

REGIONE SICILIA

Libero Consorzio Comunale di Enna

COMUNE DI PIAZZA ARMERINA



01	EMISSIONE PER ENTI ESTERNI	22/12/23	FURNARI G.	LO PRESTI I.	DI MARI C.
00	EMISSIONE PER COMMENTI	07/12/23	FURNARI G.	LO PRESTI I.	DI MARI C.
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROL.	APPROV.

Committente:

DS ITALIA 9 S.r.l.

Via del Plebiscito, 112, 00186 ROMA (RM)
Partiva I.V.A. 16380491007 – P.E.C.: dsitalia9@legalmail.it

DSIT9

DVP SOLAR
EVERWOOD GROUP

Società di Progettazione:



Ingegneria & Innovazione

Via Jonica, 16 – Loc. Belvedere 96100 Siracusa (SR) Tel. 0931.1663409
Web: www.antexgroup.it e-mail: info@antexgroup.it

Progetto:

IMPIANTO FOTOVOLTAICO “PIAZZA ARMERINA”

Progettista/Resp. Tecnico:

Dott. Ing. Antonino Signorello
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Catania
n° 6105 sez. A

Elaborato:

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E FONDAZIONI

Scala:

NA

Nome DIS/FILE:

C22006S05-PD-RT-04-01

Allegato:

1/1

F.to:

A4

Livello:

DEFINITIVO

*Il presente documento è di proprietà della ANTEX GROUP srl.
È vietato la comunicazione a terzi o la riproduzione senza il permesso scritto della suddetta.
La società tutela i propri diritti a rigore di Legge.*



INDICE

Premessa	3
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
1 - TERRENO DI FONDAZIONE	5
2 - PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	7
3- VERIFICA DELLA FONDAZIONE STRUTTURA DI SUPPORTO PV	9

Premessa

Per conto della società proponente, DS Italia 9 S.r.l., la società Antex Group S.r.l. ha redatto il progetto definitivo relativo alla realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte solare, denominato **Impianto Agrivoltaico "Piazza Armerina"** da realizzarsi nel territorio del Comune di Piazza Armerina, appartenente al Libero Consorzio Comunale di Enna. Il progetto prevede l'installazione di n. 80.108 moduli fotovoltaici da 690 Wp ciascuno, su strutture fisse, per una potenza complessiva pari a 55.274 kWp. Tutta l'energia elettrica prodotta verrà ceduta alla rete elettrica nazionale tramite la posa di un cavidotto interrato su strade esistenti e la realizzazione di una nuova cabina utente per la consegna collegata in antenna a 36 kV con una nuova stazione di trasformazione a 150/36 kV della RTN da inserire in entrata - esce sulla linea RTN a 150 kV "Nicoletti - Valguarnera", che dovrà essere collegata, tramite due nuovi elettrodotti RTN a 150 kV, con una futura SE RTN 380/150 kV da inserire sul futuro elettrodotto RTN a 380 kV "Chiamonte Gulfi -Ciminna" previsto nel Piano di Sviluppo Terna.

Le attività di progettazione definitiva e di studio di impatto ambientale sono state sviluppate dalla società di ingegneria Antex Group Srl. Antex Group Srl è una società che fornisce servizi globali di consulenza e management ad Aziende private ed Enti pubblici che intendono realizzare opere ed investimenti su scala nazionale ed internazionale.

È costituita da selezionati e qualificati professionisti uniti dalla comune esperienza professionale nell'ambito delle consulenze ingegneristiche, tecniche, ambientali, gestionali, legali e di finanza agevolata e pone a fondamento delle attività, quale elemento essenziale della propria esistenza come unità economica organizzata ed a garanzia di un futuro sviluppo, i principi della qualità, come espressi dalle norme ISO 9001, ISO 14001 e OHSAS 18001 nelle loro ultime edizioni.

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione tratta il dimensionamento delle platee di fondazione su cui verranno posizionate le cabine sottocampo, la cabina di centrale e la cabina utente per la consegna centrale del comune di Piazza Armerina (EN).

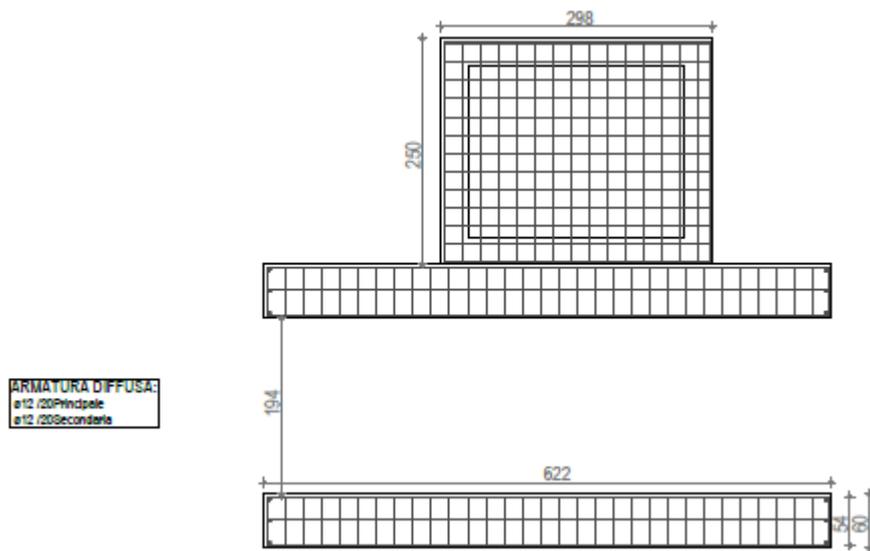
La cabina sottocampo presenta una pianta rettangolare 6,10x2,46m poggiandosi su una fondazione costituita da due travi da 6,22x0,6x0,6m equidistanti a 1,94m, nella quale si accosta una vasca in pianta 2,50x2,98m con platea e muri spessore da 30cm, raggiungendo una profondità di 1,31m rispetto al muro di

contenimento. Sulla vasca viene posizionato il tappo in cls. Prefabbricato, essa è collegata con una condotta di scolo dell'olio del trasformatore.

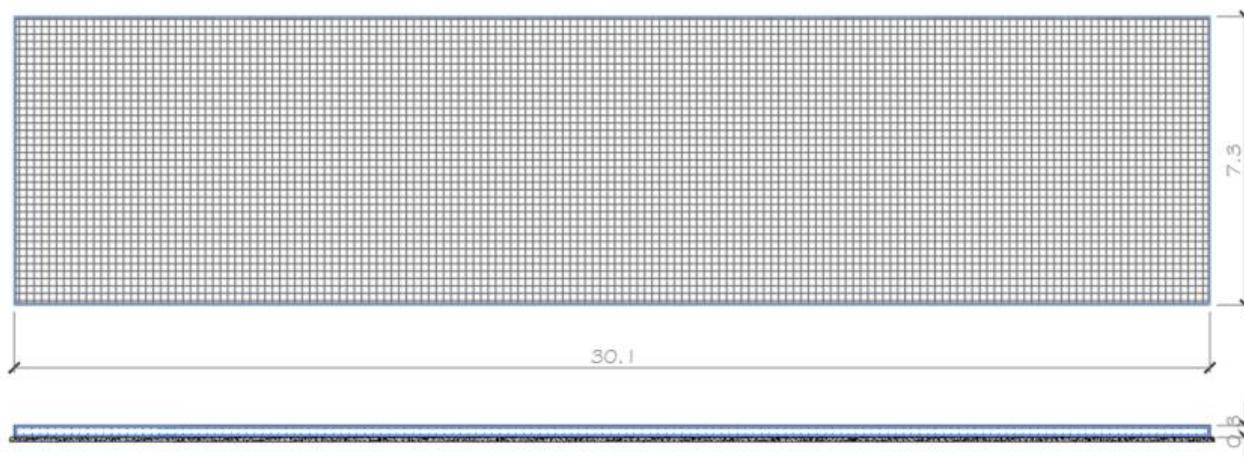
La platea della cabina di centrale presenta una pianta rettangolare 29,50x6,70m, una platea da 30,10x7,30m dello spessore di 30cm, su cui viene posata la vasca di smistamento dei cavi prefabbricata e la relativa cabina.

La platea della cabina di consegna con platea 7,26x2,86m spessore 30cm permettendo di installare una cabina prefabbricata delle dimensioni di 7,10x2,48m.

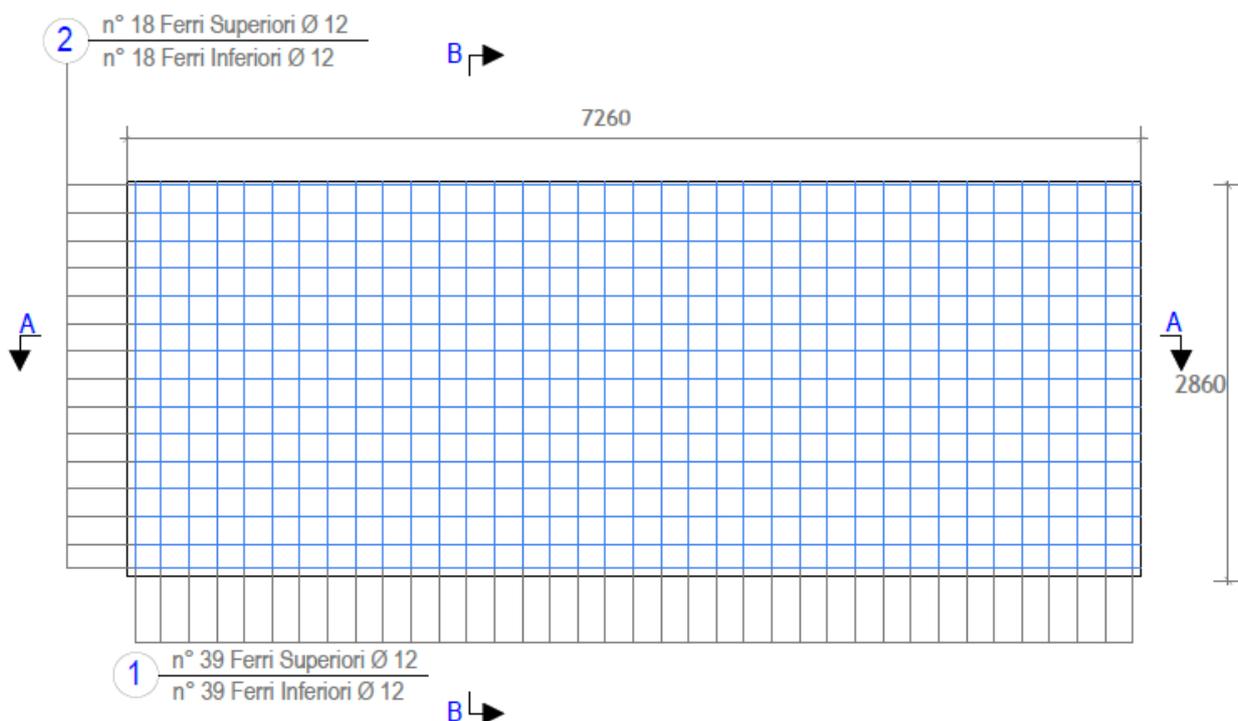
Si riporta sotto la struttura della platea cabina sottocampo:



Si riporta sotto la struttura della platea cabina centrale:



Si riporta sotto la struttura della platea cabina per la consegna:



1 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{s,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

2 - PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

2.1 Verifiche di Resistenza

2.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

	IMPIANTO FOTOVOLTAICO "PIAZZA ARMERINA" RELAZIONE SULLE STRUTTURE E FONDAZIONI	 Ingegneria & Innovazione		
		22/12/23	REV: 1	Pag.8

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

2.1.1.1 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

2.2 Gerarchia delle Resistenze

2.2.1 Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018. Più in particolare:

2.2.2 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei "Tabulati di calcolo".

2.3 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 4** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

2.4 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltretché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

TERRENO

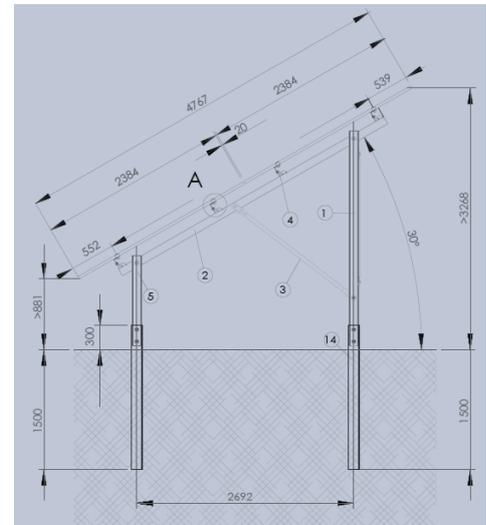
$\gamma =$	1.80 - 2.00	kN/m ³	Peso di volume naturale
$\varphi' =$	24 - 32	°	Angolo di attrito
$C' =$	2 - 4	kPa	Coesione
$E =$	200 - 400	kPa	Modulo di elasticità

Tutte le precedenti informazioni devono essere confermate in fase esecutiva da dati ottenuti da indagini geognostiche, ottenendo così parametri geotecnici reali.

3- VERIFICA DELLA FONDAZIONE STRUTTURA DI SUPPORTO PV

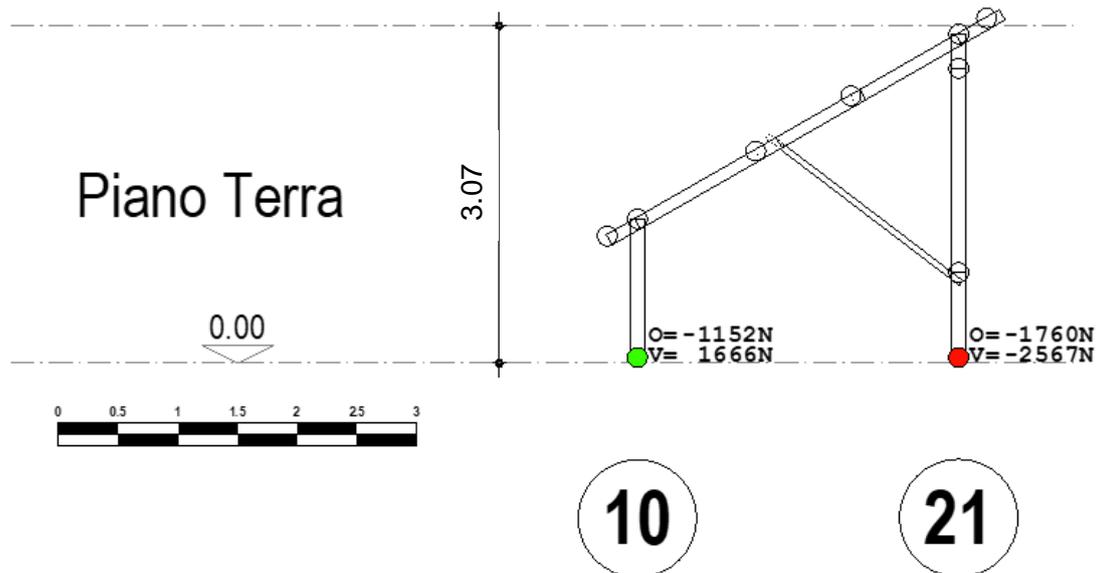
3.1 Descrizione della fondazione

La struttura di supporto dei Pannelli fotovoltaici viene collegata tramite due bulloni a profili IPE140 A S235 che vengono infissati per circa 1,5m nel terreno, senza nessun uso di conglomerati.
 Dall'analisi dei carichi, secondo l'azione del vento il telaio che assorbe più trazione risulta essere il 10-21.



Telaio 10-21

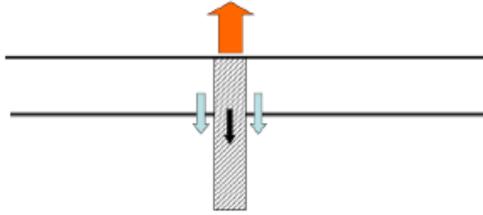
REAZIONI VINCOLARI



3.2 Verifica allo sfilamento analitico con azioni a trazione

Dai dati geologici e dell'azione a trazione determinata, si esegue la verifica allo sfilamento del palo di infissione "IPE 140A S235" fondazione della struttura metallica di supporto ai pannelli fotovoltaici:

VERIFICA A TRAZIONE PALI ACCIAIO



Resistenza caratteristica a trazione ($R_{t,k}$) da:

- Prove di carico statico su pali pilota
- Metodi analitici (ϕ_d , c_{od} , prove in sito)

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

VALORI DI γ_R per pali sollecitati a trazione

	INFISSI			TRIVELLATI			ELICA CONTINUA		
Trazione	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
laterale	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25

SLU CARICO LIMITE VERTICALE DA METODI ANALITICI

$$R_{c,d} = R_{c,k,base} / \gamma_{R,base} + R_{c,k,lat} / \gamma_{R,lat}$$

Approccio 1

Combinazione 1

$$A1 + M1 + R1$$

Combinazione 2

$$A2 + (M1)^* + R2$$

	Infissi			Trivellati			Elica continua		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30
Laterale	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15

Approccio 2

Unica combinazione

$$A1 + M1 + R3^{**}$$

Solo per pali infissi il coefficiente γ_R è lo stesso per resistenza base e resistenza laterale

$$R_{c,d} = (R_{c,k,base} + R_{c,k,lat}) / \gamma_R$$

PROFILO	DATI			
IPE140	Altezza di Infissione (m)	Peso Profilo (kN/m)	Perimetro Profilo (m)	Superficie Laterale (mq)
	1,5	0,1051	0,34	0,51

DATI CALCOLO		
Peso Tereno (kN/mc)	Peso P.per lunghezza (kN)	Azione in trazione (kN)
1,85	0,15765	1,7

RESISTENZA LATERALE - metodo Tomlinson

$$Q_s = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) A_l f_w$$

dove:

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale;

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

α = coefficiente empirico d'aderenza che dipende dal tipo di terreno, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità...si ricava da relazioni empiriche, esistono diverse in letteratura.

Al (mq)	fw	c	σ	K	δ	α	φ
0,51	1	0	1,85	1,428183	23,33333	1	35

Si è assunto:

$K=1 - \text{sen}\varphi$

$\delta=2/3\varphi$

Rtk 5,7912 kN

Approccio 1	2,05235
Approccio 2	2,39235

Valore Caratteristico	3,4065833
Rd(R2)	2,1291146
Rd(R3)	2,7252667

> **2,05235** VERIFICA

> **2,39235** VERIFICA

LUNGHEZZA INFISSIONE (m) **1,5**

L'Associazione Geotecnica Italiana suggerisce di assumere per α i valori indicati in Tabella

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

Tabella 17.6: Valori di K e di $\tan\delta$ per pali di medio diametro in terreno incoerente

Tipo di palo	Valori di K		Valori di $\tan\delta$	
	per stato di addensamento sciolto	denso		
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi^*)$
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	
trivellato	0.4	0.5	$\tan\phi^*$	
trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi^*$	

Un caso semplice quello di un terreno delimitato da una superficie orizzontale: in tale situazione:

- ogni sezione verticale può considerarsi di simmetria, non esistono sui piani verticali ed orizzontali tensioni tangenziali;
- le tensioni verticale σ_v e orizzontali σ_h sono tensioni principali;
- la tensione verticale totale σ_v alla generica profondità z è data semplicemente, nel caso di terreno omogeneo con peso unitario totale pari a γ , dalla relazione:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

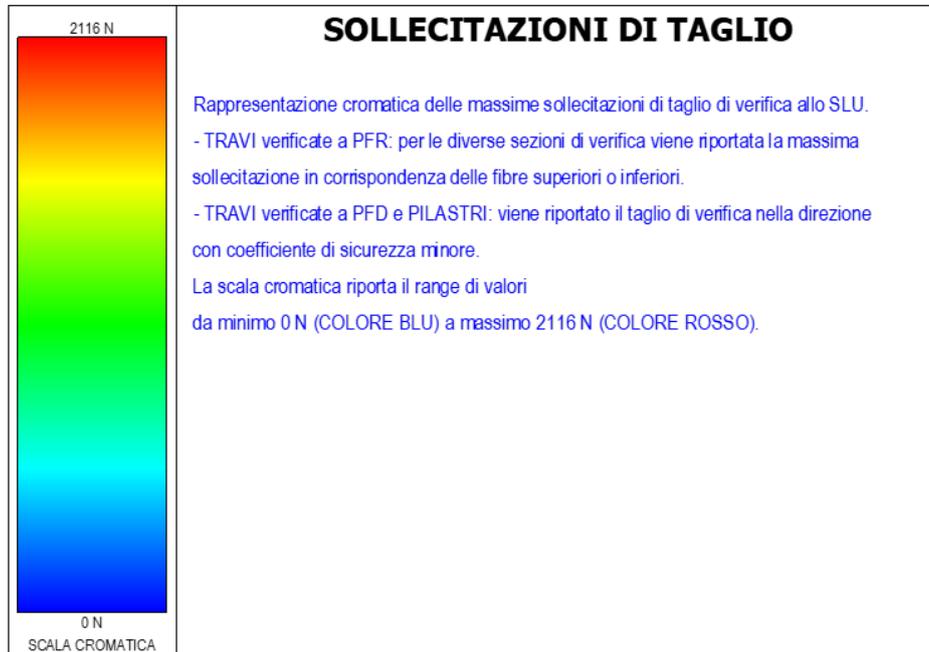
e, nel caso di terreno stratificato:

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot z_i$$

- la tensione verticale efficace σ'_v si calcola, note le condizioni di falda e perciò noto il valore della pressione dell'acqua u_v , dalla seguente relazione:

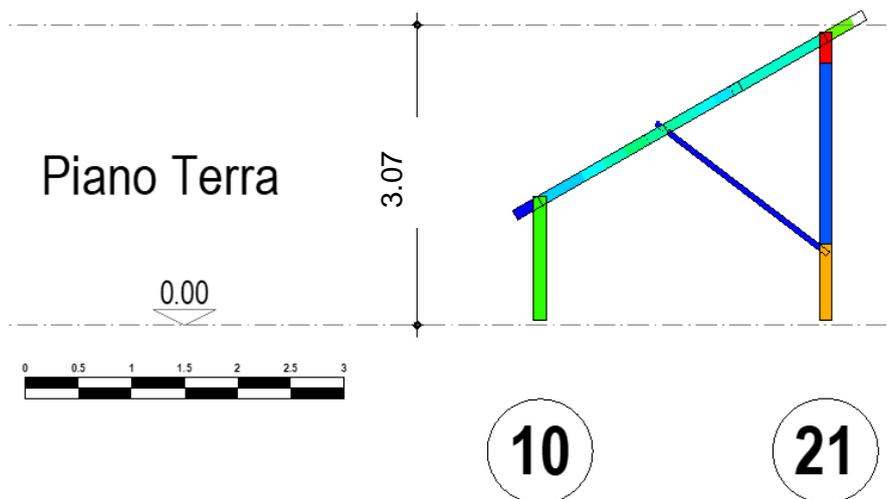
$$\sigma'_v = \sigma_v - u_v$$

3.3 Verifica allo sfilamento analitico con azioni a taglio



Telaio 10-21

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



VERIFICA DEI PALI DI SUPPORTO:

VERIFICA DI STABILITA':

DATI:

Peso specifico terreno $\gamma = 1850$ daN²/m³

Angolo di attrito terreno $\varphi = 35^\circ$

Coesione o Cementificazione $c = 0,1$ daN/cm²

Coef. Spinta passiva $k_p = 3,69$

Coef. sicurezza $\eta = 1,00$

$k_p' = k_p/\eta = 3,69$

Diametro del palo $d = 0,14$ m

Profondità di Infissione $h = 1,50$ m

Forza applicata al palo $F = 212$ daN

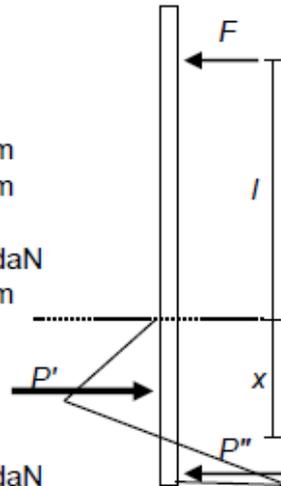
Altezza di appl. fuori terra $l = 2,70$ m

RISULTATI:

Profondità centro di rotazione $x = 0,98$

Forza resistente a valle $P' = 1515$ daN

Forza resistente a monte $P'' = 1303$ daN



Equilibrio alla rotazione rispetto al centro di rotazione:

Momento di $F = F(l+x) = 780,3$ daNm

Momento di $P' = P' x/2 = 742,8$ daNm

Momento di $P'' = P''(h-x)2/3 = 450,9$

Verifica: $(M_{p'} + M_{p''}) / M_F = 1,53 > 1,5$

VERIFICA DI RESISTENZA:

Momento massimo $M = 607$ daNm

Modulo di resistenza $W = 269$ cm³

Tensione massima a flessione = 225 daN/cm² < Tens. Amm.le