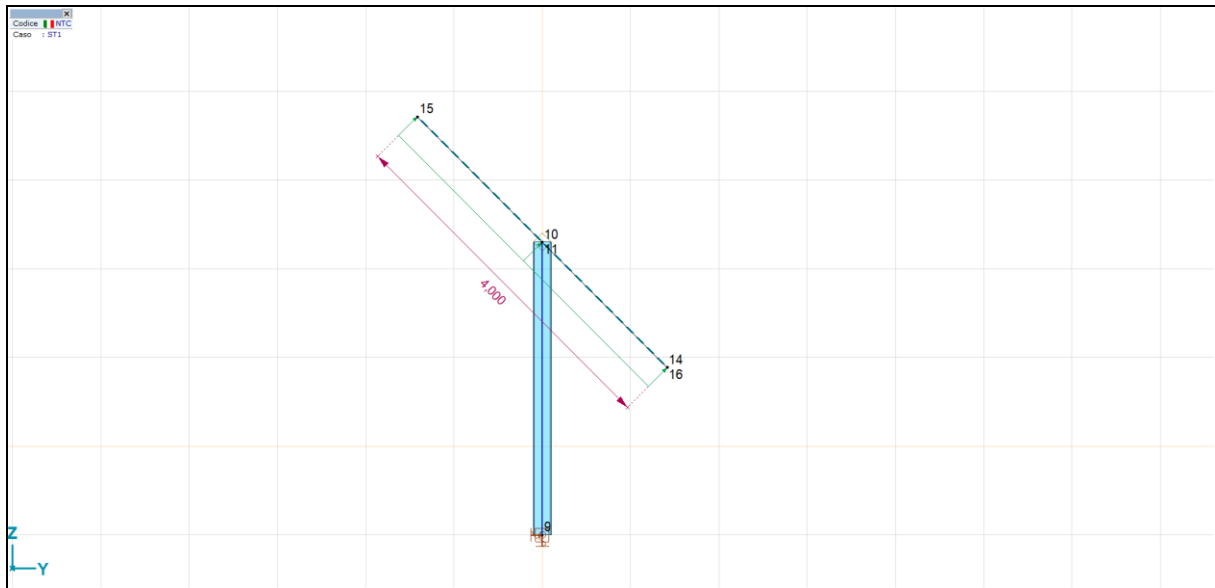


Figura 5-6 – vista laterale del carico uplift 200daN/mq

5.2.6. Risultati del calcolo numerico

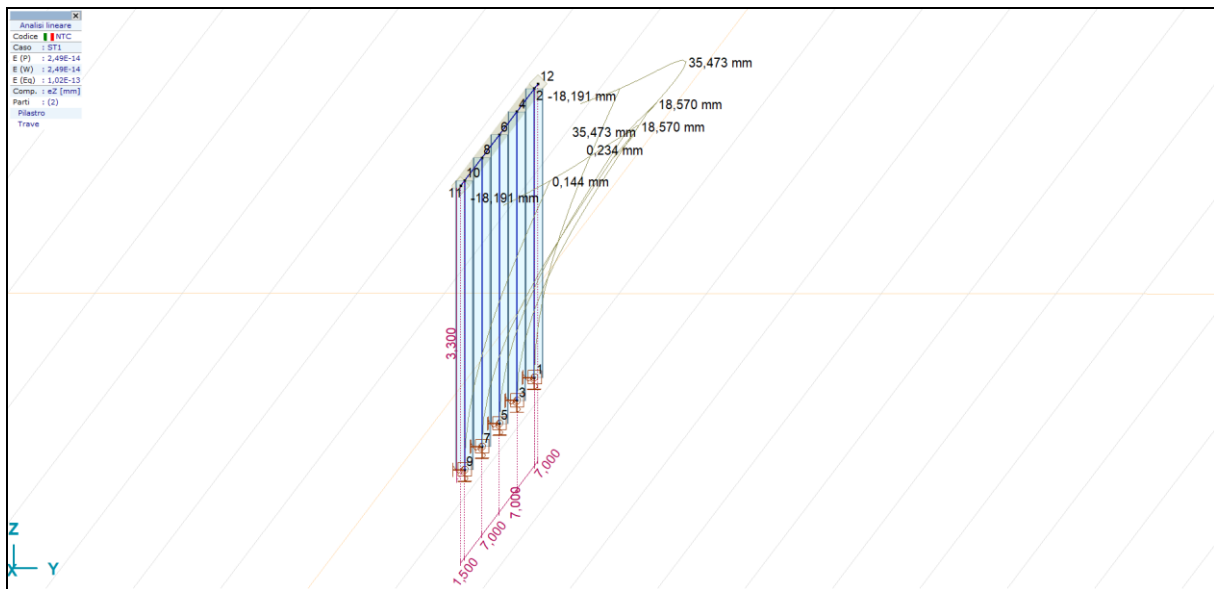


Figura 5-7 – deformazioni/spostamenti della struttura

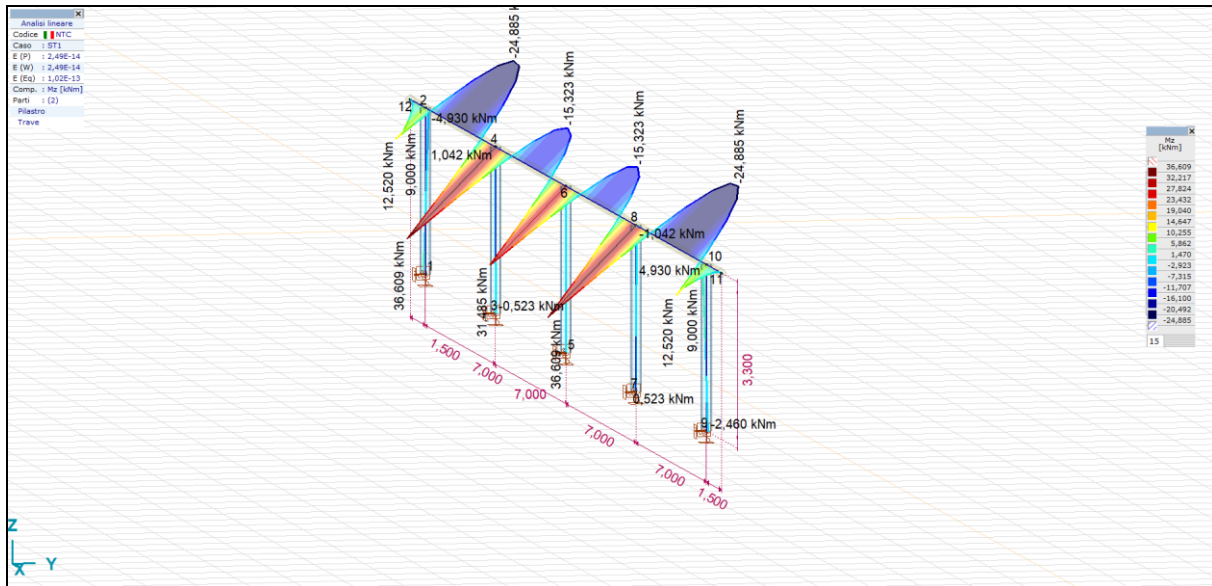


Figura 5-8 – Momenti flettenti agenti sulla trave principale

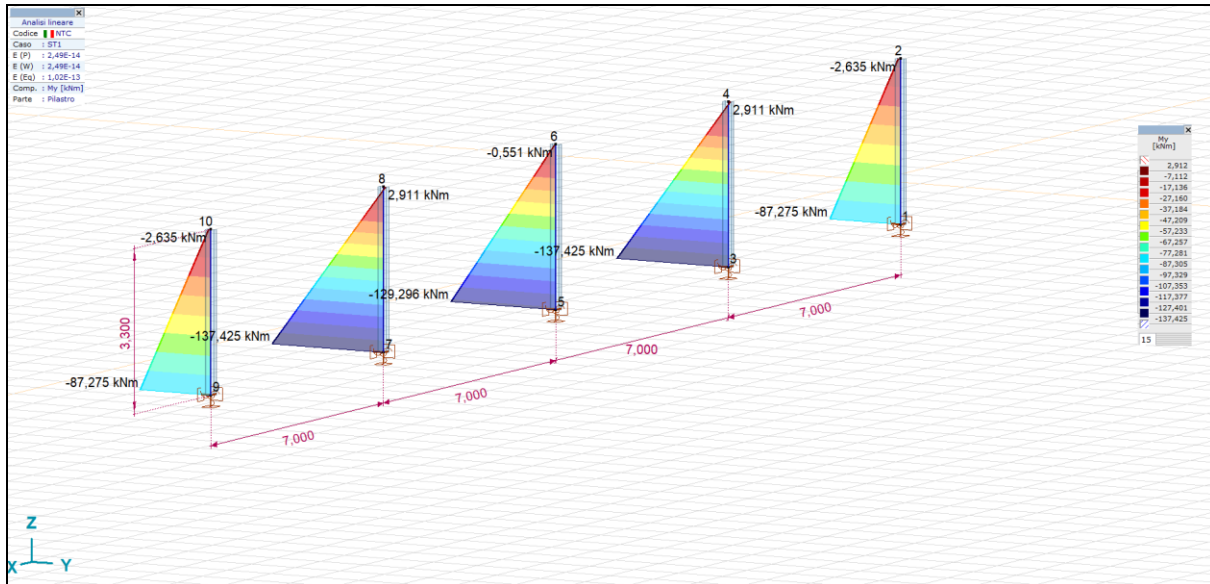


Figura 5-9 – momenti flettenti agenti sui montanti

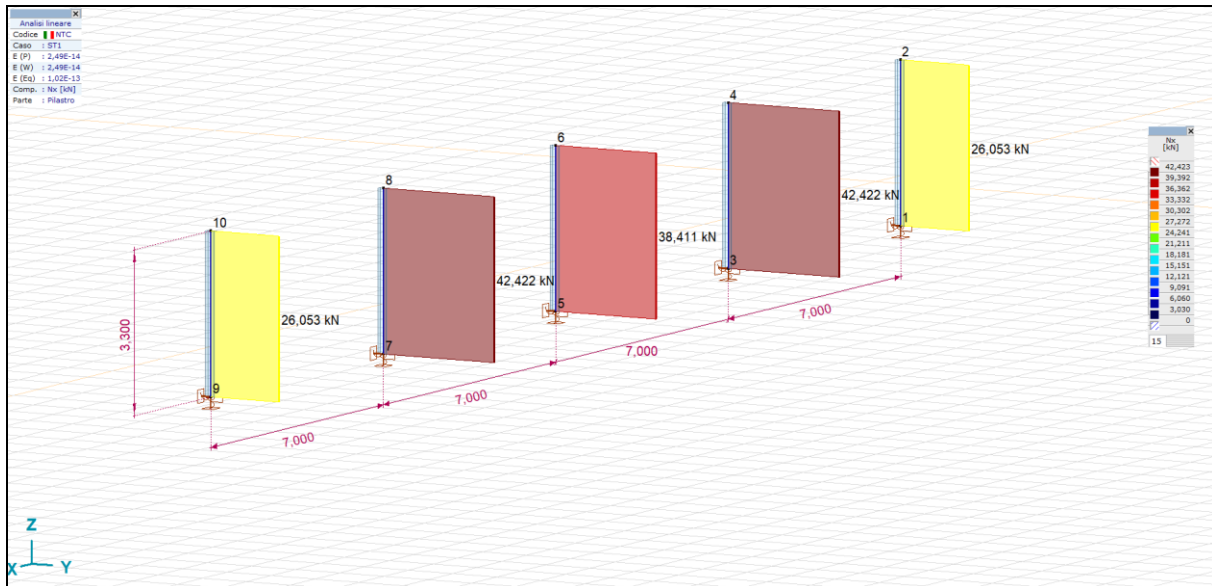


Figura 5-10 – sforzi assiali agenti sui montanti

5.2.7. Verifiche di resistenza

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

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

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

$$M_{\max} = 13,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a:

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

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

$$M_y / M_{\max} = 5.02$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile

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

$$M_{\max} = 24,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a

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

dal rapporto tra momento di snervamento momento sollecitante si ottiene:

$$M_y / M_{\max} = 5.8$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza accettabile.

5.2.8. Verifiche a ribaltamento dei montanti

Le verifiche di resistenza pocanzi illustrate trovano validità solo se viene meno la condizione di rottura locale del terreno nell’intorno del montante.

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

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

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

I test consistono nell’infiggere alcuni pali pilota alla profondità di infissione di progetto, nell’applicare alla testa dei pali i carichi di esercizio, e misurare in campo gli spostamenti (e/o le eventuali rotture).

Nel nostro caso, come visto in precedenza, i carichi massimi cui è soggetto il montante (nella configurazione della vela a 45° in condizioni di ventosità massima) sono pari a:

$$F_{\text{orizz}} = 42,00 \text{ kN}$$

$$F_{\text{uplift}} = 42,00 \text{ kN}$$

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 correggere le soluzioni progettuali di partenza, ad esempio potrebbe essere necessario:

- aumentare la profondità di infissione
- incrementare l’inerzia dei montanti
- ridurre il passo dei montanti
- modificare la tipologia di infissione

In conclusione, si può asseverare che l’esito delle verifiche è positivo in termini di tensioni di lavoro

Si raccomanda ad ogni modo, per questi tipi di strutture, 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).



Figura 5-11 – Esecuzione di pull out test

6. FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE ITS “POWER STATION”

6.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL’OPERA

Le strutture fondali di seguito dimensionate dovranno sostenere i carichi provenienti dalla Power Station, della quale si fornisce una immagine qualitativa.



Figura 6-1 – Tipico power station con inverter e trasformatore elevatore

Le tolleranze dimensionali della Power Station vengono fornite dal produttore; di seguito alcune immagini illustrative:

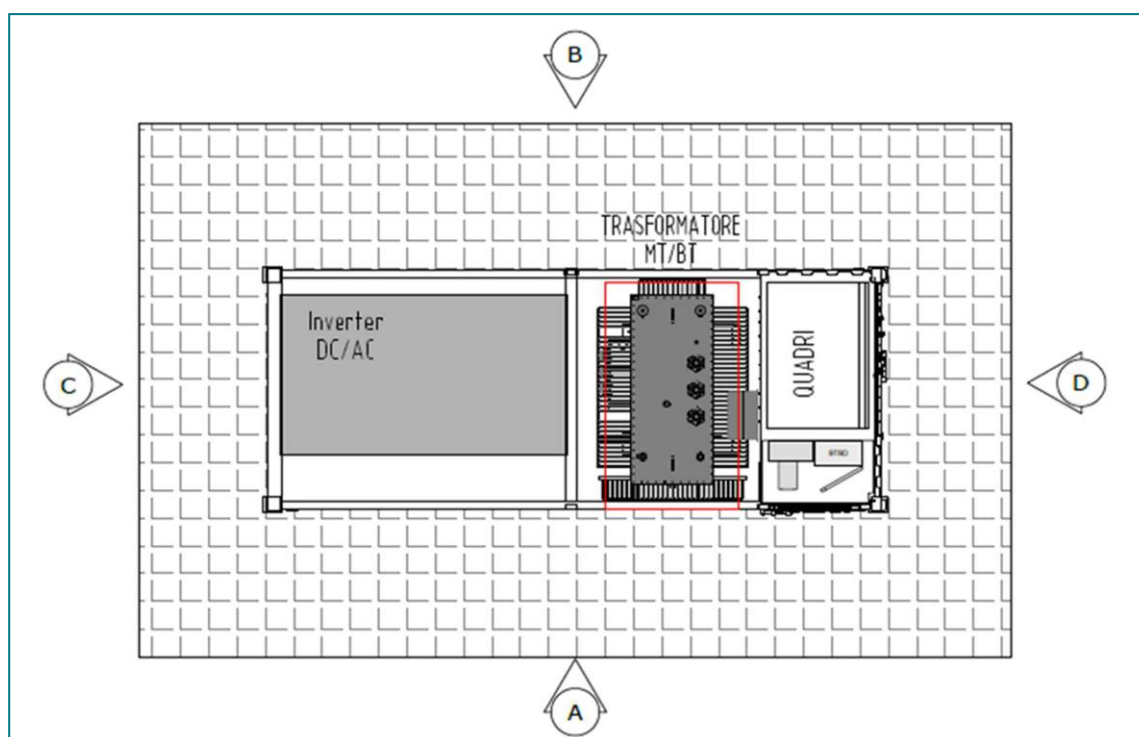


Figura 6-2 – Pianta MV Power station

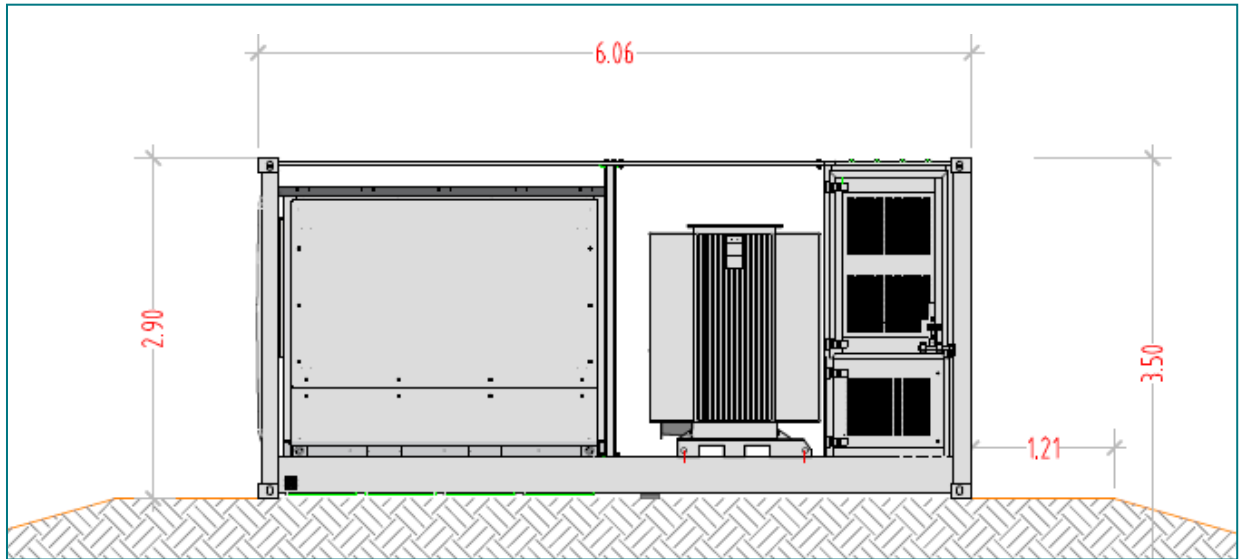


Figura 6-3 – Vista A

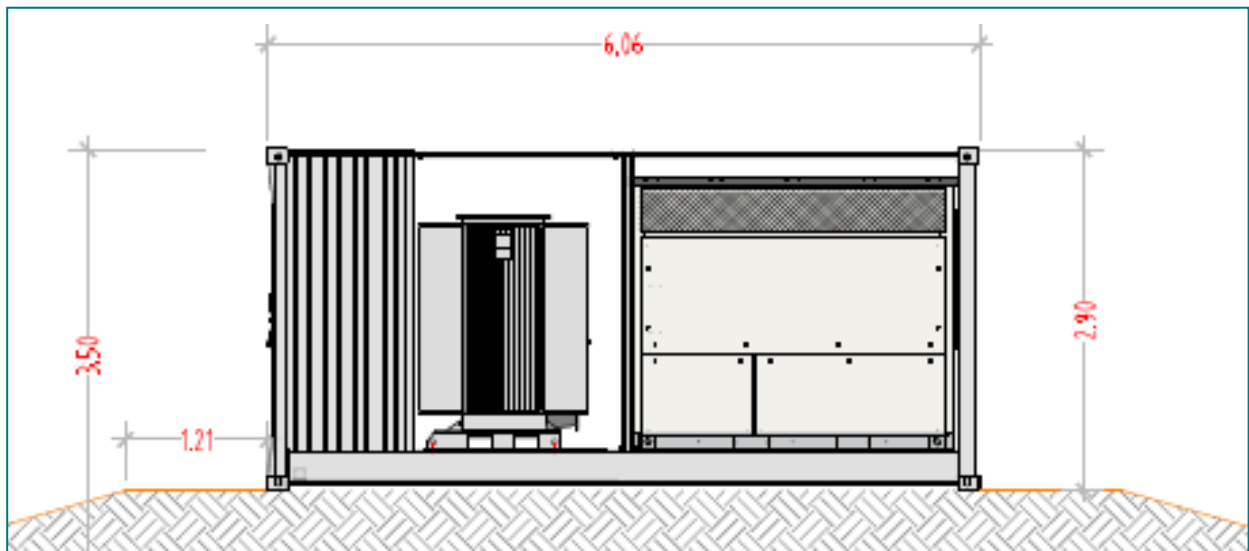


Figura 6-4 – Vista B

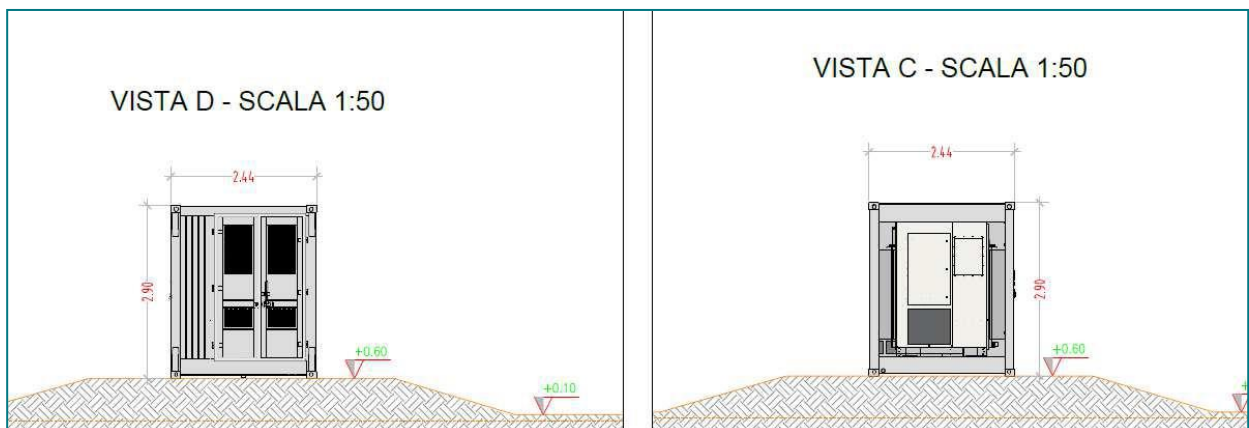


Figura 6-5 – Viste C e D

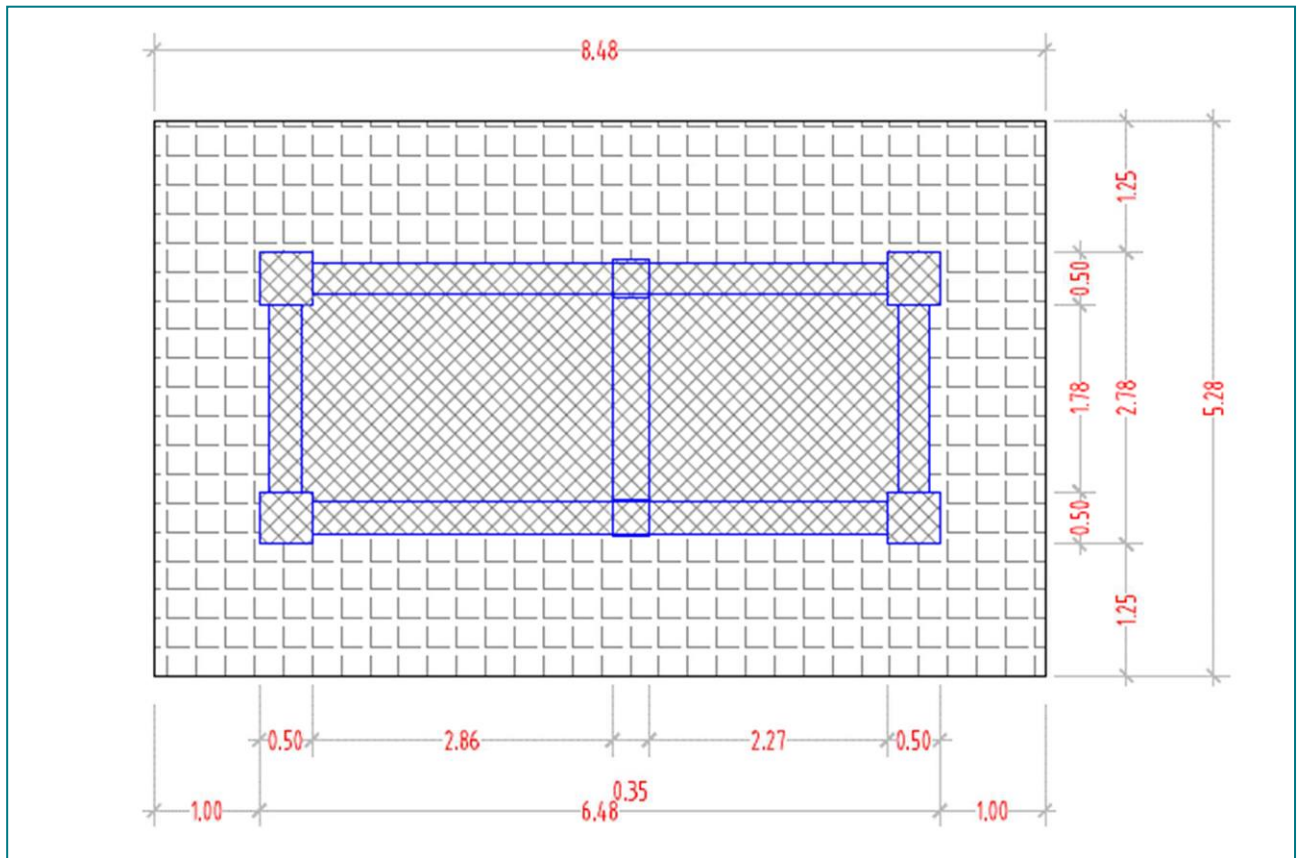


Figura 6-6 – Pianta fondazioni

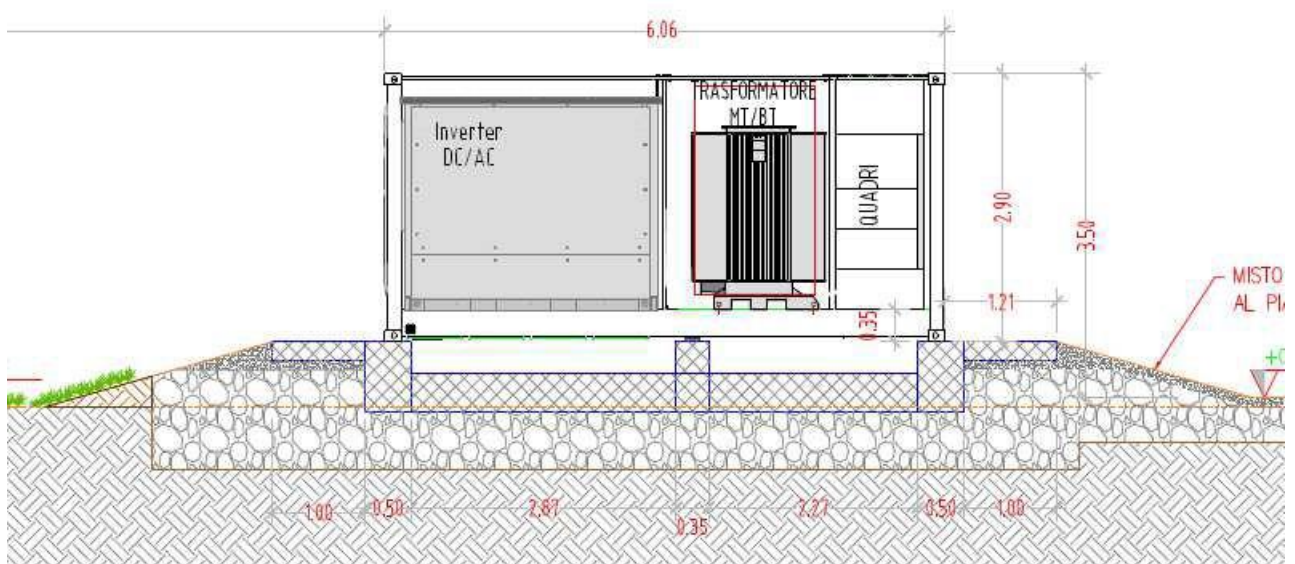


Figura 6-7 – Sezione fondazione

6.2. MODELLO NUMERICO

Sulla base delle dimensioni della Power Station e degli scarichi al piede viene prevista una struttura fondale del tipo platea in c.a. di spessore pari a 25 cm, che viene modellata come piastra su suolo elastico alla Winkler, aventi le dimensioni rappresentate di seguito:



Figura 6-8 –Modello 2D in pianta

Nodi

	X [m]	Y [m]	Z [m]	eX	eY	eZ	⊗X	⊗Y	⊗Z
1	0,0	0,0	0,0	f	f	f	f	f	f
2	3,5	0,0	0,0	f	f	f	f	f	f
3	6,0	0,0	0,0	f	f	f	f	f	f
4	6,0	2,5	0,0	f	f	f	f	f	f
5	3,5	2,5	0,0	f	f	f	f	f	f
6	0,0	2,5	0,0	f	f	f	f	f	f

Elemento 2D

Tipo elemento	Materiale	Spessore [mm]	k,flessione []	k,torsione []	k,taglio []	Area [m ²]
Piastra	C25/30	250	1,000	1,000	1,000	15,000

Appoggi elastici

Tipo	Area [m ²]	Rx [kN/m/m ²]	Ry [kN/m/m ²]	Rz [kN/m/m ²]
Piastra	15,00			1E+4

Materiali

Nome	Tipo	Normativa nazionale	Codice materiale	Modello	E_x [N/mm ²]	E_y [N/mm ²]
C25/30	Calcestruzzo	NTC (Italiane)	UNI EN 206 (CLS)	Lineare	31475	31475

Carico concentrato su piastra

Elemento	Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	X [m]	Y [m]	Z [m]
Piastra	Globale	0	0	-50,00	0	0	0	6,0	0,0	0,0
Piastra	Globale	0	0	-20,00	0	0	0	3,5	0,0	0,0
Piastra	Globale	0	0	-20,00	0	0	0	3,5	2,5	0,0
Piastra	Globale	0	0	-50,00	0	0	0	0,0	0,0	0,0
Piastra	Globale	0	0	-50,00	0	0	0	0,0	2,5	0,0
Piastra	Globale	0	0	-50,00	0	0	0	6,0	2,5	0,0

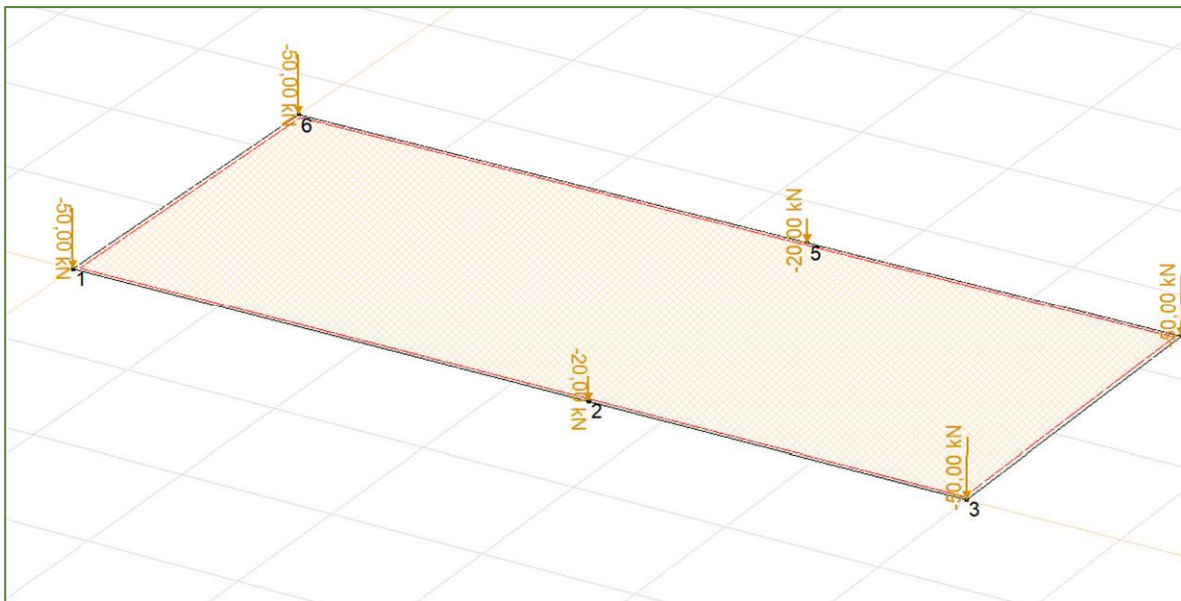


Figura 6-9 –Carichi nodali

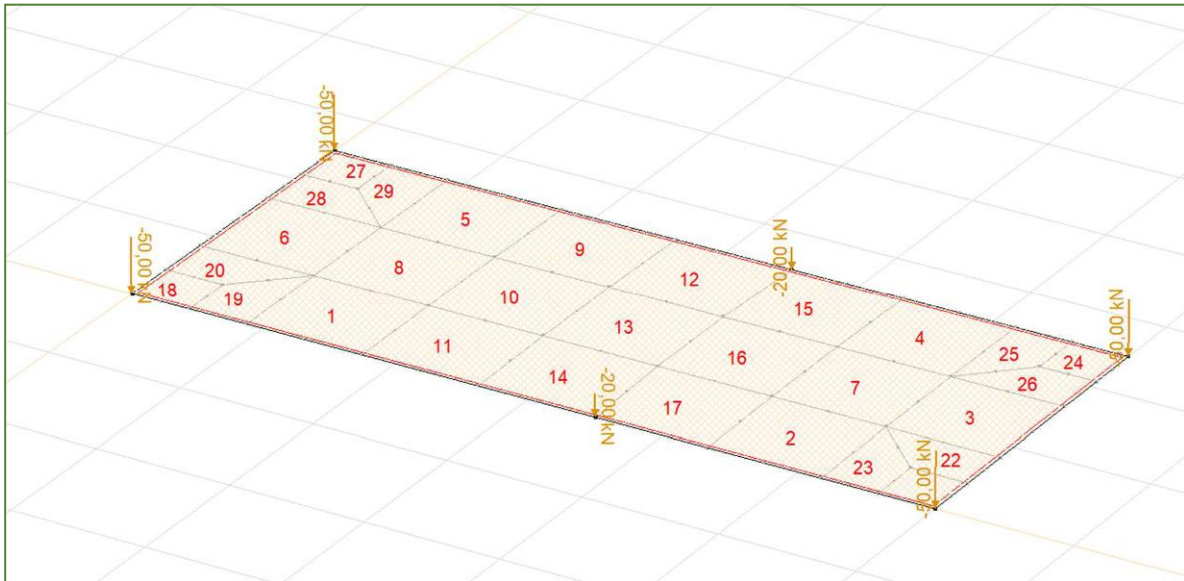


Figura 6-10 – Meshatura dell'elemento piastra

6.3. RISULTATI DELLE ANALISI SVOLTE

Viene condotta un’analisi di tipo statica lineare; i carichi agenti sulla struttura sono quelli permanenti pari al peso proprio della piastra ed ai carichi nodali prima descritti; non vengono presi in esame invece i carichi variabili ed i carichi sismici, ritenuti di entità modesta per la struttura in esame. Le verifiche delle sezioni vengono condotte allo Stato Limite di Esercizio, in termini di tensioni ammissibili.

Spostamenti nodali

	C	min. max.	Caso	eX [mm]	eY [mm]	eZ [mm]	eR [mm]	fX [rad]	fY [rad]	fZ [rad]	fR [rad]
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	eZ	min	ST1	0	0	-4,575	4,575	0,00060	0,00196	0	0,00205
4		min	ST1	0	0	-4,575	4,575	-0,00060	0,00196	0	0,00205
9		max	ST1	0	0	-1,193	1,193	-0,00007	-0,00017	0	0,00018
16		max	ST1	0	0	-1,193	1,193	0,00007	-0,00017	0	0,00018

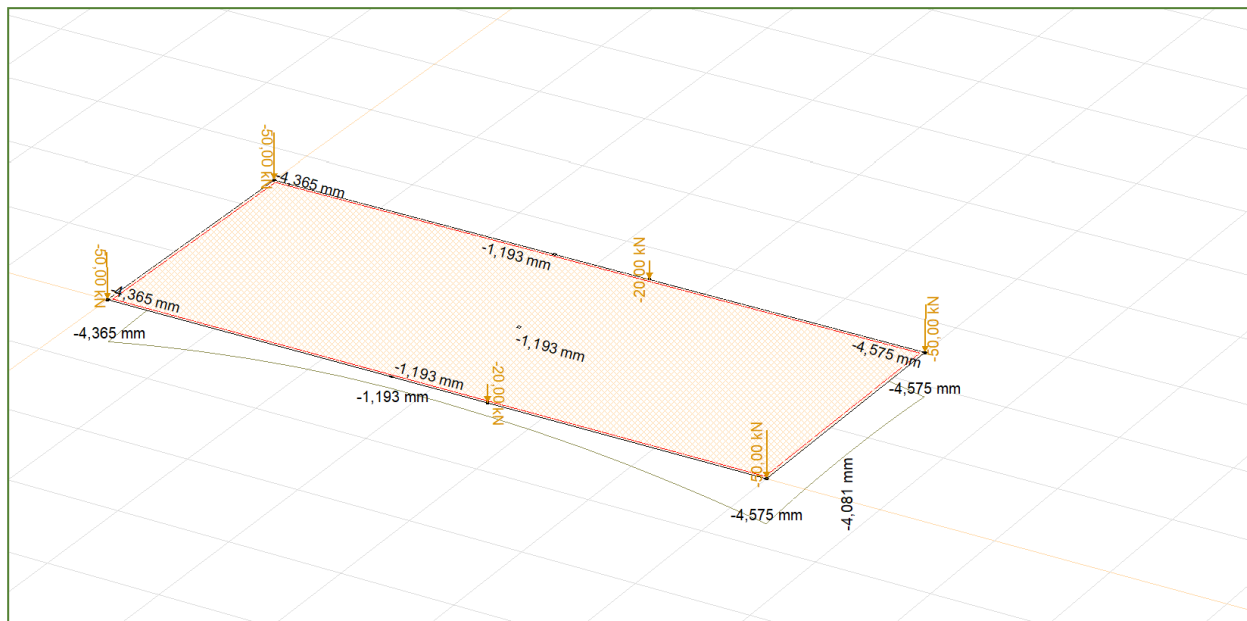


Figura 6-11 – diagramma delle deformazioni – ez – valore max 4,57mm

Reazioni vincoli superficiali

Nodo	Superficie	Rx [kN/m ²]	Ry [kN/m ²]	Rz [kN/m ²]
3	Lam 21	0	0	-45,749
4	Lam 24	0	0	-45,749
9	Lam 11	0	0	-11,934
16	Lam 9	0	0	-11,934

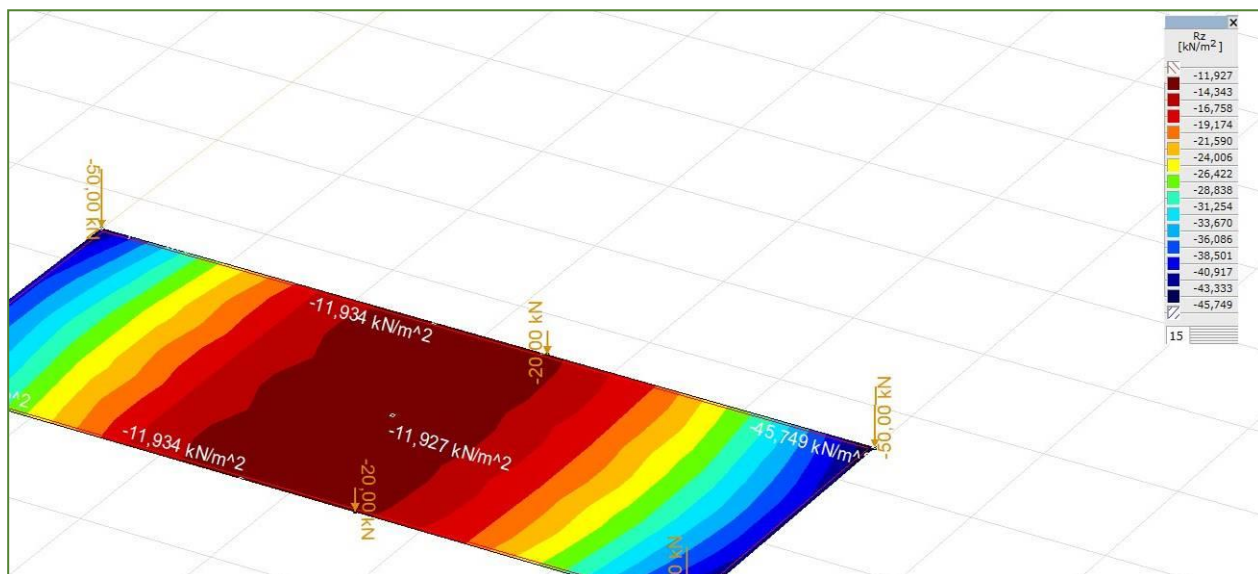


Figura 6-12 – andamento delle tensioni al suolo Rz – valori max 0,457 daN/mq

Sollecitazioni superficiali

Nodo	C	min.	Superficie	mx	my	mxy	vxz	vyz	vRz	avRz
		max.		[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[°]
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
34	mx	min	Lam 18	-2,006	16,330	11,438	-49,689	131,564	140,634	-69,31
41		min	Lam 27	-2,006	16,330	-11,438	-49,689	-131,564	140,634	69,31
8		max	Lam 1	33,405	-0,706	2,145	17,664	1,638	17,740	5,30
17		max	Lam 5	33,405	-0,706	-2,145	17,664	-1,638	17,740	-5,30
36	my	min	Lam 21	18,594	-1,514	-11,846	-146,562	-47,402	154,037	17,92
39		min	Lam 24	18,594	-1,514	11,846	-146,562	47,402	154,037	-17,92
12		max	Lam 3	-0,300	24,648	-4,703	-12,584	38,516	40,520	-71,91
13		max	Lam 3	-0,300	24,648	4,703	-12,584	-38,516	40,520	71,91
22	vRz	min	Lam 2	21,485	13,988	-5,188	-2,314	0,744	2,431	-17,83
23		min	Lam 3	21,485	13,988	5,188	-2,314	-0,744	2,431	17,83
3		max	Lam 21	14,463	13,938	-9,956	-340,891	334,582	477,653	-44,46
4		max	Lam 24	14,463	13,938	9,956	-340,891	-334,582	477,653	44,46

Nodo	C	min.	Superficie	myR+	myR-	am1	am2	am	mxR+	mxR-
		max.		[kNm/m]	[kNm/m]	[°]	[°]	[°]	[kNm/m]	[kNm/m]
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
34	mx	min	Lam 18	27,768	0	64,36	154,36	64,36	9,432	-13,443
41		min	Lam 27	27,768	0	-64,36	25,64	-64,36	9,432	-13,443
8		max	Lam 1	1,439	-2,851	3,58	93,58	3,58	35,550	0
17		max	Lam 5	1,439	-2,851	-3,58	86,42	-3,58	35,550	0

36	my	min	Lam 21	10,332	-13,359	-24,84	65,16	-24,84	30,440	0
39		min	Lam 24	10,332	-13,359	24,84	114,84	24,84	30,440	0
12		max	Lam 3	29,351	0	-79,67	10,33	-79,67	4,403	-5,003
13		max	Lam 3	29,351	0	79,67	169,67	79,67	4,403	-5,003
22	vRz	min	Lam 2	19,176	0	-27,08	62,92	-27,08	26,673	0
23		min	Lam 3	19,176	0	27,08	117,08	27,08	26,673	0
3		max	Lam 21	23,894	0	-44,24	45,76	-44,24	24,419	0
4		max	Lam 24	23,894	0	44,24	134,24	44,24	24,419	0

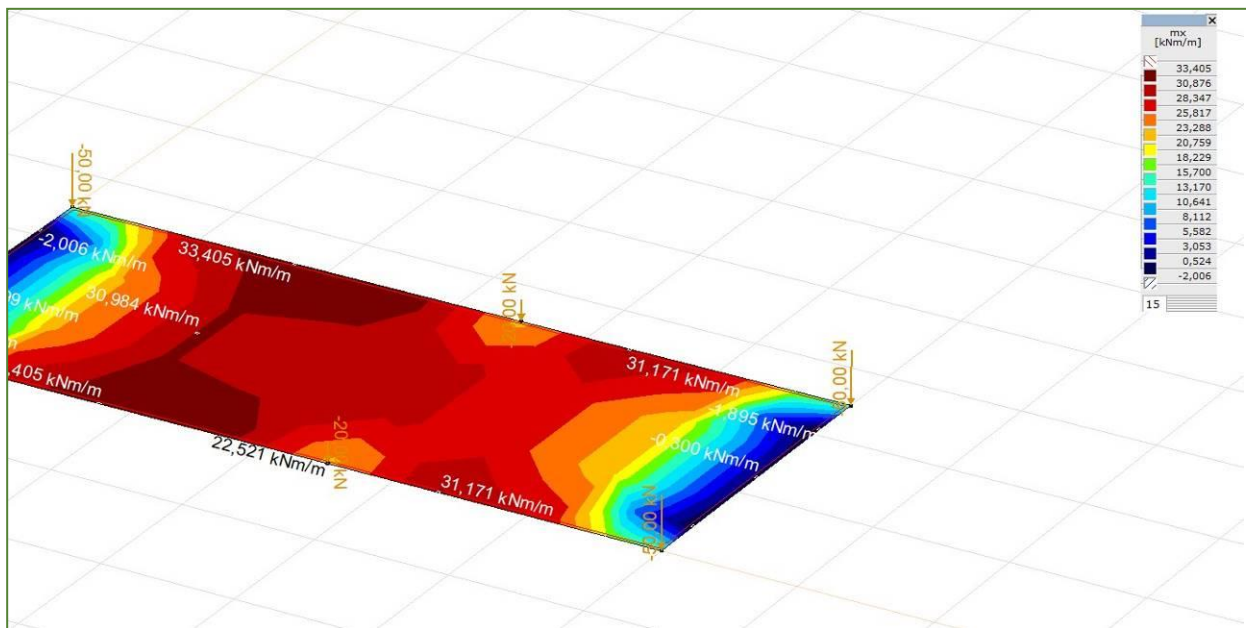


Figura 6-13 – andamento delle sollecitazioni mx – valori max 3000daN*m/m

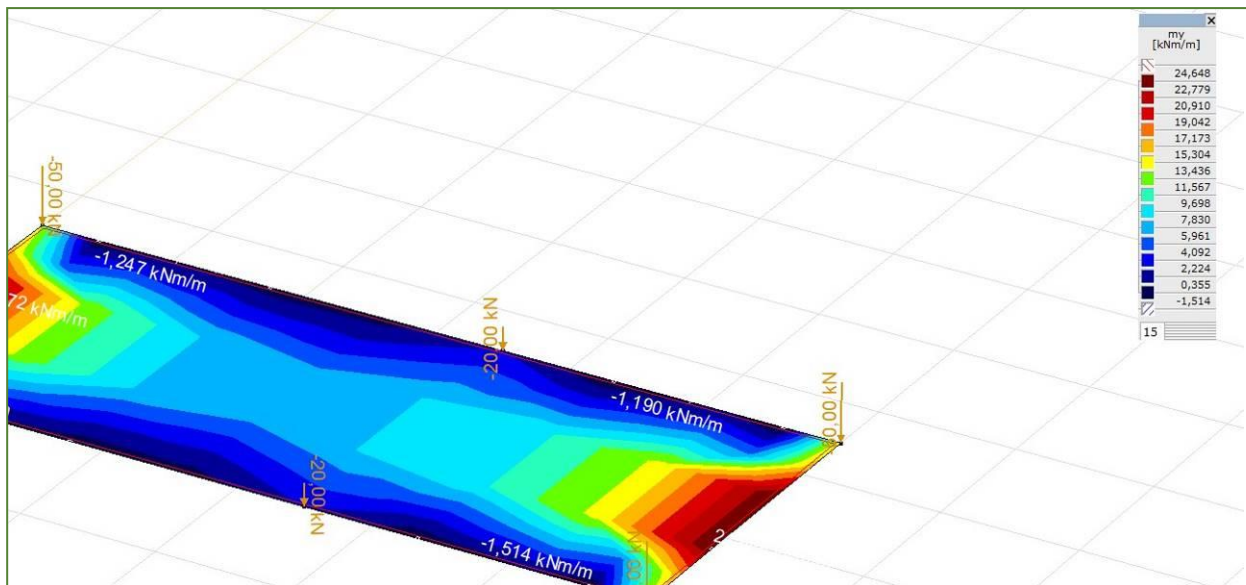


Figura 6-14 – andamento delle sollecitazioni my – valori max 2400daN*m/m

6.4. VERIFICHE DELLE SEZIONI DEGLI ELEMENTI SHELL IN C.A.

Viene riportata la maglia di armatura necessaria in relazione alle risultanze della progettazione dei nodi dell'elemento stesso (diametri in mm, passi in cm).

Gusci c.a.					
Armatura					
Angolo Ax-Ay [gradi]	90.00				
Copriferro [cm]	3.00				
Maglia x					
diametro	16				
passo	20				
Maglia y					
diametro	16				
passo	20				
Stati limite ultimi					
Tensione fy [daN/cm ²]	4500.00				
Tipo acciaio	tipo C				
Coefficiente gamma s	1.15				
Coefficiente gamma c	1.50				
Fattore di confidenza FC	0.0				
Verifiche con N costante	Si				
Tensioni ammissibili					
Tensione amm. cls [daN/cm ²]	97.50				
Tensione amm. acciaio [daN/cm ²]	2600.00				
Rapporto omogeneizzazione N	15.00				
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00				

Tale maglia assicura le verifiche di resistenza delle sezioni in ogni punto della platea

7. STAZIONE UTENTE 150/30 KV

7.1. LAYOUT

La stazione utente ha la funzione di connettere l’impianto agro-fotovoltaico alla rete elettrica nazionale, elevando la tensione dell’impianto dalla media tensione (in arrivo dall’impianto di produzione) all’alta tensione (individuata dall’operatore per la connessione dell’impianto).

La suddetta trasformazione MT/AT è consentita per mezzo di una serie di apparecchiature elettromeccaniche site all’interno della stazione utente 150/30 kV, il cui layout è riportato nella seguente figura:

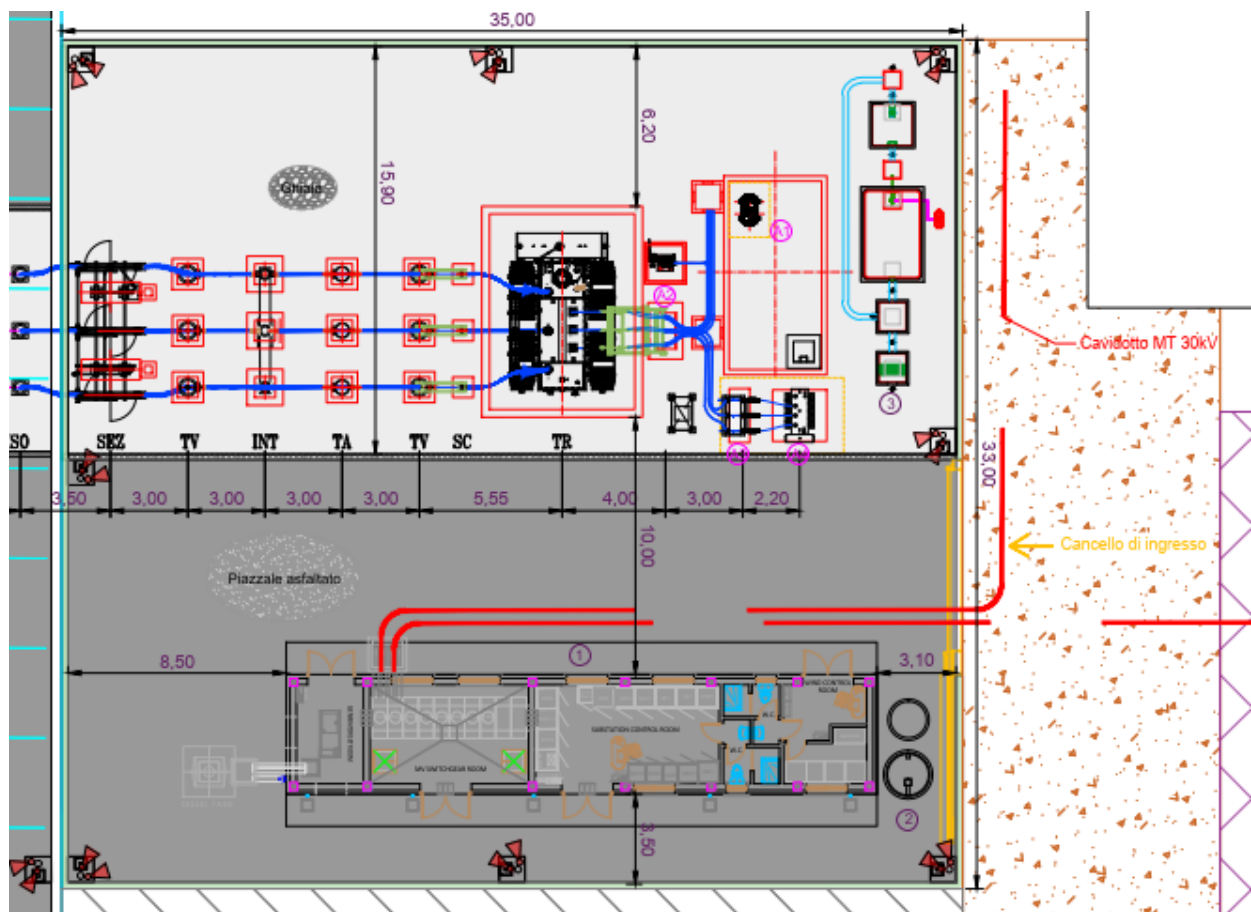


Figura 7-1 – Layout stazione Utente

Le strutture oggetto di dimensionamento, all’interno della stazione Utente, sono le seguenti:

- Lo Stallo AT 150 kV per l’allacciamento alle sbarre dello stallo condiviso
- La fondazione del Trasformatore elevatore 150/30 kV
- L’edificio di comando

7.2. FONDAZIONE TRASFORMATORE DI POTENZA

7.2.1. Descrizione

L’opera in oggetto è una vasca interrata in c.a. adibita a supporto di un trasformatore. La vasca presenta una pianta rettangolare di dimensioni $b_1 = 8,00$ m, $b_2 = 5,90$ m ed un’altezza $h = 1,85$ m.

La fondazione è di tipo diretto. L’interno della vasca presenta 2 setti intermedi che fungono da appoggio per il trasformatore. La parte superiore della vasca è delimitata da una soletta a spessore variabile, con fori coperti da chiusini prefabbricati.

L’appoggio del trasformatore è su rotaie in acciaio fissate con bulloni alla sommità dei due setti.

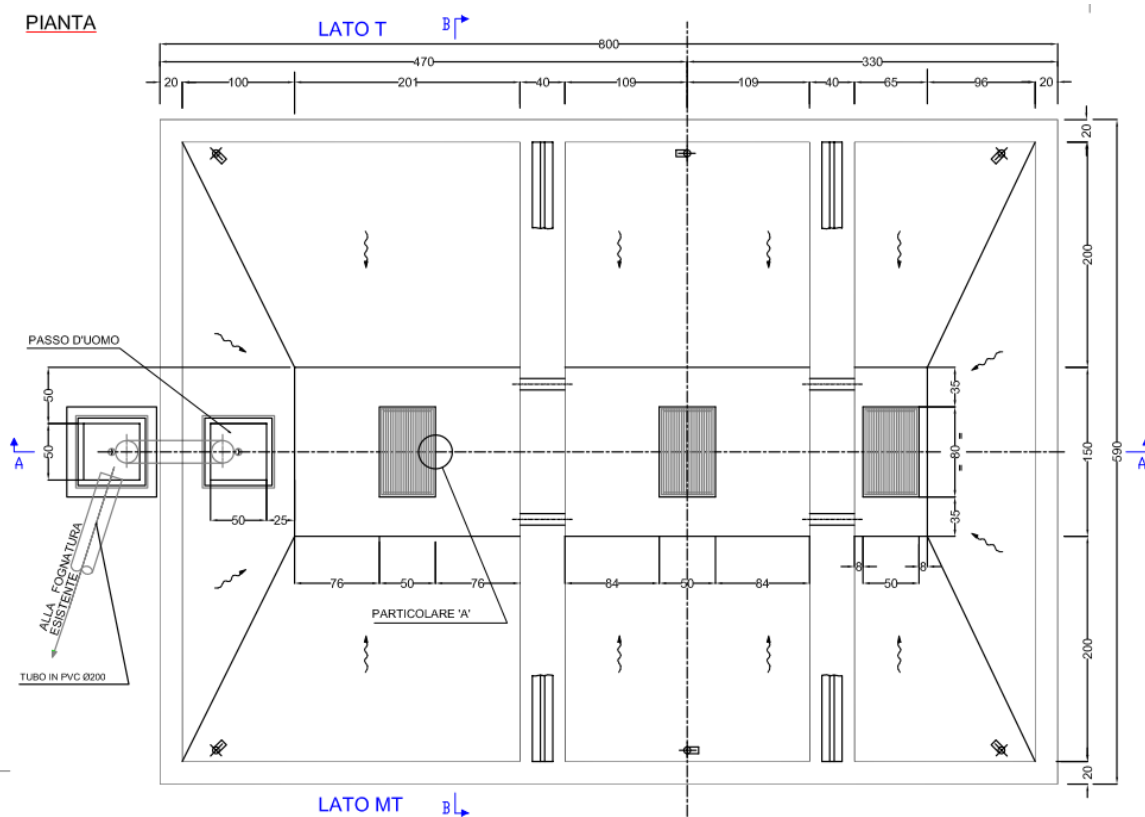


Figura 7-2 – Pianta fondazione trasformatore

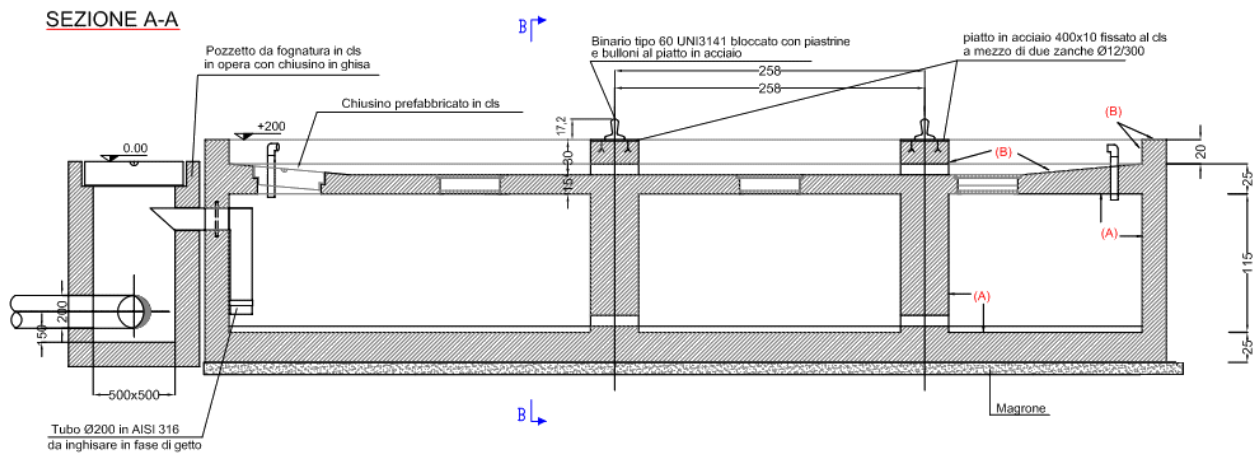


Figura 7-3 – Sezione fondazione trasformatore

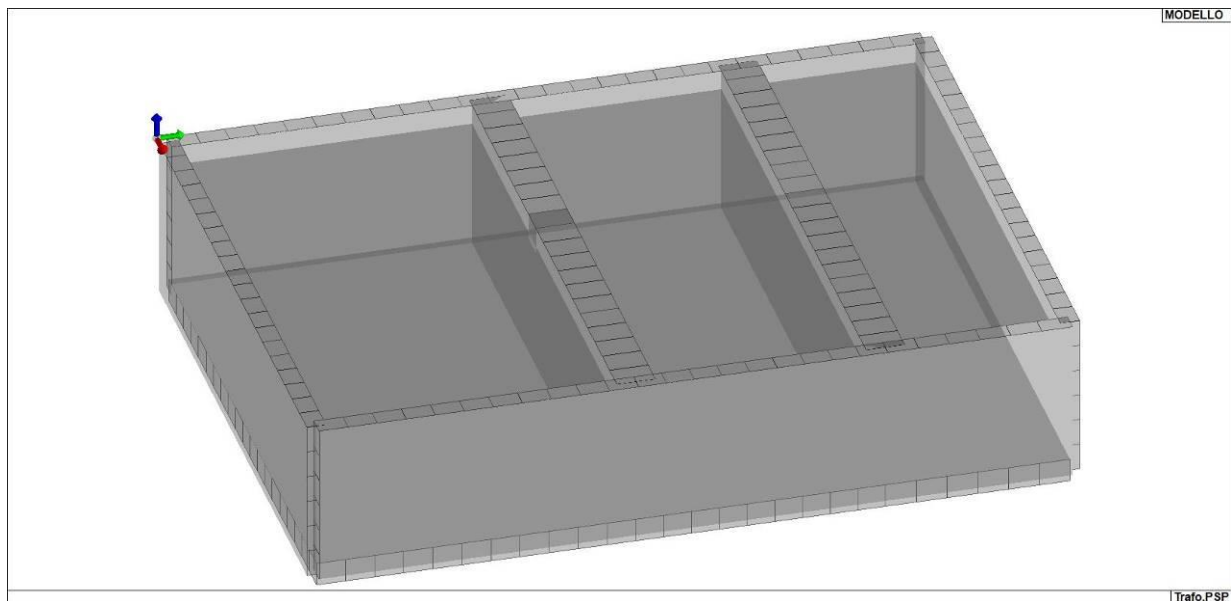


Figura 7-4 – Modello FEM (senza soletta di copertura) – Vista 3D

7.2.2. Materiali e durabilità

I materiali strutturali adoperati sono i seguenti. Ai fini della durabilità si assume una classe di esposizione XC2.

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ³		
1	Calcestruzzo Classe C25/30			3.145e+04	0.20	1.310e+05	2.50e-04	1.00e-05	
	Resistenza Rc	30.0							
	Resistenza fctm		2.6						
	Rapporto Rfessurata								1.00

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
75	Materiale inf. rigido no peso			1.000e+11	0.0	5.000e+11	0.0	1.20e-05	
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

Pareti c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Progetto armatura	Singolo elemento NON DISSIPATIVO					
Armatura						
Inclinazione Av [gradi]	90.00					
Angolo Av-Ao [gradi]	90.00					
Minima tesa	0.20					
Massima tesa	4.00					
Maglia unica centrale	No					
Unico strato verticale	No					
Unico strato orizzontale	No					
Copriferro [cm]	4.00					
Maglia V						
diametro	16					
passo	25					
diametro aggiuntivi	16					
Maglia O						
diametro	16					
passo	25					
diametro aggiuntivi	16					
Stati limite ultimi						
Tensione fy [N/mm ²]	450.00					
Tipo acciaio	tipo C					
Coefficiente gamma s	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50					
Verifiche con N costante	Si					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [N/mm ²]	9.75					
Tensione amm. acciaio [N/mm ²]	260.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00					
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00					
Parete estesa debolmente armata						
Fattore amplificazione taglio V	0.0					
Hcrit. par. 7.4.4.5.1 [cm]	0.0					
Hcrit. par. 7.4.6.1.4 [cm]	0.0					
Diagramma involuppo taglio	No					
Vincolo lati	nessun lato					
Verifica come fascia	No					

Pareti c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Diametro di estremità	0					
Zona confinata						
Minima tesa	1.00					
Massima tesa	4.00					
Distanza barre [cm]	2.00					
Interferro	2					
Armatura inclinata						
Area barre [cm ²]	0.0					
Angolo orizzontale [gradi]	0.0					
Distanza di base [cm]	0.0					
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	No					
3+ estradosso	No					
Tempo di esposizione R	15					

Gusci c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Armatura						
Inclinazione Ax [gradi]	0.0					
Angolo Ax-Ay [gradi]	90.00					
Minima tesa	0.25					
Massima tesa	0.78					
Maglia unica centrale	No					
Copriferro [cm]	4.00					
Maglia x						
diametro	16					
passo	25					
diametro aggiuntivi	16					
Maglia y						
diametro	16					
passo	25					
diametro aggiuntivi	16					
Stati limite ultimi						
Tensione fy [N/mm ²]	450.00					
Tipo acciaio	tipo C					
Coefficiente gamma s	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50					
Verifiche con N costante	Si					
Applica SLU da DIN	No					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [N/mm ²]	9.75					
Tensione amm. acciaio [N/mm ²]	260.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00					
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00					

Gusci c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	No					
3+ estradosso	No					
Tempo di esposizione R	15					

7.2.3. Ipotesi assunte nella modellazione

La vasca è modellata con elementi shell (guscio) reagenti sia nel piano che fuori dal piano. I carichi provenienti dal trasformatore sono applicati al centro dell’estradosso della soletta superiore. Più precisamente, il punto di applicazione è situato planimetricamente al centro della sagoma della vasca, e altimetricamente a 0,1 m al di sopra del piano del terreno di stazione teorico. Questo nodo risulta collegato rigidamente alla vasca attraverso 4 bracci (elementi frame a rigidità elevatissima con connessione rigida su ambo le estremità).

Nel prosieguo si indicano il tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L’analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L’analisi strutturale è condotta con il metodo dell’analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

7.2.4. Tipo di analisi strutturale

L’analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell’ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K * u = F$$

dove:

K = matrice di rigidità

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all’elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l’asse Z verticale ed orientato verso l’alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo TRUSS (biella-D2)
- Elemento tipo BEAM (trave-D2)
- Elemento tipo MEMBRANE (membrana-D3)
- Elemento tipo PLATE (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidità)
- Elemento tipo BRICK (elemento solido)
- Elemento tipo SOLAIO (macro elemento composto da più membrane)

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	1785
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	44
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	1832
elementi solaio	0
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	10.00
Xmax =	580.00
Ymin =	10.00
Ymax =	790.00
Zmin =	-172.50
Zmax =	0.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	NO
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	SI
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO

Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

L’analisi strutturale è di tipo statica lineare, anche per quanto riguarda la valutazione dell’azione sismica.

7.2.5. Combinazioni e/o percorsi di carico

Si veda il capitolo “Definizione delle combinazioni” in cui sono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

7.2.6. Verifiche agli stati limite ultimi

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLU vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità ed i criteri seguiti per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi ed i risultati delle valutazioni svolte. In via generale, oltre alle verifiche di resistenza e di spostamento, devono essere prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e globale, di fatica, di duttilità, di degrado.

7.2.7. Verifiche agli stati limite di esercizio

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLU vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità seguite per valutare l’affidabilità della struttura nei confronti delle possibili situazioni di perdita di funzionalità (per eccessive deformazioni, fessurazioni, vibrazioni, etc.) ed i risultati delle valutazioni svolte.

7.2.8. Modellazione delle sezioni

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono

- sezione di tipo generico
- profilati semplici
- profilati accoppiati e speciali

queste vengono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest’ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d’inerzia della sezione riferito all’asse 2
J3-3	momento d’inerzia della sezione riferito all’asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all’asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all’asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all’asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all’asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell’elemento.

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=2 h=2	4.00	3.33	3.33	2.25	1.33	1.33	1.33	1.33	2.00	2.00
2	2 LD 200x100x15 affiancati lato lungo a dist.= 10.00	86.00	0.0	0.0	64.12	1234.50	3520.00	117.57	274.00	233.96	494.60

7.2.9. Modellazione struttura

7.2.9.1. Nodi

Ogni nodo strutturale è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z). Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. Per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

indicato in tabella:

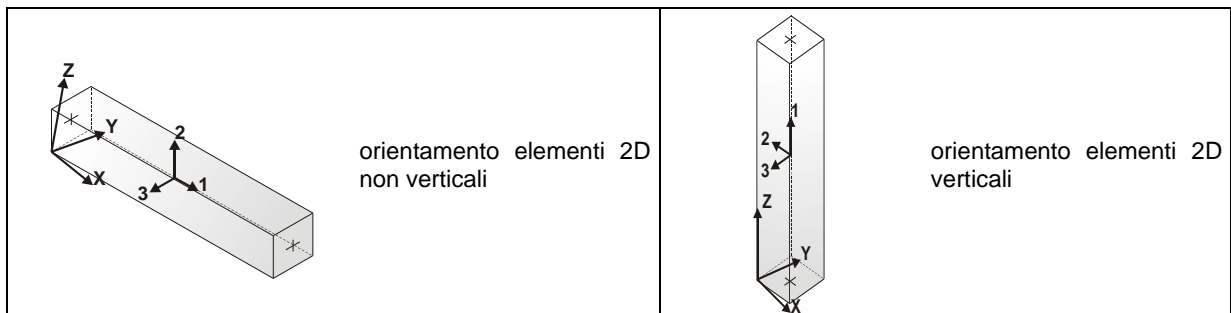
Nodo	numero del nodo.
-------------	------------------

X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,...) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,... fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,...) che è collegato al nodo. (ISO = “id SIGLA”) indice e sigla identificativa dell’eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidezza dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

Per strutture sismicamente isolate viene inoltre inserita la tabella delle caratteristiche per gli isolatori utilizzati; le caratteristiche sono indicate in conformità al cap. 7.10 del D.M. 17/01/18

7.2.9.2. Elementi trave

Sono introdotti nella modellazione elementi monodimensionali travi, individuati dal nodo iniziale e dal nodo finale.



Per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico

Wink O costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

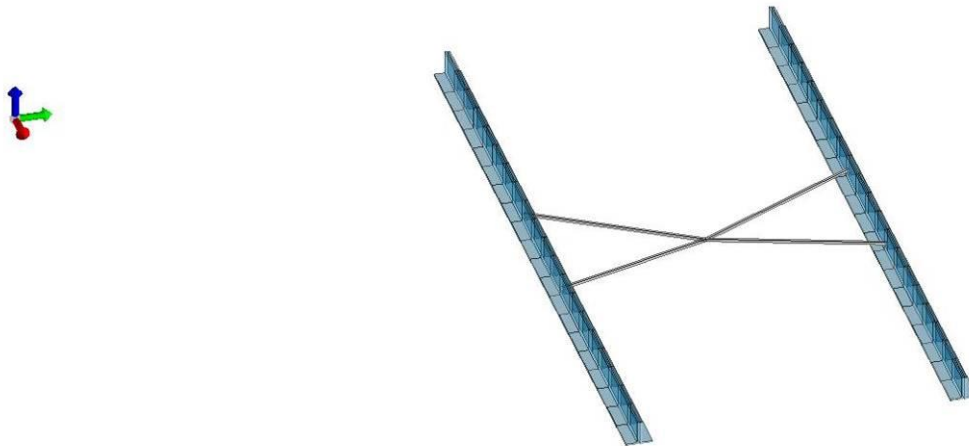


Figura 7-5 – Modello FEM – Vista dei soli elementi trave

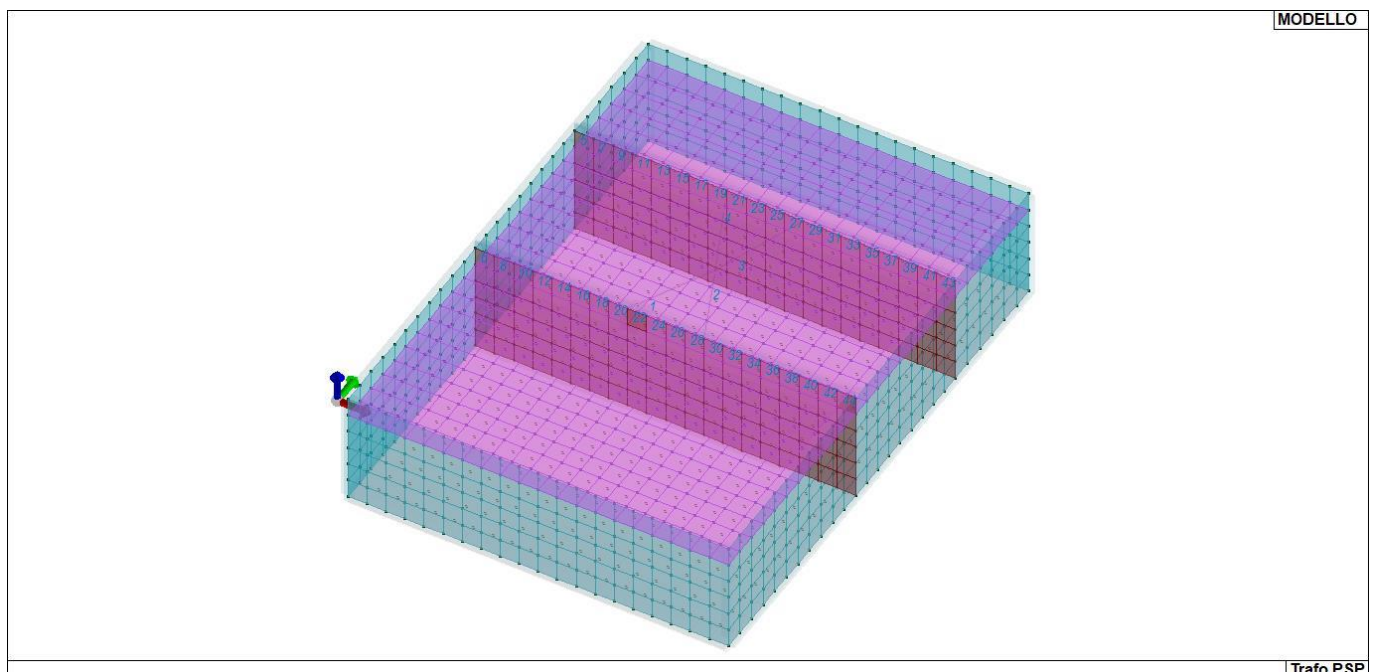
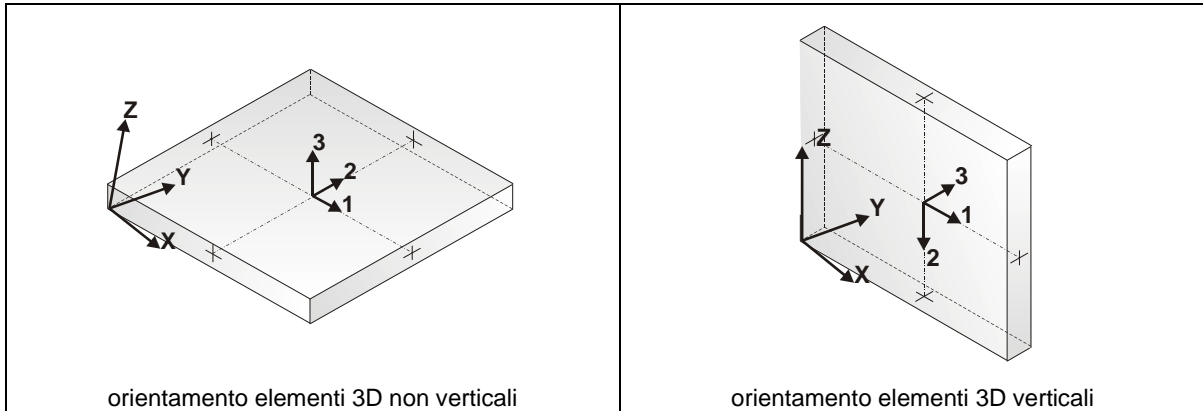


Figura 7-6 – MOD_NUMERAZIONE_D2

7.2.9.3. Elementi shell

Sono introdotti nella modellazione elementi bidimensionali shell, individuati dai quattro nodi I, J, K, L

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



Per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: <i>Guscio</i> (elemento guscio in elevazione non verticale) <i>Guscio fond.</i> (elemento guscio su suolo elastico) <i>Setto</i> (elemento guscio in elevazione verticale) <i>Membrana</i> (elemento guscio con comportamento membranale)
Nodo I (J, K, L)	numero del nodo I (J, K, L)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Spessore	spessore dell'elemento (costante)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico verticale
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

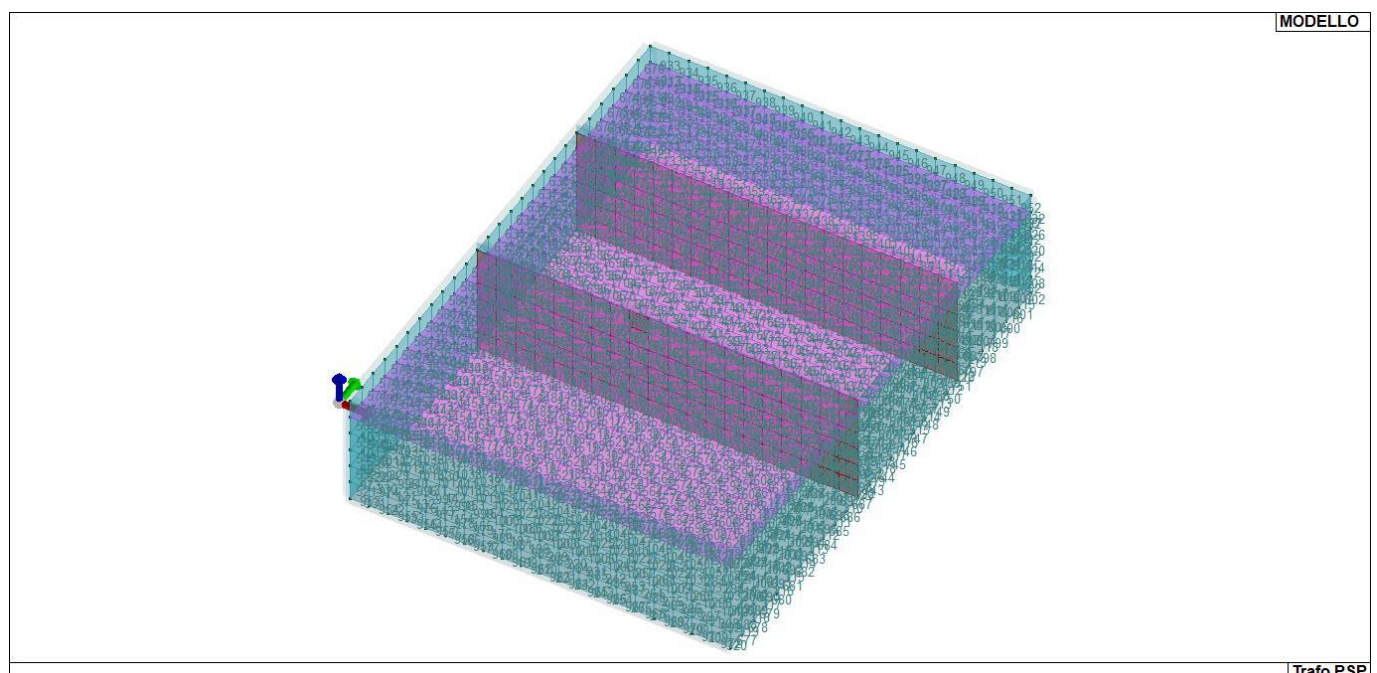


Figura 7-7 – MOD_NUMERAZIONE_D3

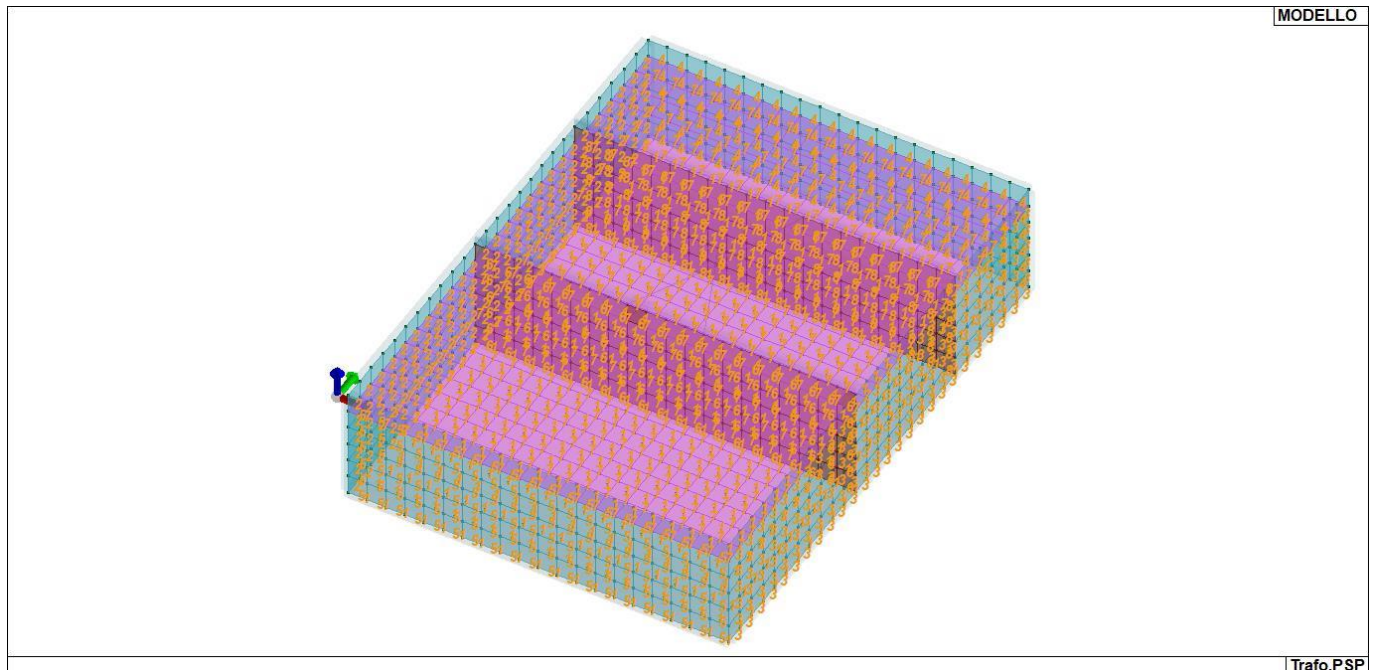


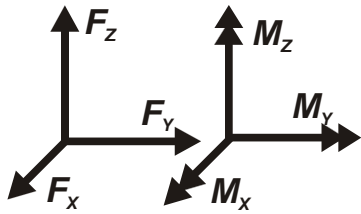
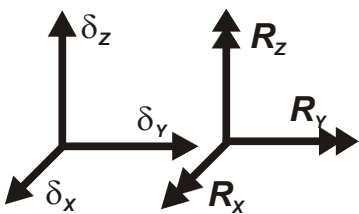
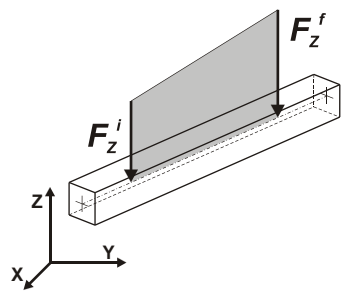
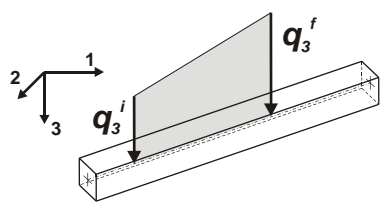
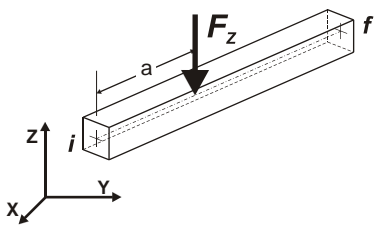
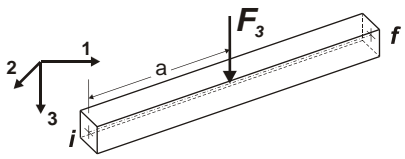
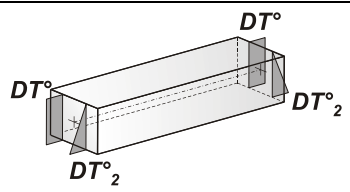
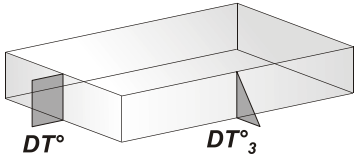
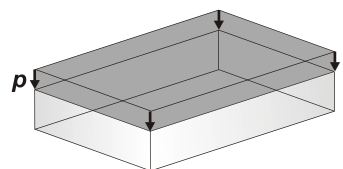
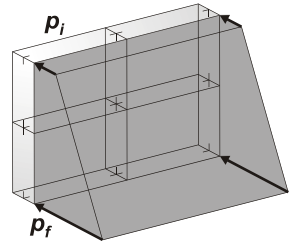
Figura 7-8 – MOD_NUMERAZIONE_D3_PARETI

7.2.10. Modellazione delle azioni

Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo.

1	carico concentrato nodale 6 dati (forza Fx, Fy, Fz, momento Mx, My, Mz)
2	spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento Tx, Ty, Tz, rotazione Rx,Ry,Rz)
3	carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati (fx,fy,fz,mx,my,mz,ascissa di inizio carico) 7 dati (fx,fy,fz,mx,my,mz,ascissa di fine carico)
4	carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati (f1,f2,f3,m1,m2,m3,ascissa di inizio carico) 7 dati (f1,f2,f3,m1,m2,m3,ascissa di fine carico)
5	carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati (Fx,Fy,Fz,Mx,My,Mz,ascissa di carico)
6	carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati (F1, F2, F3, M1, M2, M3, ascissa di carico)
7	variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9	carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra

	<p>1 dato descrizione della tipologia 4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore) la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave</p>
12	<p>gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)</p>

 <p>Carico concentrato nodale</p>	 <p>Spostamento impresso</p>
 <p>Carico globale distribuito</p>	 <p>Carico locale distribuito</p>
 <p>Carico globale concentrato</p>	 <p>Carico locale concentrato</p>
 <p>Carico termico 2D</p>	 <p>Carico termico 3D</p>
 <p>Carico uniforme pressione uniforme</p>	 <p>Carico variabile pressione variabile</p>

Tipo		carico nodale		concentrato							
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz				
		kN	kN	kN	kN m	kN m	kN m				
2	Peso Proprio-CN:Fz=-4.415e+04	0.0	0.0	-441.45	0.0	0.0	0.0				
3	Carico Morsetti-CN:Fx=80.00 Fy=80.00 Fz=-80.00 Mx=4240.00 My=4240.00	0.80	0.80	-0.80	0.42	0.42	0.0				
4	Vento-CN:Fx=1001.20 Fy=760.90 Mx= 1.370e+05 My= 1.802e+05	10.01	7.61	0.0	13.70	18.02	0.0				
6	Sisma y-CN:Fy= 2.098e+04 Fz=-1.154e+04 Mx= 3.776e+06	0.0	209.78	-115.35	377.60	0.0	0.0				
7	Sisma x-CN:Fx= 2.098e+04 Fz=-1.154e+04 My= 3.776e+06	209.78	0.0	-115.35	0.0	377.60	0.0				

Tipo		carico di pressione uniforme su piastra					
Id	Tipo	pressione					
		kN/ m2					
5	Sovraccarico Piastra-P3:p= 1.000e-02	1.00					
9	Incremento dinamico Spinta X-P3:p= 5.000e-02	5.00					
10	Incremento dinamico Spinta Y-P3:p= 5.000e-02	5.00					

Tipo		carico di pressione variabile su piastra			
Id	Tipo	pressione	quota	pressione	quota
		kN/ m2	m	kN/ m2	m
8	Spinta --PL3:pi=-5.000e-02 qi=0.0 pf=-0.19 qf=-172.50	-5.00	0.0	-19.40	-1.73

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (Peso Trafo)	Nodo: 1785 Azione : Peso Proprio-CN:Fz=-4.415e+04
3	Qk	CDC=Qk (vento)	Nodo: 1785 Azione : Vento-CN:Fx=1001.20 Fy=760.90 Mx= 1.370e+05 My=1.802e+05
4	Gk	CDC=G1k (Spinta Statica Terreno)	D3 :da 521 a 1072 Azione : Spinta --PL3:pi=-5.000e-02 qi=0.0 pf=-0.19 qf=-172.50
5	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1k (Peso Trafo) partecipazione:0.80 per 3 CDC=Qk (vento) partecipazione:1.00 per 4 CDC=G1k (Spinta Statica Terreno) partecipazione:1.00 per 7 CDC=G1k (Morsetti) partecipazione:1.00 per 8 CDC=G1k (Sisma x) partecipazione:1.00 per 9 CDC=G1k (Sisma y) partecipazione:0.80 per 10 CDC=Qk (Sovraccarico Piastra)
6	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0)	come precedente CDC sismico
7	Gk	CDC=G1k (Morsetti)	Nodo: 1785 Azione : Carico Morsetti-CN:Fx=80.00 Fy=80.00 Fz=-80.00 Mx=4240.00 My=4240.00
8	Gk	CDC=G1k (Sisma x)	Nodo: 1785 Azione : Sisma x-CN:Fx= 2.098e+04 Fz=-1.154e+04 My=3.776e+06 D3 :da 521 a 832 Azione : Incremento dinamico Spinta X-P3:p= 5.000e-02
9	Gk	CDC=G1k (Sisma y)	Nodo: 1785 Azione : Sisma y-CN:Fy= 2.098e+04 Fz=-1.154e+04 Mx=3.776e+06 D3 :da 833 a 1072 Azione : Incremento dinamico Spinta Y-P3:p= 5.000e-02
10	Qk	CDC=Qk (Sovraccarico Piastra)	D3 : 1181 Azione : Sovraccarico Piastra-P3:p= 1.000e-02 D3 :da 1313 a 1831 Azione : Sovraccarico Piastra-P3:p= 1.000e-02

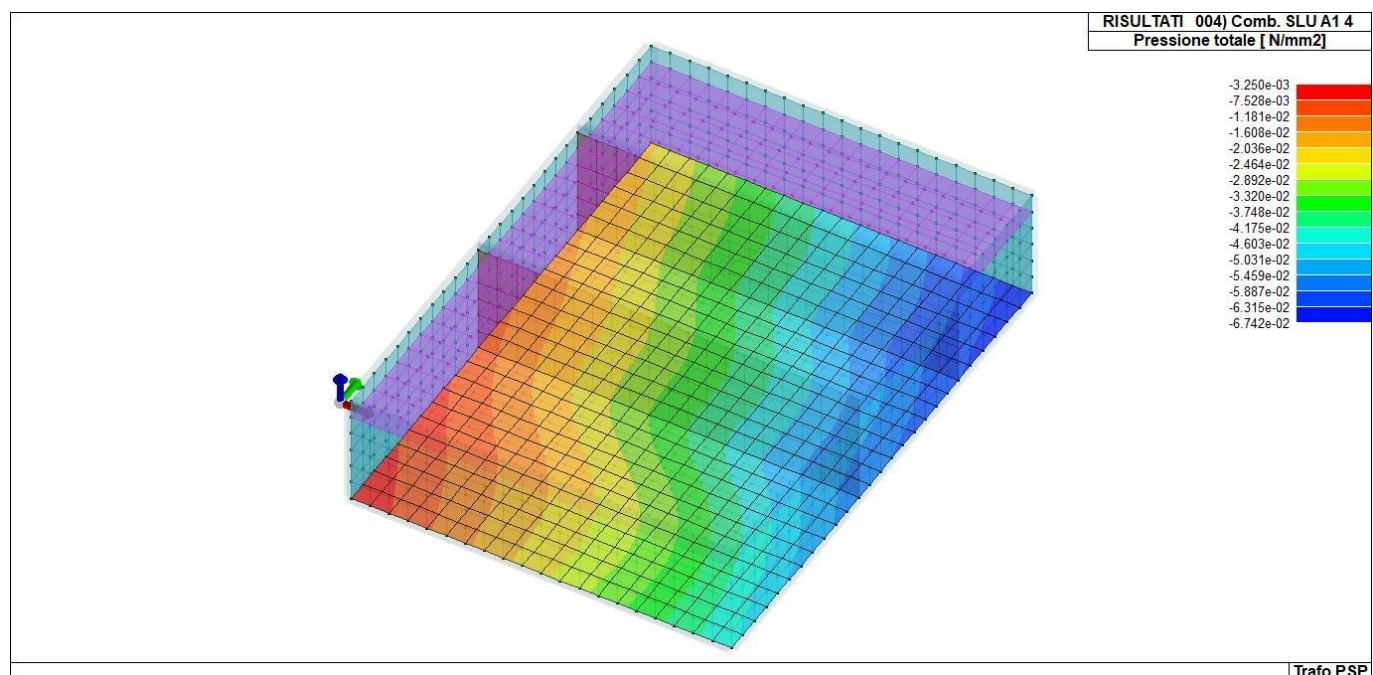


Figura 7-9 – RIS_PRESSIONI_004_Comb. SLU A1 4

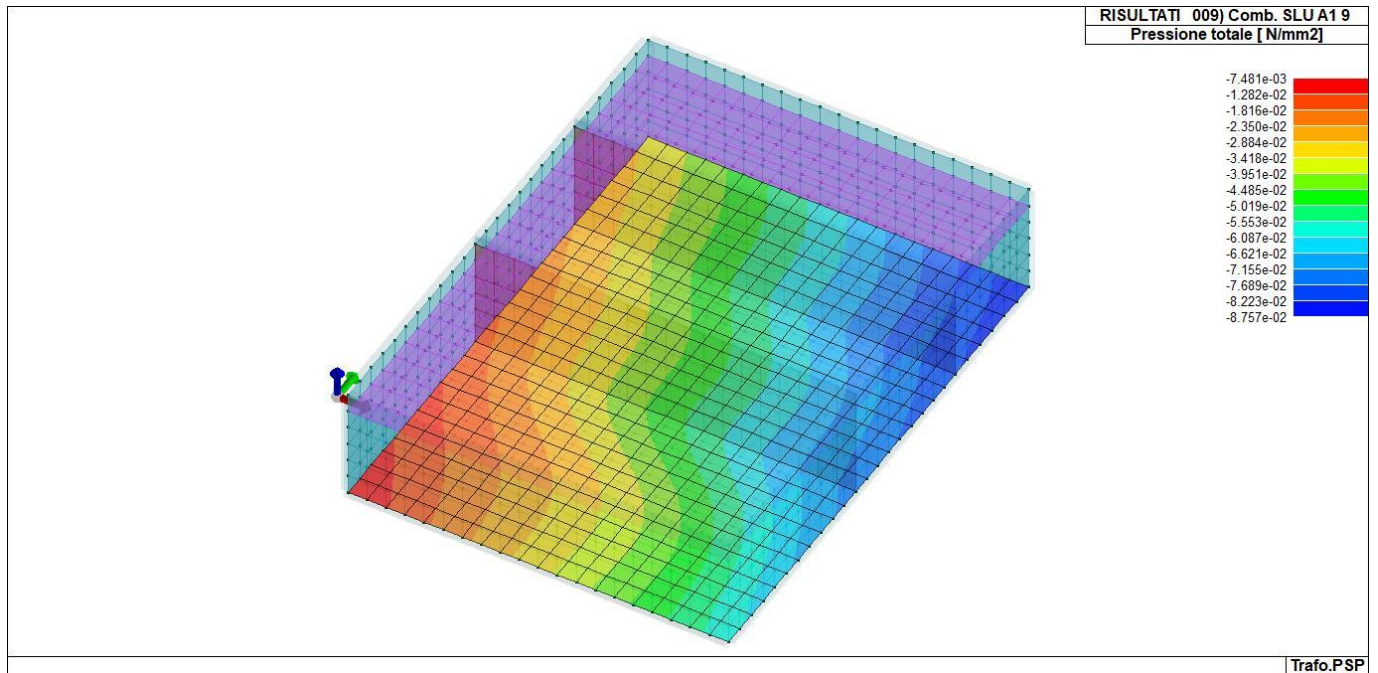


Figura 7-10 – RIS_PRESSIONI_009_Comb. SLU A1 9

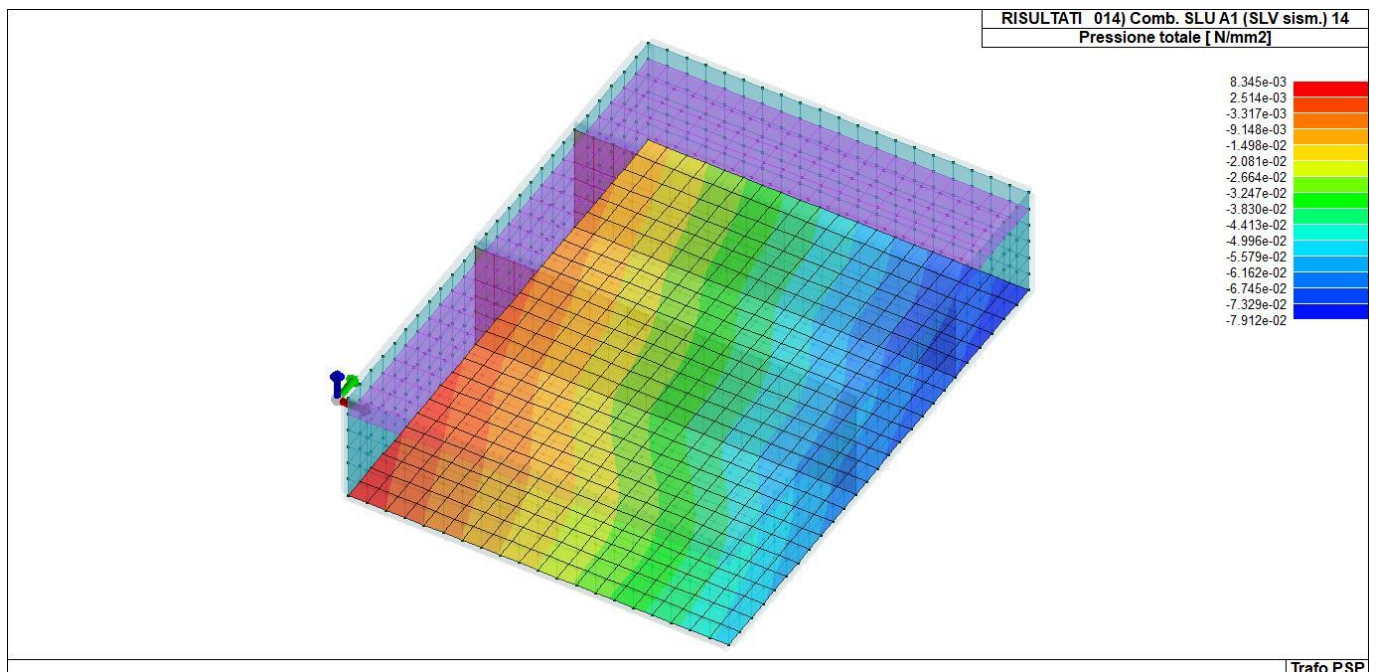


Figura 7-11 – RIS_PRESSIONI_014_Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14

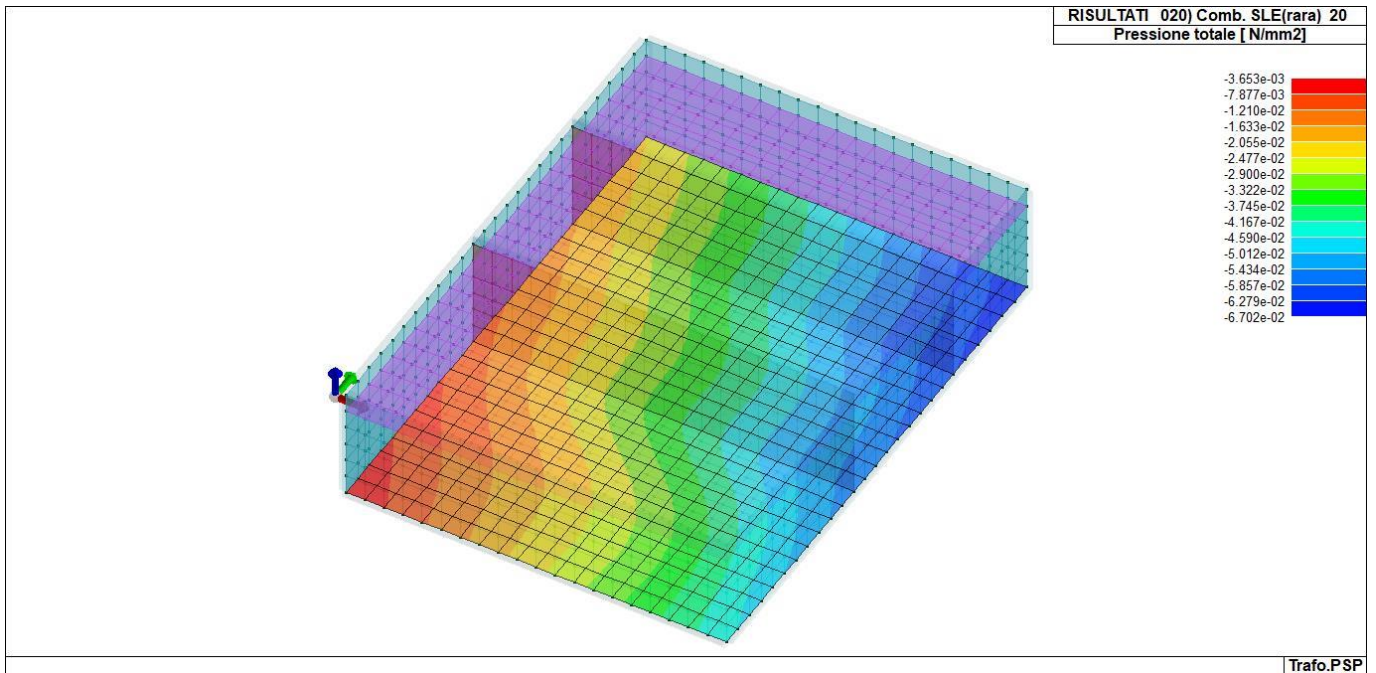


Figura 7-12 – RIS_PRESSIONI_020_Comb. SLE(rara) 20

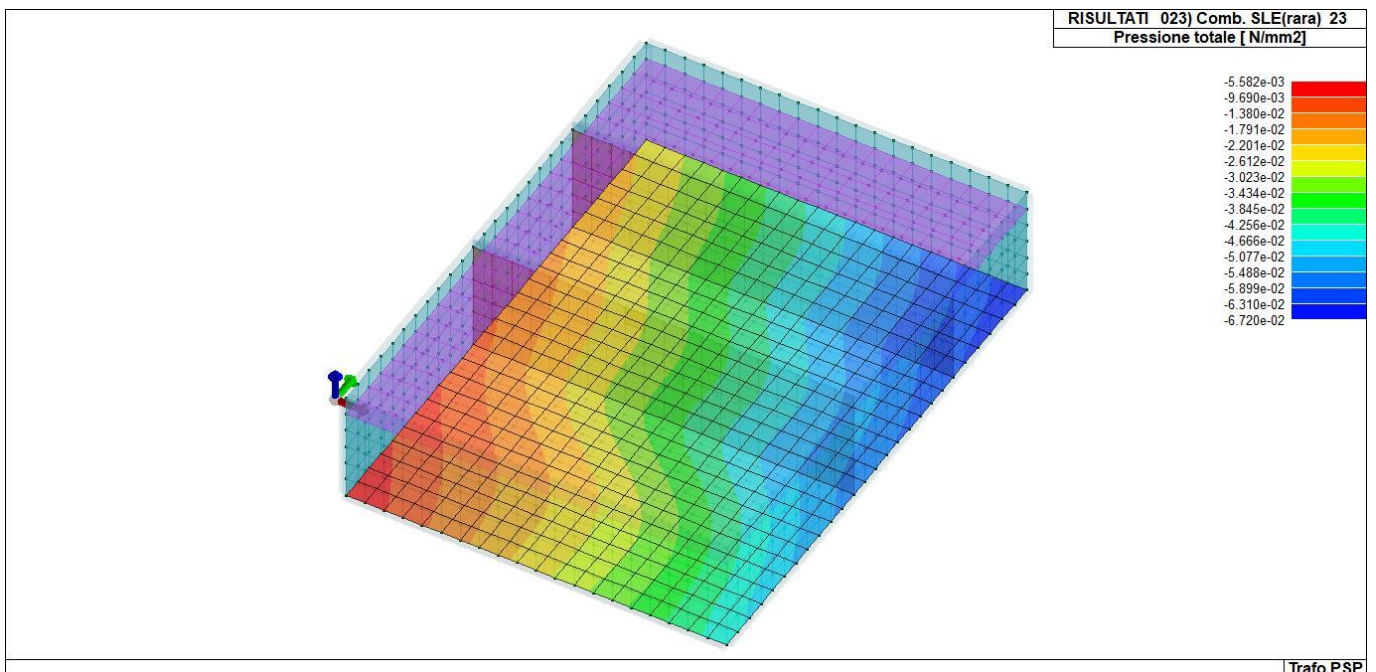


Figura 7-13 – RIS_PRESSIONI_023_Comb. SLE(rara) 23

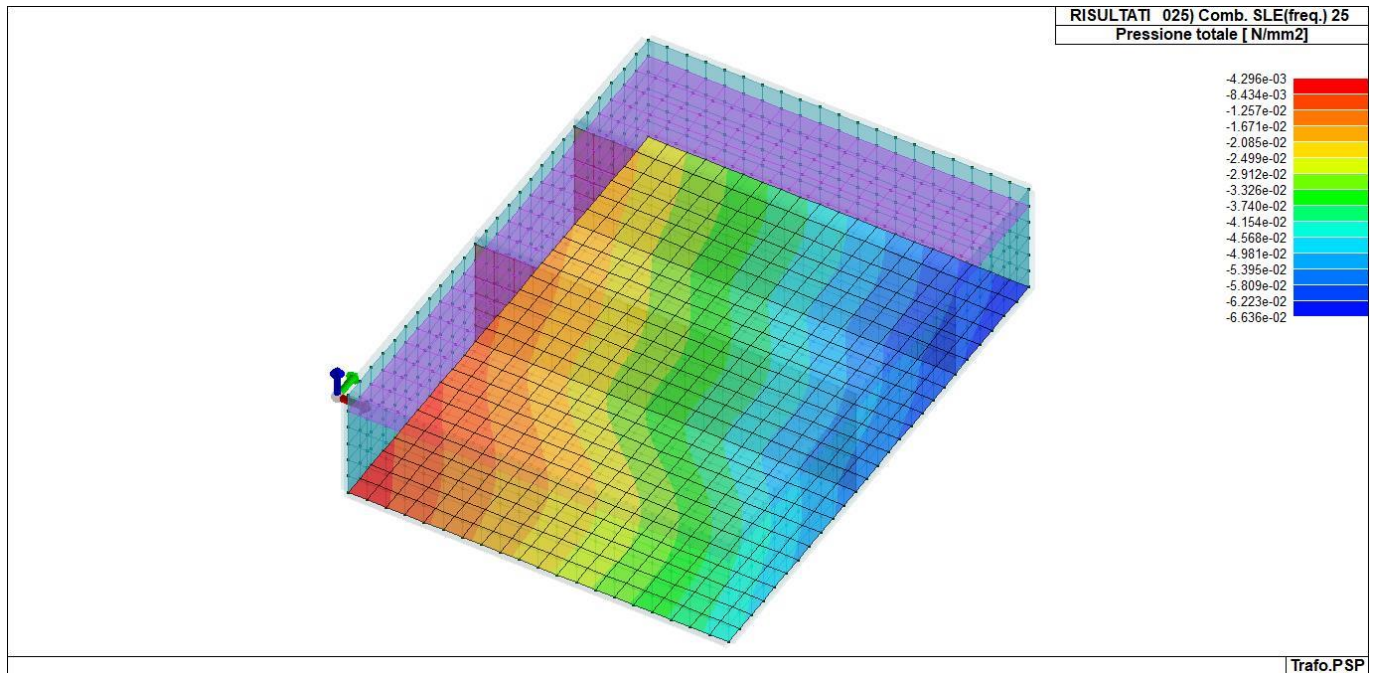


Figura 7-14 – RIS_PRESSIONI_025_Comb. SLE(freq.) 25

7.2.11. Verifiche elementi parete e/o guscio in c.a.

Per le pareti in c.a., in ottemperanza al cap. 7 del DM 17-01-18, viene effettuata una doppia progettazione: sia come Singolo Elemento sia come Parete Sismica o Parete Debolmente Armata.

Per la progettazione come Singolo Elemento di ogni elemento vengono riportati il codice dello stato di verifica con le sigle Ok e NV, il rapporto x/d , la verifica per sollecitazioni ultime (verifica a compressione media gli sforzi membranali, verifica a presso-flessionale e verifica a sollecitazioni taglianti), gli sforzi membranali e flessionali, il quantitativo di armatura nella direzione principale e secondaria sia inferiore che superiore e il quantitativo di armatura a taglio.

Per la progettazione come Parete Sismica o Parete Debolmente Armata vengono riportate invece le caratteristiche geometriche della parete e delle zone dissipative (quest'ultime solo nel caso di parete sismica), i coefficienti di verifica a compressione assiale, pressoflessione e sollecitazioni taglianti.

Vengono riportate per ogni quota significativa l'armatura principale e secondaria, l'armatura in zona confinata (solo per parete sismica) e non confinata, l'armatura concentrata all'estremità (per pareti debolmente armate), lo sforzo assiale aggiuntivo per q superiore a 2 e i valori di involuppo di taglio e momento. Per le pareti debolmente armate viene riportato anche lo stato di verifica relativo alla snellezza.

Le azioni derivate dall'analisi, in ogni combinazione di calcolo, sono elaborate come previsto al punto 7.4.4.5.1: traslazione del momento, incremento e variazione diagramma taglio, incremento e decremento sforzo assiale

La progettazione nel caso dei gusci viene effettuata una progettazione come Singolo Elemento, riportando in tabella il rapporto x/d , la verifica per sollecitazioni ultime, (verifica a compressione media gli sforzi membranali, verifica a presso-flessionale e verifica a sollecitazioni taglianti) di ogni elemento.

Per ogni elemento, viene riportata inoltre la maglia di armatura necessaria in relazione alle risultanze della progettazione dei nodi dell’elemento stesso. Le quantità di armature necessarie sono armature (disposte rispettivamente in direzione principale e secondaria, inferiore e superiore) distribuite nell’elemento ed espresse in centimetri quadri per sviluppo lineare pari ad un metro.

Nel caso dei gusci viene effettuata, inoltre, la verifica a punzonamento, riportando in tabella il codice dello stato di verifica, il coefficiente di verifica per piastre prive di armature a taglio lungo il perimetro resistente e lungo il perimetro del pilastro, coefficiente di incremento dovuto ai momenti flettenti, fattore di amplificazione per le fondazioni, il fattore di amplificazione dell’altezza utile per individuare il perimetro di verifica lungo il quale l’armatura a taglio non è richiesta, il quantitativo di armatura a punzonamento, il numero di serie di armature, il numero di braccia di armatura ed il riferimento alla combinazione più gravosa.

Per gli elementi con progettazione “Singolo Elemento ...” è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Macro Guscio	Numero del macroelemento di tipo guscio (elementi non verticali contigui ed analoghi per proprietà)
Macro Setto	Numero del macroelemento di tipo setto (elementi verticali contigui ed analoghi per proprietà)
Spessore	Spessore della parete
Id Materiale	Codice del materiale assegnato all’elemento
Id Criterio	Codice del criterio di progetto assegnato all’elemento
Progettazione	Sigla tipo di Elemento: - Singolo Elemento; - Singolo Elemento FONDAZIONE; - Singolo Elemento NON DISSIPATIVO

Per gli elementi con progettazione “Parete Sismica o Parete Debolmente Armata” è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Parete	Numero della PARETE SISMICA
Parete PDA	Numero della PARETE DEBOLMENTE ARMATA
H totale	Altezza complessiva della parete
Spessore	Spessore della parete
H critica	Altezza come da punto 7.4.4.5.1 per traslazione momento (solo in Parete Sismica)
H critica V	Altezza della zona dissipativa (solo in Parete Sismica)
L totale	Larghezza di base della parete
L confinata	Lunghezza della zona dissipativa (solo in Parete Sismica)
Verif. N	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 compressione semplice
Verif. N-M	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 pressoflessione
Fattore V	Fattore di amplificazione del taglio di cui al punto 7.4.4.5.1
Diagramma V	Diagramma elaborato per effetto modi superiori come da fig. 7.4.4
Verif. V	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 taglio (compressione cls, trazione acciaio, scorrimento in zona critica) (solo in Parete Sismica)
Verifica Snellezza	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 limitazione compressione per prevenire l’instabilità (solo in Parete Debolmente Armata)
Prog. composta	Sigla per la progettazione composta

Per le verifiche degli elementi con progettazione “Singolo Elemento ...” e Progettazione Composta è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Nodo	numero del nodo
Stato	codice di verifica dell'elemento ok o NV
x/d	rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile alla rottura della sezione (per sola flessione)
V N/M	Verifica delle sollecitazioni Normali (momento e sforzo normale)
Ver. rid	Rapporto Nd/Nu (Nu ottenuto con riduzione del 25% di fcd)
Af pr+	quantità di armatura richiesta in direzione principale relativa alla faccia positiva (estradosso piastre) (valore derivante da calcolo o minimo normativo)
Af pr-	quantità di armatura richiesta in direzione principale relativa alla faccia negativa (intradosso piastre) (valore derivante da calcolo o minimo normativo)
Af sec+	quantità di armatura richiesta in direzione secondaria relativa alla faccia positiva (estradosso piastre) (valore derivante da calcolo o minimo normativo)
Af sec-	quantità di armatura richiesta in direzione secondaria relativa alla faccia negativa (intradosso piastre) (valore derivante da calcolo o minimo normativo)
Nz No Nzo	Sforzi membranali per pareti e\o setti verticali
Mz Mo Mzo	Sforzi flessionali per pareti e\o setti verticali
Nx Ny Nxy	Sforzi membranali per gusci orizzontali
Mx Mx Mxy	Sforzi flessionali per gusci orizzontali

Nodo	numero del nodo
Stato	codice di verifica dell'elemento ok o NV
Max tau	Tensione tangenziale Massima
Ver V pr	Verifica a taglio nella direzione principale lato calcestruzzo
Ver V sec	Verifica a taglio nella direzione secondaria lato calcestruzzo
Af V pr	Armatura nella direzione principale
V pr-	Verifica dell'armatura nella direzione principale
Af V sec	Armatura nella direzione secondaria
V sec-	Verifica dell'armatura nella direzione secondaria

Per le verifiche degli elementi con progettazione “Parete Sismica o Parete Debolmente Armata”, oltre alla tabella con le verifiche per gli elementi con progettazione “Singolo Elemento ...”, è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Quota	Ascissa verticale di riferimento
Af conf.	Numero e diametro armatura presente in una zona confinata
Af std	Diametro e passo armatura in zona non confinata (doppia maglia)
Af estremi	Diametro dei ferri di estremità del pannello; se posto uguale 0, viene utilizzato il diametro standard
Af V (ori)	Diametro e passo armatura orizzontale (doppia maglia)
Ver. N	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a compressione (normalizzato a 1 in quanto da confrontare con 40% in CDB e 35 % in CDA)
Ver. N/M	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a pressoflessione
Ver. V acc(7)	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio-trazione per alfaS minore di 2 secondo paragrafo 7.4.4.5.1
Ver. V cls	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio-compressione
Ver. V acc	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio-trazione
Ver. V scorr.	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio scorrimento
N add	Sforzo assiale di cui al punto 7.4.4.5.1 da sommare e sottrarre nelle verifiche quando q supera 2
N invil M invil	Inviluppo del Momento e Sforzo Normale come al punto 7.4.4.5.1 (informativo) (solo in Parete Sismica)

Quota	Ascissa verticale di riferimento
N v.N	Valore dello sforzo assiale per cui Ver. N attinge il massimo valore
N v.M/N, M v.M/N	Valore dello sforzo assiale e momento per cui Ver. N/M attinge il massimo valore
N v.M/N, M v.M/N Mo v.M/N	Valore dello sforzo assiale e dei momenti per cui Ver. N/M attinge il massimo valore (per le pareti estese debolmente armate)
N v.Vcls, V v.Vcls,	Valore dello sforzo assiale e taglio per cui Ver. V. cls attinge il massimo valore
N v.Vacc, M v.Vacc, V v.Vacc,	Valore dello sforzo assiale, momento e taglio per cui Ver. V. acc attinge il massimo valore

N v.Vscorr, M v.Vscorr, V v.Vscorr,	Valore dello sforzo assiale, momento e taglio per cui Ver. V. scorr.e
N v.N	Valore dello sforzo assiale per cui Ver. N attinge il massimo valore
N v.M/N, M v.M/N	Valore dello sforzo assiale e momento per cui Ver. N/M attinge il massimo valore
N v.M/N, M v.M/N Mo v.M/N	Valore dello sforzo assiale e dei momenti per cui Ver. N/M attinge il massimo valore (per le pareti estese debolmente armate)
N v.Vcls, V v.Vcls,	Valore dello sforzo assiale e taglio per cui Ver. V. cls attinge il massimo valore

Quota	Ascissa verticale di riferimento
CtgT Vcls	Valore di ctg(teta) adottato nella verifica V compressione cls
Vrsd Vcls	Valore della resistenza a taglio trazione (armatura di calcolo)
Vrcd Vcls	Valore della resistenza a taglio compressione
CtgT Vacc	Valore di ctg(teta) adottato nella verifica V trazione armatura
Vrsd Vacc	Valore della resistenza a taglio trazione (armatura presente)
Vrcd Vacc	Valore della resistenza a taglio compressione
Vdd	Valore del contributo alla resistenza allo scorrimento come da [7.4.20]
Vid	Valore del contributo alla resistenza allo scorrimento come da [7.4.21]
A s.i.	Somma delle aree di armature
Incli.	Angolo di inclinazione delle armature
Dist.	Distanza alla base tra le armature inclinate

Quota	Ascissa verticale di riferimento
V[7.4.16]	Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima (7.4.16)
N M V	Sollecitazioni di calcolo della condizione più gravosa
Alfas	Rapporto di Taglio
Vrd,c	Resistenza a taglio degli elementi non armati
VRd,s	Resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento
V[7.4.17]	Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima (7.4.17)
roH	Rapporto tra l'armatura orizzontale e l'area della sezione relativa di calcestruzzo
roV	Rapporto tra l'armatura verticale e l'area della sezione relativa di calcestruzzo
roN	Sforzo normale adimensionalizzato Ned/(bw fyd)

Per la verifica a Punzonamento è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Nodo	numero del nodo
Stato	codice di verifica dell'elemento ok o NV
V. 6.47	Fattore di sicurezza per la verifica per piastre prive di armature a taglio lungo il perimetro resistente U1
V. 6.53	Fattore di sicurezza per la verifica per piastre prive di armature a taglio lungo il perimetro del pilastro U0
Beta	Fattore di incremento dovuto ai momenti flettenti
f. a fon	fattore di amplificazione per le fondazioni (solo per gusci di fondazione)
f. Uout	fattore di amplificazione dell'altezza utile per individuare il perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta
Aw tot	Quantitativo di armatura per la verifica di piastre munite di armatura (formula 6.52 dell'EC2)
Asw,min	Quantitativo minimo di armatura previsto dai dettagli costruttivi (formula 9.11 dell'EC2)
n. x serie	Numero di serie di armature
n.ser 0(R)	Numero di braccia delle armature in direzione 0 (o numero di braccia radiale)
n.ser 90	Numero di braccia delle armature in direzione 90 (solo se armatura cruciforme)
Rif. cmb	Riferimento combinazioni da cui si generano le verifiche più gravose

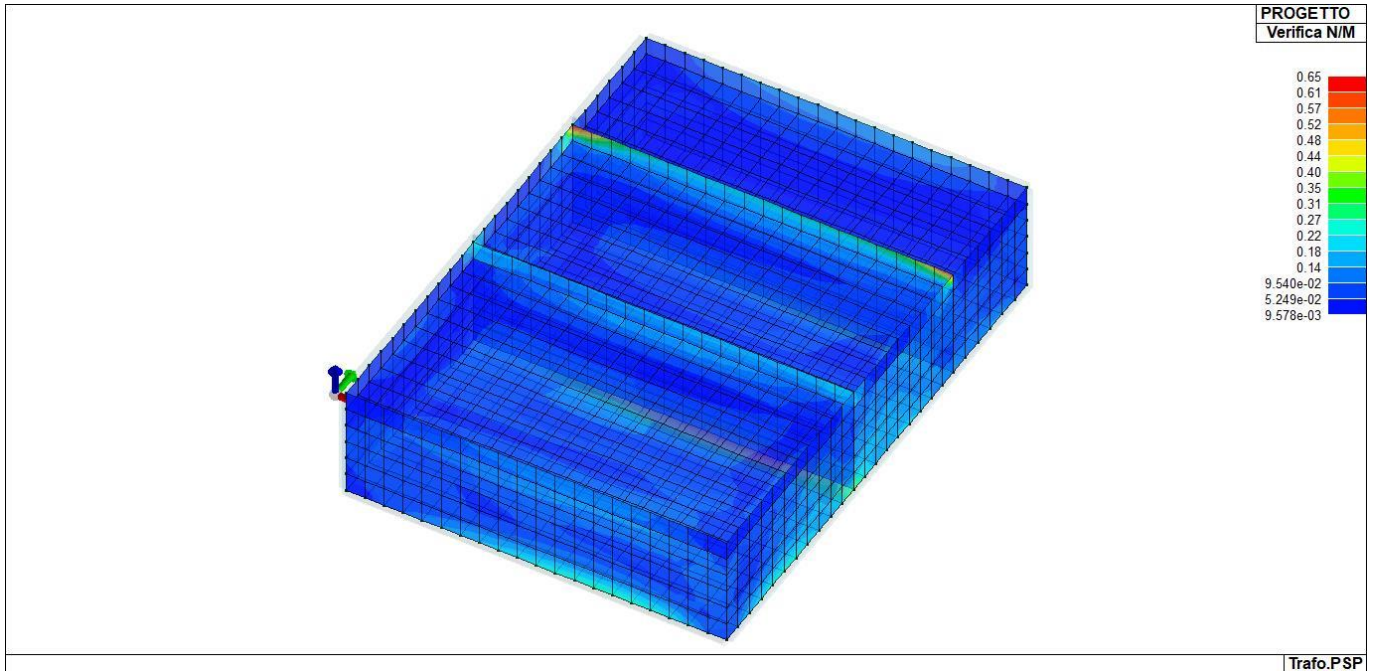


Figura 7-15 – Verifiche elementi shell N/M

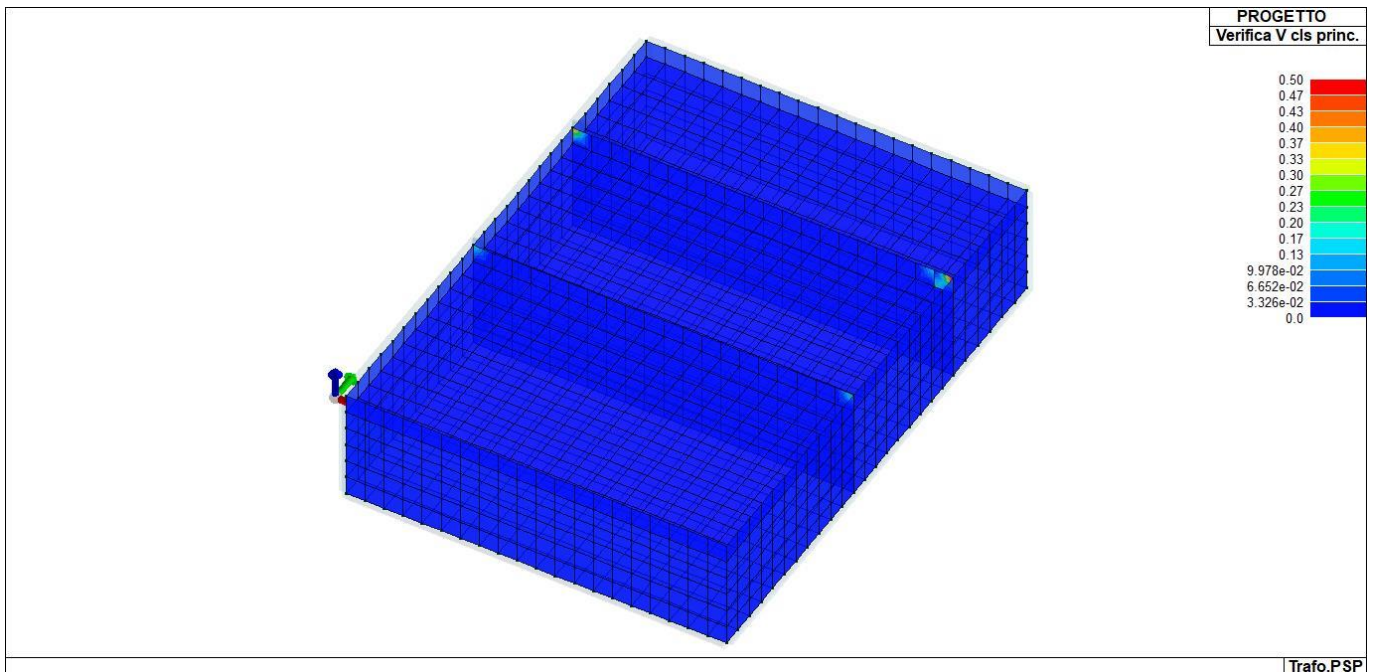


Figura 7-16 – Verifiche elementi shell cls princ

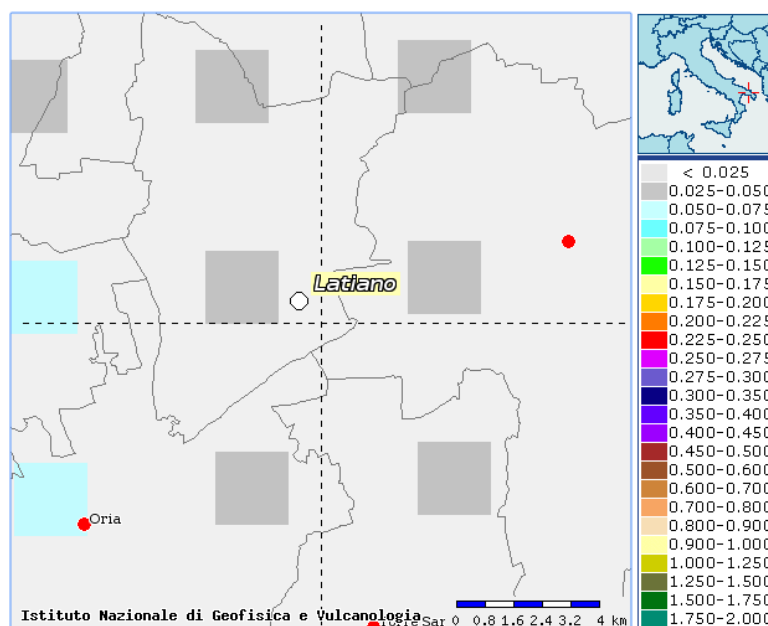
7.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Ai fini del calcolo dell'azione sismica, si considerano i seguenti parametri:

7.3.1. Reticolo di riferimento

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

Id nodo	Longitudine	Latitudine
10548	17.705	40.606



7.3.2. Parametri di riferimento

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

	PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO “Francavilla Fontana” DA 27,3 MWp E SDA DA 16 MVA	Luglio 2022
--	---	-------------

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.5)
- Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale
- Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di progetto va modificato in presenza di condizioni locali che si discostano significativamente da quelle standard di terreno piano rigido.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s).

7.3.3. Categoria Topografica

Nel nostro caso si considera la **categoria topografica T1** “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”; pertanto $S_t=1,0$

7.3.4. Categoria del suolo di fondazione

Il suolo di fondazione è stato desunto dalle indagini in situ effettuate, correlate da indicazioni stratigrafiche e sismiche bibliografiche.

Nello specifico all'interno dell'area di progetto sono state condotte analisi sismiche MASW.

Dalle risultanze delle analisi sismiche eseguite con la metodologia precedentemente descritta, si desume che per l'intera area di progetto il suolo rientra nella **categoria B** “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”

7.3.5. Calcolo dell'azione sismica

Per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo ci si basa su un modello di riferimento costituito dallo Spettro di risposta elastico o, per applicazioni particolari, su accelerogrammi.

I valori che possono essere restituiti sono quelli relativi al fattore S che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione ed ai fattori TB, TC, TD che rappresentano i periodi che separano i diversi rami dello spettro e dipendono anch'essi dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

SL	Tr (anni)	Ag (g)	Fo	T*c (sec)
SLO	30.0	0.165	2.371	0.160
SLD	50.0	0.219	2.367	0.237
SLV	475.0	0.485	2.648	0.439
SLC	975.0	0.571	2.817	0.457

SL	S	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)
SLO	1.500	0.094	0.281	1.666
SLD	1.500	0.111	0.333	1.691
SLV	1.500	0.160	0.479	1.838
SLC	1.500	0.167	0.500	1.908

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

$$ag \cdot S < 0.075g$$

7.3.6. 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

7.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

7.4.1. Caratterizzazione dell'area di sedime

Il substrato sul quale verrà fondata la struttura è stato caratterizzato geologicamente e geotecnicamente; si riportano i parametri meccanici significativi:

Livello Geotecnico (2): Depositi sabbioso-ghiaiosi-arenitici

Formazione geologica: Depositi Marini Terrazzati

Descrizione litologica: alternanza di sabbie, sabbie con limo, e strati arenitici da mediamente a ben cementati.

Soggiacenza della falda: Assente.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente incoerente, a consistenza generalmente medio-bassa nei livelli superficiali, che tende ad aumentare con la profondità.

I parametri geotecnici caratteristici sono:

	MIN	MAX	BEST FIT
γ (kN/m ³) Peso per unità di volume naturale	17.0	21.0	20.0
γ_{sec} (kN/m ³) Peso per unità di volume secco	16.8	18.0	17.0
γ_{sat} (kN/m ³) Peso per unità di volume saturo	19.5	21.8	20.5
γ_s (kN/m ³) Peso specifico	---	---	24.0
ϕ' (°) Angolo di attrito di picco	31.0	35.0	33.0
ϕ'_{vc} (°) Angolo di attrito a volume costante	26.0	31.0	29
c' (kPa) Coesione efficace	0.0	9.0	4.0

Comportamento Strato: Granulare sciolto

Stato di addensamento: da med. addensato a semicoerente.

7.4.2. Verifiche di capacità portante

L'andamento delle tensioni che la struttura trasmette al suolo è rappresentato nell'immagine seguente

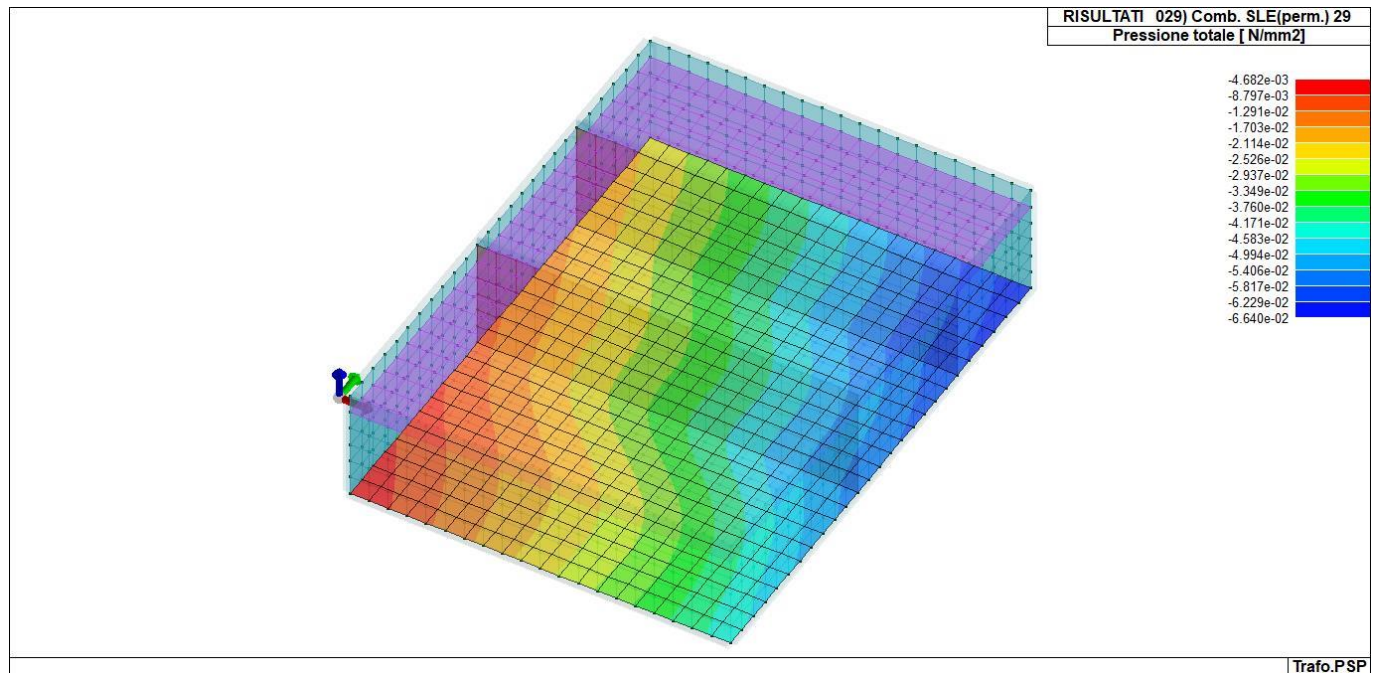
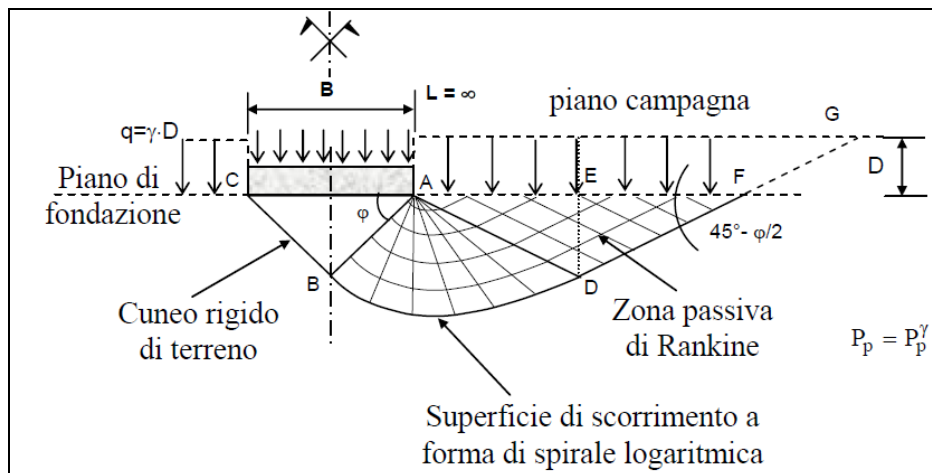


Figura 7-17 – ANDAMENTO DEI CARICHI AL SUOLO

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a circa 0.80 daN/cm², che è lontano dai valori di carico limite del sedime in esame, come di seguito dimostrato:

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



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

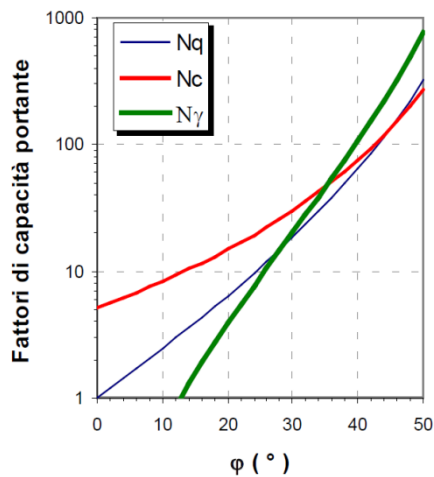
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

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

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.
- $1/2 * \gamma B$ rappresenta la tensione geostatica a profondità pari a $B/2$ dal piano di posa (γ e B sono rispettivamente il peso dell'unità di volume la larghezza della fondazione)

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



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

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

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

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

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

Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	4,50	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,80	m
insert profondità falda "d"	d	assente	m
Insert "peso volume"	γ_1	1500	daN/mc
Insert "peso volume"	γ_2	2000	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,04	daN/cm ²
Insert "angolo di resist a taglio"	ϕ	30	°

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

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

Risultati

Carico limite	Q_{lim}	25,79	daN/cm ²
Carico ammissibile	$Q_{lim}/3$	8,60	daN/cm ²

Esito verifiche

Carico esercizio	Q_{es}	18,00	kN/m ²
Carico ammissibile	Q_{adm}	859,00	kN/m ²
Fattore sicurezza	F_s	47,00	OK

7.5. APPARECCHIATURE AT

Scopo della presente relazione è quello di descrivere le modalità di calcolo ed i risultati ottenuti nel dimensionamento delle strutture metalliche di sostegno delle apparecchiature A.T. che verranno posizionate nella sottostazione elettrica Utente 150 kV.

Il dimensionamento delle fondazioni delle strutture di sostegno delle apparecchiature MT/AT (interruttori, trasformatori, sezionatori, scaricatori...) potrà essere compiutamente definito solo a seguito dell'esatta individuazione della tipologia specifica delle apparecchiature da porre in opera, in sede di progettazione esecutiva; in questa fase vengono comunque riportate le caratteristiche principali e le specifiche che dovranno essere rispettate.

7.6. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- [1] EUROCODICE 1 - Azioni sulle strutture
- [2] EUROCODICE 3 - Strutture di acciaio
- [3] CEI 11-1 – Impianti elettrici con tensione superiore a 1kV in corrente alternata
- [4] CEI 11-4 – Esecuzione delle linee elettriche esterne
- [5] D.M. 21 Marzo 1998 – Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle linee elettriche aeree esterne
- [6] D.M. 17 Gennaio 2018 – Nuove Norme.Tecniche per le Costruzioni
- [7] Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n.617 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme.Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008

7.7. CONDIZIONI AMBIENTALI

Carico vento

Zona 3

$$V_{b0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

Velocità di riferimento riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni (V_b)

$$a_s \leq a_0 \implies V_b = V_{b0}$$

$$a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \implies V_b = V_{b0} + K_a (a_s - a_0)$$

$$K_a = 0.020 \text{ 1/s}$$

Velocità di riferimento riferita ad un periodo di ritorno T_R con $10 < T_R < 500$ anni [$V_b(T_R)$]

$$V_b(T_R) = a_R V_b$$

$$a_R = 0.75 \{ 1 - 0.2 \ln [-\ln(1 - 1/T_R)] \}^{0.5}$$

Carico neve al suolo

ininfluente

Sisma

Tipo di costruzione 3 - Importanza strategica per la protezione civile -


Vita Nominale $V_N \geq 100$ anni

Classe d'uso

IV - Costruzione con funzione strategica importante

Coefficiente d'uso

$$C_U = 2,0$$

	<p>PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO “Francavilla Fontana” DA 27,3 MWp E SDA DA 16 MVA</p>	<p>Luglio 2022</p>
--	--	--------------------

Periodo di riferimento	$V_R = V_N * C_U = 100 * 2 = 200$ anni
Probabilità di superamento - stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)	$P_{VR} = 10\%$
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1 - superficie pianeggiante ==> $S_T = 1$
<i>Ghiaccio sui conduttori</i>	manicotto spessore 12 mm - peso specifico 920 daN/m ³

7.8. CRITERI DI MODELLAZIONE E GESTIONE DEI CASI DI CARICO

I supporti unipolari, tubi con piatti e/o fazzoletti saldati, sono considerati come delle mensole incastrate al piede.

I supporti dei sezionatori e dei portali sbarre sono considerati come telai spaziali.

I portali di amarro e i sostegni delle funi di guardia sono considerati come strutture reticolari spaziali.

I supporti sono stati modellati mediante elementi di tipo trave, provvisti delle caratteristiche dei profili impiegati nella realizzazione del sostegno, reagenti ad azione assiale ed a flessione.

Le strutture reticolari spaziali sono state modellate mediante elementi di tipo trave, provvisti delle caratteristiche dei profili impiegati nella realizzazione del sostegno.

I montanti dei pilastri e i correnti della trave sono stati modellati mediante travi continue, reagenti ad azione assiale ed a flessione, mentre gli elementi diagonali sono stati ipotizzati come reagenti esclusivamente ad azione assiale, secondo uno schema tipico per le strutture tralicciate.

A questo fine, il collegamento tra aste e aste e tra aste e montanti è stato realizzato in modo da rendere nulli i momenti, ottenendo così delle cerniere piane in ciascuno dei due assi ortogonali orizzontali.

L'analisi del modello è condotta nell'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali.

Il programma utilizza il metodo degli elementi finiti. Questo metodo consiste, essenzialmente, nel suddividere la regione di spazio, interessata dal fenomeno che si intende studiare, in un numero finito di parti di dimensioni finite (elementi finiti) e nell'assumere opportunamente, per ciascun elemento, funzioni idonee a rappresentare il fenomeno.

Lo svolgimento dell'analisi strutturale si sviluppa secondo le seguenti fasi:

- calcolo delle matrici di rigidezza degli elementi e loro assemblaggio;
- calcolo della matrice dei termini noti;
- soluzione del sistema di equazioni utilizzando il metodo di Gauss compatto;
- calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, degli stati di tensione e delle reazioni vincolari;
- calcolo degli autovalori e relativi autovettori associati utilizzando il metodo di iterazione nel sottospazio;
- sovrapposizione modale utilizzando lo spettro di risposta e calcolo dei valori efficaci della deformazione, sollecitazione e tensione;

7.9. CONDIZIONI DI CARICO

Pesi propri

Conduttore in corda in alluminio f 36.0 mm	2,12 daN/m
Conduttore in tubo di alluminio f 150/140 mm	6,10 daN/m
Conduttore in tubo di alluminio f 100/80 mm	7,60 daN/m
Conduttore in tubo di alluminio f 100/86 mm	5,50 daN/m
Peso proprio apparecchiature	vedi disegni apparecchiature
Peso proprio supporti	vedi disegni supporti

Carico durante il montaggio/manutenzione

In accordo con il paragrafo 3.2.2 di [3] viene considerato un carico per montaggio e/o manutenzione pari a 100 daN.

Carico vento

In accordo con [6] si considera:

Zona 3 $\implies a_s \leq a_0 \implies V_b = V_{b0} = 27 \text{ m/s}$

$V_b(T_R) = a_R V_b$

$a_R = 1,04 \implies V_b(T_R) = 28.08 \text{ m/s}$ (Periodo di ritorno 100anni)

Pressione cinetica di riferimento $q_b = 0,5 * r * V_b(T_R)^2 = 0.5 * 1.25 * 28.08^2 = 493 \text{ N/m}^2$

Classe di rugosità del terreno $\implies D$ (aree prive di ostacoli)

Categoria di esposizione del sito $\implies II, K_r = 0,17; Z_0 = 0,05; Z_{min} = 4$

Coefficiente di topografia $C_t \implies 1$

Coefficiente di esposizione $C_e \implies K_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

$C_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Coefficiente di forma $C_p \implies$

+ 0.7 per superfici cilindriche

+ 0,8 per superfici piane sopravvento

- 0.4 per superfici piane sottovento

Coefficiente dinamico $C_d = 1,00$

Pressione del vento $\implies p \text{ (N/m}^2\text{)} = q_b * C_e * C_p * C_d$

Ghiaccio

La [4] richiede un manicotto di ghiaccio, sui conduttori, di spessore 12 mm e peso specifico 920 daN/m³.

Corto Circuito

Gli sforzi generati dai conduttori dovuti al corto circuito sono indicati nei documenti unificati Terna:

Tiri dei conduttori

I tiri generati dai conduttori sono indicati nei documenti unificati Terna:

Sisma

In accordo con [6] si considera:

SPETTRO DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Componente orizzontale

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g * S * (1/q) * F_0 [(T/T_B) + ((q/F_0) * (1 - (T/T_B)))]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g * S * (F_0/q)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g * S * (F_0/q) * (T_C / T)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g * S * (F_0/q) * (T_C * T_D / T^2)$$

con

a_g = accelerazione orizzontale massima del sito

$$S = S_s * S_T$$

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

q = fattore di struttura

F_0 = fattore di amplificazione spettrale massima

$$T_C = C_C * T_C^*$$

C_C = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4,0 * (a_g/g) + 1,6$$

Componente verticale

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g * S * (1/q) * F_v [(T/T_B) + ((q/F_0) * (1 - (T/T_B)))]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g * S * (F_v/q)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g * S * (F_v/q) * (T_C / T)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g * S * (F_v/q) * (T_C * T_D / T^2)$$

con

$$F_v = 1,35 * F_0 * (a_g/g)^{0,5}$$

STATO LIMITE ULTIMO	S	T _B	T _C	T _D
Parametri dello spettro di progetto verticale	1,00	0,05	0,15	1,00

Nel caso in esame il periodo di ritorno, espresso in anni, dell'azione sismica risulta:

$$TR = -VR / \ln(1 - PVR) \implies 1898 \text{ anni}$$

Le strutture sono state considerate di Classe di duttilità bassa (CD "B")

Il valore numerico del fattore di struttura "q" è dato dalla seguente espressione :

$$q = q_0 * KR - \text{Paragrafo 7.3.1 della [6]}$$

nella quale:

q_0 è legato alla tipologia strutturale

K_R è un coefficiente di riduzione che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione

dove: q_0 per strutture a mensola - Tabella 7.5.II della [6] = 2 (strutture a pendolo inverso)

q_0 per strutture intelaiate - Tabella 7.5.II della [6] = 4 (strutture intelaiate)

K_R - Paragrafo 7.3.1 della [6] = 0,80 per costruzioni non regolari in altezza

Utilizzando il software "Spettri NTC vers 1.0.3" del Ministero delle Infrastrutture - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici si sono ottenuti i seguenti parametri sismici:

$$a_g = 0.073 \text{ g}$$

$$F_o = 3.066$$

$$S = 1.000$$

$$F_v = 1.117$$

7.10. AZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di carico sono state valutate in relazione all'insieme degli stati limite verosimili che si possono verificare durante tutta la vita utile di progetto, intendendo stato limite la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Si è tenuto conto di due diversi stati limite:

- *Stato Limite di Esercizio (SLE):* stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione della struttura.
- *Stato Limite Ultimo (SLU):* stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale o altro fenomeno che mette fuori servizio, in modo irreversibile, la struttura.

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazione 1 = pesi propri + tiro conduttori con ghiaccio + ghiaccio + montaggio / manutenzione + 0.6 vento parallelo ai conduttori

Combinazione 2 = pesi propri + tiro conduttori con ghiaccio + ghiaccio + montaggio / manutenzione + 0.6 vento perpendicolare ai conduttori

Combinazione 3 = pesi propri + tiro conduttori senza ghiaccio + vento parallelo ai conduttori

Combinazione 4 = pesi propri + tiro conduttori senza ghiaccio + vento perpendicolare ai conduttori

STATO LIMITE ULTIMO (STATO LIMITE DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA "STR – APPROCCIO 2)

Combinazione 5 = 1.3 pesi propri + 1.3 tiro conduttori con ghiaccio + 1.3 ghiaccio + 1.5 montaggio / manutenzione + 0.9 vento parallelo ai conduttori

Combinazione 6 = 1.3 pesi propri + 1.3 tiro conduttori con ghiaccio + 1.3 ghiaccio + 1.5 montaggio / manutenzione + 0.9 vento perpendicolare ai conduttori

Combinazione 7 = 1.3 pesi propri + 1.3 tiro conduttori senza ghiaccio + 1.5 vento parallelo ai conduttori

Combinazione 8 = 1.3 pesi propri + 1.3 tiro conduttori senza ghiaccio + 1.5 vento perpendicolare ai conduttori

Combinazione 9 = pesi propri + corto circuito

Combinazione 10 = pesi propri + tiri conduttori con ghiaccio + ghiaccio + sisma orizzontale parallelo ai conduttori + sisma verticale (compressione)

Combinazione 11 = pesi propri + tiri conduttori con ghiaccio + ghiaccio + sisma orizzontale perpendicolare ai conduttori + sisma verticale (compressione)

Combinazione 12 = pesi propri + tiri conduttori con ghiaccio + ghiaccio + sisma orizzontale parallelo ai conduttori + sisma verticale (trazione)

Combinazione 13 = pesi propri + tiri conduttori con ghiaccio + ghiaccio + sisma orizzontale perpendicolare ai conduttori + sisma verticale (trazione)

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Stato Limite di Esercizio

La [6] al paragrafo 4.2.4.2 richiede, per gli Stati Limite di Esercizio, le seguenti verifiche:

- verifica degli spostamenti
- verifica delle deformazioni delle anime
- verifica delle vibrazioni
- verifica delle plasticizzazioni locali

Anche se non richiesta, si è preferito effettuare la verifica di resistenza utilizzando i seguenti coefficienti di sicurezza (ricavati dalla CNR-UNI 10011/88):

Profilati, tubi, piatti, tirafondi [riferito allo snervamento]

S235	$s_{adm}=1600 \text{ daN/cm}^2$	$K_{sic} = 1,47$
S275	$s_{adm}=1900 \text{ daN/cm}^2$	$K_{sic} = 1,45$
S355	$s_{adm}=2400 \text{ daN/cm}^2$	$K_{sic} = 1,48$

Bulloni [riferito alla resistenza caratteristica a trazione CNR-UNI 10011/88]

Per il taglio	$K_{sic} = 2.12$
Per la trazione	$K_{sic} = 1.50$

Inoltre si è verificato che $(t/t_{amm})^2 + (s/s_{amm})^2 \leq 1$

Saldature [riferito allo snervamento degli elementi collegati]

S235	$0.85 s_{adm}$	$K_{sic} = 1.47/0.85 = 1.73$
S275	$0.70 s_{adm}$	$K_{sic} = 1.45/0.70 = 2.07$
S355	$0.70 s_{adm}$	$K_{sic} = 1.48/0.70 = 2.11$

Per le verifiche delle saldature si sono rispettate le indicazioni del paragrafo 5.1.2.5 della CNR-UNI 10011/88

Punzonamento

Nelle unioni bullonate la piastra è verificata al punzonamento. La superficie di punzonamento è:

$f p s$

dove “f” è il minimo tra il diametro del dado e il diametro della testa del bullone e “s” è lo spessore della piastra.

Stato Limite Ultimo

Resistenza delle membrature

La verifica di resistenza in campo elastico è stata effettuata, come riportato al paragrafo 4.2.4.1.2 della [6], verificando la seguente disequaglianza:

$$(s_{x,Ed}^2 + s_{z,Ed}^2 - s_{z,Ed} s_{x,Ed} + 3t_{Ed}^2) \leq (f_{yk} / g_{M0})^2$$

dove:

$s_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura

$s_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura

t_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura

f_{yk} = tensione di snervamento del materiale

g_{M0} = coefficiente di sicurezza pari a 1,05 - paragrafo 4.2.4.1.1 della [6] – Tabella 4.2.V

La verifica di resistenza in campo plastico è stata effettuata, per le sole sezioni di classe 1 o 2, rispettando tutte le indicazioni riportate al paragrafo 4.2.4.1.2 della [6]

Stabilità delle membrature

La verifica di stabilità è stata effettuata rispettando tutte le indicazioni riportate al paragrafo 4.2.4.1.3 della [6]

Tirafondi

Nel rispetto delle indicazioni di cui al paragrafo 7.5.4.6 della [6] per garantire la sovra-resistenza del collegamento alle strutture fondali si assume (estendendo il concetto a tutti gli SLU):

Coefficienti di sicurezza [riferito allo snervamento]		$K_{sic} = 1.1 \times g_{Rd} \times g_{M0}$
S235	$K_{sic} = 1.1 \times 1.20 \times 1.05$	$K_{sic} = 1.39$
S275	$K_{sic} = 1.1 \times 1.15 \times 1.05$	$K_{sic} = 1.33$
S355	$K_{sic} = 1.1 \times 1.10 \times 1.05$	$K_{sic} = 1.27$

Saldature

Nel rispetto delle indicazioni di cui al paragrafo 4.2.8.2 della [6] sono state effettuate le verifiche 4.2.78 e 4.2.79 utilizzando i seguenti valori di b_1 e b_2

S235	$b_1 = 0.85$	$b_2 = 1.00$
S275	$b_1 = 0.70$	$b_2 = 0.85$
S355	$b_1 = 0.70$	$b_2 = 0.85$

Bulloni

La [6] al paragrafo 4.2.8.1.1 riporta:

Resistenza al taglio [riferito alla rottura]

Classe 4.6, 5.6 e 8.8	$0.6 \cdot f_{tb} / g_{M2} = 0.6 \cdot f_{tb} / 1.25$	$K_{sic} = 2.08$
Classe 6.8 e 10.8	$0.5 \cdot f_{tb} / g_{M2} = 0.5 \cdot f_{tb} / 1.25$	$K_{sic} = 2.50$


Resistenza alla trazione [riferito alla rottura]

Per tutte le Classi	$0.9 \cdot f_{tb} / g_{M2} = 0.9 \cdot f_{tb} / 1.25$	$K_{sic} = 1.39$
---------------------	---	------------------

Punzonamento

Nelle unioni bullonate la piastra è verificata al punzonamento. La resistenza a punzonamento è :

$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot p \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} \cdot g_{M2}$ paragrafo 4.2.8 della [6]

	<p>PROGETTO AGROFOTOVOLTAICO “Francavilla Fontana” DA 27,3 MWp E SDA DA 16 MVA</p>	<p>Luglio 2022</p>
--	--	--------------------

dove “ d_m ” è il minimo tra il diametro del dado e il diametro della testa del bullone, “ t_p ” è lo spessore della piastra e “ f_{tk} ” è la tensione a rottura dell’acciaio del piatto.

Il punzonamento di progetto deve risultare inferiore alla resistenza a punzonamento

7.11. DEFORMAZIONI

Le massime deformazioni dei supporti dovranno rispettare i seguenti limiti essendo (d) la deformazione e (H) l'altezza del supporto:

Supporto Sezionatore Verticale – Stato Limite di Esercizio	$d \leq H/200$
Supporti TA, TV, Scaricatore, Isolatore. - Stato Limite di Esercizio	$d \leq H/150$
Portali sbarre, sezionatore orizzontale - Stato Limite di Esercizio	$d \leq H/150$

7.12. MATERIALI UTILIZZATI

Profilati, piastre, tondi, tubi per i supporti	S355JR
Bulloni	Classe 8.8
Tirafondi	B450C
Saldature con elettrodo 44 che garantisce una resistenza minima di 4400 daN/cm ² (UNI 5132)	

7.13. CRITERI DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni per le apparecchiature AT (Interruttori, Sezionatori, TA, TV, Scaricatori, Isolatori portanti), i portali sbarre e i portali di amarro linea saranno realizzate nel rispetto del “Progetto Unificato” TERNA, e saranno della tipologia in c.a. gettato in opera.

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

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

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

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

Le fondazioni delle strutture portanti del sistema AT dovranno rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

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

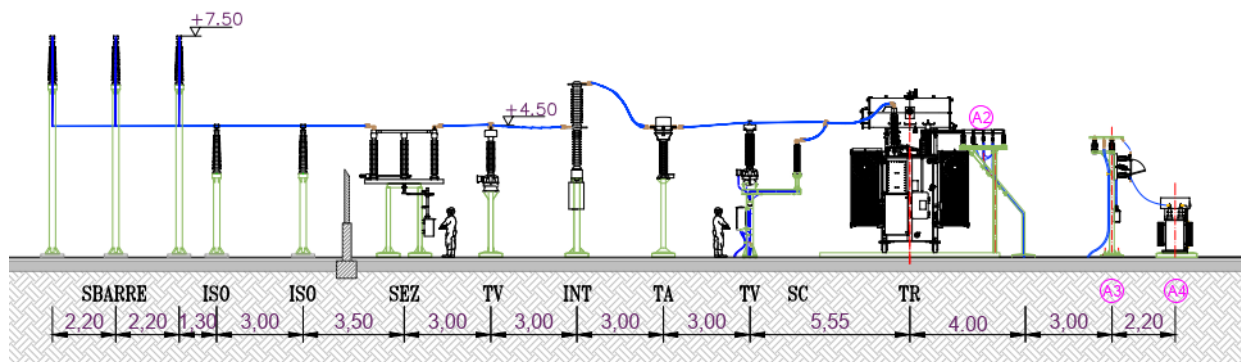


Figura 7-18 – vista sezione elettromeccanica Apparecchiature AT

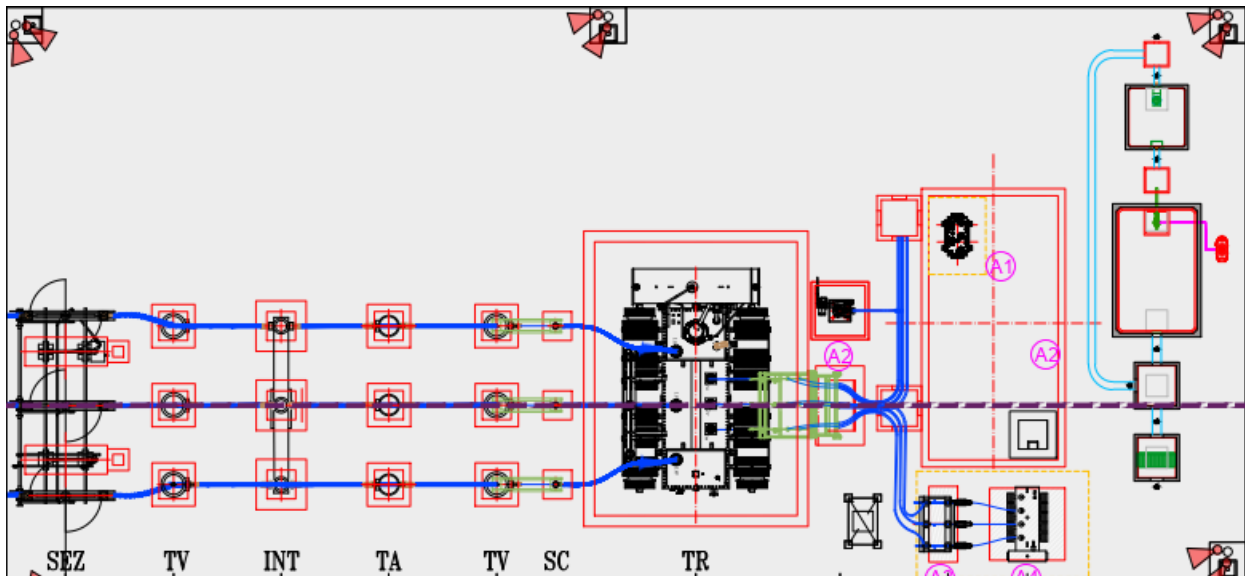


Figura 7-19 – planimetria elettromeccanica apparecchiature AT

7.13.1. Fondazione per sezionatore orizzontale

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

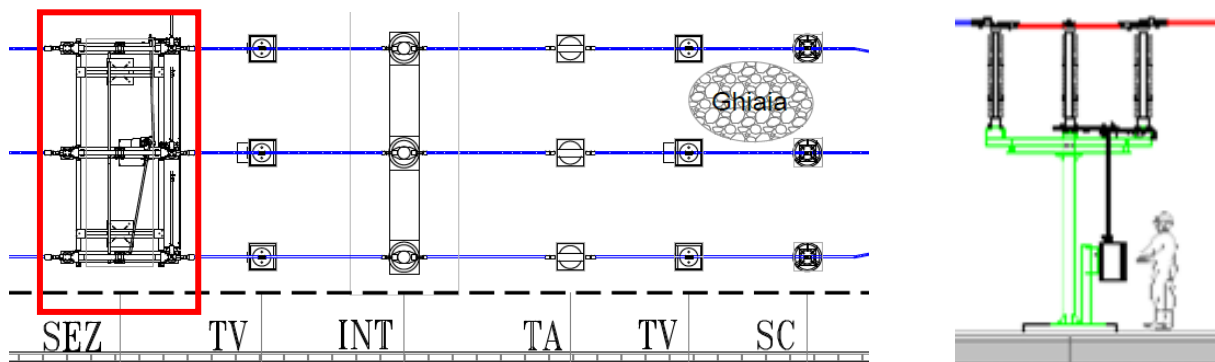


Figura 7-20 – Tipico sezionatore tripolare – vista prospettica e planimetrica

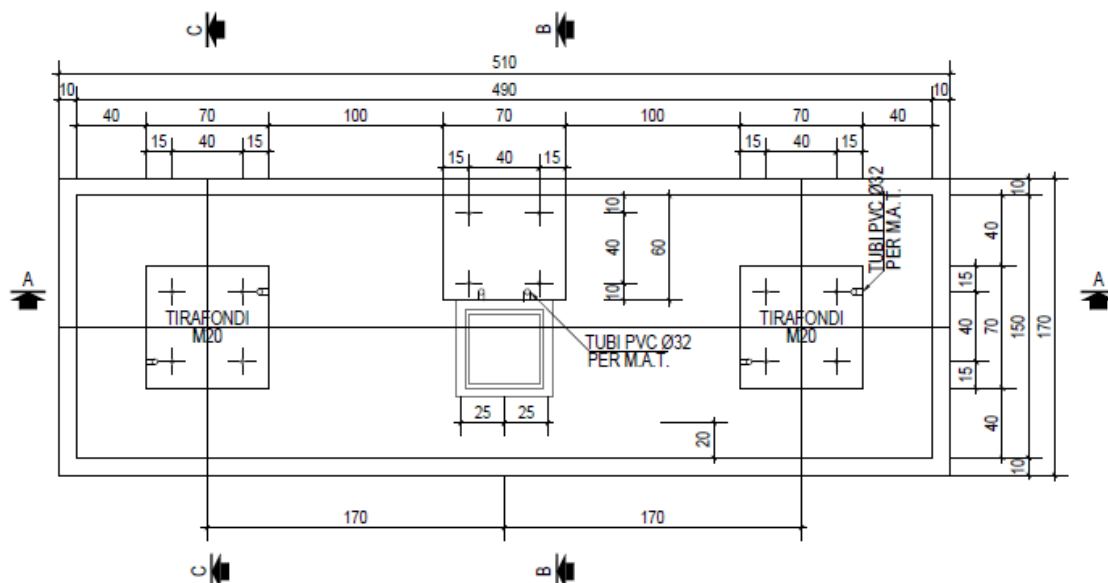
Il supporto è costituito da due gambe in tubolare completo di piastra alla base ed in testa ove, per ogni gamba, sono fissate due travi in UPN 100x50 alle quali, alle due estremità, è fissata una struttura a trave in profilato HEB 100 per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito

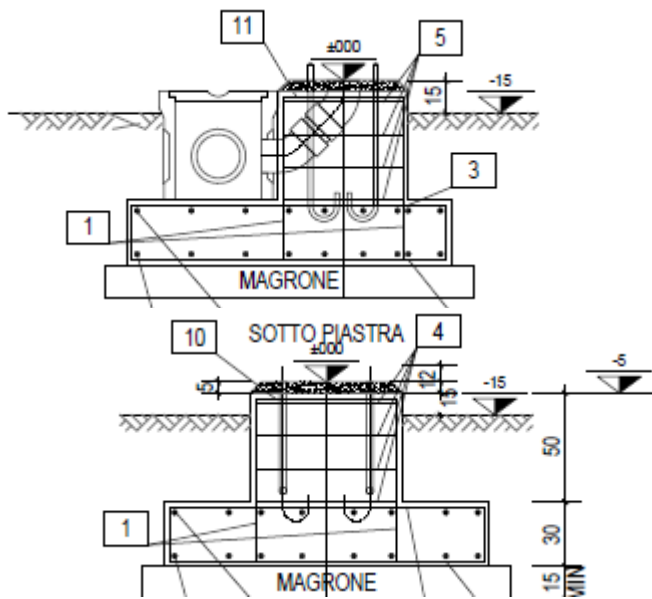
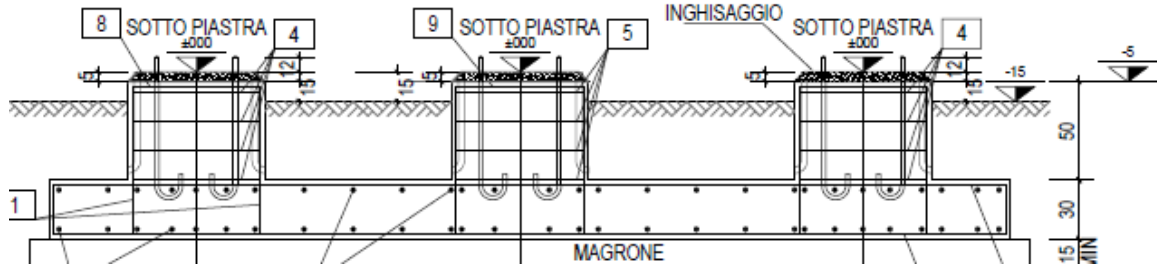
definito. Sulla testa del supporto, sui profilati HEB é installato il Sezionatore tripolare di Linea con Lame di Terra.

TIPO SUPPORTO	ST3
DATI DIMENSIONALI:	
▪ Numero di gambe	n° = 2
▪ Distanza tra le gambe	d = 340 cm
▪ Altezza	h = 250 cm
▪ Profilo:	
tubolare metallico cavo	: S275J0H
diametro esterno	ND = 219,1 mm
spessore pareti	t = 6,3 mm
area della sezione	A = 42.10 cm ²
modulo di resistenza elastico	W _{el} = 218 cm ³
modulo di resistenza plastico	W _{pl} = 285 cm ³
momento di inerzia	I = 2386 cm ⁴
momento di inerzia di torsione	I _t = 4722 cm ⁴
raggio d'inerzia	i = 7,53 cm
▪ Piastre e nervature	: S275JR
▪ Peso del supporto compreso UPN 100 e HEB 100	DW = 650 daN
▪ Superf. esposta al vento X tubolare W _{s3} =0,219 x 2,36	= 0,52 m ²
▪ Superf. esposta al vento X UPN W _{s3,1} =0,10 x 1,85	= 0,185 m ²
▪ Superf. esposta al vento Y HEB W _{s3,2} =0,10 x 5	= 0,5 m ²
▪ Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ)	= 1 x 36 mm
▪ Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio	= 2,5 m
▪ Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura	= 0,10 m

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

Peso totale delle apparecchiature (per tre linee) 1200 daN





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

7.13.2. Fondazione per interruttore tripolare

La fondazione per l'interruttore tripolare ha una superficie in pianta pari a 6.20 x 1.60 m.

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

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

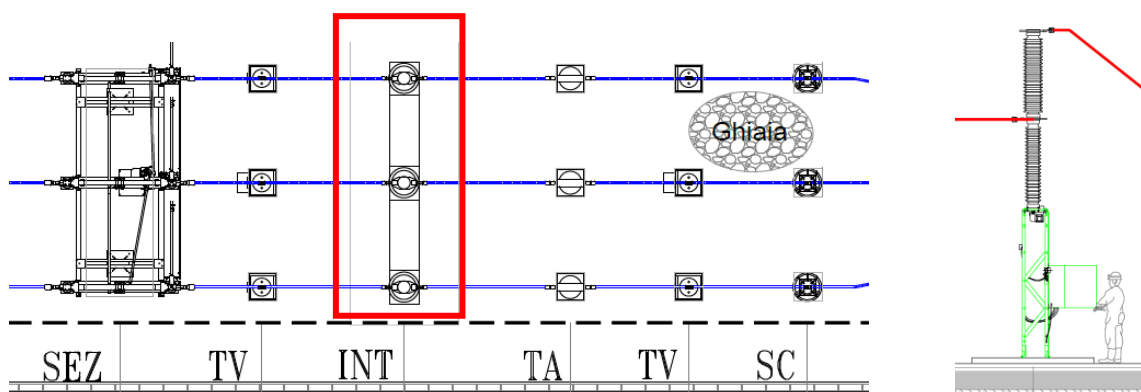


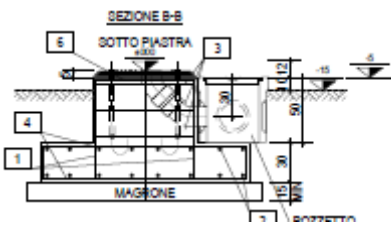
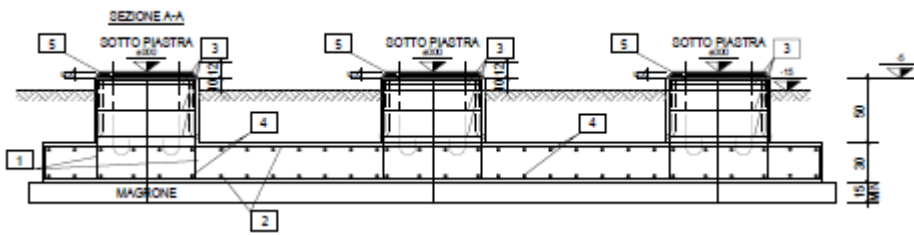
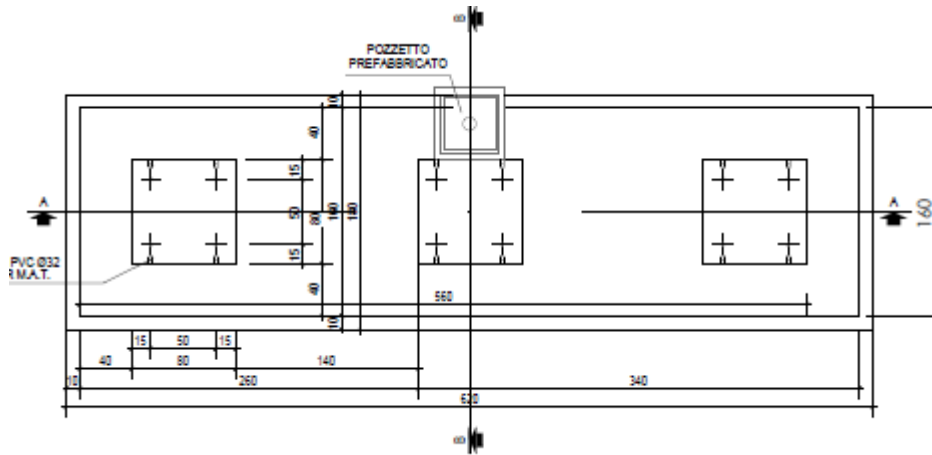
Figura 7-21 – Tipico interruttore tripolare – vista prospettica e planimetrica

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

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

Azione dinamica per manovre:

Verticale	800 daN
Orizzontale	200 daN



7.13.3. Fondazioni unipolari per Trasformatore di Tensione TV

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

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

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

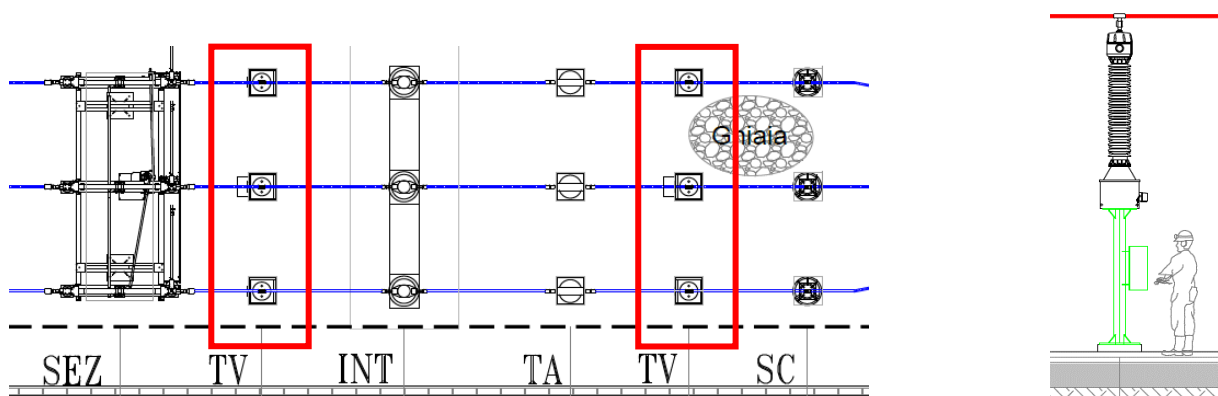


Figura 7-22 – Tipico Trasformatore di tensione – vista prospettica e planimetrica

Il supporto è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa per il fissaggio della apparecchiatura, con

relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto è installato il Trasformatore di Tensione Induttivo.

TIPO SUPPORTO ST2

DATI DIMENSIONALI:

- Numero di gambe $n^\circ = 1$
- Distanza tra le gambe $d = NA$ cm
- Altezza $h = 258,5$ cm
- Profilo:

tubolare metallico cavo : S275J0H

diametro esterno $ND = 168,3$ mm

spessore pareti $t = 6,3$ mm

area della sezione $A = 32.10$ cm²

modulo di resistenza elastico $Wel = 125$ cm³

modulo di resistenza plastico $Wpl = 165$ cm³

momento di inerzia $I = 1053$ cm⁴

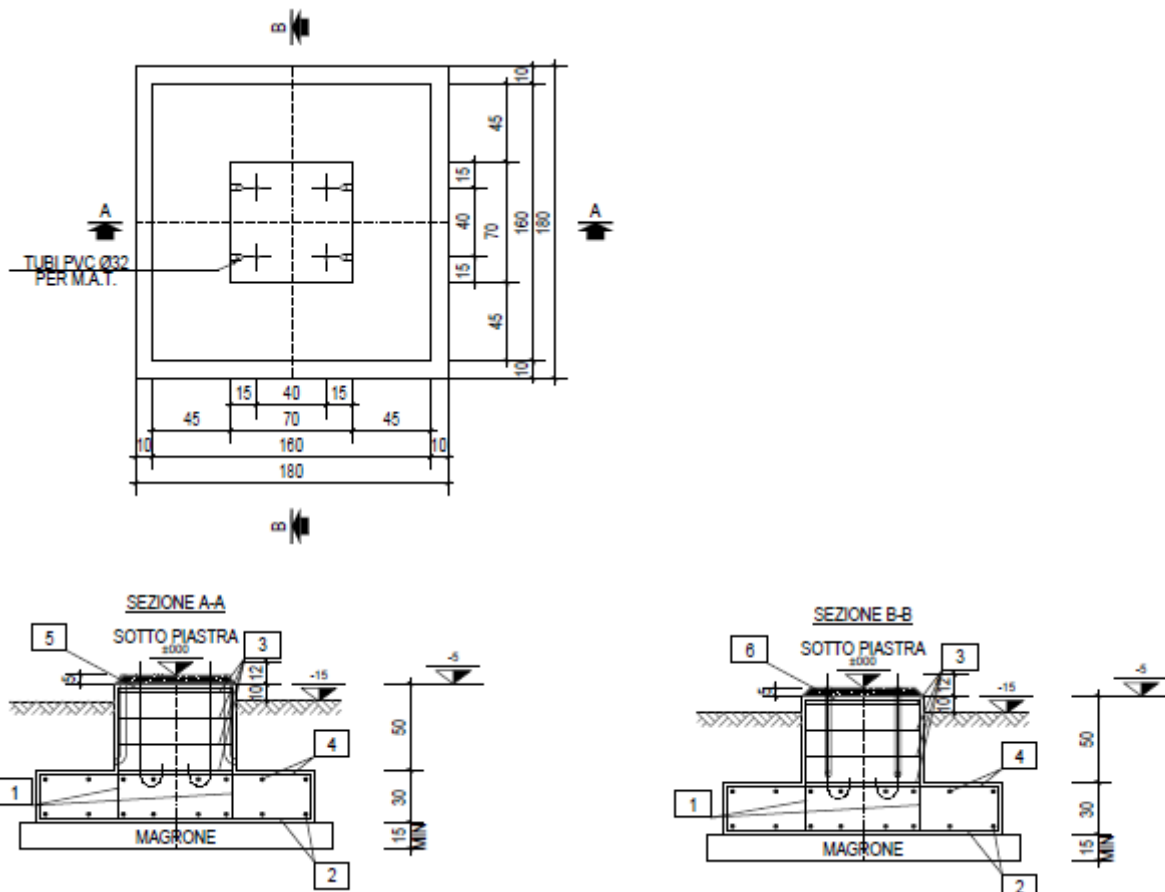
momento di inerzia di torsione $It = 2107$ cm⁴

raggio d'inerzia $i = 5,73$ cm

- Piastre e nervature : S275JR
 - Peso del supporto DW = 180 daN
 - Superficie esposta al vento $W_s2=0,1683 \times 2,585 = 0,44 \text{ m}^2$
 - Conduttore di fase in corda di alluminio crudo ($n^\circ \times \varphi$) = 1 x 36 mm
- Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio = 2,5 m
- Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura = 0,10 m

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

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



7.13.4. Fondazioni unipolari per Trasformatore di Corrente TA

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

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

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

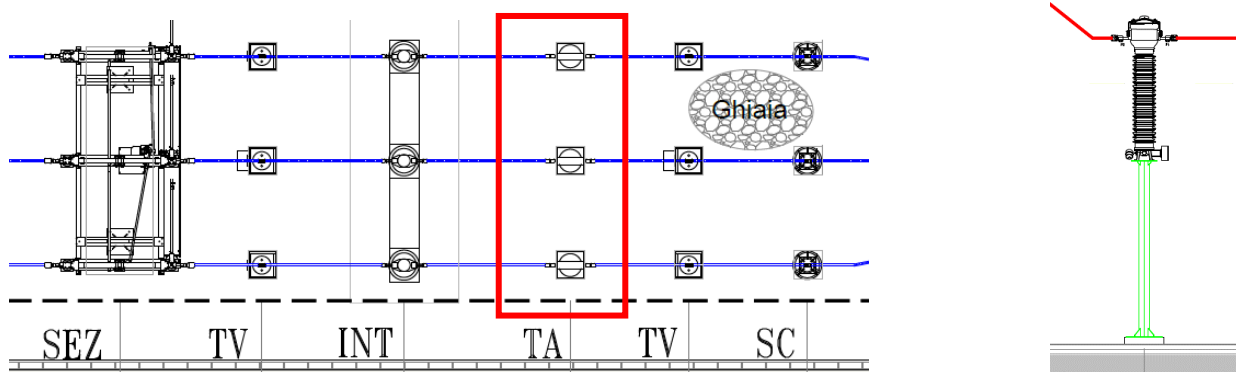


Figura 7-23 – Tipico trasformatore di corrente – vista prospettica e planimetrica

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

TIPO SUPPORTO

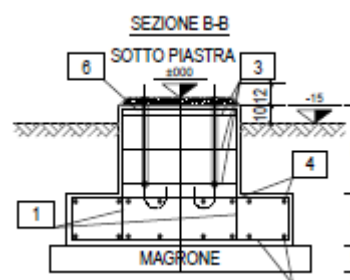
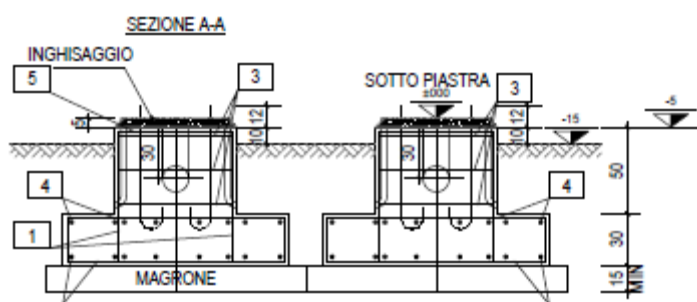
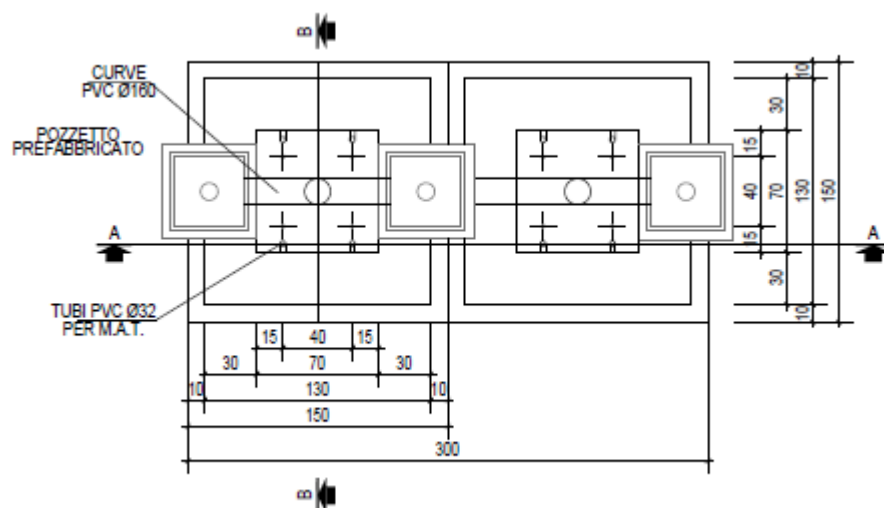
ST4

DATI DIMENSIONALI:

▪ Numero di gambe	n° = 1
▪ Distanza tra le gambe	d = NA cm
▪ Altezza	h = 260 cm
▪ Profilo:	
tubolare metallico cavo	: S275J0H
diametro esterno	ND = 168,3 mm
spessore pareti	t = 6,3 mm
area della sezione	A = 32.10 cm ²
modulo di resistenza elastico	W _{el} = 125 cm ³
modulo di resistenza plastico	W _{pl} = 165 cm ³
momento di inerzia	I = 1053 cm ⁴
momento di inerzia di torsione	I _t = 2107 cm ⁴
raggio d'inerzia	i = 5,73 cm
▪ Piastre e nervature	: S275JR
▪ Peso del supporto	DW = 180 daN
▪ Superficie esposta al vento W _{s4} =0,1683 x 2,6	= 0,44 m ²
▪ Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ)	= 1 x 36 mm
▪ Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio	= 2,5 m
▪ Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura	= 0,10 m

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

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



7.13.5. Fondazioni unipolari per Scaricatori

La fondazione per lo scaricatore di sovratensione ha una superficie in pianta pari a 1.60 x 1.60 m.

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

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

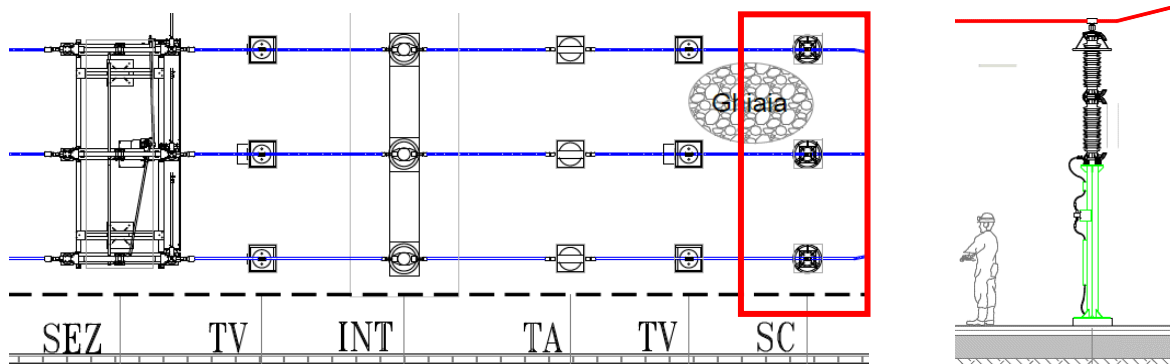


Figura 7-24 – Tipico scaricatore di sovratensione – vista prospettica e planimetrica

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

TIPO SUPPORTO ST1

DATI DIMENSIONALI:

- Numero di gambe n° = 1
- Distanza tra le gambe d = NA cm
- Altezza h = 233 cm
- Profilo:

tubolare metallico cavo : S275J0H

diametro esterno ND = 168,3 mm

spessore pareti t = 6,3 mm

area della sezione A = 32.10 cm²

modulo di resistenza elastico Wel = 125 cm³

modulo di resistenza plastico Wpl = 165 cm³

momento di inerzia I = 1053 cm⁴

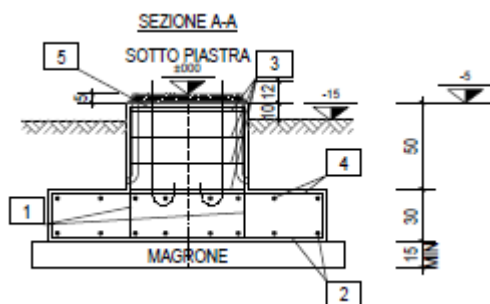
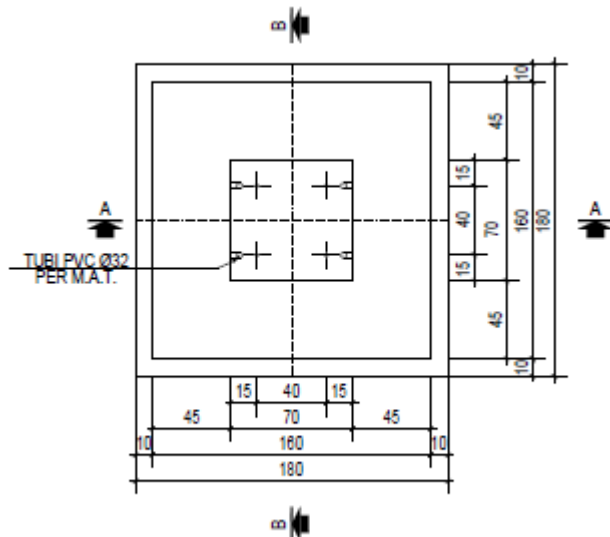
momento di inerzia di torsione It = 2107 cm⁴

raggio d'inerzia i 5,73 cm

- Piastre e nervature : S275JR
- Peso del supporto compreso la trave UPN 100 DW = 340 daN
- Superf. esposta al vento X tubolare $Ws1=0,1683 \times 2,33 = 0,39 \text{ m}^2$
- Superf. esposta al vento X UPN $Ws1.1=0,10 \times 2,50 = 0,25 \text{ m}^2$
- Conduttore di fase in corda di alluminio crudo ($n^\circ \times \varphi$) = 1 x 36 mm

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

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



7.13.6. Fondazioni per sistema sbarre

Il sistema sbarre è sorretto da una serie di sostegni metallici, posti ad interasse di 10-11mt, ognuno dei quali fondato su un plinto in c.a. di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m

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

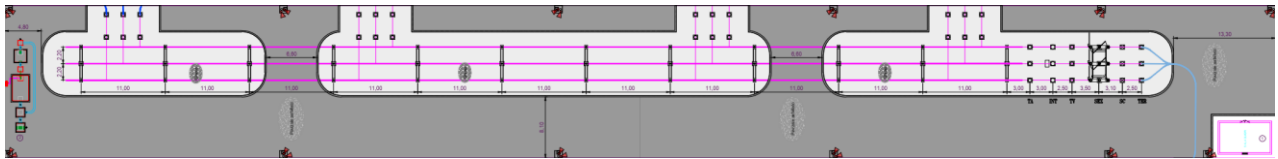


Figura 7-25 – vista planimetrica Sistema sbarre

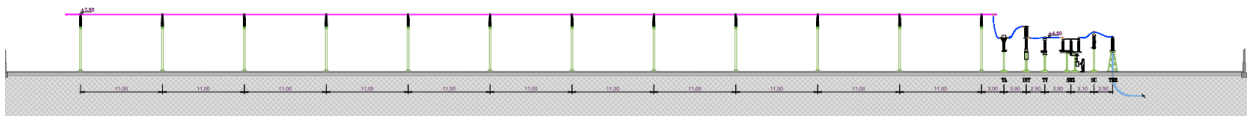


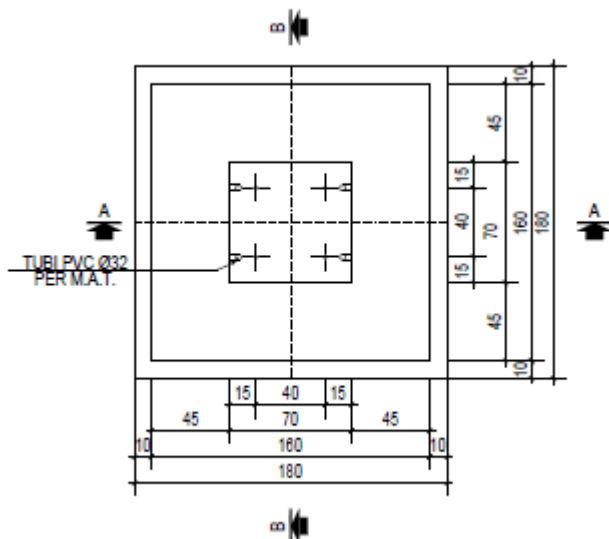
Figura 7-26 – vista prospettica Sistema sbarre

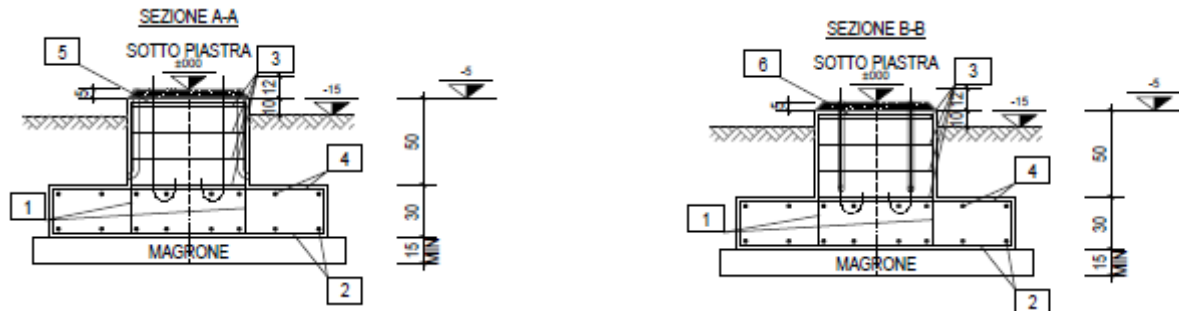
Peso dell’apparecchiatura (una apparecchiatura per ogni sostegno) 150 kV 60 daN

Peso conduttori 150 kV

- conduttore in corda in alluminio o 36 mm 2,12 daN/m
- conduttore in tubo in alluminio o 100/86 mm 5,52 daN/m

Il tipico unificato Terna di seguito ipotizzato soddisfa i requisiti in termini di tensioni di lavoro dei materiali strutturali.





7.14. VERIFICHE GEOTECNICHE

Il substrato sul quale verranno fondate le strutture di supporto sopra descritte è caratterizzato dagli stessi parametri geotecnici significativi che riguardano la fondazione del TR.

Essendo tuttavia i valori degli scarichi al suolo estremamente inferiori a quelli della fondazione Trafo, si ritengono anche per queste strutture ampiamente verificati i margini di sicurezza.

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

7.15. EDIFICIO DI COMANDO

7.15.1. Descrizione

La struttura in oggetto è costituita da un reticolo di travi e pilastri in c.a. gettato in opera, con solai a doppia falda della pendenza del 12% circa, del tipo laterocementizio spessore 25cm.

Le strutture fondali sono costituite da un reticolo di travi rovesce a sezione a T, impostate a -1,5mt da piano campagna, ove si attesta il substrato coerente.

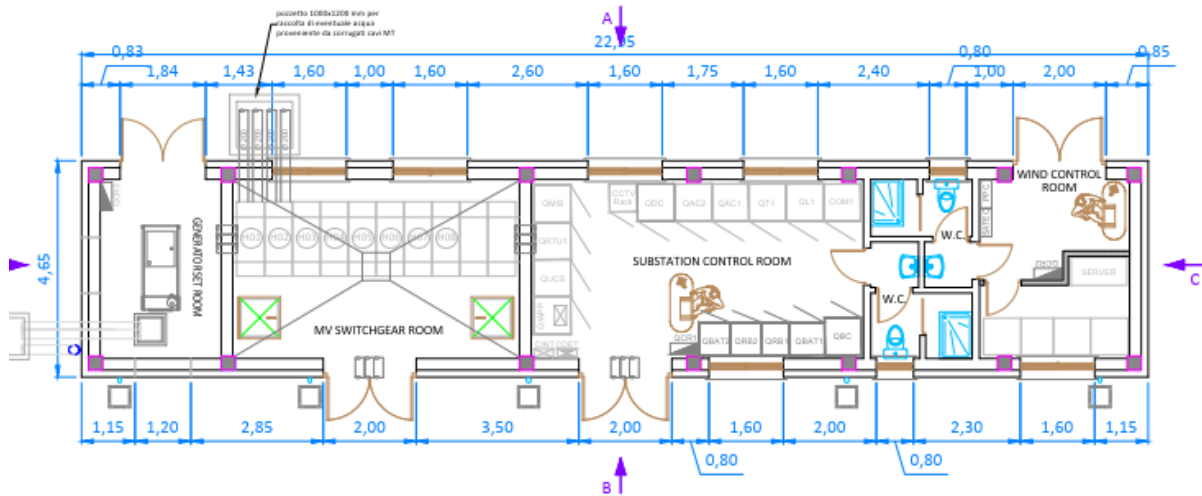


Figura 7-27 – Pianta edificio di comando

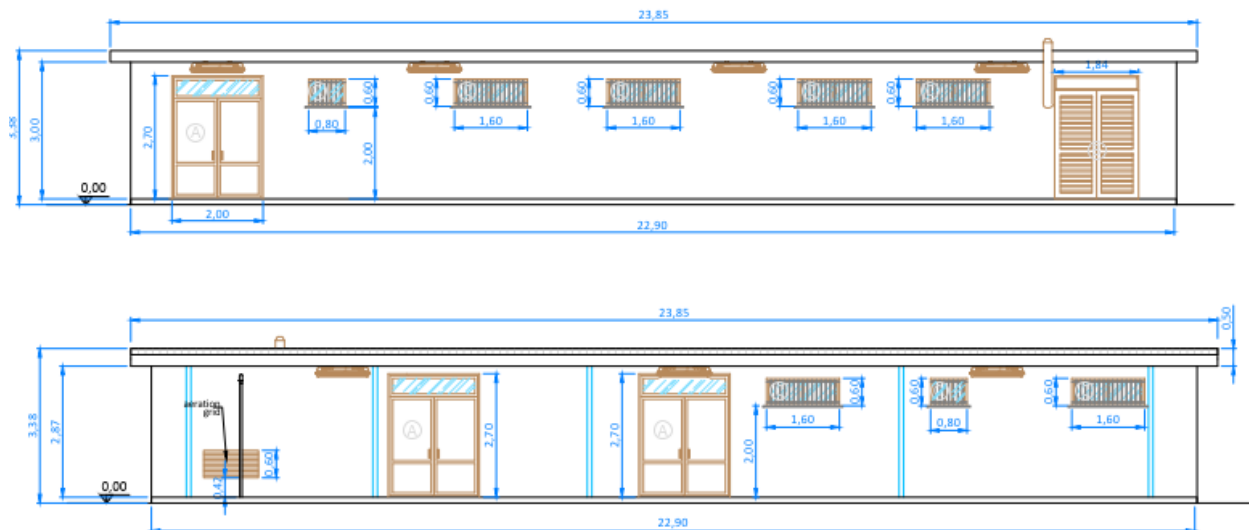


Figura 7-28 – Prospetti edificio di comando

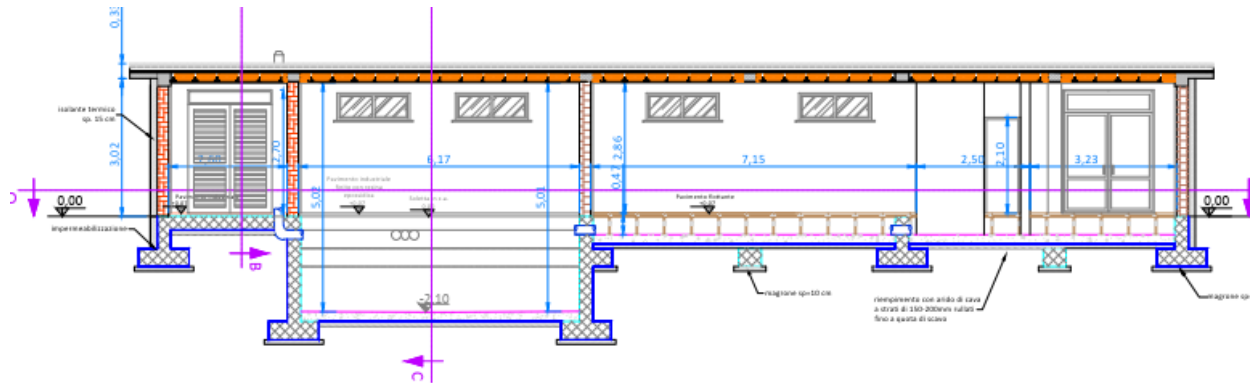


Figura 7-29 – Prospetti edificio di comando

7.15.2. Generazione del modello

Il progetto si articola partendo dalla disposizione in piante delle strutture verticali – sono stati previsti n.12 pilastri sezione 30x30.

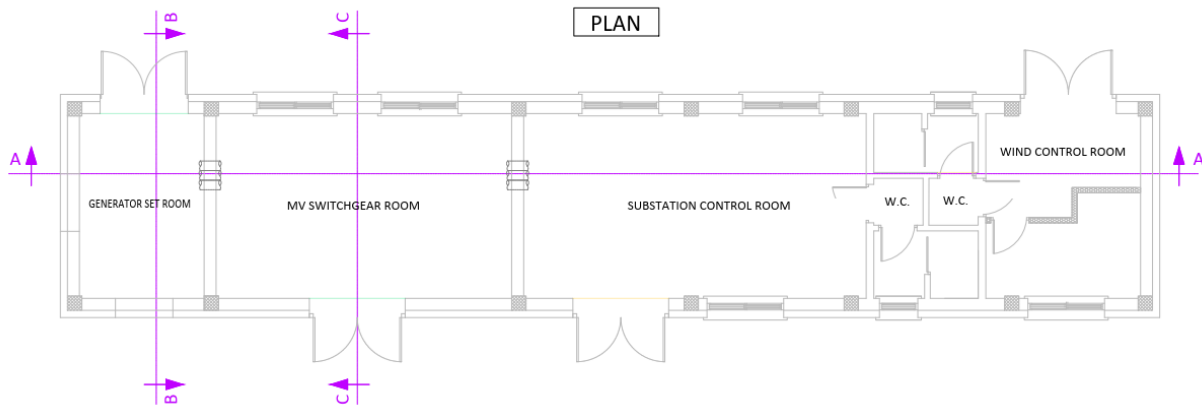


Figura 7-30 – Distribuzione delle strutture verticali

Una volta ipotizzata anche la distribuzione delle travi di elevazione, si procede alla modellazione FEM del telaio strutturale.

La struttura è stata modellata con un solutore a elementi finiti – AXIS VM X6 - ; gli elementi strutturali sono stati modellati come di seguito:

- i pilastri a sezione 30x30 sono stati modellati per mezzo di elementi *asta*
- le travi a sezione 30x60, 30x45 e 45x25 sono stati modellati per mezzo di elementi *asta*
- i setti verticali 20x130 sono stati modellati per mezzo di elementi *guscio bidimensionale*
- la piastra spessore 25cm è stata modellata per mezzo di elemento *guscio bidimensionale*

i pilastri e i setti sono stati vincolati al suolo con molle ad alta rigidezza, che simula un incastro al piede

i solai sono stati considerati come piani rigidi, che trasferiscono alle travi di bordo i carichi permanenti ed accidentali.

I carichi trasferiti dai solai sono:

- peso proprio strutturale solaio sp 20+5 360 daN/mq
- carichi accidentali (cop. Non praticabile) 50 daN/mq

in questa fase di dimensionamento preliminare, i carichi vengono combinati con coefficienti unitari, pertanto il carico complessivo è pari a 410 daN/mq.

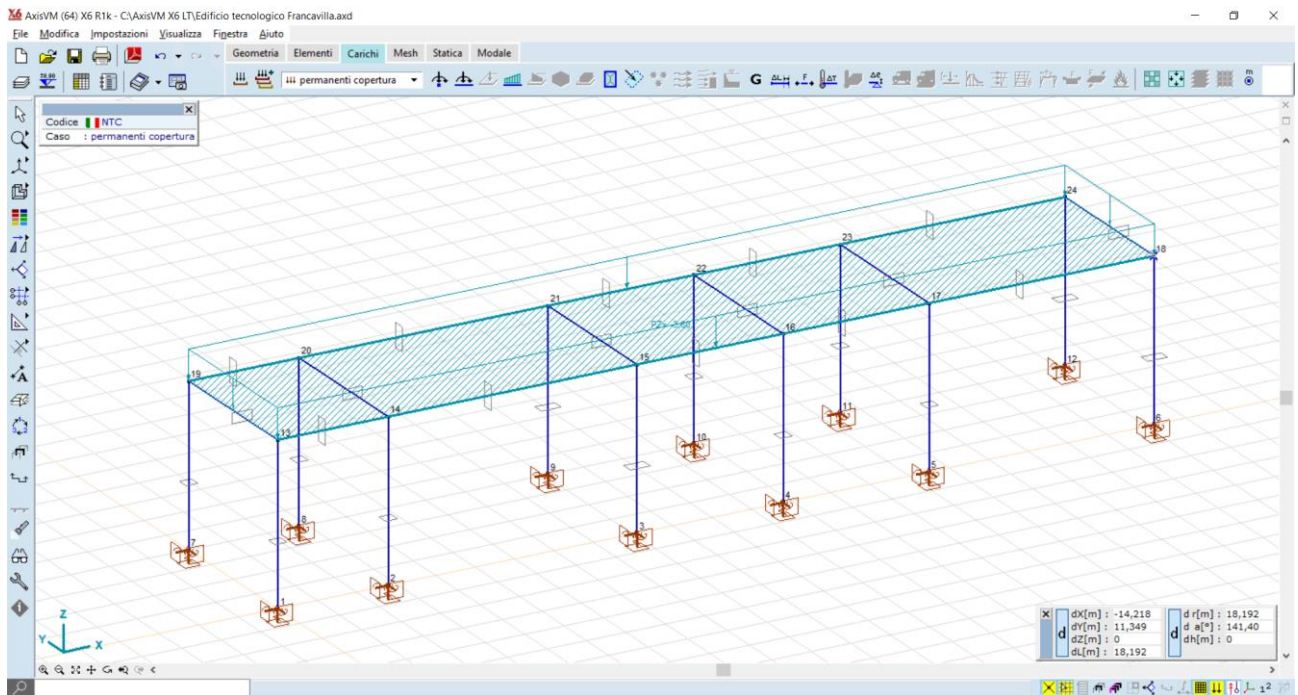


Figura 7-31 – Vista del modello a elementi finiti – carichi distribuiti

7.15.3. Calcolo delle sollecitazioni e deformazioni

Il solutore restituisce la soluzione del sistema, in termini di sollecitazioni e deformazioni

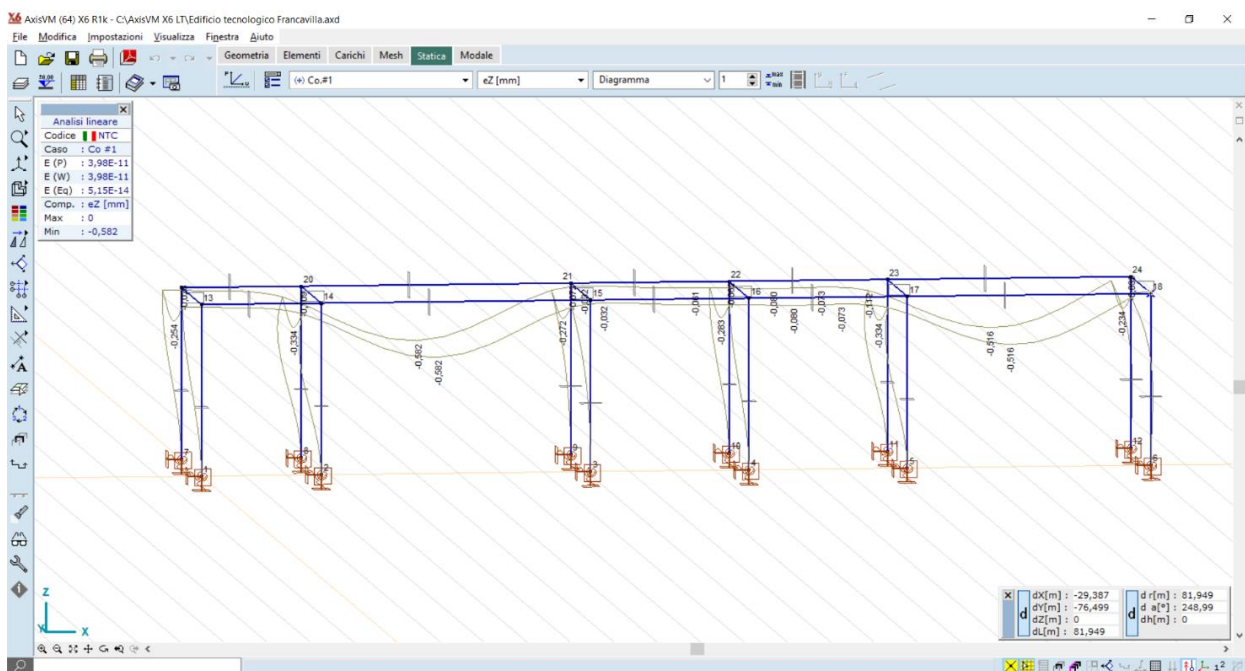


Figura 7-32 – diagramma delle deformazioni - Valori massimi 0.6 mm

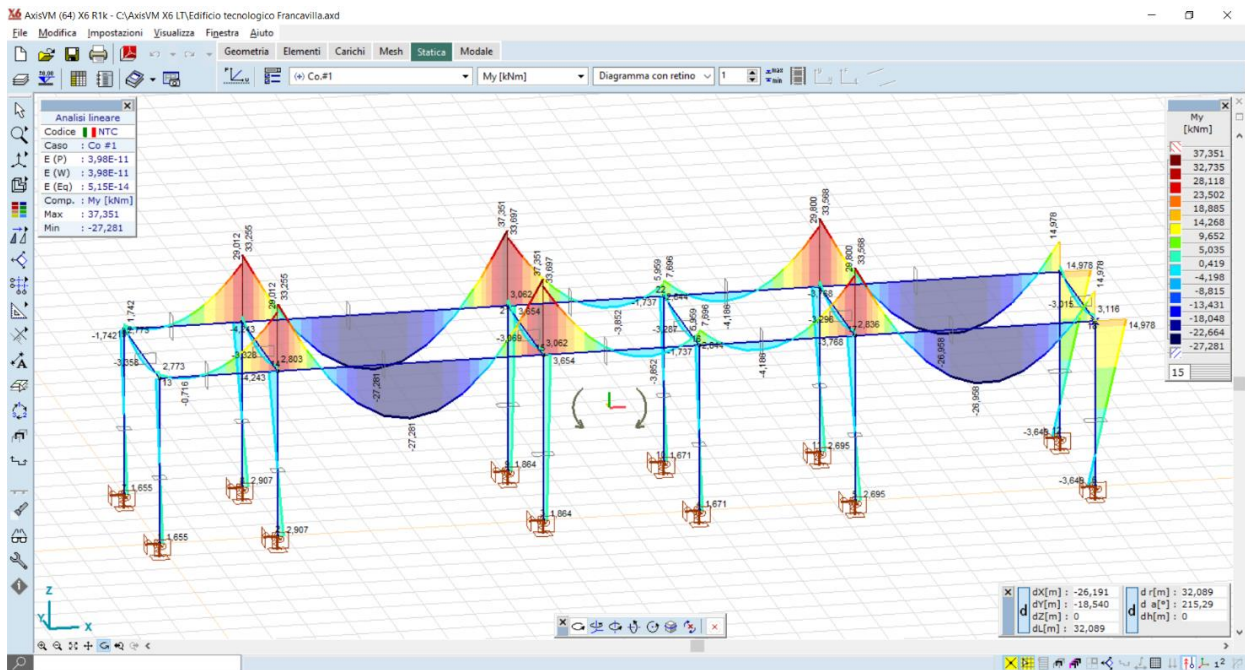


Figura 7-33 – Distribuzione delle strutture verticali

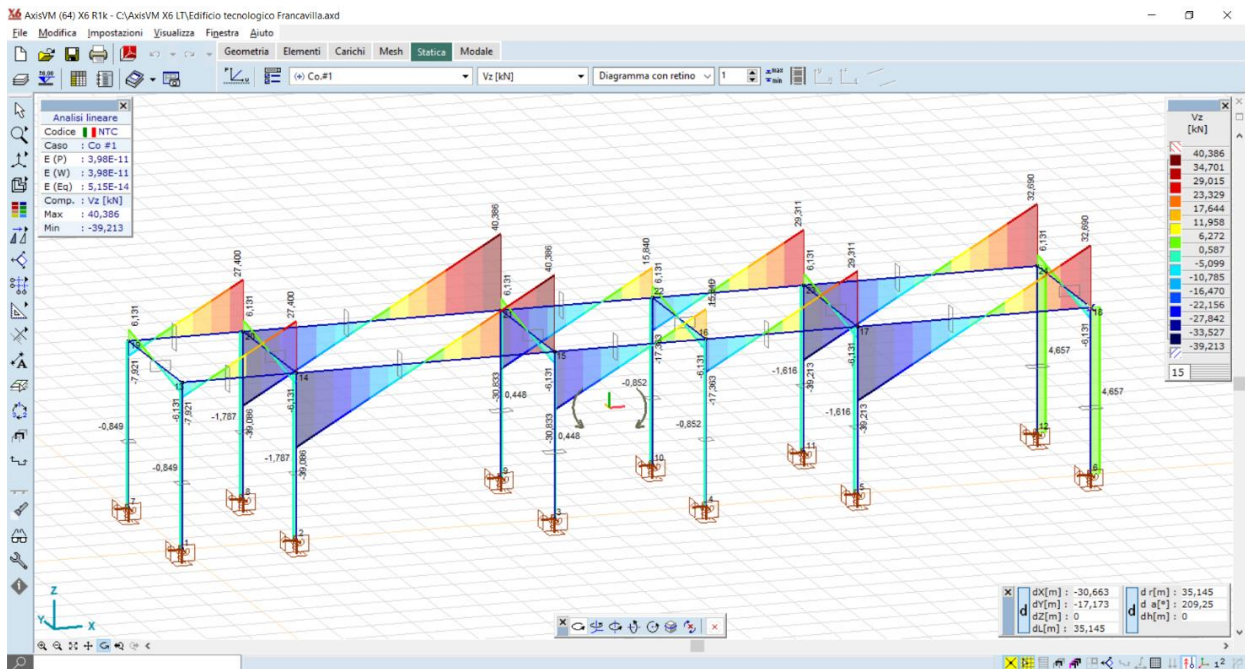


Figura 7-34 – Taglio Vz: Valori massimi 38 kN

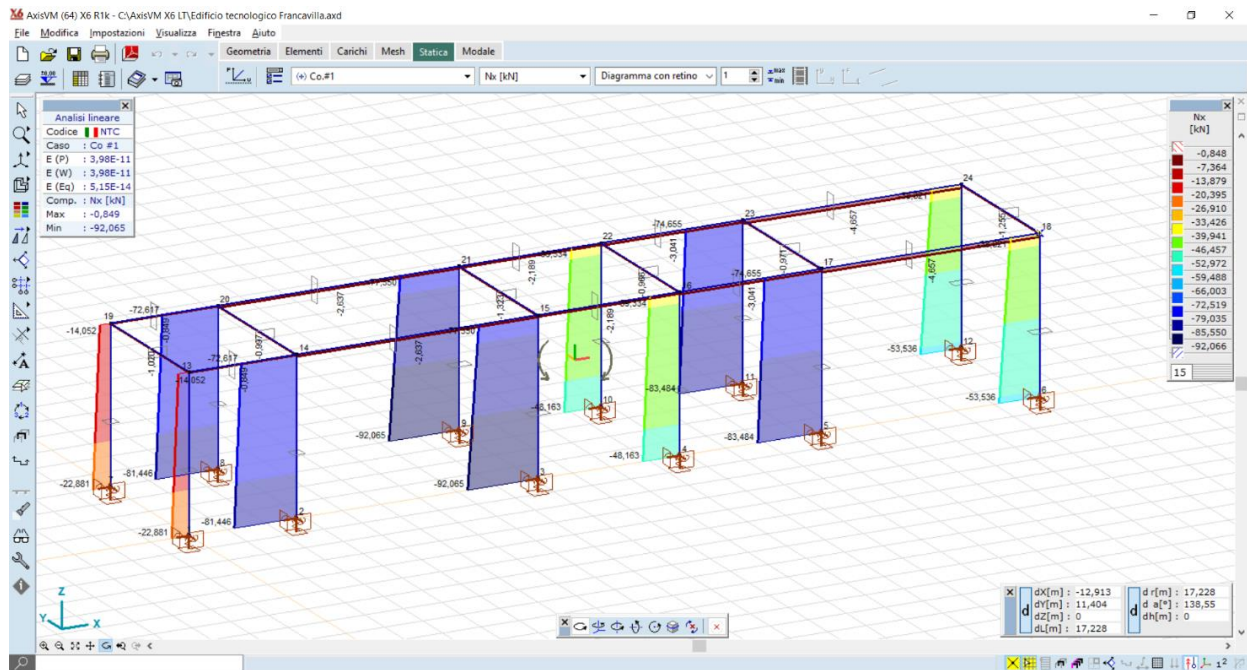


Figura 7-35 – Scarichi al piede Nx Valori massimi 92 kN

7.15.4. Azione sismica

Massa sismica solaio	400 daN/mq
Superficie solaio	100 mq
Massa sismica complessiva	40.000 daN
Tagliante di piano	5% (40.000) = 2.000 daN
Ripartizione su n.12 pilastri	2.000/12 = 170 daN/pil

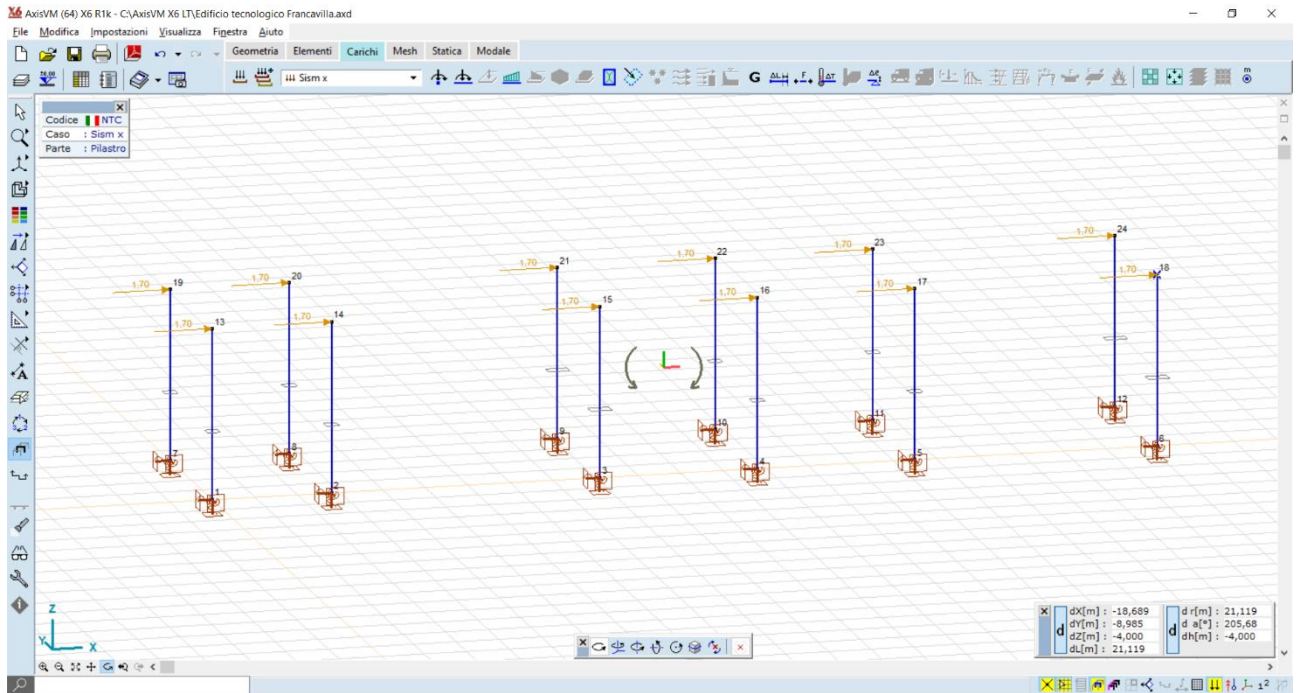


Figura 7-36 – Carico sismico dir X (sism X)

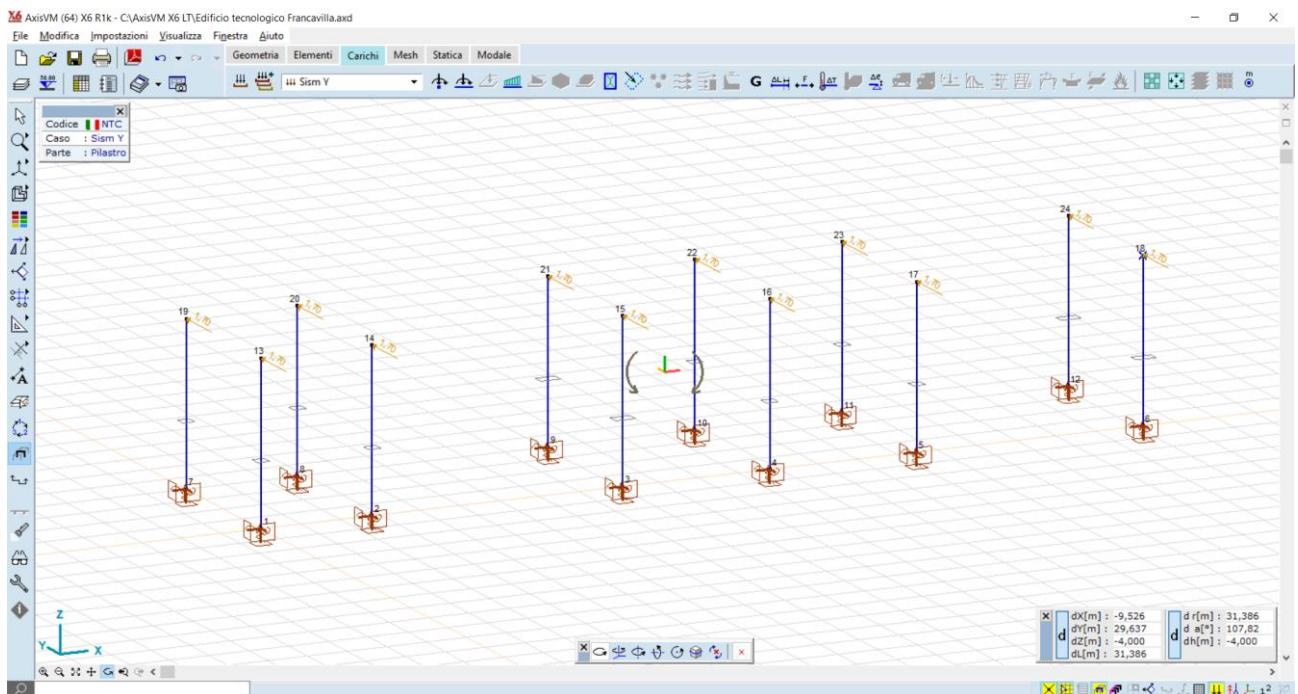


Figura 7-37 – Carico sismico dir Y (sism Y)

7.15.5. Combinazione dei carichi

	Nome	permanenti copertura	accidentali copertura n.a.	PP	Sism x	Sism Y	Commento
1	Co #1	1,00	1,00	1,00	0	0	Carichi statici
2	Co #2	1,00	1,00	1,00	1,00	0	sism X
3	Co #3	1,00	1,00	1,00	0	1,00	sism Y

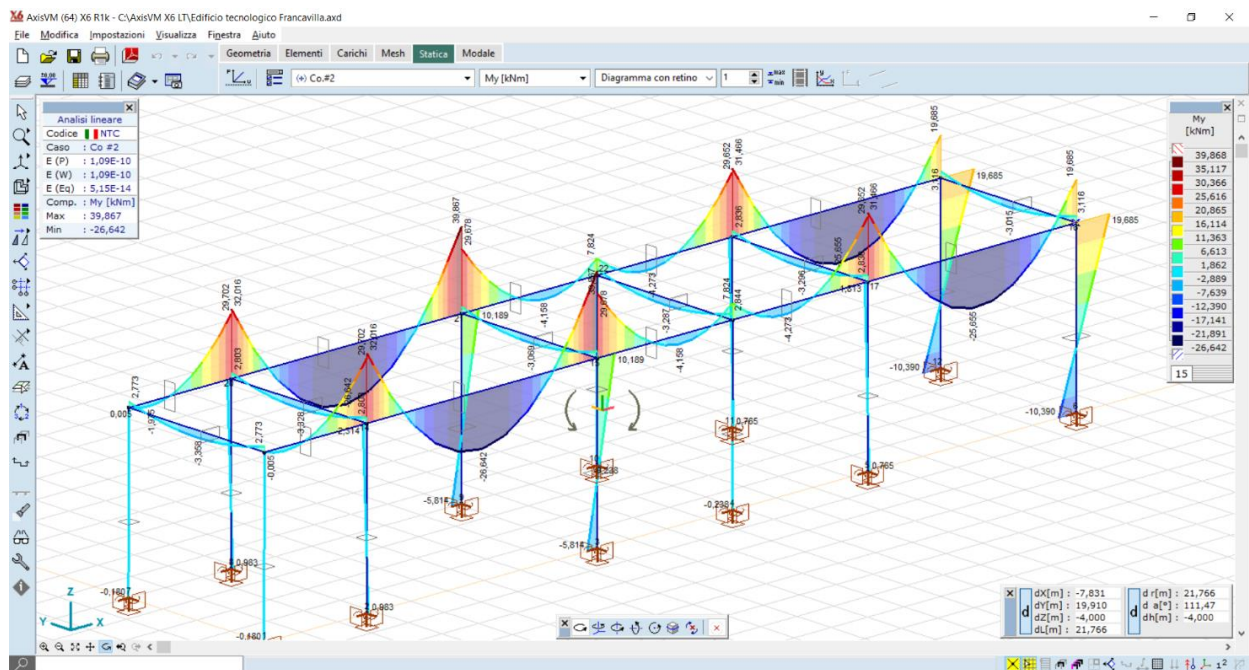


Figura 7-38 – sollecitazioni flessionali nelle travi - valori max 39 kN*m

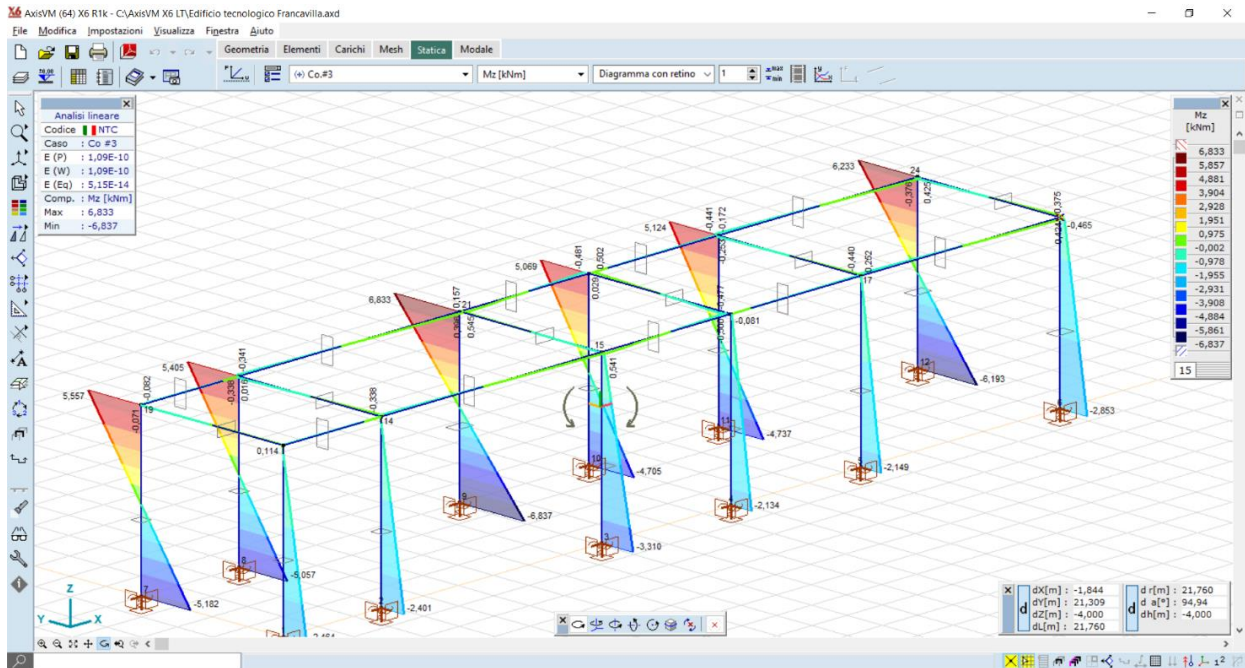


Figura 7-39 – sollecitazioni taglianti nelle travi Vz – valori max 40 kN

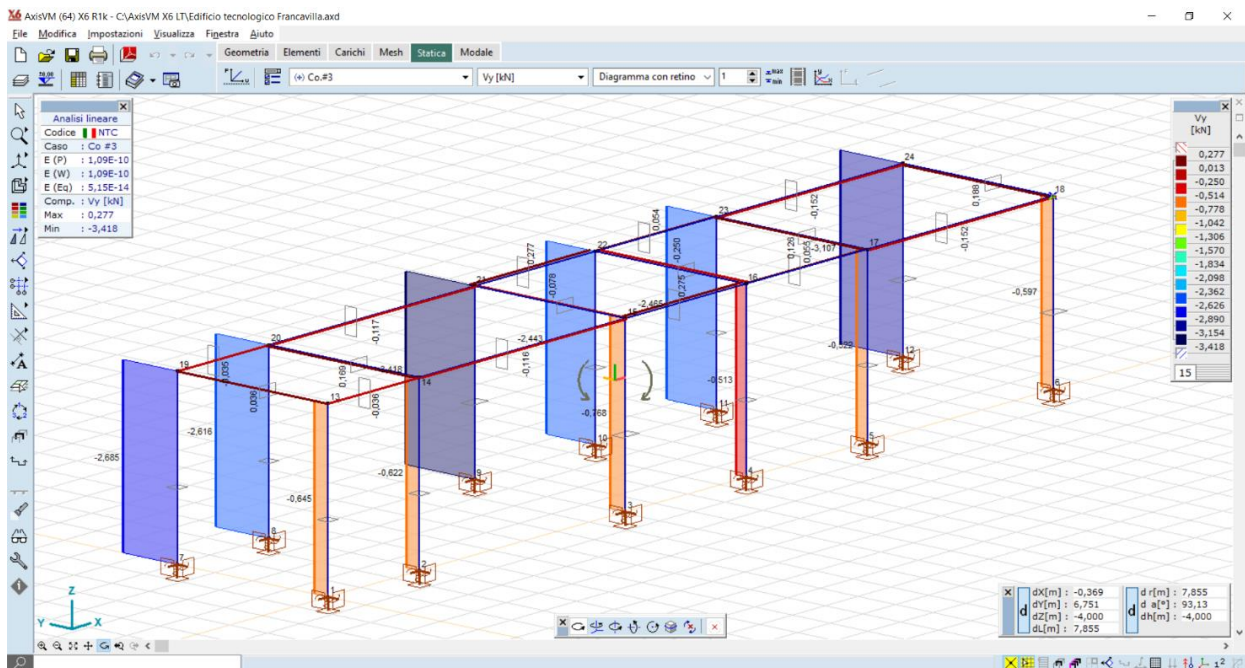


Figura 7-40 – sollecitazioni taglianti nei pilastri Vy – valori max 3,5 kN

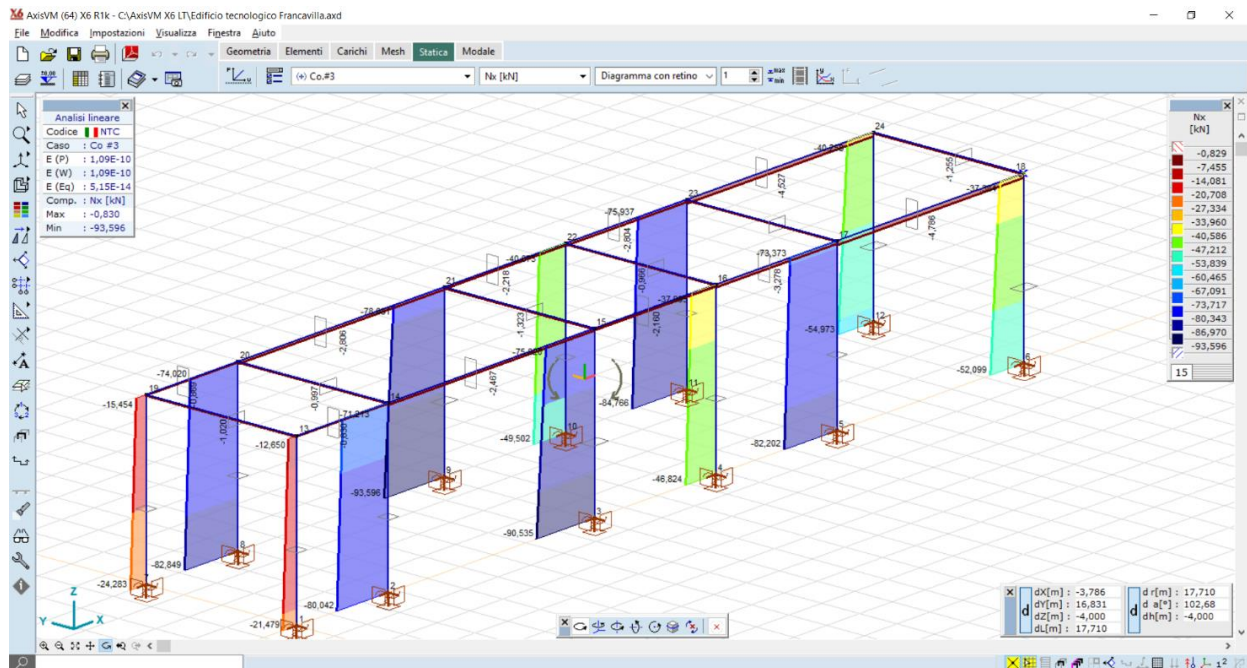


Figura 7-41 – azioni normali sui pilastri – valori max 92 kN

8. 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 le strutture non influenzano 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.