



Green Power

Engineering &amp; Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.067.00

PAGE

1 di/of 48

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

# IMPIANTO FOTOVOLTAICO "SIMAXIS 02"

## Comuni di Simaxis (OR) e Ollastra (OR)

### LOTTO 1: 5,7 MWAC

### LOTTO 2: 4,5 MWAC

### PROGETTO DEFINITIVO

## RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE FONDAZIONI CABINE

File: GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.067.00-Relazione di calcolo preliminare fondazioni cabine.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	20/10/2023	Prima emissione	A.FILIBERTI	P. POLINELLI	P. POLINELLI

### GRE VALIDATION

E. Pazzola	D. Braccia	STANTEC
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT

Simaxis 02

### GRE CODE

GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION										
GRE	EEC	R	0	0	I	T	P	1	8	3	1	4	0	0	0	6	7	0	0

CLASSIFICATION

PUBLIC

UTILIZATION SCOPE

Progetto Definitivo Per Autorizzazione

This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.

## INDEX

INDICE DELLE FIGURE .....	4
1.0 INTRODUZIONE.....	5
1.1 DESCRIZIONE DEL PROPONENTE .....	5
1.2 CONTENUTI DELLA RELAZIONE.....	5
2.0 INQUADRAMENTO .....	6
3.0 NORMATIVE E FONTI CONSULTATE.....	7
4.0 ASSUNZIONI ALLA BASE DEL PROGETTO.....	7
5.0 GEOTECNICA .....	8
6.0 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	9
7.0 MATERIALI .....	10
7.1. MAGRONE .....	10
7.2. CALCESTRUZZO.....	10
7.3. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO .....	10
8.0 CARICHI DI PROGETTO .....	11
8.1 CARICHI PERMANENTI .....	11
8.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) .....	11
8.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	11
8.2 CARICHI VARIABILI.....	11
8.2.1. AZIONE DELLA NEVE (S) .....	11
8.2.2. AZIONE DEL VENTO (W).....	11
8.2.3. AZIONE SISMICA (E) .....	15
8.2.1. CASI DI CARICO.....	17
9.0 SOFTWARE PER LE ANALISI FEM .....	18
9.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO.....	18
9.2 ELEMENTI PLATE.....	18
9.2.1. GRADI DI LIBERTÀ DEGLI ELEMENTI E ECS .....	18
9.2.2. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE .....	19
10.0 MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	22
10.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE CON MODELLO FEM .....	22
10.2 GEOMETRIA DEL MODELLO .....	22
10.3 VINCOLI .....	22
10.4 APPLICAZIONE DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....	23
11.0 RISULTATI.....	26
11.1 CABINA DI CONSEGNA + UTENTE .....	26
11.2 CABINA DI TRASFORMAZIONE.....	28
11.3 CABINA SCADA .....	32
12.0 VERIFICHE STRUTTURALI .....	35
12.1 CABINA DI CONSEGNA + UTENTE .....	35
12.2 CABINA DI TRASFORMAZIONE.....	36
12.3 CABINA SCADA.....	39
13.0 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	42
13.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	42



**Engineering & Construction**



GRE CODE

**GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.067.00**

PAGE

3 di/of 48

13.1.1. CABINA DI CONSEGNA + UTENTE.....	42
13.1.1. CABINA DI TRASFORMAZIONE.....	44
13.1.2. CABINA SCADA .....	46
14.0 CONCLUSIONI.....	48

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1: Inquadramento su ortofoto con aree per l'impianto (in rosso) e cavidotto (in giallo) .....	6
Figura 10.1 Modello FEM platea, vista Isometrica.....	22
Figura 10.2 – Vincoli alla tralazione orizzontale .....	22
Figura 10.3 – Vincoli alla traslazione verticale.....	23
Figura 10.4 – Pesì permanenti non strutturali (G2) – Peso cabinato ed apparecchiature.....	23
Figura 10.5 – Pesì permanenti non strutturali (G2) – Peso del terreno di ricoprimento .....	23
Figura 10.6 – Carico da vento (W).....	24
Figura 10.7 – Carichi per azione sismica agente nella direzione prevalente X (100%) .....	24
Figura 10.8 – Carichi per azione sismica agente nella direzione prevalente Y (100%) .....	24
Figura 11-1: Sollecitazioni flettenti Mxx – Inviluppo SLU [kN; m] .....	26
Figura 11-2: Sollecitazioni flettenti Myy – Inviluppo SLU [kN; m] .....	26
Figura 11-3: Sollecitazioni taglianti Vxx – Inviluppo SLU [kN] .....	27
Figura 11-4: Sollecitazioni taglianti Vyy – Inviluppo SLU [kN] .....	27
Figura 11-5: Cedimenti – Inviluppo SLU [cm] .....	28
Figura 11-6: Sollecitazioni flettenti Platea Mxx – Inviluppo SLU [kN; m] .....	28
Figura 11-7: Sollecitazioni flettenti Platea Myy – Inviluppo SLU [kN; m] .....	29
Figura 11-8: Sollecitazioni flettenti Travi – Inviluppo SLU [kN; m].....	29
Figura 11-9: Sollecitazioni taglianti Platea Vxx – Inviluppo SLU [kN].....	30
Figura 11-10: Sollecitazioni taglianti Platea Vyy – Inviluppo SLU [kN].....	30
Figura 11-11: Sollecitazioni taglianti Travi Vyy – Inviluppo SLU [kN] .....	31
Figura 11-12: Cedimenti Platea – Inviluppo SLU [cm].....	31
Figura 11-13: Cedimenti Travi – Inviluppo SLU [cm].....	32
Figura 11-14: Sollecitazioni flettenti Mxx – Inviluppo SLU [kN; m] .....	32
Figura 11-15: Sollecitazioni flettenti Myy – Inviluppo SLU [kN; m] .....	33
Figura 11-16: Sollecitazioni taglianti Vxx – Inviluppo SLU [kN] .....	33
Figura 11-17: Sollecitazioni taglianti Vyy – Inviluppo SLU [kN] .....	34
Figura 11-18: Cedimenti – Inviluppo SLU [cm] .....	34

## 1.0 INTRODUZIONE

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power Solar Energy S.r.l. di redigere il progetto definitivo per la realizzazione di un nuovo impianto per la produzione di energia da fonte rinnovabile solare tramite un sistema di conversione fotovoltaico.

Si tratta di un impianto agrivoltaico (o agrovoltaico, o agro-fotovoltaico), che come definito dalle Linee guida Ministeriali in materia di impianti agrivoltaici, rappresenta un impianto fotovoltaico che adotta soluzioni volte a preservare la continuità delle attività di coltivazione agricola e pastorale sul sito di installazione. Si tratta di un impianto che costituisce soluzioni virtuose e migliorative rispetto alla realizzazione di impianti fotovoltaici standard.

L'impianto sarà realizzato con pannelli fotovoltaici installati su tracker monoassiali a terra all'interno di un'area prevalentemente agricola localizzata nei comuni di Simaxis (OR) ed Ollastra (OR), in Sardegna.

L'impianto fotovoltaico sarà configurato in N.2 lotti di impianto:

- Lotto N.1 costituito da N. 12.460 moduli fotovoltaici per una potenza complessiva di 7.227 kWp e per una potenza nominale di 5,7 MW;
- Lotto N.2 costituito da N. 9.072 moduli fotovoltaici per una potenza complessiva di 5.262 kWp e per una potenza nominale di 4,5 MW.

Per la connessione è stata presentata un'unica domanda di connessione ai sensi del Par. B.8.9 dell'allegato B alla Guida per le Connessioni alla rete elettrica di E-Distribuzione. Verranno pertanto previste connessioni separate per ciascun lotto – ognuno con il proprio POD – ciascuna con un nuovo punto di connessione in MT (15 kV) per il quale sarà necessaria la costruzione di una nuova cabina di consegna.

### 1.1 DESCRIZIONE DEL PROPONENTE

Enel Green Power Solar Energy S.r.l., in qualità di soggetto proponente del progetto, è una società del Gruppo Enel che si occupa dello sviluppo e della gestione delle attività di generazione di energia da fonti rinnovabili.

### 1.2 CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo preliminare delle cabinate a supporto della documentazione tecnico-descrittiva per il progetto di costruzione dell'impianto fotovoltaico "Simaxis 02".

La presente relazione di calcolo ha lo scopo di definire e verificare preliminarmente la geometria e la resistenza degli elementi fondazione dei cabinati nei quali verranno installate le apparecchiature elettriche.

La presente relazione è da leggersi contestualmente ai seguenti elaborati grafici "GRE.EEC.D.00.IT.P.18314.00.065.00-Cabine elettriche fondazioni - pianta e sezioni".

## 2.0 INQUADRAMENTO

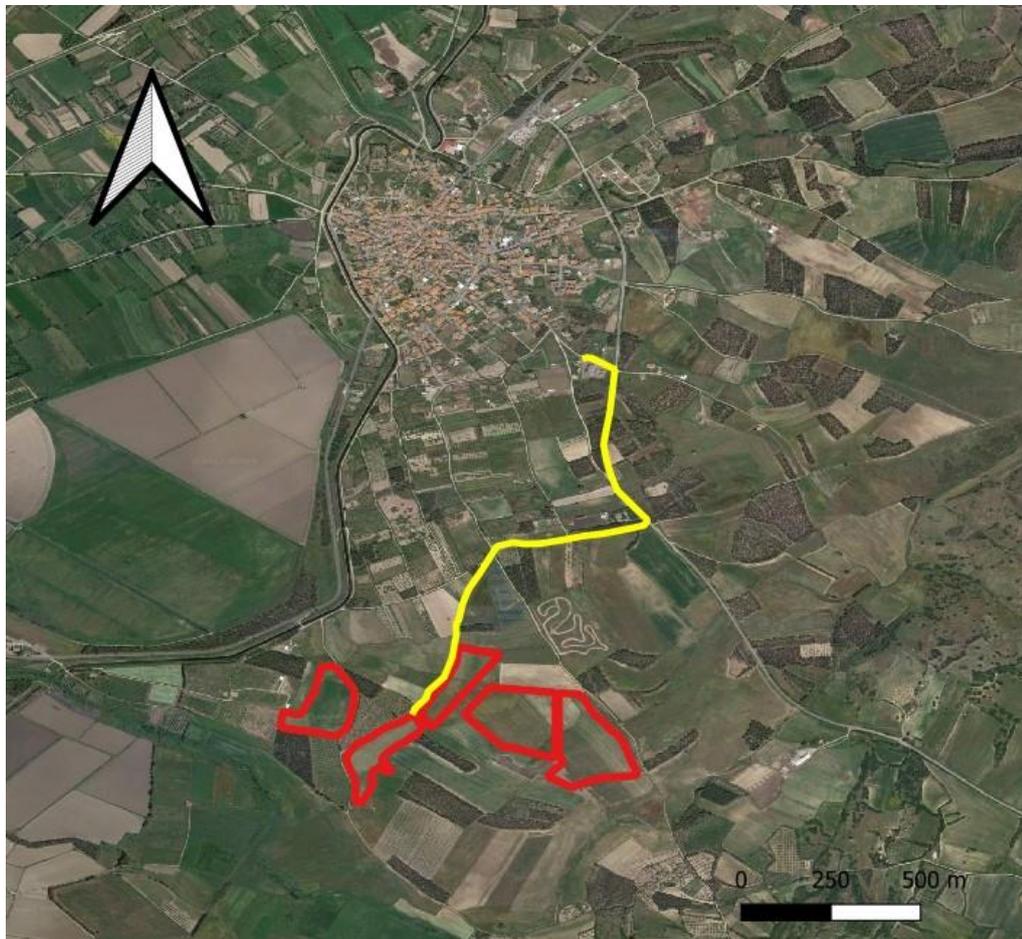
Il sito di progetto è localizzato a 0,85 km a Sud della località Ollastra e a N-E del comune di Simaxis, in provincia di Oristano, su un'area complessiva di circa 21 ha.

L'area si trova a circa 25 m s.l.m. alle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
39° 56' 09" N	8° 44' 09" E

**Tabella 2-1: Coordinate dell'impianto in progetto.**

In Figura 2-1 si riporta un inquadramento su immagine satellitare con le aree dedicate all'impianto fotovoltaico.



**Figura 2-1: Inquadramento su ortofoto con aree per l'impianto (in rosso) e cavidotto (in giallo).**

### 3.0 NORMATIVE E FONTI CONSULTATE

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

1. D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
2. Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
3. CNR-DT 207 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
4. UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.
5. UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesi propri e sovrac-carichi per gli edifici
6. UNI EN 1991-1-3 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
7. UNI EN 1991-1-4 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
8. UNI EN 1991-1-6 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
9. UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici
10. UNI EN 1993-1-3 Parte 1-3: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
11. UNI EN 1993-1-4 Parte 1-4: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
12. UNI EN 1993-1-5 Parte 1-5: Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra
13. UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti
14. UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali
15. UNI EN 1997-2 Parte 2: Progettazione geotecnica. Indagini e prove nel sottosuolo
16. UNI EN 1998-1 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
17. EN 206: Concrete – Specification, performance, production and conformity
18. "Aerodynamic performance of a solar tracker panel with a  $\pm 55^\circ$  inclination angle w.r.t. the ground" A. Corsini and G. Delibra (Dept. of Mechanical and Aerospace Engineering, 'Sapienza', University of Rome, edition 05/01/2017).

### 4.0 ASSUNZIONI ALLA BASE DEL PROGETTO

Non avendo a disposizione dati geotecnici e topografici provenienti da indagini di sito, la presente progettazione definitiva è stata sviluppata basandosi su informazioni di letteratura, con la conseguenza di possibili incertezze sui parametri. Si rende necessaria all'atto della progettazione esecutiva e costruttiva, una definizione dell'effettiva topografia, stratigrafia di sito e relativi parametri al fine di verificare ed aggiornare lo studio progettuale.

Ai fini del calcolo preliminare oggetto della presente relazione sono state considerate le caratteristiche geometriche ed i pesi di cabine comunemente esistenti sul mercato. All'atto della progettazione esecutiva e costruttiva l'Appaltatore dovrà provvedere all'adeguamento delle opere secondo le effettive forniture delle cabine che intende proporre a EGP.

Sulla base della stratigrafia descritta nel paragrafo 5.0, ai fini del calcolo preliminare si assume presenza di terreno agricolo fino alla profondità di 1 m da piano campagna.

## 5.0 GEOTECNICA

Per lo studio della tipologia fondazionale si è fatto riferimento ai contenuti dell'elaborato "GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.016.00-Relazione idrogeologica, geologica e geotecnica", di cui si riportano le considerazioni principali.

Le informazioni sui terreni caratterizzanti il sito si basano su dati ottenuti da fonti bibliografiche, tuttavia, non erano disponibili dati bibliografici ottenuti su campioni di terreno proveniente dall'area (o zone limitrofe) dove dovrà sorgere l'opera ma, poiché i sedimenti che costituiscono il sottosuolo sono, secondo la Carta geolitologica di Simaxis e la Carta geologica d'Italia a scala 1:100.000 gli stessi che compaiono nell'area di Oristano, si è scelto di considerare dati geotecnici ottenuti su un sedimento di quest'ultima città. Si tratta, infatti, di depositi sabbioso-limosi con rari ciottoli all'interno, depositati durante l'Olocene.

Un sondaggio esplorativo, reperito su database ISPRA, eseguito al fine della ricerca idrica nel luogo in cui dovrà sorgere l'opera in progetto ha fornito la seguente stratigrafia:

- Da 0,00 m a 3,00 m dal p.c.: suolo agricolo
- Da 3,00 a 45,00 m dal p.c.: limi argillosi e sabbie limose
- Da 45,00 m a 73,00 m dal p.c.: basalto
- Da 73,00 m a 75,00 m dal p.c.: basalto e calcare

Nella zona dove sorgerà l'impianto la litologia prevalente è quella di argilla limosa, aventi le seguenti caratteristiche:

Unità geotecnica	Indice di consistenza (Ic)	Peso di Volume ( $\gamma$ ) t/m <sup>3</sup>	Densità relativa (Dr) %	Angolo di attrito ( $\phi$ ) (°)	Coesione non drenata (Cu) Kg/cm <sup>2</sup>	Mod. deformazione non drenato (Eu) Kg/cm <sup>2</sup>	Mod. deformazione drenato (E) Kg/cm <sup>2</sup>
Suolo agricolo	Non caratterizzato						
Argille Limose	0,21 - 0,25	1,64 - 1,68	-	-	0,21 - 0,25	15,5 - 18,5	-

**Tabella 5-1: caratteristiche dei terreni di sito**

Di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto, assunti come i valori intermedi tra quelli riportati nella precedente tabella:

Unità geotecnica	Indice di consistenza (Ic)	Peso di Volume ( $\gamma$ ) t/m <sup>3</sup>	Densità relativa (Dr) %	Angolo di attrito ( $\phi$ ) (°)	Coesione non drenata (Cu) Kg/cm <sup>2</sup>	Mod. deformazione non drenato (Eu) Kg/cm <sup>2</sup>	Mod. deformazione drenato (E) Kg/cm <sup>2</sup>
Suolo agricolo	Non caratterizzato						
Argille Limose	0,23	1,66	-	-	0,23	17	-

**Tabella 5-2: parametri geotecnici di progetto**

Non si ha evidenza certa della soggiacenza della falda di progetto; si ha indicazione che è stata intercettata, tramite lo stesso sondaggio esplorativo sopra riportato, a quota maggiore di 50 m da p.c.

## 6.0 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le cabine oggetto di installazione nel sito sono le seguenti:

- Cabina utente;
- Cabina di consegna;
- Cabina di trasformazione;
- Cabina SCADA.

La cabina utente è una cabina realizzata in CAV (Calcestruzzo Armato Vibrato), di dimensioni in pianta di 5.9 x 2.5 m, un'altezza fuori terra di 3.1 m, a cui si aggiunge una vasca di altezza 0.7 m per il passaggio cavi, interrata per 0.6 m. Per ciascun lotto è presente una cabina utente.

La cabina di consegna è una cabina realizzata in CAV (Calcestruzzo Armato Vibrato) monoblocco prefabbricata ed assemblata in loco e risponderà alle specifiche di costruzione ENEL DG 2061 Ed. 09, di dimensioni in pianta di 6.73 x 2.48 m, un'altezza fuori terra di circa 2.86 m a cui si aggiunge una vasca interrata di altezza 0.7 m per il passaggio cavi. Per ciascun lotto è presente una cabina di consegna.

La cabina utente e la cabina di consegna sono adiacenti tra loro, si prevede quindi un'unica fondazione a platea in calcestruzzo armato gettata in opera di dimensioni in pianta pari a 14x3.5 m e spessore pari a 0.30 m. La fondazione avrà piano di imposta a -0.90 m da piano campagna. Il piano finito dei cabinati emergerà di 0.20 m da piano campagna. Al di sotto della fondazione, a contatto con il terreno, si prevede di interporre uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

La cabina di trasformazione è un container metallico da 20 piedi con dimensioni in pianta di 6.058 x 2.44 m, un'altezza fuori terra di 2.89 m. Al di sotto del container deve essere prevista una vasca di volume idoneo raccogliere l'olio che potrebbe fuoriuscire dal trasformatore. Nell'impianto si prevedono di realizzare un totale di 7 cabine di trasformazione, ciascuna contenente trasformatori di diversa potenza, lasciando inalterate le dimensioni geometriche del container.

Per la cabina di trasformazione si prevede di realizzare una vasca di fondazione in calcestruzzo armato gettata in opera di dimensioni in pianta pari a 6.3x2.7 m e spessore della soletta pari a 0.30 m. In corrispondenza dei punti di appoggio del cabinato si predispongono: una trave di bordo lungo tutto il perimetro del cabinato, avente base 0.40 m ed altezza 1.75 m, e due travi di base 0.60 m ed altezza 1.75 m che fungeranno da pareti per vasca di raccolta olio. A chiusura delle vasche verrà posato un grigliato elettrosaldato portante ricoperto da ciottoli.

Il piano di imposta della fondazione è a quota -1.55 m da piano campagna. La fondazione verrà realizzata in modo tale da emergere di 0.20 m al di fuori del piano di calpestio. Al di sotto della fondazione verrà posato uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

La cabina SCADA è un container metallico da 20 piedi con dimensioni in pianta di 6.058 x 2.43 m, un'altezza fuori terra di 2.89 m. Nell'impianto si prevedono di realizzare 2 cabine SCADA.

Per la cabina SCADA si prevede di realizzare una platea di fondazione in calcestruzzo armato gettata in opera di dimensioni in pianta pari a 7x3 m e spessore pari a 0.30 m. La platea rimane interamente fuori terra, in modo tale da mantenere il piano finito del cabinato a 0.30 m da piano campagna. Al di sotto della fondazione, a contatto con il terreno, si prevede di interporre uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m.

## 7.0 MATERIALI

Nel presente paragrafo si riportano le caratteristiche dei materiali scelti per la realizzazione delle fondazioni.

### 7.1. MAGRONE

Il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di fondazione è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $E_{cm} = 27000 \text{ MPa}$ ;
- $\nu = 0.20$ ;
- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$ ;
- $f_{cd} = 6.8 \text{ MPa} (0.85f_{ck}/1.5)$

### 7.2. CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C32/40 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$E_{cm} = 34661 \text{ MPa}$ ;

$\nu = 0.20$ ;

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ;

$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$ ;

$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa} (=0.85f_{ck}/1.5)$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC4 (ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

Massimo rapporto a/c: 0.5

Minimo contenuto in cemento: 340  $\text{kg/m}^3$

Copriferro netto: 40 mm

### 7.3. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

L'acciaio impiegato per le armature di strutture in calcestruzzo armato deve essere di tipo B450C e presentare le seguenti caratteristiche:

$E = 200000 \text{ MPa}$ ;

$\nu = 0.30$ ;

$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$ ;

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ ;

$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$ .

## 8.0 CARICHI DI PROGETTO

### 8.1 CARICHI PERMANENTI

#### 8.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

Il peso proprio delle strutture viene calcolato in automatico dal software a elementi finiti, tenendo conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi. Per le strutture in calcestruzzo armato è stato assunto un peso specifico pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 8.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti portati sono imputabili al peso del cabinato e delle apparecchiature all'interno ed al peso del terreno di ricoprimento sulle porzioni più esterne di platea. Per il calcolo del peso del terreno di ricoprimento si è assunto un peso per unità di volume pari a  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

##### Cabina utente e cabina di consegna:

La cabina elettrica di consegna è previsto un peso di 16 t al quale si aggiungono 6 t di peso della vasca, per un totale di 22 tonnellate. Per la cabina utente si assume preliminarmente lo stesso peso della cabina di consegna. Tale carico verrà distribuito sulla rispettiva area di impronta.

Per la platea della cabina di consegna e della cabina utente si ottiene un sovraccarico del terreno di 10.8 kN/m<sup>2</sup>.

##### Cabina di trasformazione:

Per la cabina di trasformazione si esegue il dimensionamento considerando il container di peso maggiore, che contiene il trasformatore di potenza maggiore (15/0.8 kV da 1600 kVA), più cautelativo, comprendente sia il cabinato sia le apparecchiature all'interno, pari a 15 tonnellate. Il peso dell'olio di un trasformatore con queste caratteristiche è pari a 2 tonnellate. Il peso della cabina di trasformazione viene ripartito sulle travi, mentre quello dell'olio viene considerato distribuito sul fondo vasca.

##### Cabina SCADA:

Per la cabina SCADA si assume cautelativamente lo stesso peso della cabina di trasformazione, pari a 15 tonnellate, distribuito sull'area di impronta della cabina. Si assume il piano di imposta della platea coincidente con il piano campagna, non è previsto il sovraccarico del terreno di ricoprimento.

### 8.2 CARICHI VARIABILI

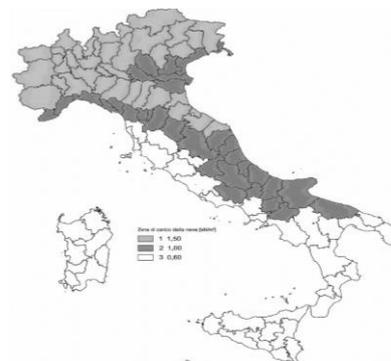
#### 8.2.1. AZIONE DELLA NEVE (S)

L'azione della neve è determinata in accordo al §3.4 delle NTC2018. I valori del carico da neve sono stati determinati come riportato a seguire.

AZIONI DELLA NEVE NTC2018 § 3.4

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Zona III			
as	m	25	altitudine di riferimento del sito di costruzione
q <sub>sk</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.60	valore di riferimento del carico della neve al suolo
C <sub>E</sub>	Normale	1.00	coefficiente di esposizione
C <sub>t</sub>		1.00	coefficiente termico



#### 8.2.2. AZIONE DEL VENTO (W)

L'azione del vento è determinato in accordo al §3.3 delle NTC2018. I valori del carico da vento sono determinati come riportato a seguire.

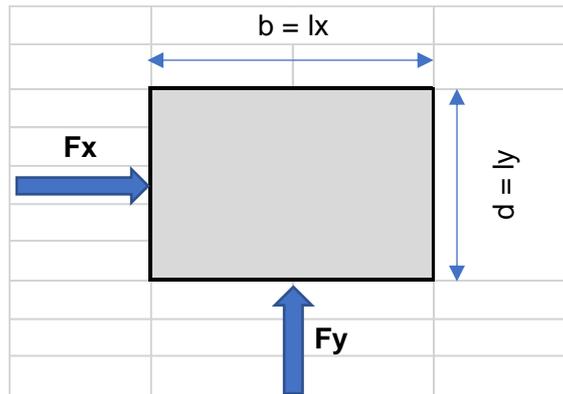
DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA		6_Sardegna (zona a occidente)
$a_s$	$m$	25 quota sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
$a_0$	$m$	500 quota s.l.m. di riferimento
$v_{b,0}$	$m/s$	28 velocità di riferimento del vento
$k_s$		0.36
$c_a$		1 coefficiente d'altitudine
$v_b$	$C_a v_{b,0}$	28 velocità di riferimento del vento per $T_R = 50$ anni
$T_R$	$anni$	50 periodo di ritorno di progetto dell'azione del vento
$\alpha_R$	$0.75 \cdot [1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]^{0.5}$	1.00 coefficiente legato al periodo di ritorno di progetto
$v_r$	$\alpha_R v_b$	28.00 velocità di riferimento del vento associata al tempo di ritorno di progetto
$\rho$		1.25 densità dell'aria
$q_r$	$\frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	0.49 pressione cinetica di riferimento
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO		<b>D</b> Aree prive di ostacoli
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO		<b>II</b>
$k_r$		0.19 fattore di terreno
$z_0$	$m$	0.05 altezza di rugosità
$z_{min}$	$m$	4 altezza minima
$c_t$		1 coefficiente di topografia
$c_{e,min}(z)$	$c_e(z_{min})$	1.801 coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$

Le strutture sono principalmente schematizzabili come edifici rettangolari quindi si procede al calcolo secondo quanto riportato al capitolo 3.3 delle NTC ed al paragrafo C3.3.8.1.1. della Circolare.

Cabina di consegna e cabina utente:

Si considera come condizione maggiormente cautelativa il vento spirante in direzione Y.

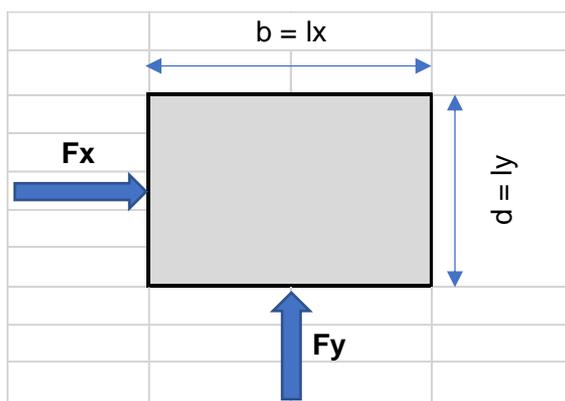


Simbolo		u.m.	grandezza	descrizione
<b>h</b>		$m$	<b>3.1</b>	altezza dell'edificio
<b>h<sub>SLM</sub></b>		$m$	25	quota del sito sul livello del mare
<b>b</b>		$m$	<b>12.63</b>	dimensione dell'edificio in direzione X
<b>d</b>		$m$	<b>2.5</b>	dimensione dell'edificio in direzione Y
<b>qr</b>		$kN/m^2$	0.49	
<b>kr</b>			0.19	fattore di terreno
<b>z0</b>		$m$	0.05	altezza di rugosità
<b>zmin</b>		$m$	4	altezza minima
<b>ct</b>			1	coefficiente di topografia
<b>c<sub>e,min</sub></b>	$C_e(z_{min})$	$m$	1.801	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
<b>cf</b>	Scabra (cemento a faccia scabra, catrame, ...)		0.02	coefficiente d'attrito
<b>cd</b>			1	coefficiente dinamico

VENTO DIREZIONE Y		Criterio di calcolo		Edificio basso					
		<i>m</i>	3.10						
			0.72	coefficiente di pressione sulla faccia sopravento					
			-0.35	coefficiente di pressione sulla faccia sottovento					
			-0.70	coefficiente di pressione sulla faccia laterale					
			-0.80	coefficiente di pressione per coperture piane					
FORZE SU PARETE SOPRAVENTO									
LIVELLO	$z_{REL}$	$z_{SLM}$	$z_{e,SOP}$	$h_{LIV}$	$ce(z)$	$qp$	$p_{SOP}$	$A_{SOP}$	$F_{SOP}$
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>		<i>kN/m<sup>2</sup></i>	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	<i>m<sup>2</sup></i>	<i>kN</i>
LCO	3.1	28.1	3.1	1.55	1.801	0.882	0.639	19.58	12.51
L02	0	25	3.1	1.55	1.801	0.882	0.639	19.58	12.51

Si ottiene una risultante delle forze  $F_Y = 12.51$  kN. Tale forza, considerata applicata a quota 1.55 m da piano campagna (metà altezza del cabinato) viene trasferita alla platea di fondazione con l'aggiunta di un'azione flettente pari a  $M_x = 19.4$  kNm. Tale forza si suppone ripartita in tre nodi al fine di evitare eccessive concentrazioni di forze non realistiche nel modello di calcolo.

Cabina di trasformazione:



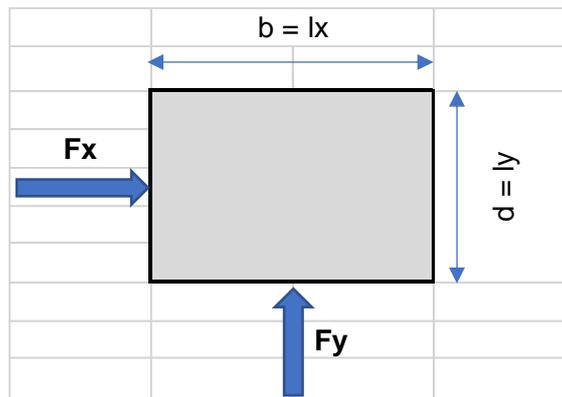
Simbolo		u.m.	grandezza	descrizione
<b>h</b>		<i>m</i>	<b>2.59</b>	altezza dell'edificio
<b>h<sub>SLM</sub></b>		<i>m</i>	25	quota del sito sul livello del mare
<b>b</b>		<i>m</i>	<b>6.06</b>	dimensione dell'edificio in direzione X
<b>d</b>		<i>m</i>	<b>2.44</b>	dimensione dell'edificio in direzione Y
<b>qr</b>		<i>kN/m<sup>2</sup></i>	0.49	
<b>kr</b>			0.19	fattore di terreno
<b>z0</b>		<i>m</i>	0.05	altezza di rugosità
<b>zmin</b>		<i>m</i>	4	altezza minima
<b>ct</b>			1	coefficiente di topografia
<b>C<sub>e,min</sub></b>	$C_e(z_{min})$	<i>m</i>	1.801	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
<b>cf</b>	Scabra (cemento a faccia scabra, catrame, ...)		0.02	coefficiente d'attrito
<b>cd</b>			1	coefficiente dinamico

VENTO DIREZIONE Y		Criterio di calcolo		Edificio basso					
$z_{e,BOT}$		$m$	2.59						
$C_{P,SOP}$		0.74	coefficiente di pressione sulla faccia sopravento						
$C_{P,SOT}$		-0.39	coefficiente di pressione sulla faccia sottovento						
$C_{P,L}$		-0.84	coefficiente di pressione sulla faccia laterale						
$C_{P,COP}$		-0.80	coefficiente di pressione per coperture piane						
FORZE SU PARETE SOPRAVENTO									
LIVELLO	$z_{REL}$	$z_{SLM}$	$z_{e,SOP}$	$h_{LIV}$	$ce(z)$	$qp$	$p_{SOP}$	$A_{SOP}$	$F_{SOP}$
	$m$	$m$	$m$	$m$		$kN/m^2$	$kN/m^2$	$m^2$	$kN$
LCO	2.59	27.59	2.59	1.295	1.801	0.882	0.655	7.85	5.14
L02	0	25	2.59	1.295	1.801	0.882	0.655	7.85	5.14

Per la cabina di trasformazione il carico maggiore si ottiene per vento spirante lungo la direzione ortogonale alla parete di lunghezza maggiore, con una risultante delle forze  $F_y = 5.14$  kN. Tale forza, considerata applicata a quota 1.3 m da piano campagna (metà altezza del cabinato), viene trasferita alla platea di fondazione con l'aggiunta di un'azione flettente pari a  $M_x = 6.7$  kNm. Tale forza si suppone ripartita in quattro nodi centrali alle travi su cui si trovano gli appoggi del cabinato.

Cabina SCADA:

Si considera come condizione maggiormente cautelativa il vento spirante in direzione Y.



Simbolo		u.m.	grandezza	descrizione
<b>h</b>		$m$	2.59	altezza dell'edificio
<b>h<sub>SLM</sub></b>		$m$	25	quota del sito sul livello del mare
<b>b</b>		$m$	6.06	dimensione dell'edificio in direzione X
<b>d</b>		$m$	2.44	dimensione dell'edificio in direzione Y
<b>qr</b>		$kN/m^2$	0.49	
<b>kr</b>			0.19	fattore di terreno
<b>z0</b>		$m$	0.05	altezza di rugosità
<b>zmin</b>		$m$	4	altezza minima
<b>ct</b>			1	coefficiente di topografia
<b>C<sub>e,min</sub></b>	$C_e(z_{min})$	$m$	1.801	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
<b>cf</b>	Scabra (cemento a faccia scabra, catrame, ...)		0.02	coefficiente d'attrito
<b>cd</b>			1	coefficiente dinamico

VENTO DIREZIONE Y		Criterio di calcolo		Edificio basso					
$Z_{e,BOT}$		$m$	2.59						
$C_{p,SOP}$		0.74	coefficiente di pressione sulla faccia sopravento						
$C_{p,SOT}$		-0.39	coefficiente di pressione sulla faccia sottovento						
$C_{p,L}$		-0.84	coefficiente di pressione sulla faccia laterale						
$C_{p,COP}$		-0.80	coefficiente di pressione per coperture piane						
FORZE SU PARETE SOPRAVENTO									
LIVELLO	$Z_{REL}$	$Z_{SLM}$	$Z_{e,SOP}$	$h_{LIV}$	$ce(z)$	$qp$	$p_{SOP}$	$A_{SOP}$	$F_{SOP}$
	$m$	$m$	$m$	$m$		$kN/m^2$	$kN/m^2$	$m^2$	$kN$
LCO	2.59	27.59	2.59	1.295	1.801	0.882	0.655	7.85	5.14
L02	0	25	2.59	1.295	1.801	0.882	0.655	7.85	5.14

Si ottengono gli stessi valori relativi alla cabina di trasformazione, essendo il cabinato delle medesime dimensioni, ovvero una risultante delle forze  $F_Y = 5.14$  kN. Tale forza, considerata applicata a quota 1.3 m da piano campagna (metà altezza del cabinato), viene trasferita alla platea di fondazione con l'aggiunta di un'azione flettente pari a  $M_x = 6.7$  kNm. Tale forza si suppone ripartita in tre nodi al fine di evitare eccessive concentrazioni di forze non realistiche nel modello di calcolo.

### 8.2.3. AZIONE SISMICA (E)

La Regione Sardegna possiede spettri di risposta uniformi su tutto il territorio, caratterizzati dai seguenti parametri:

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.060	2.980	0.372

L'opera è da considerarsi di tipo "ordinario", la vita nominale  $V_N$  è assunta pari a 50 anni. L'opera è ritenuta di classe d'uso II, corrisponderà quindi un coefficiente  $C_U = 1$ . La vita di riferimento è pari a :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

Dalle analisi geologiche e geotecniche è stato possibile riscontrare che la categoria di sottosuolo non è omogenea in tutto il sito di progetto, vista la variabilità dei parametri sismici in sito si assume che il sottosuolo sia di **categoria C**. La categoria topografica è **T1**.

Considerata la tipologia strutturale adottata si è scelto di progettare la struttura come non dissipativa.

Per il tipo di struttura si adotta un fattore di comportamento  $q = 1$ , potendosi assumere  $K_R = 1$  si ha:

$$q = K_R \cdot q_0 = 1 \cdot 1 = 1$$

Per una stima approssimativa del periodo di vibrazione fondamentale si fa riferimento alla formula riportata nel paragrafo C7.3.2 della Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, attraverso l'espressione  $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ .

Preliminarmente si assume la forza sismica di uguale modulo per entrambe le direzioni X e Y. Le forze risultanti dovute all'azione sismica vengono applicate al 100% in una direzione ed al 30% nella direzione perpendicolare.

Cabina utente e cabina di consegna:

Si ottiene  $T_1 = 0.050 \cdot (3.1)^{3/4} = 0.12$  s.

Per tale periodo di vibrazione si ha  $S_e = 0.17$  [g]

Considerando una massa sismica pari alla somma dei pesi propri strutturali e non strutturali si ottiene:

$m = 59938$  kg

Noti l'accelerazione sismica, il periodo di vibrazione fondamentale e la massa sismica è possibile determinare la forzante sismica. Si ottiene:

$F_h = 100$  kN

Assumendo preliminarmente tale forza agente ad un'altezza di 1.50 m dall'estradosso della fondazione, poco inferiore a metà dell'altezza fuori terra del cabinato. Tale forza viene trasferita alla platea di fondazione con l'aggiunta di un'azione flettente pari a  $M_x = 150$  kNm. Tale forza si suppone ripartita in sei nodi che assimilabili preliminarmente alla posizione di installazione delle apparecchiature, anche al fine di evitare eccessive concentrazioni di sforze non realistiche nel modello di calcolo.

Cabina di trasformazione:

Si ottiene  $T_1 = 0.050 \cdot (2.59)^{3/4} = 0.10$  s.

Per tale periodo di vibrazione si ha  $S_e = 0.16$  [g]

Considerando una massa sismica pari alla somma dei pesi propri strutturali e non strutturali si ottiene:

$m = 77475$  kg

Noti l'accelerazione sismica, il periodo di vibrazione fondamentale e la massa sismica è possibile determinare la forzante sismica. Si ottiene:

$F_h = 122$  kN

Assumendo preliminarmente tale forza agente ad un'altezza di 1.30 m dall'estradosso delle travi di fondazione, corrispondente a metà dell'altezza del cabinato. Tale forza viene trasferita alla fondazione con l'aggiunta di un'azione flettente pari a  $M_x = 158.6$  kNm. Tale forza si suppone ripartita in quattro nodi centrali alle travi su cui si trovano gli appoggi del cabinato.

Cabina SCADA:

Si ottiene  $T_1 = 0.050 \cdot (2.59)^{3/4} = 0.10$  s.

Per tale periodo di vibrazione si ha  $S_e = 0.16$  [g]

Considerando una massa sismica pari alla somma dei pesi propri strutturali e non strutturali si ottiene:

$m = 30750$  kg

Noti l'accelerazione sismica, il periodo di vibrazione fondamentale e la massa sismica è possibile determinare la forzante sismica. Si ottiene:

$F_h = 48.2$  kN

Assumendo preliminarmente tale forza agente ad un'altezza di 1.30 m dall'estradosso della fondazione, poco inferiore a metà dell'altezza del cabinato. Tale forza viene trasferita alla platea di fondazione con l'aggiunta di un'azione flettente pari a  $M_x = 62.7$  kNm. Tale forza si suppone ripartita in sei nodi che assimilabili preliminarmente alla posizione di installazione delle apparecchiature, anche al fine di evitare eccessive concentrazioni di sforze non realistiche nel modello di calcolo.



Green Power

Engineering & Construction



GRE CODE

**GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.067.00**

PAGE

17 di/of 48

### 8.2.1. CASI DI CARICO

Nella seguente tabella si riassumono i casi di carico sopra descritti.

#### Casi di carico

Cat.

G1	pesi permanenti strutturali
G2	pesi permanenti non strutturali
W	carico da vento
S	carico da neve
Ex	sisma direzione X
Ey	sisma direzione Y

## 9.0 SOFTWARE PER LE ANALISI FEM

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

### 9.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiane globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

### 9.2 ELEMENTI PLATE

Gli elementi planari a 3 o 4 nodi sono definiti come elementi plate (i nodi che definiscono l'elemento saranno chiamati N1, N2, N3 e, nel caso di elemento a 4 nodi, N4). Questa tipologia di elemento è capace di tener conto di tensioni e compressioni nel piano, sforzi di taglio dentro e fuori dal piano e sollecitazioni di momento flettente nel piano.

Questo elemento può essere utilizzato per modellare strutture in cui sono permesse sia flessioni nel piano sia fuori dal piano, ad esempio per definire serbatoi in pressioni, muri di contenimento, impalcati da ponte, impalcati di edifici, fondazioni continue.

I carichi di pressione possono essere applicati sulle superfici degli elementi secondo i sistemi di riferimento GCS o ECS.

Un elemento plate può avere forma quadrilatera o triangolare, con rigidità assiale e a taglio nel piano e rigidità flessionale e a taglio fuori dal piano di riferimento.

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria di Kirchhoff per elementi bidimensionali sottili, DKMT/DKMQ è sviluppata sulla base della teoria Mindlin-Reissner per elementi bidimensionali moderatamente spessi.

Il comportamento nel piano è formulato in accordo alla teoria LST (Linear Strain Triangle) per gli elementi a 3 nodi e in accordo alla formulazione degli elementi isoparametrici a tensione piana con aggiunta di modi incompatibili per gli elementi a 4 nodi.

In generale, la rigidità è valutata in maniera automatica dal software a partire dallo spessore e dai parametri meccanici definiti dall'utente per gli elementi; il peso proprio strutturale e la massa strutturale di un elemento plate sono valutati in maniera automatica dal software a partire dallo spessore assegnato all'elemento e da peso nell'unità di volume e densità di massa definita per il materiale assegnati all'elemento.

#### 9.2.1. GRADI DI LIBERTÀ DEGLI ELEMENTI E ECS

Il sistema di riferimento ECS di ogni elemento è utilizzato quando il programma calcola la matrice di rigidità per l'elemento. Gli output grafici delle componenti di sollecitazione sono riportate anche nell'ECS nella fase di post-processing.

I gradi di libertà traslazionali esistono nell'ECS come direzioni XYZ e le rotazioni sono definite rispetto agli assi x e y dell'ECS. Le direzioni degli assi dell'ECS sono rappresentate nella Figura 9-1. In caso di elementi quadrilateri, la direzione del pollice rispetto alla regola della mano destra definisce l'asse Z dell'ECS. La direzione di rotazione (N1, N2, N3, N4) segue la regola della mano destra e definisce la direzione del verso positivo. L'asse Z dell'ECS ha origine dal centro della superficie dell'elemento e ha direzione perpendicolare a essa. La linea che connette il punto medio tra N1 e N4 e il punto medio tra N2 e N3 definisce la direzione dell'asse x. La direzione perpendicolare all'asse x diventa la direzione dell'asse y dell'ECS con verso stabilito dalla regola della mano destra.

Per un elemento triangolare, la linea parallela alla direzione che va da N1 a N2, passante per il centro dell'elemento diventa l'asse X dell'ECS. Le direzioni y e z sono definite come per gli elementi a 4 lati prima descritti.

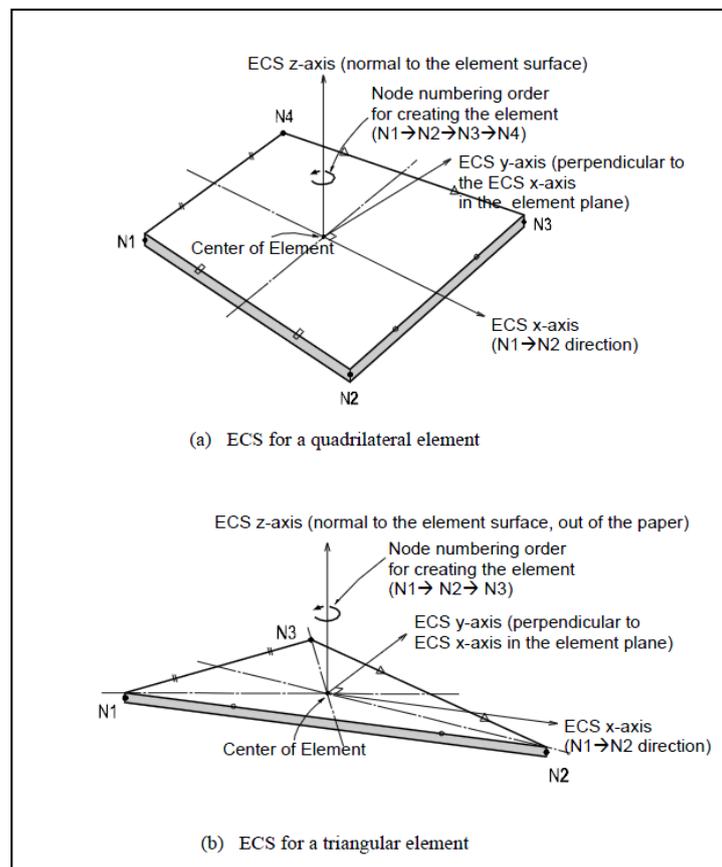


Figura 9-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

### 9.2.2. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE

La convenzione dei segni per le azioni interne di un elemento plate e per le sollecitazioni è definita sia dall'ECS che dal GCS.

I seguenti risultati di output sono definite con riferimento all'ECS:

- Azioni sui nodi di connessione
- Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento
- Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

In ogni nodo, moltiplicando ogni componente di spostamento nodale per la corrispondente componenti di

rigidezza viene determinata l'azione dell'elemento sul nodo.

Per calcolare le forze per unità di lunghezza in un nodo di connessione o nel baricentro di un elemento, le tensioni sono calcolate separatamente per il comportamento nel piano e quello fuori dal piano e integrate nella direzione dello spessore.

Nelle figure successive sono mostrate le convenzioni secondo le quali sono esplicitate le sollecitazioni sugli elementi plate. Le frecce indicano il verso positivo delle forze.

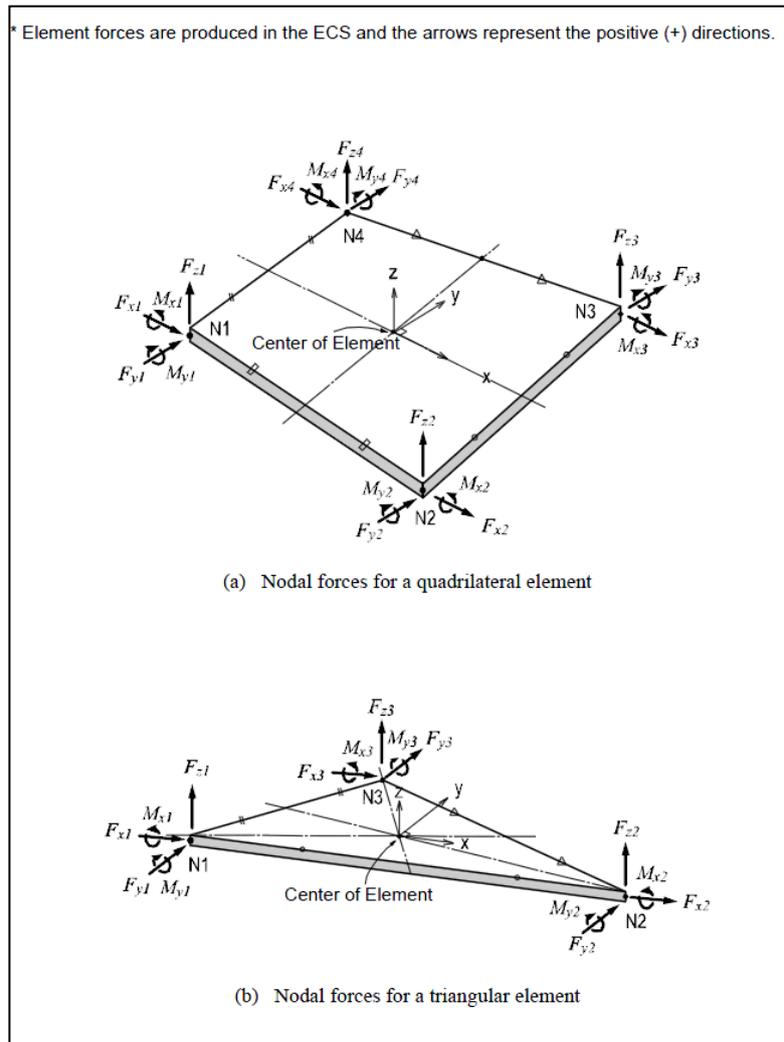
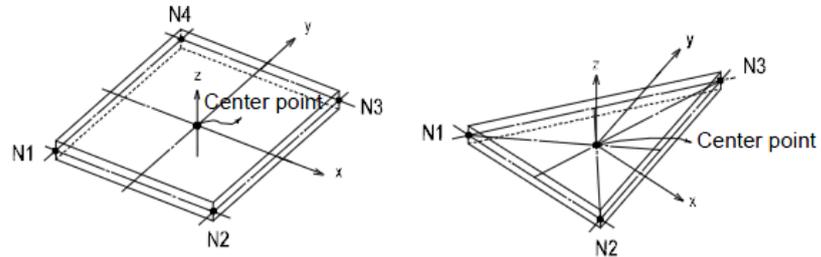
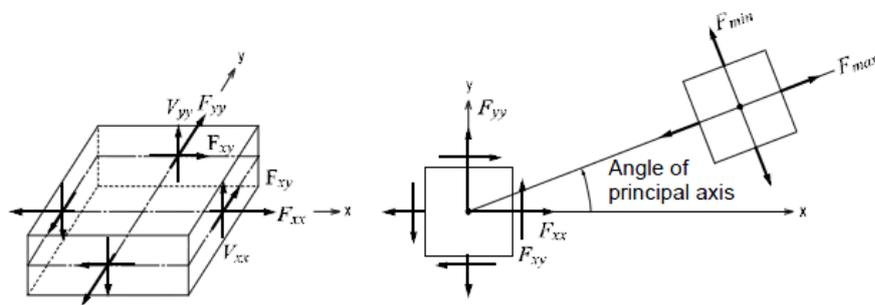


Figura 9-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.

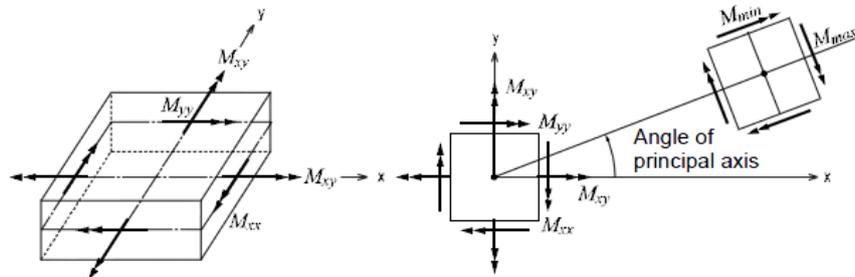


- Out put locations of element forces per unit length
- (a) Output locations of element forces



(b) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations

Figura 9-3 – Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza



(c) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

Figura 9-4 - Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano

## 10.0 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 10.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE CON MODELLO FEM

L'analisi strutturale è stata utilizzata utilizzando il software MidasGen 2023, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale.

Nei successivi paragrafi vengono riportati nel dettaglio le ipotesi poste alla base delle analisi.

### 10.2 GEOMETRIA DEL MODELLO

La platea di fondazione è stata modellata mediante elementi finiti di tipo "plate".

Il basamento è stato discretizzato attraverso una mesh di elementi plate assegnando lo spessore effettivo della platea. Il modello segue quindi con la variazione di peso e rigidità della sezione resistente e la forma del basamento. Si allega solamente il modello di fondazione per la cabina utente e cabina di consegna, in quanto i modelli degli altri cabinati differiscono solamente per dimensioni.

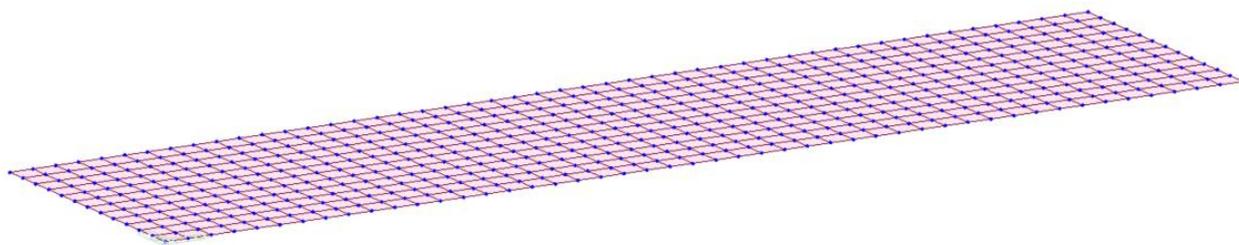


Figura 10.1 Modello FEM platea, vista Isometrica

### 10.3 VINCOLI

Le fondazioni dei cabinati sono realizzate mediante platee di fondazione in calcestruzzo armato. La resistenza alla traslazione orizzontale dovrà essere garantita mediante l'attrito tra il blocco di fondazione e la superficie di appoggio. In questa sede si è provveduto a bloccare orizzontalmente le traslazioni degli elementi che riguardano le fondazioni.

In relazione alla deformabilità del piano fondazione si è invece pensata da deformabilità del terreno rispetto alla verticale in modo da vincolare verticalmente il modello FEM. Per fare ciò sono state assegnate ai nodi della platea delle molle verticali in modo da emulare un comportamento alla Winkler. A scopo cautelativo è stata assunto un valore di costante di rigidità da letteratura equivalente a quello della terra vegetale (secondo Pozzati) pari a  $k_w = 10000 \text{ kN/m}^3$ .

Si riportano immagini rappresentative delle condizioni di vincolo introdotte; si allega solamente il modello di fondazione per la cabina utente e cabina di consegna, in quanto i vincoli sono disposti in modo analogo per i modelli delle fondazioni degli altri cabinati.

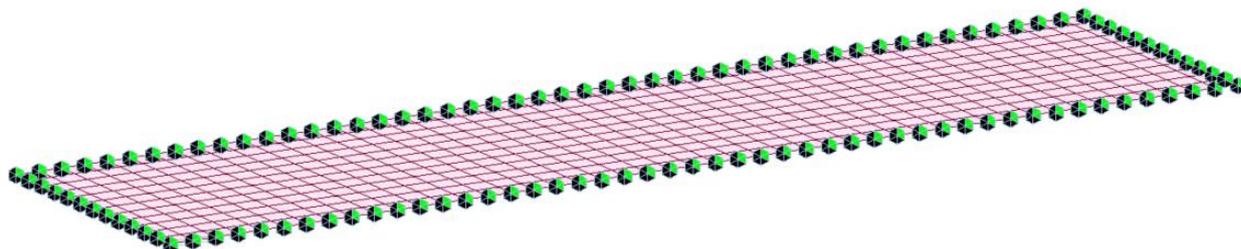


Figura 10.2 – Vincoli alla traslazione orizzontale

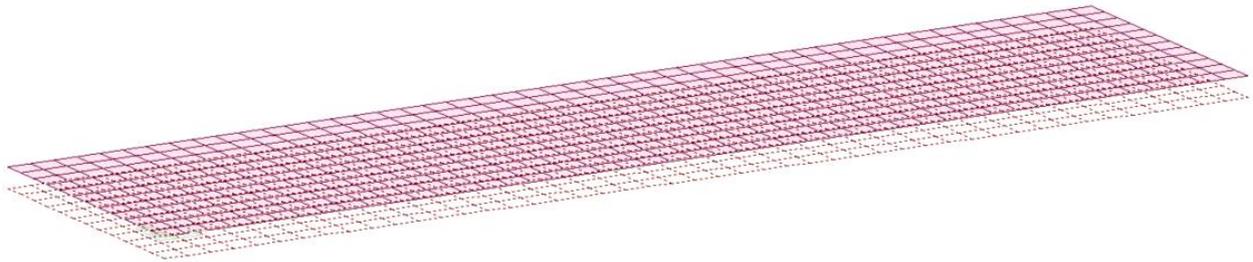


Figura 10.3 – Vincoli alla traslazione verticale

## 10.4 APPLICAZIONE DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Si riportano immagini rappresentative dell'applicazione dei carichi per la cabina utente e cabina di consegna, in quanto i carichi vengono applicati in modo analogo anche ai modelli delle fondazioni degli altri cabinati.

### Carichi permanenti non strutturali (G2)

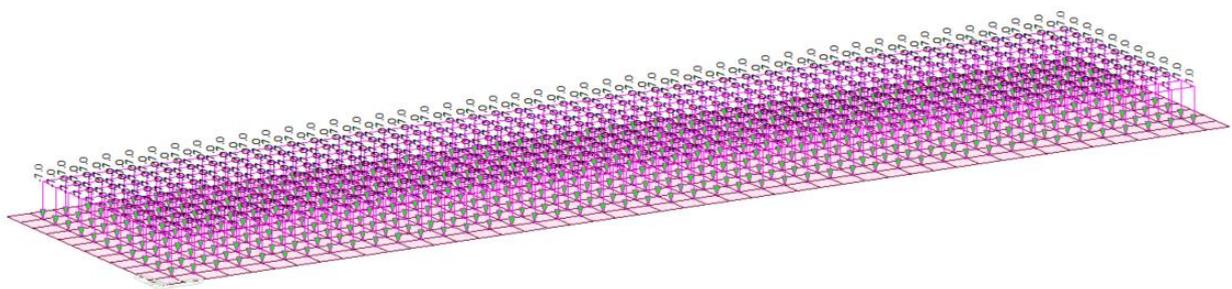


Figura 10.4 – Pesi permanenti non strutturali (G2) – Peso cabinato ed apparecchiature

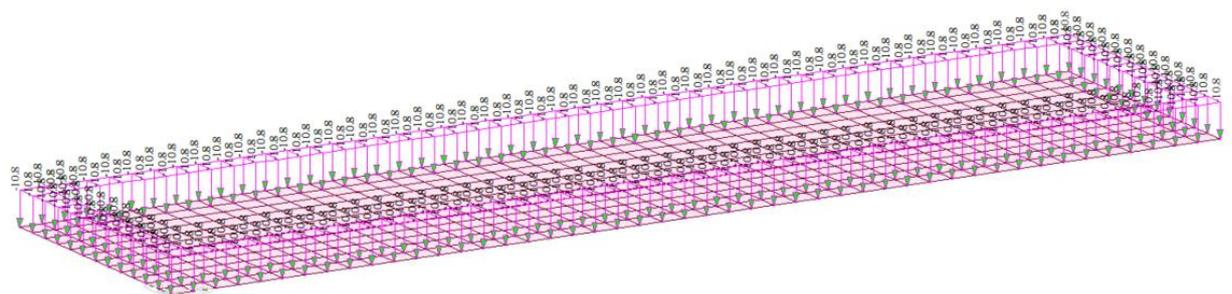
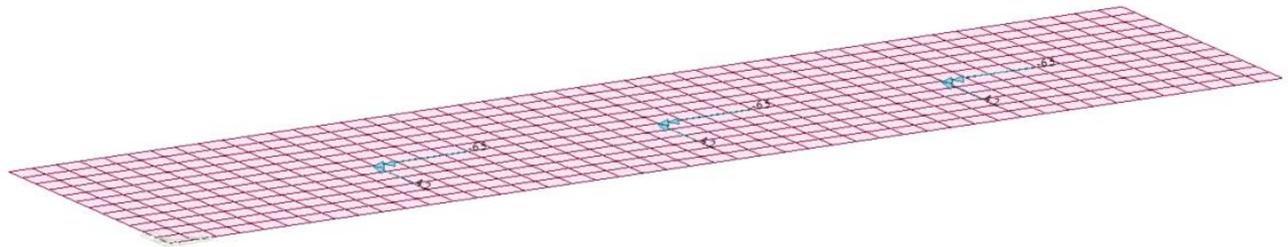


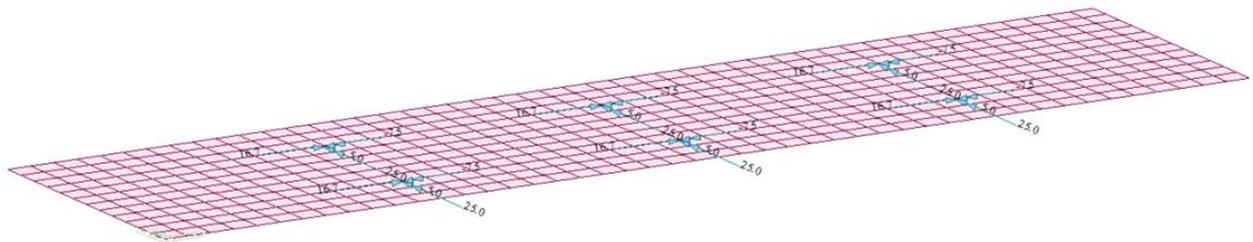
Figura 10.5 – Pesi permanenti non strutturali (G2) – Peso del terreno di ricoprimento

**Carico da vento (W)**

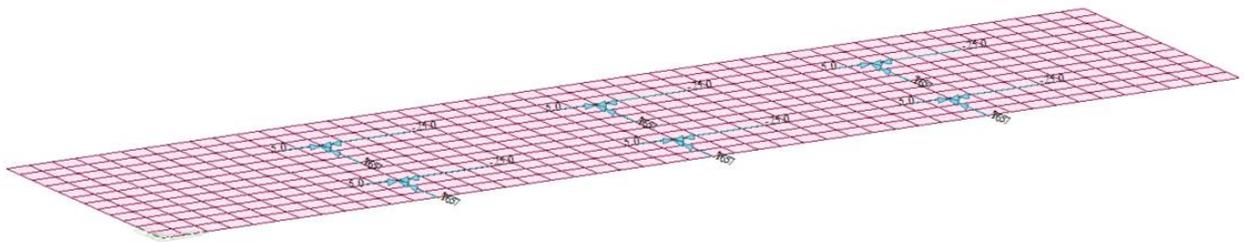


**Figura 10.6 – Carico da vento (W)**

**Azione sismica (E)**



**Figura 10.7 – Carichi per azione sismica agente nella direzione prevalente X (100%).**



**Figura 10.8 – Carichi per azione sismica agente nella direzione prevalente Y (100%).**

I casi di carico considerati, già esplicitati nei capitoli precedenti, sono sinteticamente riportati nella tabella seguente.

Casi di carico	
Cat.	
G1	pesi permanenti strutturali
G2	pesi permanenti non strutturali
W	carico da vento
S	carico da neve
Ex	sisma direzione X
Ey	sisma direzione Y

Le azioni precedentemente descritte per ciascuna struttura vengono successivamente combinate attraverso gli opportuni coefficienti previsti dalla Normativa.

Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma G1 * G1 + \gamma G2 * G2 + \gamma P * P + \gamma Q1 * Qk1 + \gamma Q2 * \psi 02 * Qk2 + \gamma Q3 * \psi 03 * Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica:

$$G1 + G2 + P + E + \psi 21 * Qk1 + \psi 22 * Qk2 + \dots$$

COMBO	ACTIVE		$G_1$	$G_2$	$W$	$S$	$E_x$	$E_y$
SLU1	Active	Add	1.30	1.50	1.50	0.75		
SLU2	Active	Add	1.30	1.50	0.90	1.50		
SLU3	Active	Add	1.00	0.80	1.50			
SISMAx	Active	Add	1.00	1.00			1.00	0.30
SISMAy	Active	Add	1.00	1.00			0.30	1.00

Inoltre, è stata introdotta una combinazione di involuppo delle combinazioni di carico "SLU", "SISMAx" e "SISMAy", dove per "SISMA" è stata considerata la forza  $F_h$  (con accelerazione relativa al tempo di ritorno dello Stato Limite di Vita) calcolata nel precedente paragrafo 8.2.3 e il relativo momento flettente che ne genera.

## 11.0 RISULTATI

### 11.1 CABINA DI CONSEGNA + UTENTE

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle massime sollecitazioni flettenti, nelle due direzioni principali X ed Y, per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

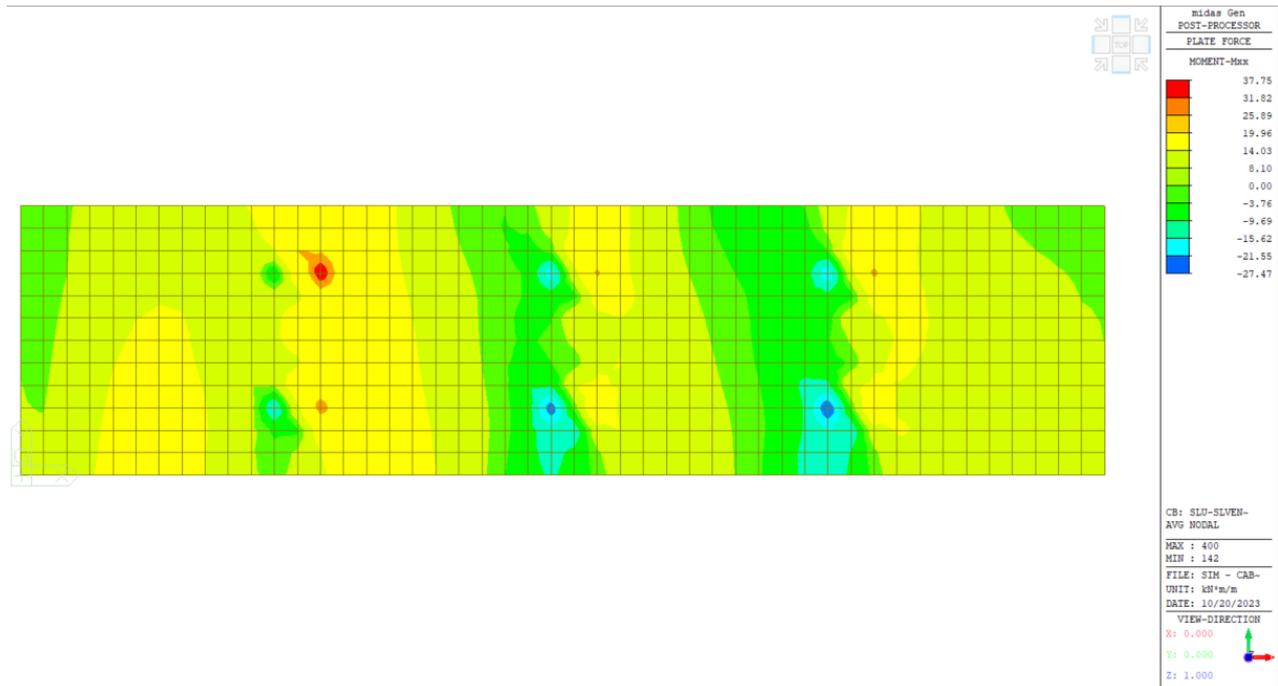


Figura 11-1: Sollecitazioni flettenti Mxx – Involuppo SLU [kN; m]

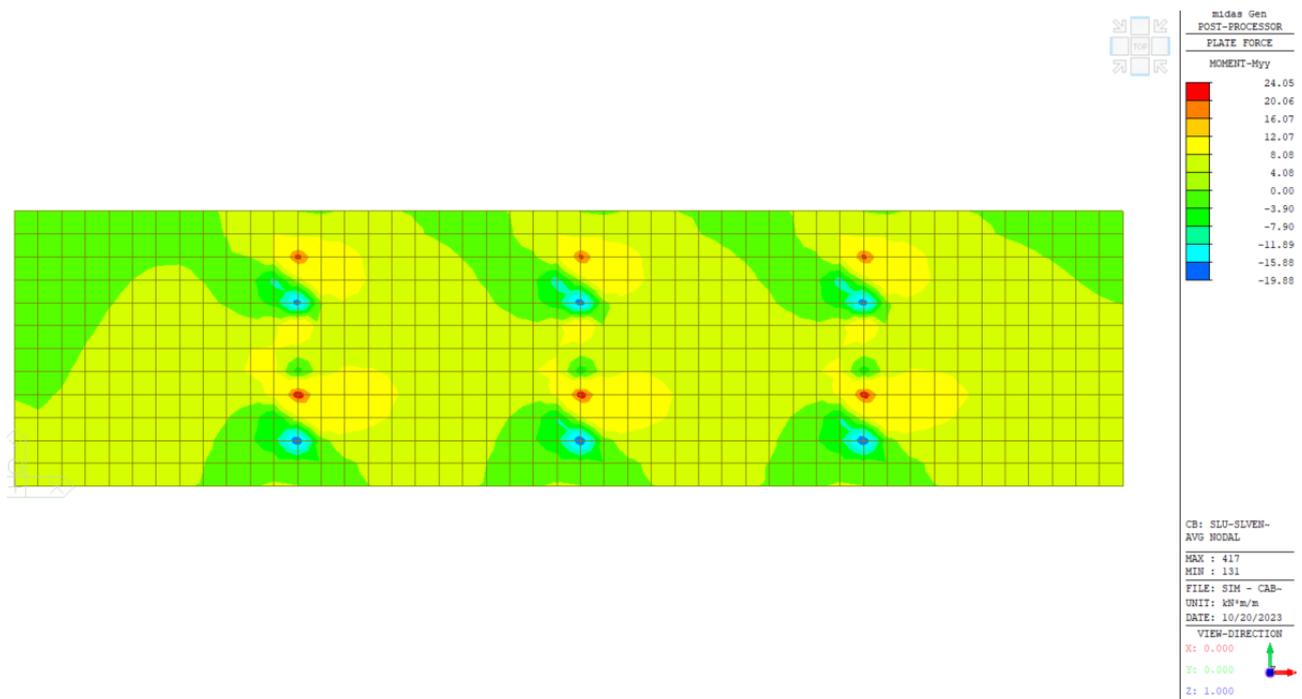


Figura 11-2: Sollecitazioni flettenti Myy – Involuppo SLU [kN; m]

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle sollecitazioni taglianti, nelle due direzioni principali X ed Y, per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

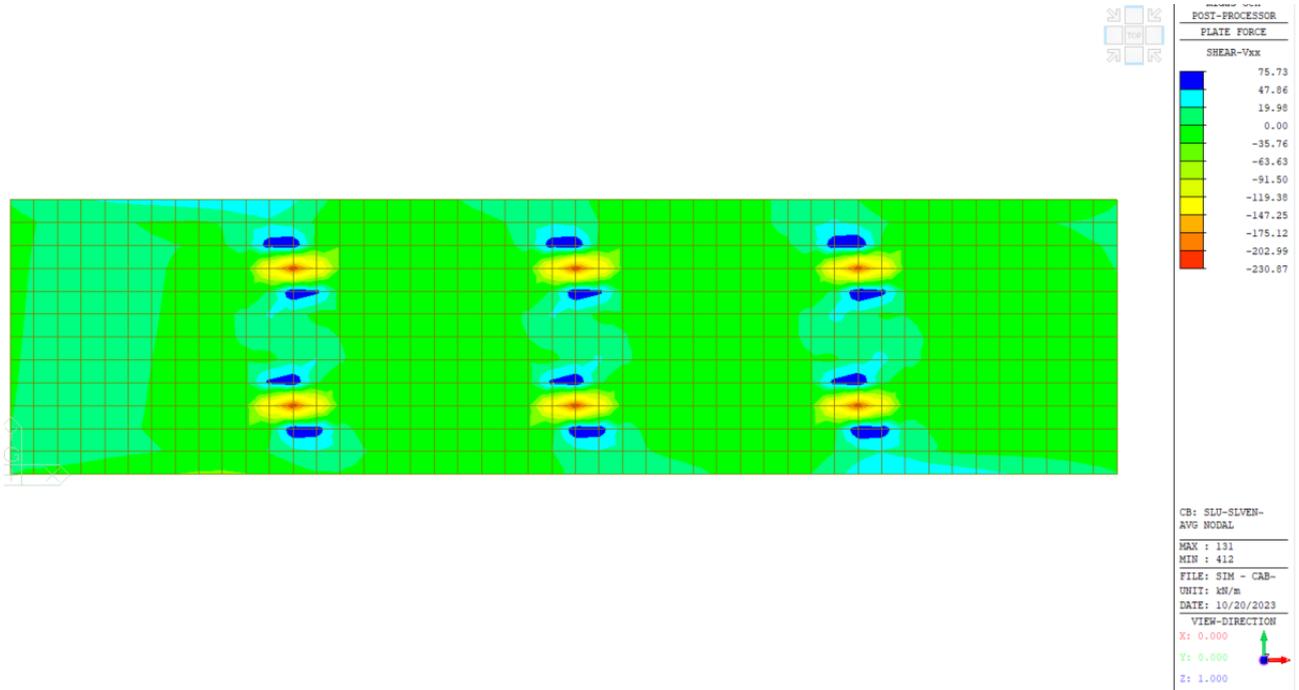


Figura 11-3: Sollecitazioni taglianti Vxx – Involuppo SLU [kN]

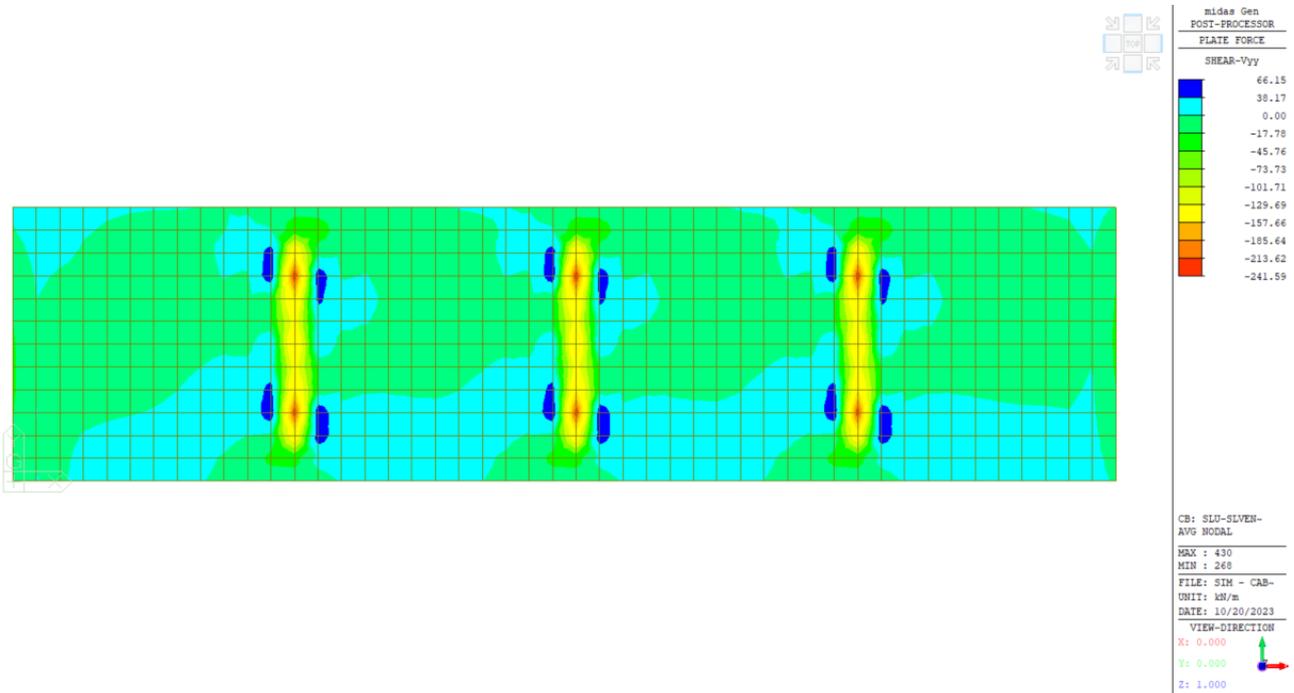


Figura 11-4: Sollecitazioni taglianti Vyy – Involuppo SLU [kN]

Si riportano nel seguito i massimi cedimenti della fondazione per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

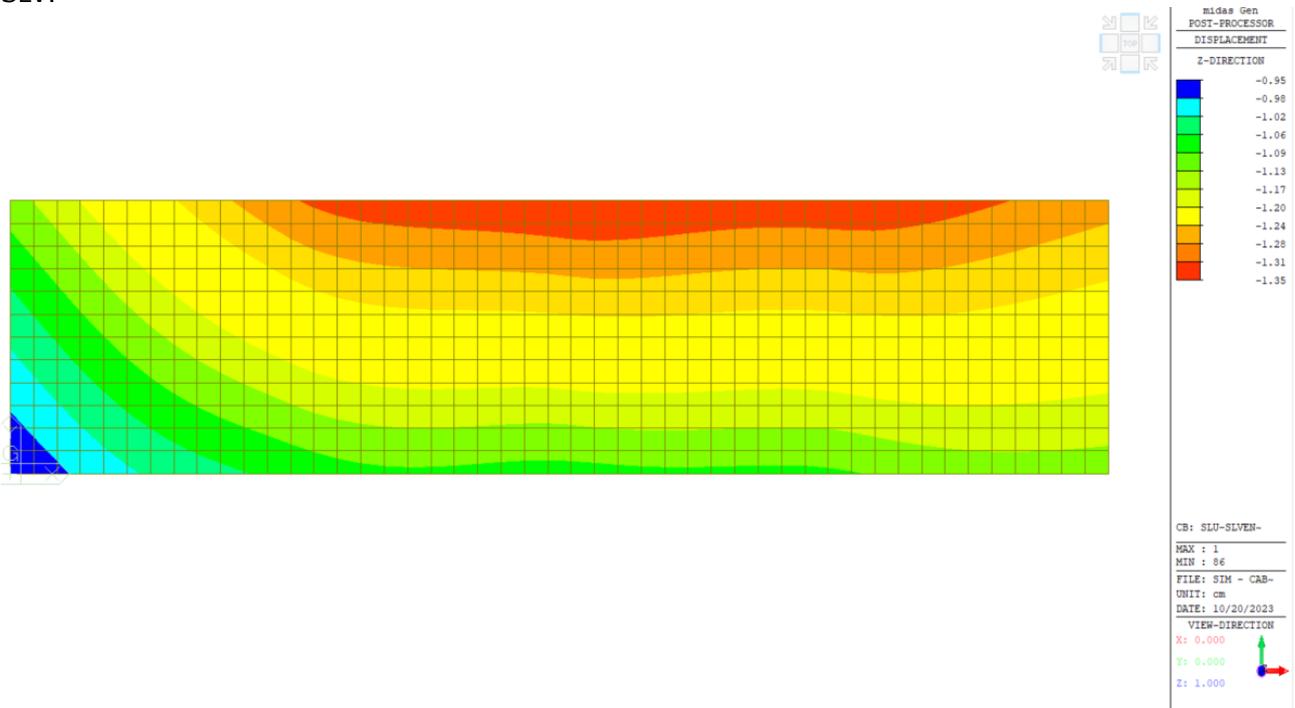


Figura 11-5: Cedimenti – Involuppo SLU [cm]

## 11.2 CABINA DI TRASFORMAZIONE

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle massime sollecitazioni flettenti nelle travi e nella platea, nelle due direzioni principali X ed Y, per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

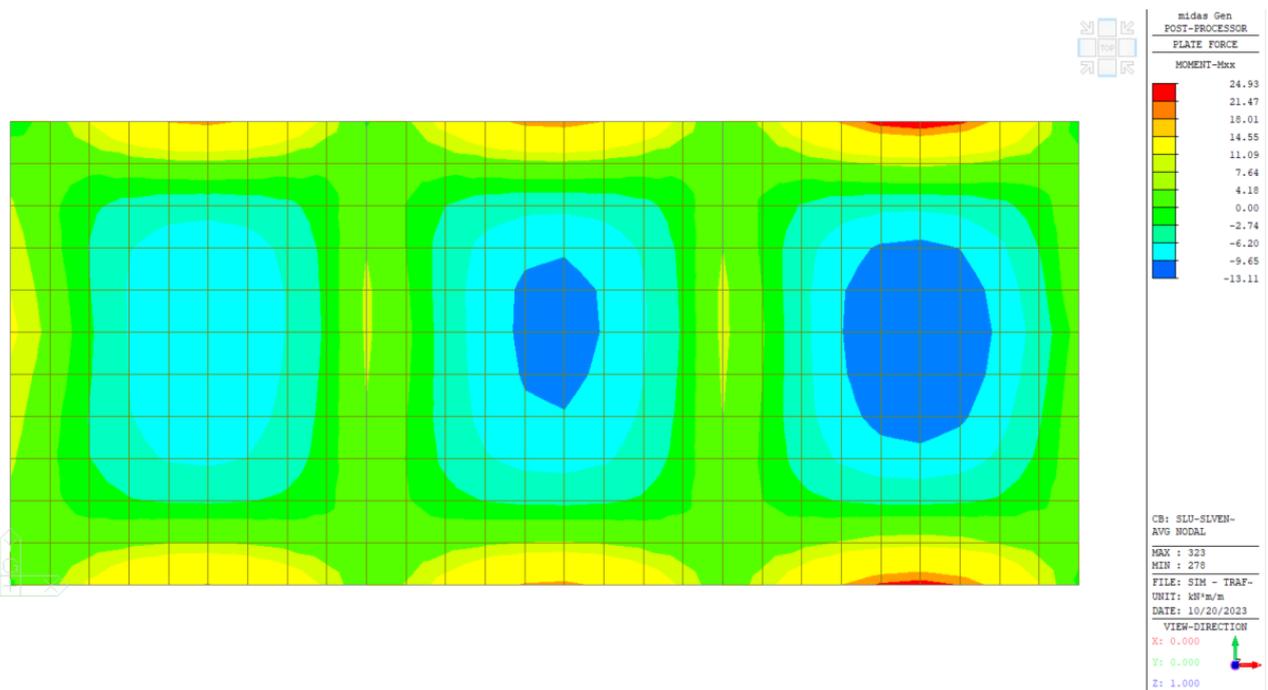


Figura 11-6: Sollecitazioni flettenti Platea Mxx – Involuppo SLU [kN; m]

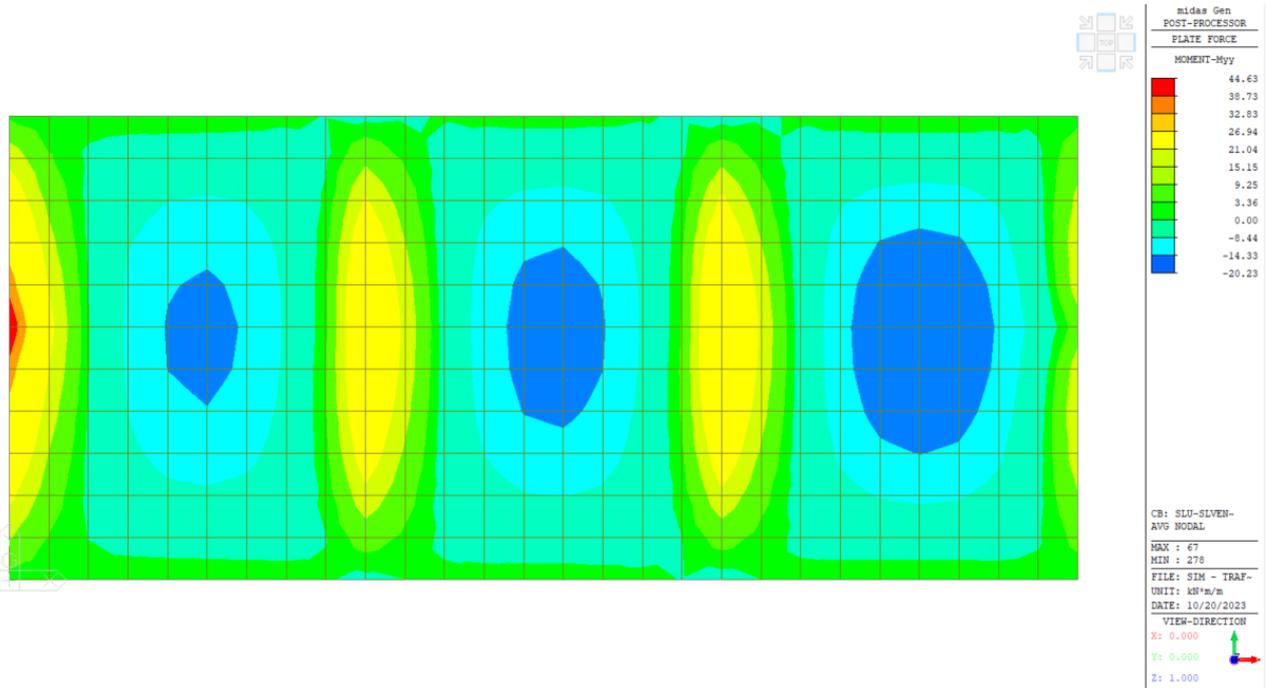


Figura 11-7: Sollecitazioni flettenti Platea Myy – Involuppo SLU [kN; m]

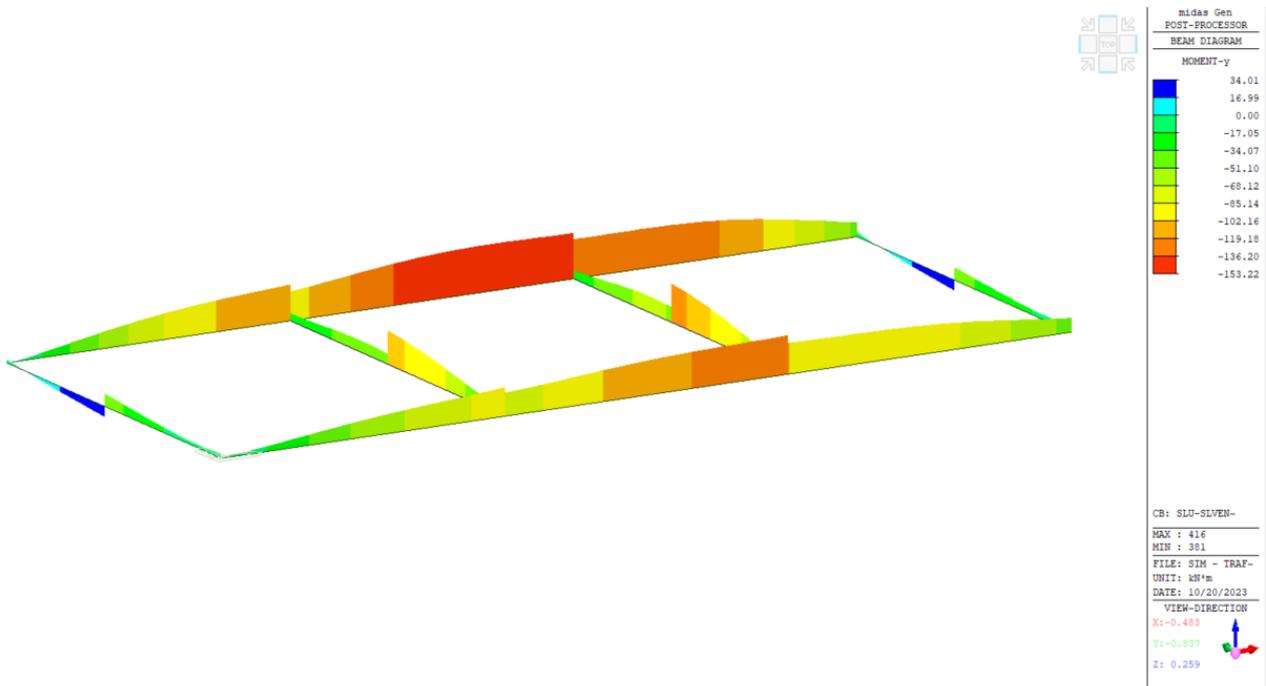


Figura 11-8: Sollecitazioni flettenti Travi – Involuppo SLU [kN; m]

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle sollecitazioni taglianti nelle travi e nella platea, nelle due direzioni principali X ed Y, per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

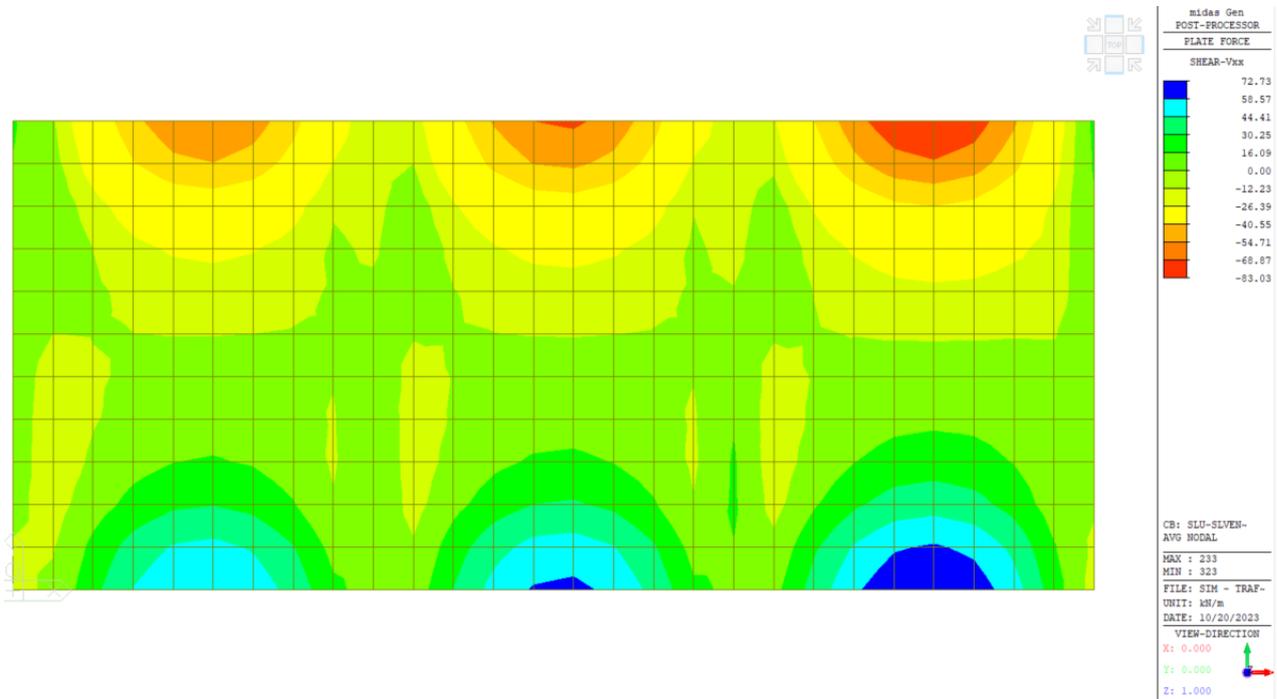


Figura 11-9: Sollecitazioni taglianti Platea Vxx – Involuppo SLU [kN]

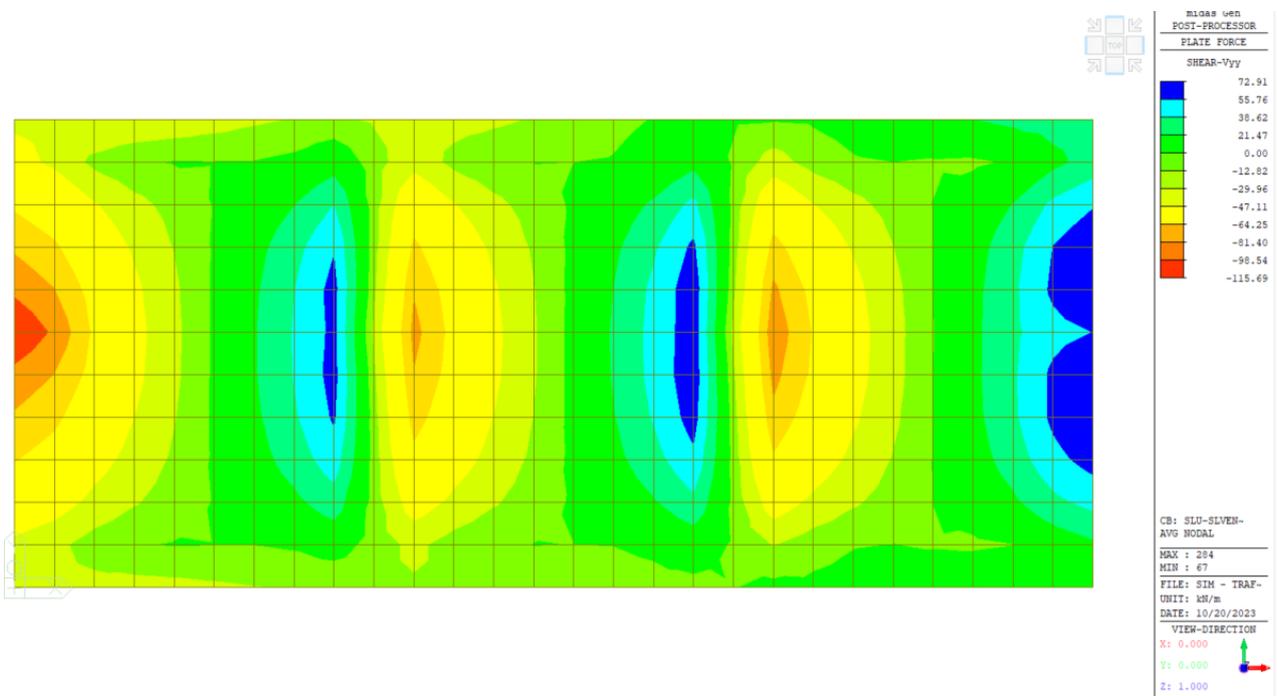


Figura 11-10: Sollecitazioni taglianti Platea Vyy – Involuppo SLU [kN]

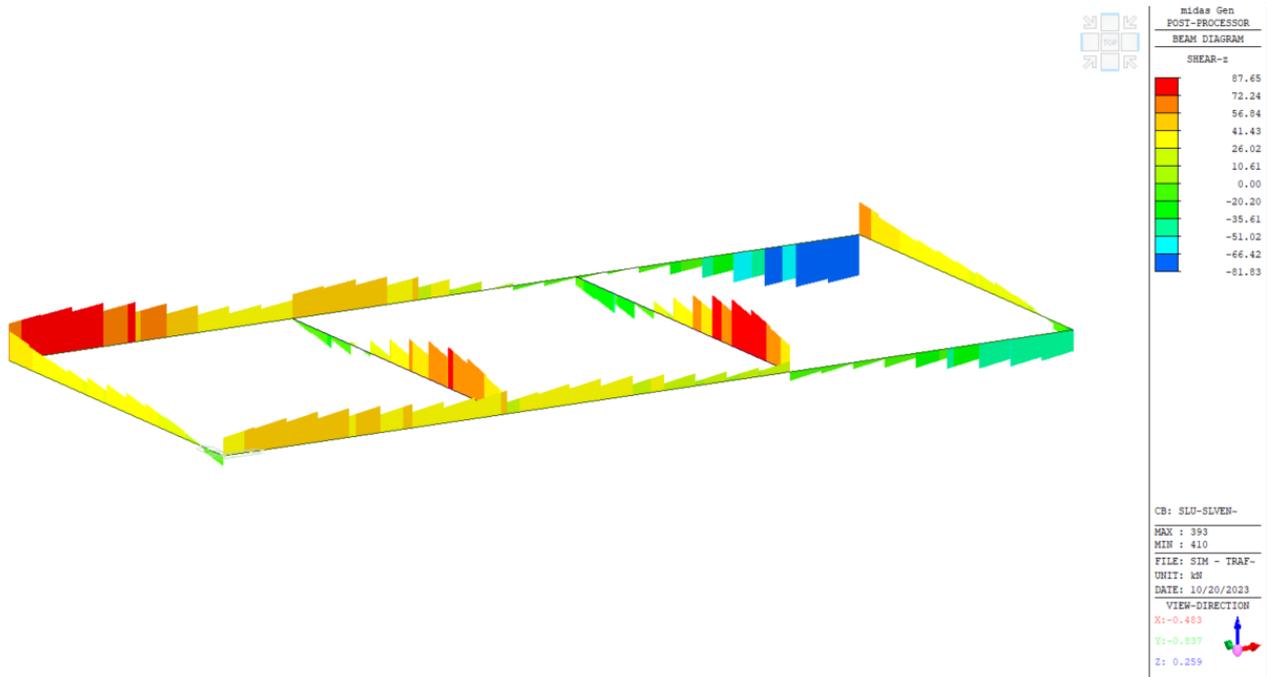


Figura 11-11: Sollecitazioni taglianti Travi Vyy – Involuppo SLU [kN]

Si riportano nel seguito i massimi cedimenti della fondazione per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

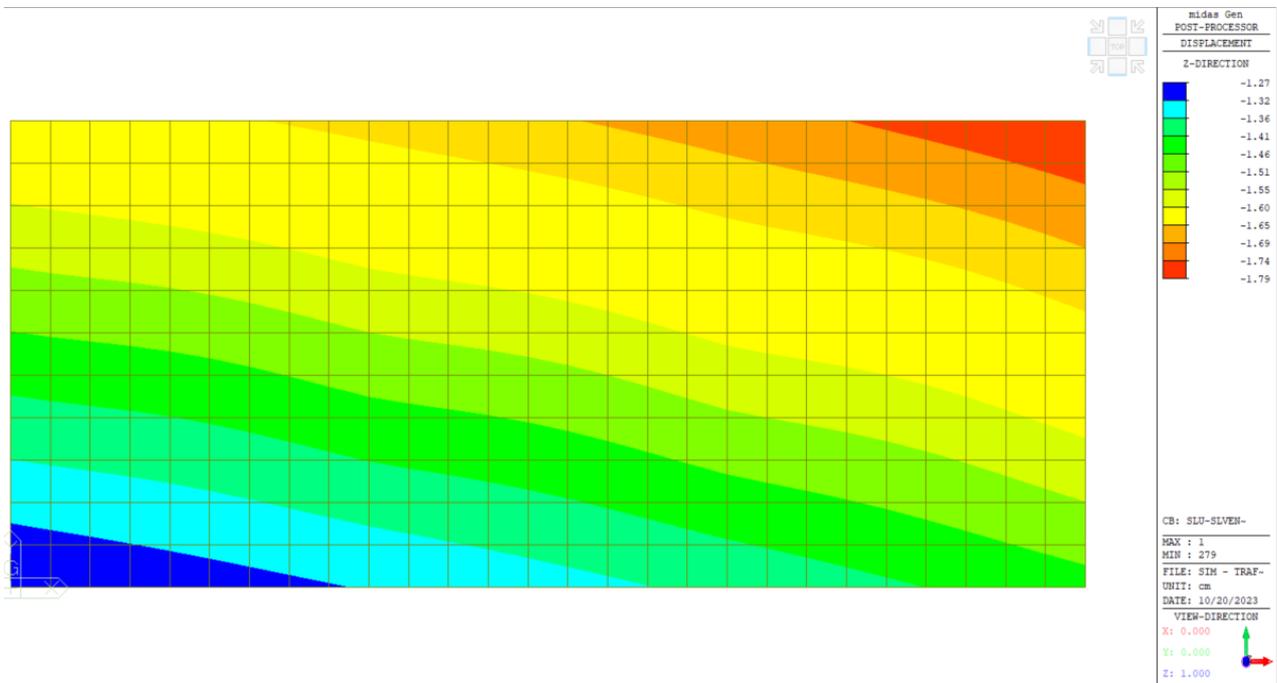


Figura 11-12: Cedimenti Platea – Involuppo SLU [cm]

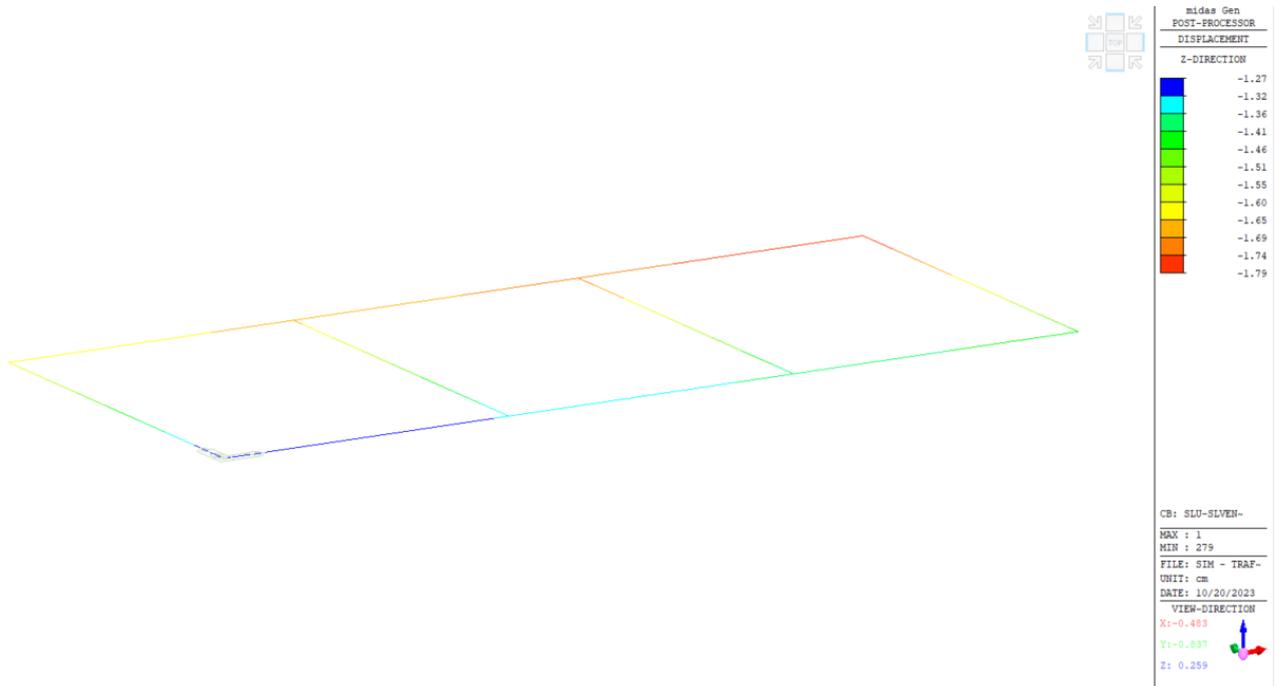


Figura 11-13: Cedimenti Travi – Involuppo SLU [cm]

### 11.3 CABINA SCADA

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle massime sollecitazioni flettenti, nelle due direzioni principali X ed Y, per l’involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

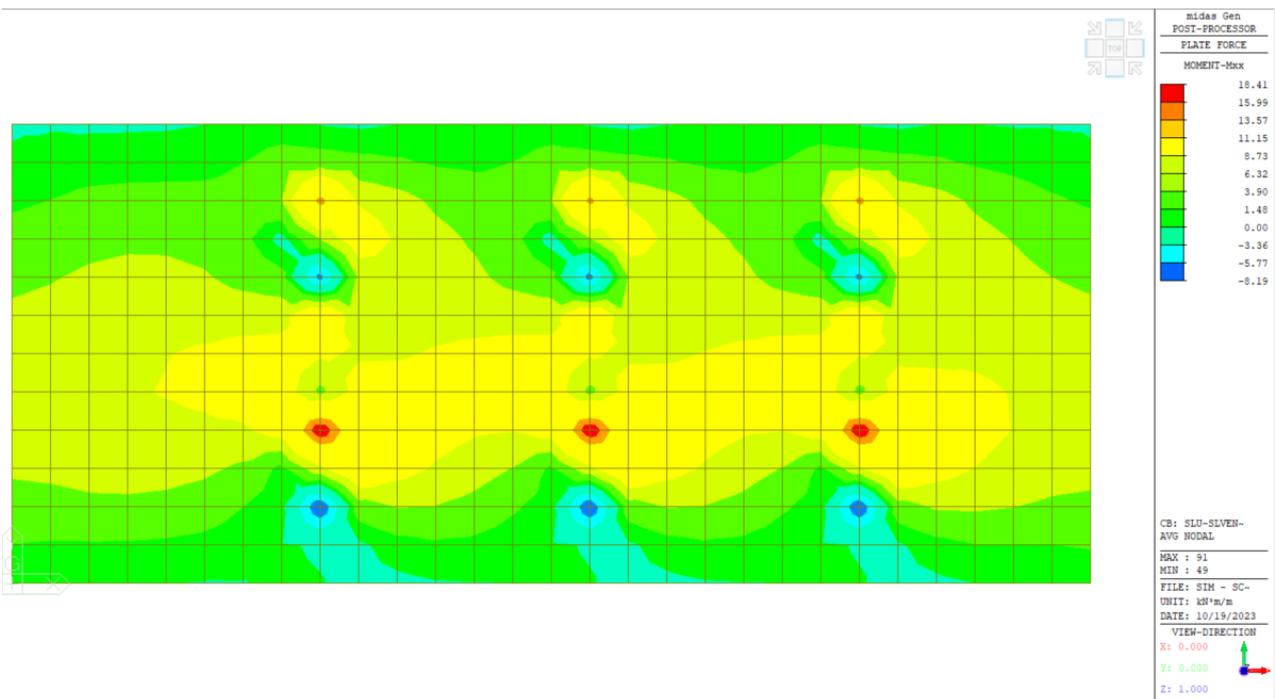


Figura 11-14: Sollecitazioni flettenti Mxx – Involuppo SLU [kN; m]

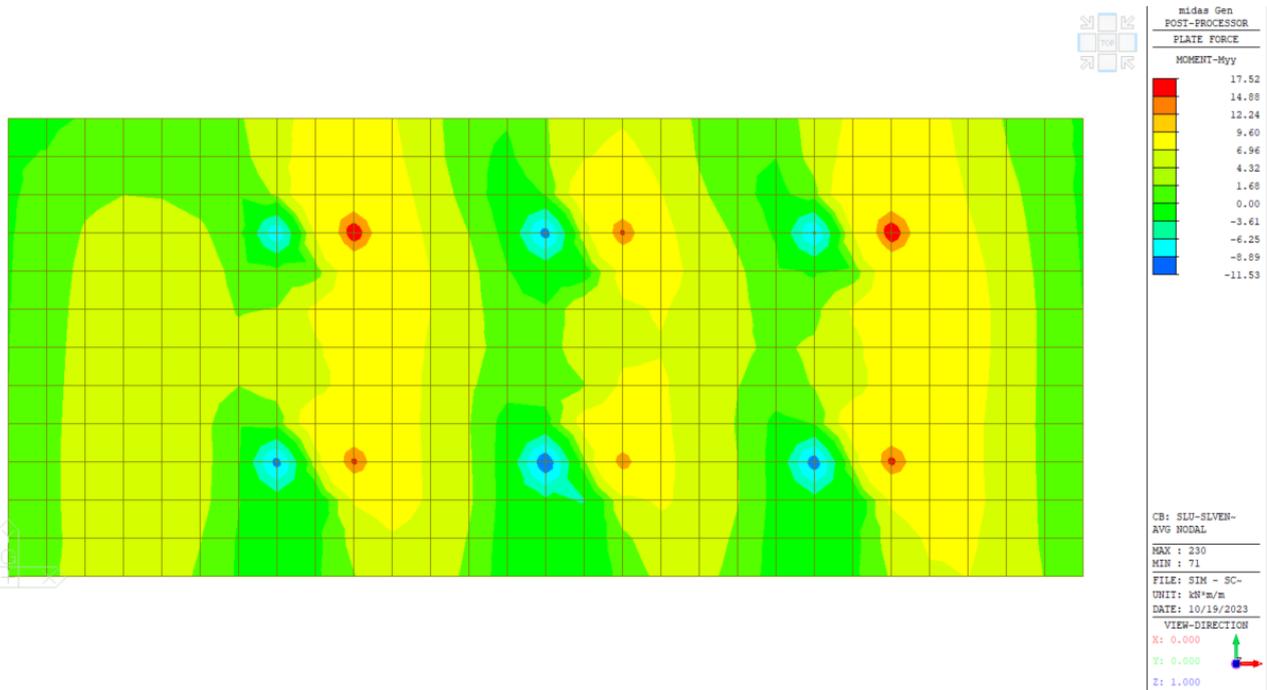


Figura 11-15: Sollecitazioni flettenti Myy – Involuppo SLU [kN; m]

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle sollecitazioni taglienti, nelle due direzioni principali X ed Y, per l’involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

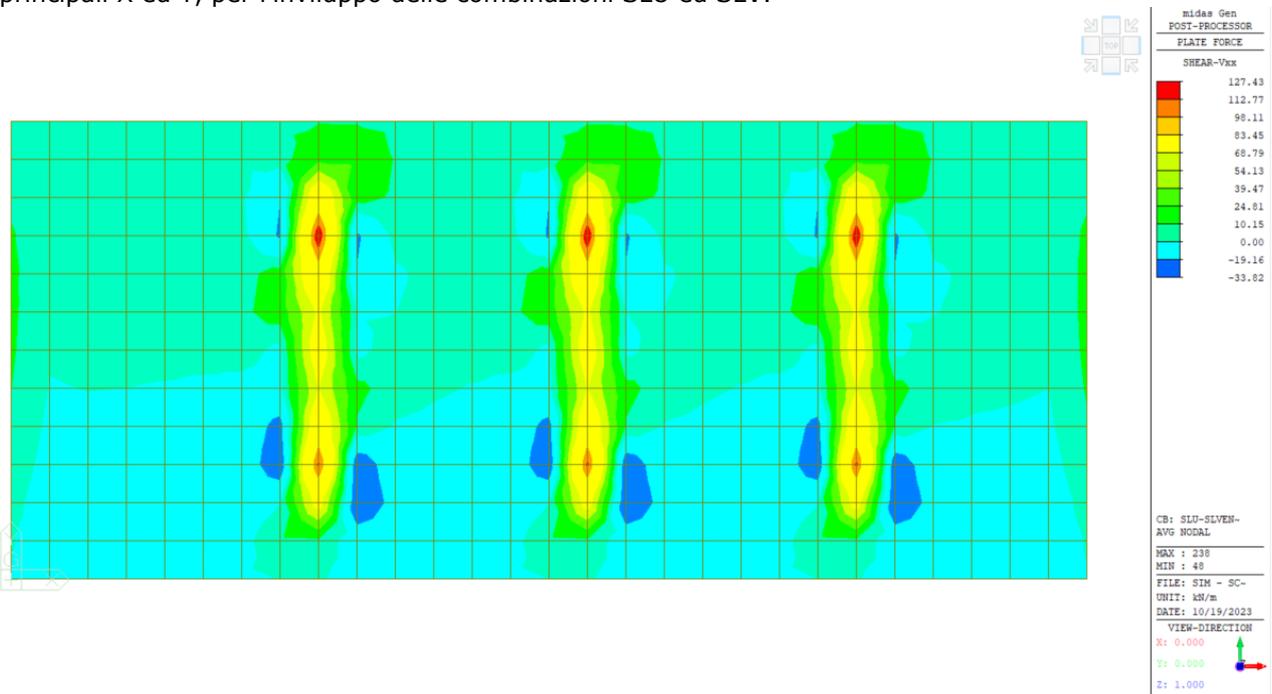


Figura 11-16: Sollecitazioni taglienti Vxx – Involuppo SLU [kN]

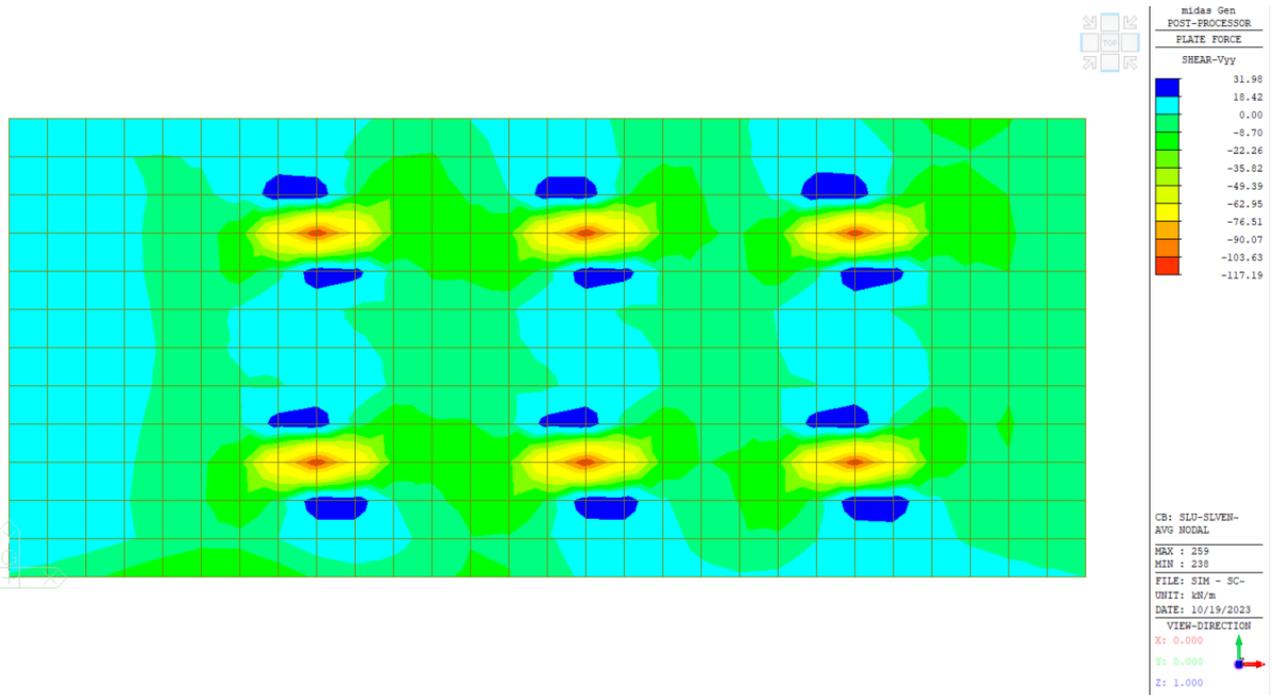


Figura 11-17: Sollecitazioni taglianti Vyy – Involuppo SLU [kN]

Si riportano nel seguito i massimi cedimenti della fondazione per l’involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

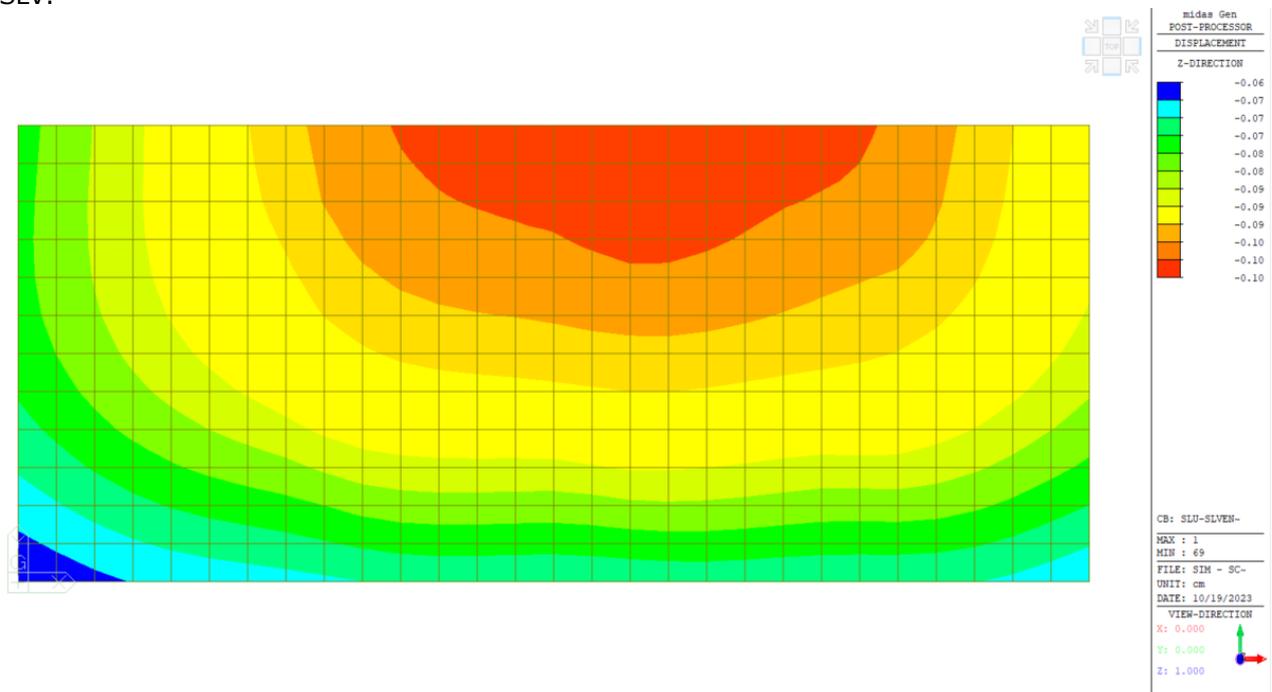


Figura 11-18: Cedimenti – Involuppo SLU [cm]



**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0.85	
$\gamma_c$			1.5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
$\gamma_s$			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	$f_{yd} / \gamma_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	100	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	30	
$c$	copriferro netto	cm	4.8	
$d$	altezza utile della sezione	cm	25.2	$h - c$
$d^*$		cm	22.68	$0.9 d$
$k$			1.891	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sI}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	5.65	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0019	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	0	
$s$	spaziatura staffe	cm	0	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	104.06	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	129.73	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	129.73	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	non è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} > V_{Ed}$			

## 12.2 CABINA DI TRASFORMAZIONE

Nella platea si prevede di disporre armatura diffusa  $\Phi 12/20$  in entrambe le direzioni, sia superiormente che inferiormente si ottiene un momento resistente pari a  $M_{Rd} = 60.14$  kNm, di cui si riporta il calcolo. In riferimento alla massima sollecitazione riscontrata  $M_{Ed} = 44.22$  kNm si ottiene un coefficiente di sicurezza C.S. =  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.74$ .

**Titolo:** Platea

**N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	30	1	5.65	4
			2	5.65	26

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**P.to applicazione N:** Centro

**Materiali:** B450C, C32/40

**Calcolo:** S.L.U. Metodo n

**Tipo flessione:** Retta

**Parametri calcolati:**  $M_{Rd} = 60.14$  kNm,  $\sigma_c = -18.13$  N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 391.3$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s = 29.71$ ‰,  $d = 26$  cm,  $x = 2.74$  cm,  $x/d = 0.1054$ ,  $\delta = 0.7$

Tale quantitativo di armatura è superiore al minimo indicato da Normativa, pari allo 0.1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente (§7.2.5 delle NTC2018).



Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	175

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5,2
2	8,04	169,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 526,5 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2,29 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
d 169,8 cm  
x 5,571 x/d 0,03281  
δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.  
DXF

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura

Precompresso

INPUT

Geometria			
Base		b =	60,00 cm
Altezza		h =	175,00 cm
Copriferro		c =	4,00 cm
Altezza utile		d =	168,80 cm
Resistenza media a trazione calcestruzzo		f <sub>ctm</sub> =	3,10 MPa
Resistenza a snervamento dell'acciaio		f <sub>yk</sub> =	450,00 MPa
Armatura tesa disposta		A <sub>s</sub>	22,11 mm²

CALCOLO AREA MINIMA

Parametri calcolati			
Area di calcestruzzo		Ac =	10,500.00 cm²
Percentuale di armatura disposta		ρ =	0,2 %

Travi centrali:

Le travi di fondazione vengono armate superiormente ed inferiormente con 5 Φ16 longitudinali. Lungo il perimetro della trave, ad interasse 20 cm vengono poste ulteriori barre Φ16 lungo tutta la lunghezza della trave. Risulta così soddisfatto il requisito da Normativa (§7.2.5 delle NTC2018).

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	175

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5,2
2	10,05	169,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 656,3 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2,489 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
d 169,8 cm  
x 6,039 x/d 0,03557  
δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.  
DXF

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura

Precompresso

INPUT			
<b>Geometria</b>			
Base		b =	60.00 cm
Altezza		h =	175.00 cm <sup>2</sup> §13.4.3
Copriferro		c =	4.00 cm
Altezza utile		d =	168.80 cm
Resistenza media a trazione calcestruzzo		f <sub>ctm</sub> =	3.10 MPa
Resistenza a snervamento dell'acciaio		f <sub>yk</sub> =	450.00 MPa
Armatura tesa disposta		A <sub>s</sub>	24.12 mm <sup>2</sup>
<b>CALCOLO AREA MINIMA</b>			
<b>Parametri calcolati</b>			
Area di calcestruzzo		A <sub>c</sub> =	10,500.00 cm <sup>2</sup>
Percentuale di armatura disposta		ρ =	0.2 %

Si dispone come armatura trasversale staffe  $\Phi 10/25$  cm.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018			
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
f <sub>ck</sub>	MPa	32	
α <sub>cc</sub>		0.85	
γ <sub>c</sub>		1.5	
f <sub>cd</sub>	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13 a <sub>cc</sub> · f <sub>cd</sub> / g <sub>c</sub>
γ <sub>s</sub>		1.15	
f <sub>y,wd</sub>		MPa	391.30 f <sub>yd</sub> / g <sub>s</sub>
<b>Caratteristiche della sezione resistente</b>			
V <sub>Ed</sub>	taglio sollecitante di progetto	kN	87
b <sub>w</sub>	larghezza della sezione	cm	100
h	altezza totale della sezione	cm	30
c	copriferro netto	cm	4.8
d	altezza utile della sezione	cm	25.2 h - c
d*		cm	22.68 0.9 d
k			1.891 min[1.0+√(20/d), 2.0]
A <sub>sl</sub>	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	5.65
ρ <sub>l</sub>	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0019
A <sub>sw</sub>	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	1.57
s	spaziatura staffe	cm	25
<b>Controllo necessità di armatura a taglio</b>			
V <sub>Rdc1</sub>		kN	104.06 [ 0.18 · k · (100 · ρ <sub>l</sub> · f <sub>ck</sub> ) <sup>(1/3)</sup> ] / γ <sub>c</sub> · b <sub>w</sub> · d
V <sub>Rdc2</sub>		kN	129.73 [ 0.035 · k <sup>(3/2)</sup> · √(f <sub>ck</sub> ) ] · b <sub>w</sub> · d
V <sub>Rdc</sub>	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	129.73 max[ V <sub>Rdc1</sub> , V <sub>Rdc2</sub> ]
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	non è necessario prevedere l'armatura a taglio VRdc > VEd		

## 12.3 CABINA SCADA

Disponendo armatura diffusa  $\Phi 12/20$  in entrambe le direzioni, sia superiormente che inferiormente si ottiene un momento resistente pari a  $M_{Rd} = 60.14$  kNm, di cui si riporta il calcolo.

Con riferimento alla massima sollecitazione riscontrata  $M_{Ed} = 18.4$  kNm si ottiene un coefficiente di sicurezza C.S. =  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.31$ .

**TITOLO:** Platea

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5,65	4
			2	5,65	26

**Materiali:** B450C, C32/40

**Metodo di calcolo:** S.L.U. + S.L.U., Metodo n

**Calcolo MRd:** Dominio M-N

**M-curvatura:** Precompresso

Tale quantitativo di armatura è superiore al minimo indicato da Normativa, pari allo 0.1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente (§7.2.5 delle NTC2018).

INPUT	
<b>Geometria</b>	
Base	b = 100.00 cm
Altezza	h = 30.00 cm
Copriferro	c = 4.00 cm
Altezza utile	d = 23.80 cm
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 3.10 MPa
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450.00 MPa
Armatura tesa disposta	As = 5.65 cm²
<b>CALCOLO AREA MINIMA</b>	
<b>Parametri calcolati</b>	
Area di calcestruzzo	Ac = 3,000.00 cm²
Percentuale di armatura disposta	ρ = 0.2 %

Analizzando l'output grafico delle azioni taglianti si evidenzia che sono presenti dei picchi di forze negli elementi adiacenti ai nodi dove sono stati puntualmente applicati i carichi di vento e sisma. Si ritiene che tali forze siano risultato dell'elaborazione da parte del software di calcolo e che non rispecchino le reali forze che si generano all'interno dell'elemento strutturale. L'entità reale delle forze in gioco si ritiene essere ai 30 kN, come indicato dal colore verde nelle schermate di output, ed è con questi valori di azione tagliante sollecitante che si esegue la verifica, il cui esito indica che non è necessario disporre dedicata armatura a taglio, la sezione di calcestruzzo è adeguata a garantire la necessaria resistenza all'elemento.

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018**

**Caratteristiche dei materiali**

$f_{ck}$		MPa	32	
$\alpha_{cc}$			0.85	
$\gamma_c$			1.5	
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13	$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
$\gamma_s$			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	$f_{yd} / \gamma_s$

**Caratteristiche della sezione resistente**

$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	30	
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100	
$h$	altezza totale della sezione	cm	30	
$c$	copriferro netto	cm	4.8	
$d$	altezza utile della sezione	cm	25.2	$h - c$
$d^*$		cm	22.68	$0.9 d$
$k$			1.891	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sI}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	5.65	
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0019	
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	0	
$s$	spaziatura staffe	cm	0	

**Controllo necessità di armatura a taglio**

$V_{Rdc1}$		kN	104.06	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc2}$		kN	129.73	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	129.73	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	non è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} > V_{Ed}$			

## 13.0 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 13.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

#### 13.1.1. CABINA DI CONSEGNA + UTENTE

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento per le combinazioni SLU ed SLV.

Combinazione SLU:

Si fa riferimento ai coefficienti propri della colonna (EQU) 6.2.I.

In tale verifica si considerano come carichi variabili i carichi da vento.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLU		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	3.5 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	14 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	367.5 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	642 kN
<b>Q</b>	Carichi variabili	12.5 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	0.9
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	0.8
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale carichi variabili	1.5
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	330.75 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	513.6 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	18.75 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	39 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	1478 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	38
<b>c.s &gt; 1 VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Combinazione SLV:

Nella verifica si è considerato il caso di azione sismica prevalente agente lungo la direzione Y, parallela al lato corto della platea.

<b>VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE</b>		
<b>Ribaltamento - Combinazione SLV</b>		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	3.5 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	14 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	367.5 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	642 kN
<b>E</b>	Azione sismica	100 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	1.0
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	1.0
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale azione sismica	1.0
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	367.5 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	642 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	100 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	150 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	1767 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	11.8
<b>c.s &gt; 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>	

### 13.1.1. CABINA DI TRASFORMAZIONE

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento per le combinazioni SLU ed SLV.

#### Combinazione SLU:

Si fa riferimento ai coefficienti propri della colonna (EQU) 6.2.I.

In tale verifica si considerano come carichi variabili i carichi da vento.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLU		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	2.7 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	6.3 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	127.575 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	150 kN
<b>Q</b>	Carichi variabili	5.14 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	0.9
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	0.8
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale carichi variabili	1.5
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	114.8175 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	120 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	7.71 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	10 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	317 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	32
<b>c.s &gt; 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>	

Combinazione SLV:

Nella verifica si è considerato il caso di azione sismica prevalente agente lungo la direzione Y, parallela al lato corto della platea.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLV		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	2.7 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	6.3 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	127.575 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	150 kN
<b>E</b>	Azione sismica	122 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	1.0
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	1.0
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale azione sismica	1.0
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	127.575 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	150 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	122 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	158.6 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	375 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	2.4
<b>c.s &gt; 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>	

### 13.1.2. CABINA SCADA

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento per le combinazioni SLU ed SLV.

#### Combinazione SLU:

Si fa riferimento ai coefficienti propri della colonna (EQU) 6.2.I.

In tale verifica si considerano come carichi variabili i carichi da vento.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLU		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	3 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	7 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	157.5 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	150 kN
<b>Q</b>	Carichi variabili	5.14 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	0.9
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	0.8
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale carichi variabili	1.5
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	141.75 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	120 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	7.71 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	10 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	393 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	39
<b>c.s &gt; 1 VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Combinazione SLV:

Nella verifica si è considerato il caso di azione sismica prevalente agente lungo la direzione Y, parallela al lato corto della platea.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLV		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	3 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	7 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	157.5 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	150 kN
<b>E</b>	Azione sismica	48.2 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	1.0
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	1.0
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale azione sismica	1.0
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	157.5 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	150 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	48.2 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	62.66 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	461 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	7.4
<b>c.s &gt; 1</b>		
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

## 14.0 CONCLUSIONI

Il presente elaborato riporta i calcoli preliminari dei basamento di fondazione dei cabinetti di impianto. Il pre-dimensionamento delle opere è stato effettuato considerando carichi usuali per la tipologia di opera in esame e i parametri geotecnici di progetto sulla base di quanto riportato nell'elaborato "GRE.EEC.R.00.IT.P.18314.00.016.00-Relazione idrogeologica, geologica e geotecnica".

I valori dei cedimenti calcolati preliminarmente, sono risultati tali da non compromettere la funzionalità dell'impianto durante la sua fase operativa.

Tali indicazioni dovranno essere oggetto di futura revisione in fase esecutiva, quando saranno fornite le esatte tipologie di cabinetti ed apparecchiature elettriche che l'appaltatore intende proporre ad EGP, nonché e quando saranno note le effettive stratigrafie di sito ed i relativi parametri geotecnici.