



# CITTA' DI VILLALBA

REGIONE SICILIA

## IMPIANTO AGROVOLTAICO "VILLALBA"

della potenza di 40,00 MW in immissione e 41,12 MW in DC

### PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:



**Theia srl**

THEIA s.r.l.  
Via V. Gioberti, 11  
76123 Andria (BT)  
P.IVA: 08422280720  
Tel: +39 0883 553714  
Email pec: theia\_srl@pec.it

PROGETTAZIONE:



TÈKNE srl  
Via Vincenzo Gioberti, 11 - 76123 ANDRIA  
Tel +39 0883 553714 - 552841 - Fax +39 0883 552915  
www.gruppotekne.it e-mail: contatti@gruppotekne.it



PROGETTISTA:

Dott. Ing. Renato Pertuso  
(Direttore Tecnico)

LEGALE RAPPRESENTANTE:  
dott. Renato Mansi



**TEKNE** srl  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA  
IL PRESIDENTE  
Dott. RENATO MANSI

# PD

PROGETTO DEFINITIVO

## CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

Tavola: **RE04.2**

Filename:

TKA616-PD-RE04.2-CalcoliPreliminariStrutture-F0.doc

Data 1°emissione:

Dicembre 2021

Redatto:

E.PASTORE

Verificato:

G.PERTOSO

Approvato:

R.PERTUSO

Scala:

Protocollo Tekne:

n° revisione

1  
2  
3  
4

TKA616

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>3</b>
<b>3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO</b>	<b>4</b>
3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	4
3.2. CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA	7
3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	8
1.1. VERIFICA DI STABILITÀ DEL PENDIO	11
1.2. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	11
<b>4. CARICHI AGENTI</b>	<b>12</b>
1.3. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	12
1.4. AZIONE DEL VENTO	13
1.5. CARICO NEVE	14
1.6. AZIONE SISMICA	15
1.7. COMBINAZIONI DI CARICO	16
<b>5. ANALISI DELLA STRUTTURA</b>	<b>17</b>
1.8. RISULTATI ANALISI	17
1.9. CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO	19
5.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO	22
<b>6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO</b>	<b>24</b>
<b>7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI</b>	<b>26</b>
<b>8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI</b>	<b>27</b>
<b>9. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE</b>	<b>29</b>
<b>10. CONCLUSIONI</b>	<b>29</b>

## 1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione saranno descritte le principali opere edili e le rispettive opere di fondazione che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltaiico denominato "Villalba" presso il Comune di Villalba (CL), in particolare le opere riguardanti le recinzioni, le cabine prefabbricate e le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici.

Il futuro impianto agrovoltaiico sarà ubicato in un contesto collinare a sud-est del Comune di Villalba (CL) in un terreno ricadente in zona agricola "E", nei pressi della contrada denominata "Centosalme". L'area di progetto è catastalmente individuata al Foglio 58 p.lle 199, 205, 52, 64, 6, 10, 11, 30, 51, 70, 72, 78, 213, 216, 103, 48;

L'area di progetto è facilmente raggiungibile dal Comune di Villalba, attraverso la Strada Provinciale 30 e la Strada Statale Catanese SS121. La superficie lorda dell'area di intervento è di ha 58,00 circa. L'area oggetto di realizzazione del parco fotovoltaico si trova ad un'altitudine media di m 400 s.l.m. e le coordinate geografiche, nel sistema WGS84 sono nell'intorno delle seguenti coordinate:

- latitudine: 37°37'21.69" N
- longitudine: 13°53'10.77" E

L'impianto è costituito da 9 lotti, così come rappresentati dall'elaborato grafico AR05.

L'elaborato in oggetto è parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto fotovoltaico ed è stato redatto ai sensi:

- dell'Art. 27 bis del D. lgs. 152/2006 riguardante il PUA (Procedimento Unico Ambientale);
- delle Linee guida del Ministero dello sviluppo economico - D.M. 10-9-2010 - Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili;
- del Regolamento Edilizio del Comune di Villalba e delle relative Norme Igienico Sanitarie.

Le soluzioni tecniche adottate per le fondazioni del parco fotovoltaico e delle relative recinzioni non prevedono in alcun modo opere in conglomerato cementizio gettato in opera. Tutte le fondazioni saranno costituite da pali in acciaio battuti e/o trivellati, mentre le cabine prefabbricate disporranno di opportune basi di appoggio prefabbricate semplicemente poggiate su terreno protetto da geotessuto.

Ulteriori informazioni relative a strutture e fondazioni sono consultabili negli elaborati *RE04.2-Calcoli preliminari delle strutture, IE04-Cabine di campo e di raccolta, AR06-Strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici e recinzione.*

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge 29 luglio 2021, n. 108** – “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 31 maggio 2021, n. 77, recante governance del Piano nazionale di ripresa e resilienza e prime misure di rafforzamento delle strutture amministrative e di accelerazione e snellimento delle procedure.”
- **Decreto legislativo 152/06, art. 27**, Procedimento Unico Ambientale e s.m.i.
- **Decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50** Codice dei contratti pubblici - (G.U. n. 91 del 19 aprile 2016);
- **D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207** - Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE» - (G.U. n. 288 del 10 dicembre 2010);
- **Ministero dello sviluppo economico - D.M. 10-9-2010** - Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili. Pubblicato nella Gazz. Uff. 18 settembre 2010, n. 219.
- **Decreto legislativo 29 dicembre 2003, n. 387** – “Attuazione della direttiva 2001/77/Ce relativa alla promozione dell’energia elettrica prodotta da fonti energetiche nel mercato dell’elettricità”.
- Regolamento Edilizio e Norme Igienico Sanitarie in vigore;
- **D.M. Infrastrutture 17/1/2018** – “Norme Tecniche per le costruzioni” – pubblicato su S.O. n°8 alla G.U. 20/2/2018, n°42;
- **Circolare 21/1/2019 n°7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 – pubblicato su S.O. n°5 della G.U. 11/2/2019 n°35.

### 3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

Prima di procedere al predimensionamento dei pali di fondazione per le strutture di supporto delle strutture fotovoltaiche, dei pesi propri, dei carichi agenti (vento, neve, azioni sismiche) è necessario caratterizzare l'area di intervento, al fine di utilizzare correttamente tutti i parametri e i coefficienti previsti dalla normativa.

#### 3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

L'area in esame ricadente nel Foglio 267 "Canicatti" della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), è ubicata nella zona meridionale del bacino di Caltanissetta, caratterizzato da un accumulo di sedimenti di età compresa tra il Miocene e il Quaternario. La sua evoluzione tettonico-sedimentaria è stata studiata nel dettaglio in relazione anche alla variazione del livello eustatico messiniano del Mar Mediterraneo (Catalano et alii, 2013).

Tale bacino è stato inoltre oggetto d'interesse per la presenza di depositi evaporitici sfruttabili economicamente. I suddetti depositi neogenico-quadernari appartengono all'avanfossa siciliana (Nigro & Renda, 2000; Grasso & Bulter, 1991) i cui sedimenti sono distribuiti lungo fasce isopiche che caratterizzano l'andamento del vecchio margine esterno e delle zone depocentrali del bacino di sedimentazione, ricoprendo la catena magrebide-appenninica, caratterizzata da pieghe e thrust Sud vergenti.

Il fronte della catena ("Gela frontal thrust") coincide con il limite Sud-orientale del bacino di Caltanissetta, mentre il plateau dei Monti Iblei rappresenta la zona di avampaese. Verso N-NE il bacino è delimitato da unità tettoniche più interne della catena e geometricamente più elevate: Unità Peloritane e Sicilidi. Queste ultime sovrascorrono sulle più esterne unità siculo-magrebidi, che affiorano estesamente nella Sicilia centro-occidentale. Il sito di intervento è caratterizzato in affioramento da depositi arenacei più o meno cementati e da depositi argillosi entrambi di età Miocenica.

In generale questo contesto abbraccia gran parte della Sicilia centro/occidentale; la natura geologica dei luoghi, oggetto di studio, consente agli agenti atmosferici una modellazione grossomodo uniforme del paesaggio con la formazione di colline dalle forme dolci e arrotondate.

In dettaglio, nel sito esaminato si rinvencono n° 3 litologie differenti: si tratta in parte di depositi sedimentari miocenici e in parte di depositi fluviali del quaternario, in particolare:

- **a:** Alluvioni fluviali. Sabbie, ghiaie ed argille (*Età Quaternario*)
- **m3:** Argille sabbiose con gesso e lenti di salgemma (*Età Miocene*)

- **m3a:** Arenarie più o meno cementate, associate a **m3** (*Età Miocene*)

Per meglio comprendere gli spessori delle coperture, rinvenuti sui diversi lotti di terreno esaminati, sono state prodotte n° 2 sezioni Geo-litologiche in scala 1:6.000 in cui si evidenziano gli importanti spessori dei terreni in loco.

All'interno del sito, in corrispondenza dei punti in cui sono riportate in affioramento le *Arenarie più o meno cementate*, è possibile imbattersi in dei clasti sparsi lungo i versanti derivanti dalla disgregazione di lembi più cementati di arenarie causata sia dall'azione naturale di erosione che da attività antropica.

***Da sopralluogo effettuato non si segnalano criticità o situazione di precaria stabilità per quanto riguarda il perimetro delle recinzioni impianto. Esterna all'area impianto si segnala un piccolo movimento franoso circoscritto che interessa la copertura superficiale dei depositi sedimentari presenti in loco.***

Sulla base delle indagini effettuate, dalla consultazione di carte tematiche e di referti bibliografici sui litotipi affioranti, è stato possibile produrre il seguente Modello Geologico del sito in esame.

- Terreno di copertura con spessore di circa 1 m;
- Depositi sedimentari miocenici poco consistenti, di natura arenaceo/argilloso con spessori intorno ai 5 m
- Depositi sedimentari miocenici mediamente consistenti, a partire da circa 6 m dal p.c.

Il modello geotecnico che qui si propone è un compendio di tutte le prove e le indagini storiche esaminate oltre che delle risultanze di quelle eseguite ex novo in situ. Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici che meglio caratterizzano i terreni in loco.

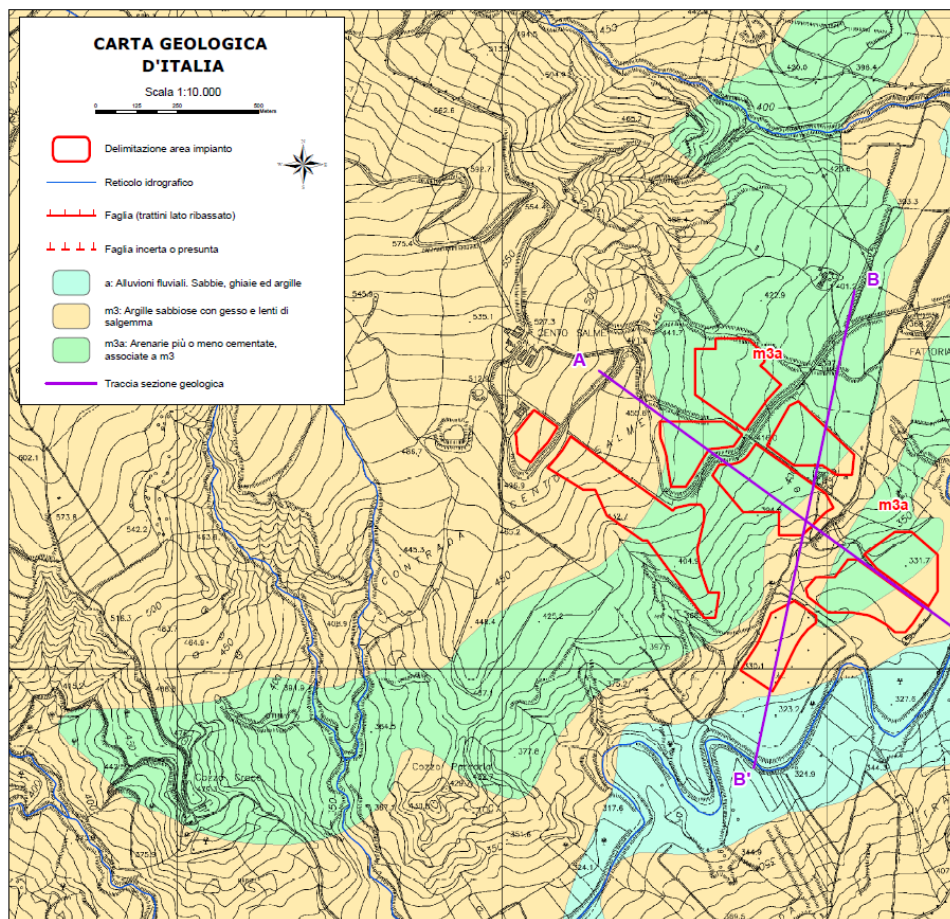
<b>Strato</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math></b>
	<b>Picco</b>	<b>Picco</b>	<b>(t/m<sup>3</sup>)</b>
<b>Terreno di copertura</b>	20 – 22	0,1 – 0,3	1,50 - 1,65
<b>Depositi sedimentari arenacei/argillosi poco consistenti</b>	23 - 26	0,2 – 0,4	1,65 - 1,85
<b>Depositi sedimentari arenacei/argillosi mediamente consistenti</b>	27 - 29	0,4 – 0,5	1,85 - 2,00

Le indagini hanno fornito un valore sperimentale medio tale da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla CATEGORIA "C" in base alla nuova definizione fornita dal D.M. del 17 gennaio 2018. Di seguito (Tabella 1) sono riportate le caratteristiche geotecniche del materiale del substrato.

$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	15,00
$\phi$	[°]	23
$\delta$	[°]	15
<b>C</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	3,9
<b>Kp</b>	[/]	2,28

Tabella 1: parametri geotecnici dell'area in esame.

I parametri geotecnici riportati in precedenza rappresentano un'assunzione fatta a favore di sicurezza, dal momento che tali parametri sono destinati a crescere con la profondità.



### 3.2. CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA

Dall'analisi del posizionamento geografico e sulla base della Normativa Tecnica a disposizione (NTC 2018) sono state definite:

- *Macrozonazione eolica*: il sito è posizionato in zona 4, a cui corrispondono i parametri di velocità ed altezza di riferimento riportati di seguito (Tabella 2).

<b>Zona</b>	[/]	4
<b>V<sub>b,0</sub></b>	[m/s]	28,00
<b>a<sub>0</sub></b>	[m]	500
<b>k<sub>s</sub></b>	[1/s]	0,36

Tabella 2: parametri di macrozonazione eolica.

- *Microzonazione*: è stato possibile determinare il collocamento dell'area d'interesse in classe di rugosità "D" con categoria di esposizione "II". Da ciò scaturiscono i parametri (Tabella 3) utili al calcolo della pressione cinetica e dell'azione statica equivalente.

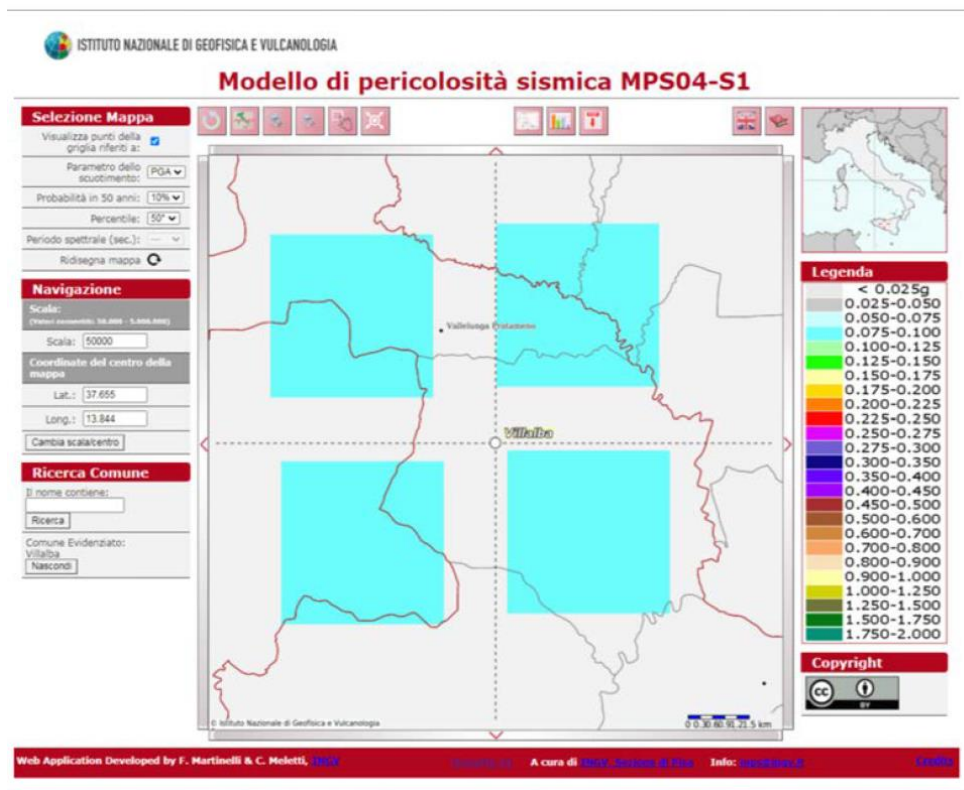
<b>altezza s.l.m.</b>	[m]	450
<b>Classe di rugosità</b>	[/]	D
<b>Categoria di esposizione</b>	[/]	II
<b>k<sub>r</sub></b>	[/]	0,19
<b>z<sub>0</sub></b>	[m]	0,05
<b>z<sub>min</sub></b>	[m]	4
<b>c<sub>t</sub></b>	[/]	1
<b>c<sub>e</sub></b>	[/]	1,8
<b>c<sub>p</sub>(α)</b>	[/]	1
<b>c<sub>d</sub></b>	[/]	1

Tabella 3: parametri di microzonazione eolica.



### 3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA


Sulla base della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, il territorio in questione si colloca in un'area in cui si possono verificare valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni, compresi tra 0.05 e 0.15  $a_g/g$ . Si riporta il risultato della consultazione tramite il sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> della mappa probabilistica della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa su una griglia regolare a passo  $0.02^\circ$ , relativamente al parametro dello scuotimento rappresentato da  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima del suolo).



**Stralcio della mappa interattiva di pericolosità sismica del territorio di Villalba. I punti visualizzati si riferiscono a: parametro dello scuotimento  $a(g)$ ; probabilità di superamento del 10% in 50 anni.**

In base alle prospezioni sismiche effettuate, e alla profondità del piano di posa delle fondazioni, è scaturito un valore di  $V_{seq}$  di 268.26 (m/s) per la masw M1 e di 289.32 (m/s) per la masw M2, pertanto, il terreno interessato può essere classificato come di **Categoria C**.

Categorie	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Deposit</i> <b> 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.</b>
D	<i>Deposit</i> <b> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</b>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

<i>zona sismica</i>	<i>Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]</i>	<i>Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]</i>
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
 3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Il comportamento della struttura è stato ipotizzato non dissipativo, pertanto è stato assunto un fattore di comportamento  $q = 1,00$ . Mentre per quanto riguarda la componente verticale del moto, visti i carichi in gioco trascurabili e la leggerezza della struttura, essa è stata trascurata.

Di seguito (*Tabella 4*) sono riportati i parametri per la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  per lo Stato Limite di Collasso.

<b>P<sub>VR</sub></b>	[%]	5
<b>V<sub>N</sub></b>	[anni]	50
<b>C<sub>u</sub></b>	[/]	0,7
<b>V<sub>R</sub></b>	[anni]	35

<b>A<sub>g</sub>/g</b>	<i>[m/s<sup>2</sup>]</i>	0,087
<b>F<sub>0</sub></b>	<i>[/]</i>	2,61
<b>T*<sub>c</sub></b>	<i>[/]</i>	0,397
<b>Cat. Sottosuolo</b>	<i>[/]</i>	C
<b>S<sub>s</sub></b>	<i>[/]</i>	1,50
<b>S<sub>T</sub></b>	<i>[/]</i>	1,00
<b>C<sub>c</sub></b>	<i>[/]</i>	1,427
<b>η</b>	<i>[/]</i>	1,00
<b>q</b>	<i>[/]</i>	1,00

*Tabella 4: parametri sismici per lo Stato Limite di Collasso.*

I periodi di riferimento utili per il tracciamento degli spettri di accelerazione in componente orizzontale sono riportati di seguito (*Tabella 5*). Noti i parametri sismici e conoscendo il periodo proprio della struttura in esame, è possibile calcolare la sollecitazione sismica.

<b>T<sub>b</sub></b>	<i>[s]</i>	0,189
<b>T<sub>c</sub></b>	<i>[s]</i>	0,566
<b>T<sub>d</sub></b>	<i>[s]</i>	1,948

*Tabella 5: periodi di riferimento per il tracciamento dello spettro di risposta in termini di accelerazione espresso per la componente orizzontale allo Stato Limite di Collasso (SLC).*

## **1.1. VERIFICA DI STABILITA' DEL PENDIO**

Ricordando quanto detto nel paragrafo caratteristiche geomorfologiche al quale si rimanda esplicitamente, essendo il versante in esame assoggettato alla categoria topografica T1 con pendenze medie inferiori ai 15° e generalmente favorevoli alla stabilità, non si è ritenuto necessario eseguire specifiche verifiche di stabilità dei pendii in quanto queste avrebbero fatto registrare valori del coefficiente di sicurezza decisamente superiori ai minimi previsti dalla normativa vigente.

## **1.2. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE**

Nel caso dell'area in esame non si ritiene possano sussistere le condizioni per il verificarsi del fenomeno di liquefazione sia per la grande componente coesiva argillosa che caratterizza gran parte dei terreni in loco, che per la soggiacenza della falda a profondità decisamente maggiori di 15 m dal piano campagna. In definitiva, si può asserire che il rischio per l'area interessata dall'intervento è sostanzialmente basso e potenzialmente rappresentato dall'innesco di piccoli movimenti franosi della copertura presente in loco a seguito di eventi meteorici intensi. Per scongiurare questa eventualità, si raccomanda di rendere efficace il controllo, la regimazione ed il disciplinamento delle acque di ruscellamento superficiale e d'infiltrazione, mediante specifiche opere di presidio idraulico (vespai, canalizzazioni, ecc) da estendere adeguatamente attorno all'area d'interesse, con il loro recapito fino agli elementi naturali e/o artificiali più vicini e sicuri.

## 4. CARICHI AGENTI

Sulla base della caratterizzazione dell'area di interesse è possibile procedere all'individuazione dei carichi agenti sulla struttura e delle relative combinazioni utili per l'analisi strutturale. Anzitutto è importante analizzare le singole componenti che compongono la struttura in modo da calcolare il peso complessivo della stessa.

### 1.3. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema a vela fissa, di dimensioni in pianta pari a 9,21 x 7,43 metri, pari a 68,50 mq, composto da 24 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x50mm mediante correntini in alluminio. Il telaio a sua volta è collegato con pilastri a sezione circolare e tirafondi di collegamento ai pilastri a sezione HEB di fondazione.

In generale tutti i calcoli effettuati sono riportati con l'effettiva incidenza a metro quadro e a metro lineare, riferiti quindi al singolo telaio e al singolo pilastro di scarico. In tal modo la successiva modifica in riduzione o ampliamento del filare dei tracker non influenzerà i risultati di calcolo. I pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **45,79 Kg/mq (0,45 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 24 moduli fotovoltaici da 620W bifacciali, dimensioni 2465x1134x40 mm, peso singolo modulo 34,50 Kg. Peso complessivo pari a 828,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,09 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori di montaggio, di peso complessivo pari a 26,30 kg e incidenza pari a 0,30 Kg/mq;*
- ✓ 6 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. Sviluppo complessivo pari a 55 metri. Peso al metro lineare pari a 0,75 Kg/m. Peso complessivo pari a 41,25 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 0,60 Kg/mq;*
- ✓ 1 telaio (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) realizzati con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 3,10 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 42,50 m. Peso complessivo pari a 131,75 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 1,92 Kg/mq;*

- ✓ Strutture di supporto (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) realizzati con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 3,10 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 30,00 m. Peso complessivo pari a 93,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 1,36 Kg/mq;*
- ✓ 12 pilastri in profili HEB-140 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) di sezione 140x140mm, spessore 7,00 mm. Peso complessivo pari a 741,40 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 10,82 Kg/mq;*
- ✓ 12 pali di fondazione battuti in profili HEB-140 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) predimensionati in 3000x140x140mm, spessore 7,00 mm. Peso complessivo pari a 1213,20 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 17,71 Kg/mq;*

#### 1.4. AZIONE DEL VENTO

In ossequio alla Normativa vigente, per il calcolo del carico impresso dal vento si è proceduto alla determinazione della pressione del vento in relazione ai parametri derivanti dalla zonazione eolica precedentemente riportati.

La pressione del vento  $p$  è determinata come segue:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d. [N/m^2]$$

Nella formula precedente con  $q_r$  si indica la pressione cinetica di riferimento del vento determinata come:

$$q(z) = \frac{1}{2} * 1,25 * v_r^2 [N/m^2]$$

Per un tempo di ritorno pari a  $T_R = 50$  anni e per un'altitudine sul livello del mare del sito  $a_s \leq a_0$  ( $50 \leq 500$ ), la velocità di riferimento del vento  $v_r$  è pari a  $v_{b,0}$ , ovvero pari a **28 m/s**; pertanto, la pressione cinetica di riferimento è pari a  **$q_r = 490,00 N/m^2$** .

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la struttura.

Nello specifico, ad altezza  $z$  pari a 2,80 m ( $z < z_{min}$ ) e classe di esposizione del sito pari a II, il coefficiente di esposizione è pari a  **$c_e = 1,8$** .

Il coefficiente di forma  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della struttura e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nello specifico, considerando l'inclinazione del pannello pari ad  $\alpha = 15^\circ$ , è stato assunto  **$c_p = 1,5$** .

Infine, il coefficiente dinamico  $c_d$  è stato assunto cautelativamente, secondo la norma, pari a **1**. Pertanto, la pressione del vento risulta pari a  $p = 1,323 \text{ KN/m}^2$ . Di seguito si riporta il calcolo in tabella (Tabella 6).

$q_r$	$[\text{N/m}^2]$	<b>490,00</b>
$c_e$	$[/math>$	<b>1,8</b>
$c_p$	$[/math>$	<b>1,50</b>
$c_d$	$[/math>$	<b>1</b>
$p$	$[\text{kN/m}^2]$	<b>1,323</b>

Tabella 6: pressione del vento

## 1.5. CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_T$$

Il valore di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk}$  è calcolato in riferimento alla zonazione imposta dalla normativa vigente (NTC 2018); a tal proposito il sito ricade nella Zona III, pertanto il valore di riferimento del carico neve al suolo è pari a:

$$q_{sk} = 0,86 \text{ KN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  e il coefficiente termico  $C_T$  sono stati assunti pari a 1. Pertanto, il carico neve risulta pari a  $q_s = 0,78 \text{ KN/m}^2$ . Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tab.7).

$q_{sk}$	$[\text{kN/m}^2]$	<b>0,860</b>
$\mu$	$[/math>$	<b>1</b>
$C_E$	$[\text{kN}]$	<b>0,90</b>
$C_T$	$[/math>$	<b>1</b>
$q_s$	$[\text{kN/m}^2]$	<b>0,78</b>

Tabella 7: carico neve

## 1.6. AZIONE SISMICA

Sulla base dei dati a disposizione e considerando la tipologia strutturale, assimilabile a quella di un oscillatore ad un grado di libertà, secondo quanto previsto dalle norme vigenti è possibile schematizzare la sollecitazione sismica mediante una sollecitazione statica equivalente  $F_h$ .

L'entità della forza  $F_h$  è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g \text{ [kN]}$$

Dove  $W$  è il peso complessivo della struttura associato ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la componente orizzontale corrispondente al periodo  $T_1$  della struttura, quest'ultimo è stimato secondo quanto previsto dalla normativa vigente, nel seguente modo:

$$T_1 = 2 * d^{1/2}$$

Con  $d$  spostamento laterale elastico del punto più alto della struttura espresso in metri, dovuto ai carichi gravitazionali  $W$  applicati in direzione orizzontale. Il coefficiente  $\lambda$ , secondo quanto previsto dalla normativa, è stato assunto pari ad 1, mentre  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Dal calcolo risulta un'azione statica equivalente che compete al singolo telaio (20,15 m<sup>2</sup>), pari a  $F_h = 0,55 \text{ kN}$ . Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

<b>W</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,22
<b>d</b>	[m]	8,10 * 10 <sup>-4</sup>
<b>T<sub>1</sub></b>	[s]	0,057
<b>S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	[m/s <sup>2</sup> ]	0,95
<b>λ</b>	[/]	1
<b>g</b>	[m/s <sup>2</sup> ]	9,81
<b>F<sub>h</sub></b>	[kN]	0,55

Tabella 8: azione sismica



## 1.7. COMBINAZIONI DI CARICO

In ossequio alla Normativa Vigente, l'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita in riferimento al metodo degli Stati Limite. Pertanto, noti i singoli carichi di progetto nel loro valore "caratteristico", si è proceduto alla determinazione di opportune combinazioni.

La combinazione fondamentale generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2}$$

La combinazione sismica, invece, valida sia per gli Stati Limite Ultimi che per gli Stati Limite di Esercizio, è la seguente:

$$E + G_1 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

Dove gli effetti dell'azione sismica  $E$  sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \psi_{21} Q_{k1}$$

Dove per  $G_1$  e  $Q_k$  si intendono rispettivamente i carichi permanenti e i carichi variabili, mentre i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$ , in riferimento all'approccio 2 della norma, sono quelli riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I delle NTC 2018, mentre i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  e  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tab. 2.5.I delle stesse norme.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico per gli Stati Limite Ultimi:

1.  $1,3 G_P + 1,5 Q_N + 0,9 Q_V$
2.  $1,3 G_P + 1,5 Q_V + 0,75 Q_N$
3.  $1 G_P + 1,5 Q_V$
4.  $1,3 G_P + 1,5 Q_N$
5.  $E + G_P$

## 5. ANALISI DELLA STRUTTURA

### 1.8. RISULTATI ANALISI

La verifica geotecnica più gravosa per questa tipologia di fondazione è quella relativa al **collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione**.

Pertanto, si è proceduto al calcolo delle massime sollecitazioni di sfilamento, le quali sono state confrontate con la portanza limite laterale del palo, trascurando il peso proprio dello stesso.

Alla luce di tale considerazione, la combinazione di carico critica risulta essere la n. 3, ovvero quella in cui si considerano:

- vento sfavorevole in direzione ortogonale ai pannelli fotovoltaici ( $\gamma_Q = 1,5$ );
- carico neve favorevole e quindi nullo ( $\gamma_Q = 0$ );
- peso proprio della struttura favorevole ( $\gamma_G = 1$ );

Per il calcolo delle massime sollecitazioni di trazione agenti alla base della struttura, quest'ultima è stata ipotizzata essere costituita da profili cavi a sezione rettangolare di dimensioni 50x50 mm con spessore pari a  $t = 3$  mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ( $23 \text{ m}^2$ ) e l'inclinazione dello stesso di  $15^\circ$ , la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa  $T_{sd} = 3,31 \text{ kN}$ .

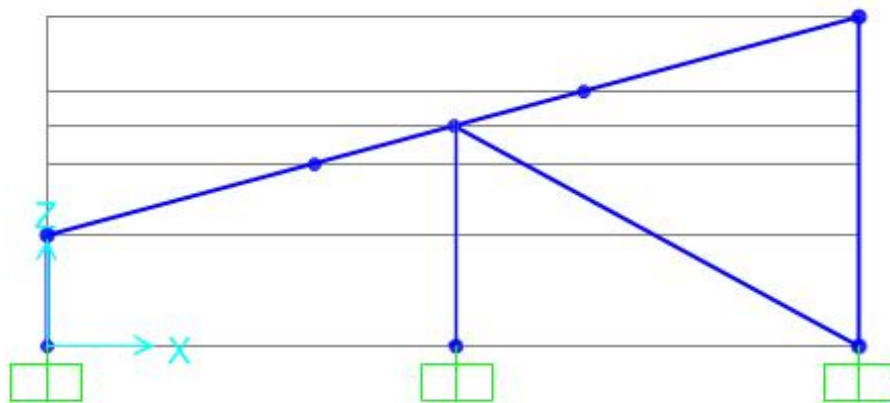
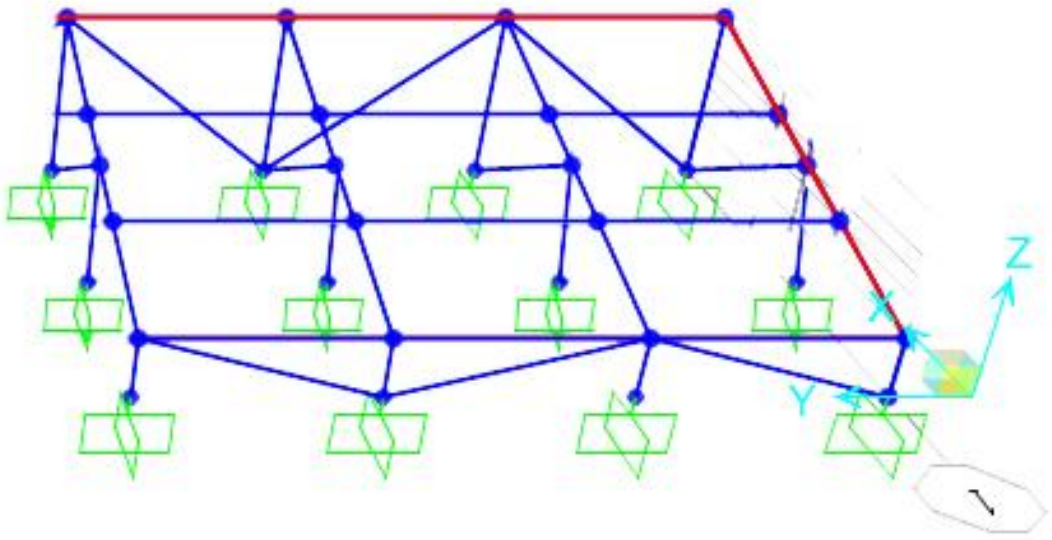


Figura 1: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.



*Figura 2: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.*

## 1.9. CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO

Per il calcolo della portanza limite laterale del palo si procede attraverso l'approccio 2 delle NTC 2018 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali ( $\gamma_M$  e  $\gamma_R$ ) e dei fattori di correlazione ( $\xi$ ) riportati nelle tabelle 6.2.II, 6.4.II e 6.4.IV delle stesse norme.

La portanza limite laterale di progetto del palo  $R_{sd}$  è ottenuta applicando il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  al valore caratteristico  $R_{sk}$ , quest'ultimo determinato attraverso la seguente espressione:

$$R_{s,k} = \min \{ (R_{s,cal})_{media} / \xi_3; (R_{s,cal})_{minima} / \xi_4 \}$$

La resistenza di calcolo  $R_{s,cal}$  è stata calcolata attraverso metodi analitici, dove ogni valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno è stato diviso per il coefficiente parziale  $\gamma_M$  riportato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle norme tecniche vigenti.

Il fattore di correlazione  $\xi$ , invece, dipende dal numero di verticali indagate; nel caso specifico è stata effettuata una sola indagine, pertanto secondo la tabella 6.4.IV della normativa vigente, il valore di  $\xi_4$  sarà pari a 1,70.

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati nel calcolo in riferimento all'approccio 2 della normativa tecnica (Tabella 9).

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M / \gamma_R$	
$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1
$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1
$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1
$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1
$R_{sd}$	$\gamma_{st}$	1,25

Tabella 9: coefficienti parziali adottati

La resistenza laterale a trazione  $R_{s,cal}$  sarà pari alla seguente espressione:

$$R_{s,cal} = A_L * s$$

Con  $s$ , sforzi di taglio che si generano in corrispondenza dell'interfaccia palo-terreno in condizioni di lungo termine, pari a:

$$s = K_o * \sigma'_{v0} * \mu$$

Con  $K$  coefficiente di spinta, assunto per pali battuti pari al coefficiente di spinta passiva  $K_p = 1,60$ . Il coefficiente d'attrito palo-terreno  $\mu$  è stato assunto pari a  $\tan \delta$ , mentre  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace nella mezzeria.

Le verifiche agli Stati Limite risultano soddisfatte se:

$$R_{sd} > T_{sd}$$

Pertanto, la lunghezza minima di inserimento del palo è la seguente:

$$h_{min} = (2 * T_{sd} * \xi_4 * \gamma_{st} / \pi * d * \gamma * K_p * \mu)^{1/2} = \mathbf{2,25\ m}$$

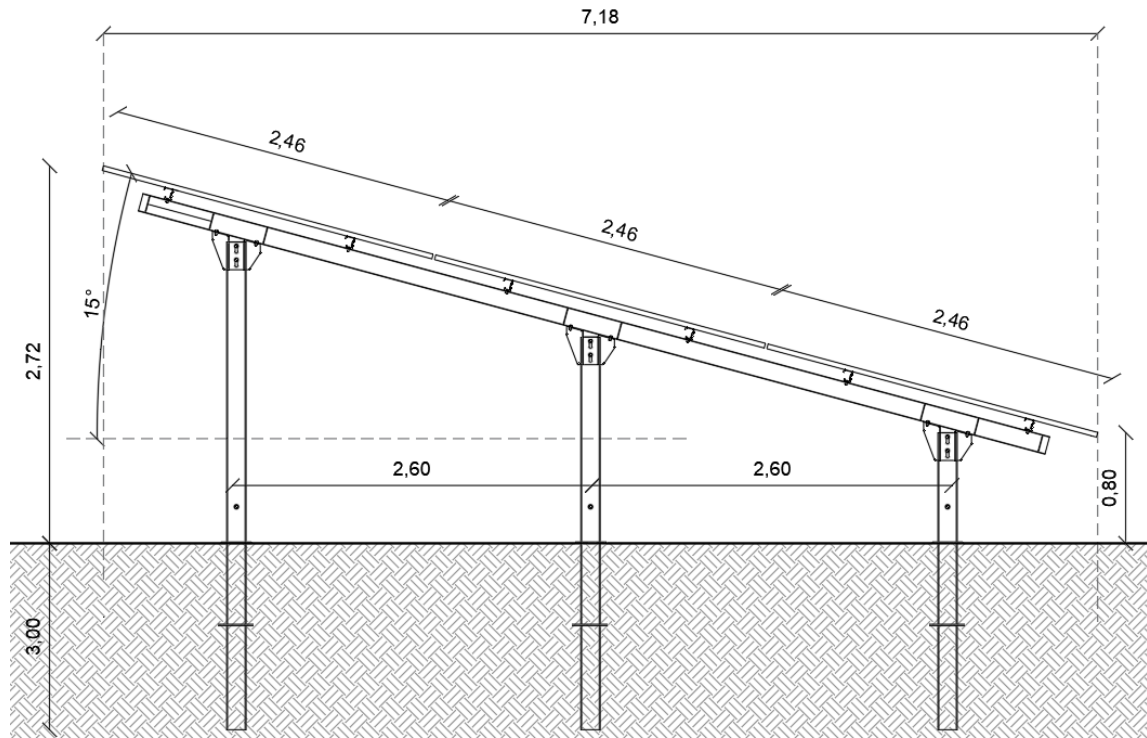
Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

$T_{sd}$	[kN]	3,31
$\xi_4$	[/]	1,7
$\gamma_{st}$	[/]	1,25
$d$	[mm]	140
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16,50
$K_p$	[/]	2,28
$\mu$	[/]	$\tan \delta$
$h_{min}$	[m]	2,25

Tabella 11: altezza palo

Cautelativamente si è moltiplicata la lunghezza minima di inserimento  $h_{min}$  per un coefficiente pari a 1,30 pertanto la lunghezza di infissione del palo sarà assunta pari a  $h_p = \mathbf{2,92\ m}$  circa.

Si riporta di seguito il particolare costruttivo quotato relativo al sistema a strutture fisse che sarà utilizzato all'interno dell'impianto "VILLALBA", con particolare risalto delle dimensioni riguardanti la profondità di infissione e le strutture fuori terra.



## 5.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento dovuta all'azione del vento è stata condotta secondo le prescrizioni dettate dalle NTC2018 e s.m.i., impiegando i coefficienti F dello stato limite di corpo rigido (EQU). Sono stati considerati come carichi stabilizzanti, generatori di altrettanti momenti stabilizzanti:

- il peso proprio delle strutture fotovoltaiche omnicomprensive di moduli, elementi strutturali e pali di fondazione;
- l'azione del terreno sui pali di fondazione, nelle sue componenti tangenziali e orizzontali in opposizione al movimento rotazionale della struttura nella sua condizione più sfavorevole inclinata a 15°;

È stato invece considerato come carico sfavorevole l'azione del vento, calcolato secondo le prescrizioni NTC2018 e s.m.i. Sono inoltre stati applicati i coefficienti di riduzione e di amplificazione dei carichi così come riportati nelle tabelle:

VERIFICA AL RIBALTAMENTO STRUTTURE FISSE				
Carichi favorevoli				
<b>Peso complessivo struttura</b>				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Moduli FTV 590W	cad.	24,00	34,50	828,00
Accessori vari	mq	68,50	0,30	20,55
Correntini	m	55,00	0,75	41,25
Telaio di supporto	m	42,50	3,10	131,75
Strutture di supporto	m	30,00	3,10	93,00
Pilastrini	m	22,00	33,70	741,40
Pali di fondazione	m	36,00	33,70	1213,20
			<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>	<b>3069,15</b>
			<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>	<b>30,10</b>
			Superficie complessiva della struttura (mq)	68,50
			Superficie di competenza singolo telaio (mq)	20,15
			<b>Incidenza a mq peso struttura (KN/mq)</b>	<b>0,439</b>
			<b>Incidenza peso su singolo telaio di competenza (KN/mq)</b>	<b>8,854</b>
			braccio della forza (m)	3,700
			momento favorevole (KNm)	32,76
			coefficiente di riduzione	0,9
			<b>Momento Ptot*a/2</b>	<b>29,48</b>

**Azione del vento**

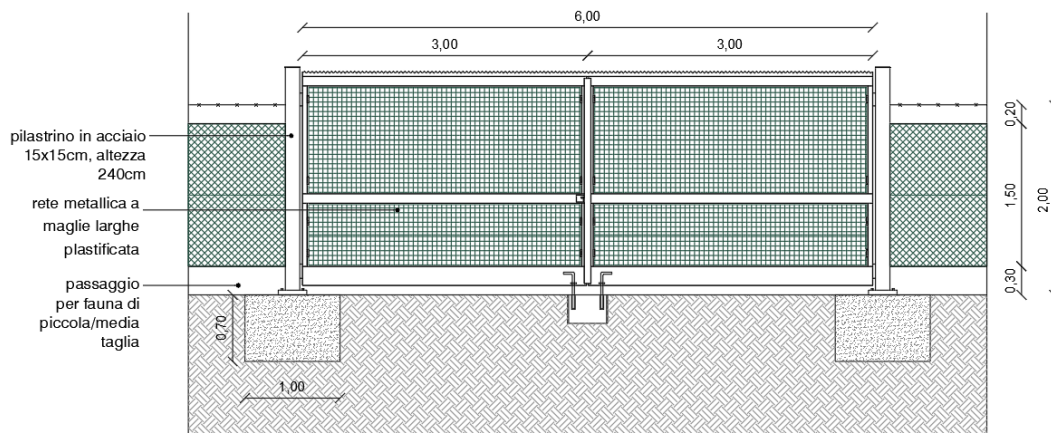
Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,323	19,00	25,14	6,00	7,94
			braccio della forza sfavorevole	1,60
			momento sfavorevole (KNm)	12,70
			coefficiente	1,50
			<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>	<b>19,05</b>

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(29,48 KNm) > MRib(19,05 KNm)**



## 6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO

A differenza delle recinzioni perimetrali, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, i cancelli di ingresso all'impianto fotovoltaico saranno invece posati mediante tirafondi imbullonati ad appositi plinti di fondazione in calcestruzzo armato prefabbricato in ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.



Al fine di garantire la massima sicurezza e staticità della realizzazione, è stata approntata una apposita verifica al ribaltamento, in modo da pre-dimensionare il plinto di fondazione per i cancelli di ingresso al parco fotovoltaico.

È evidente che l'azione dominante che porterebbe al collasso per ribaltamento del sistema recinzione-cancello è legata all'azione del vento, per cui sono stati considerati favorevoli i pesi dei componenti della struttura metallica ivi compreso il pilastro di fondazione, mentre è stata considerata sfavorevole l'azione del vento applicata alla superficie di competenza del pilastro in acciaio

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(10,06 KNm) > MRib(6,64 KNm)**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO**

**Carichi favorevoli**

**Peso complessivo struttura**

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Cancello	m	8,00	60,00	480,00
Accessori vari	mq	8,00	0,20	1,60
Pilastro in acciaio	cad.	1,00	47,50	47,50
Fondazione	cad.	1,00	1750,00	1750,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>2279,10</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>22,35</b>
braccio della forza (m)				0,500
momento favorevole (KNm)				11,18
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>				<b>10,06</b>

**Momento favorevole (KNm) 10,06**

**Carico sfavorevole**

qr	ce	cp	cd	Pv in N
455,625	1,8	1,5	1	1230,1875

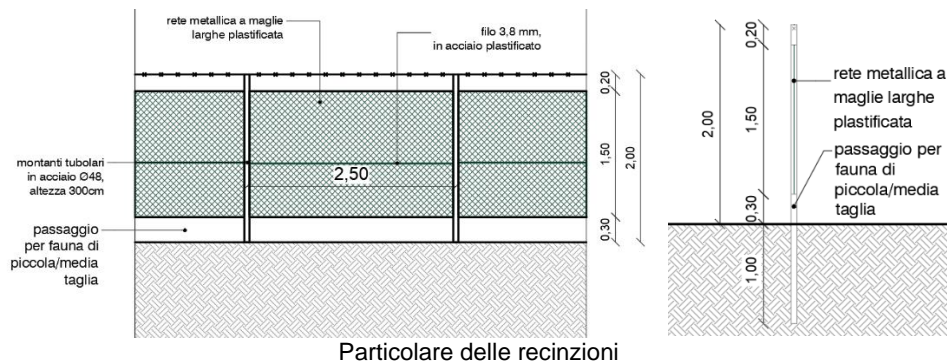
qr	r	vr	vr
455,625	0,5	1,25	27

**Azione del vento**

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	2,00	2,46	2,00	2,46
braccio della forza sfavorevole				1,80
momento sfavorevole (KNm)				4,43
coefficiente				1,50
<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>				<b>6,64</b>

## 7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI

Le recinzioni perimetrali saranno realizzate in rete metallica plastificata a maglia regolare 5x5cm, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, ammorsata con trefoli in acciaio alla palificata perimetrale costituita da tubolari in acciaio zincato del diametro di 8,00 cm, il tutto senza alcun getto di calcestruzzo, in piena ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.



### VERIFICA AL RIBALTAMENTO RECINZIONI

#### Carichi favorevoli

#### Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Recinzioni	m	2,00	8,00	16,00
Accessori vari	mq	2,00	0,20	0,40
Pilastro in acciaio infisso	cad.	2,00	5,00	10,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>26,40</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>0,26</b>
braccio della forza (m)				0,050
momento favorevole (KNm)				0,01
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>				<b>0,01</b>

**Momento favorevole (KNm) 0,01**

#### Azione terreno su palo

Altezza palo	Larghezza palo	Sup. Palo	Y terreno	Forza risultante (KN/mq)
1	0,08	0,08	16,00	1,28
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Y*a*h<sup>3</sup></b>				<b>1,15</b>

**Momento favorevole (KNm) 1,16**

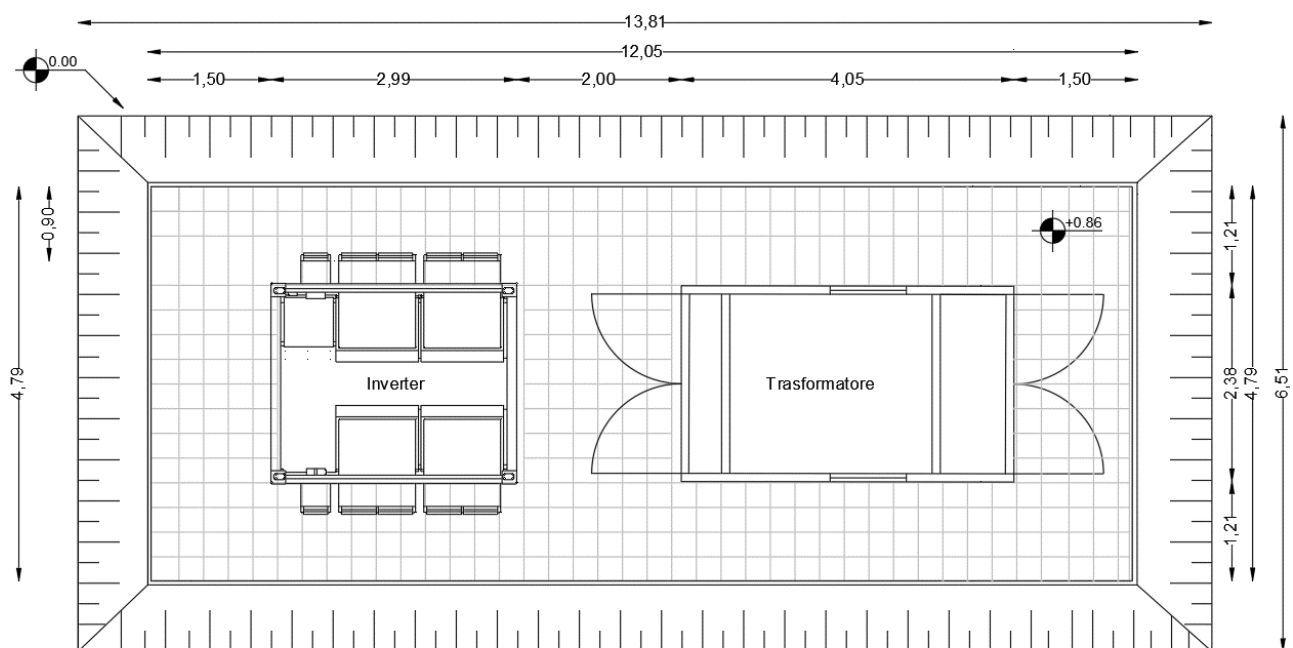
#### Azione del vento

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	0,32	0,39	0,32	0,39
braccio della forza sfavorevole				1,80
momento sfavorevole (KNm)				0,71
coefficiente				1,50
<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>				<b>1,06</b>

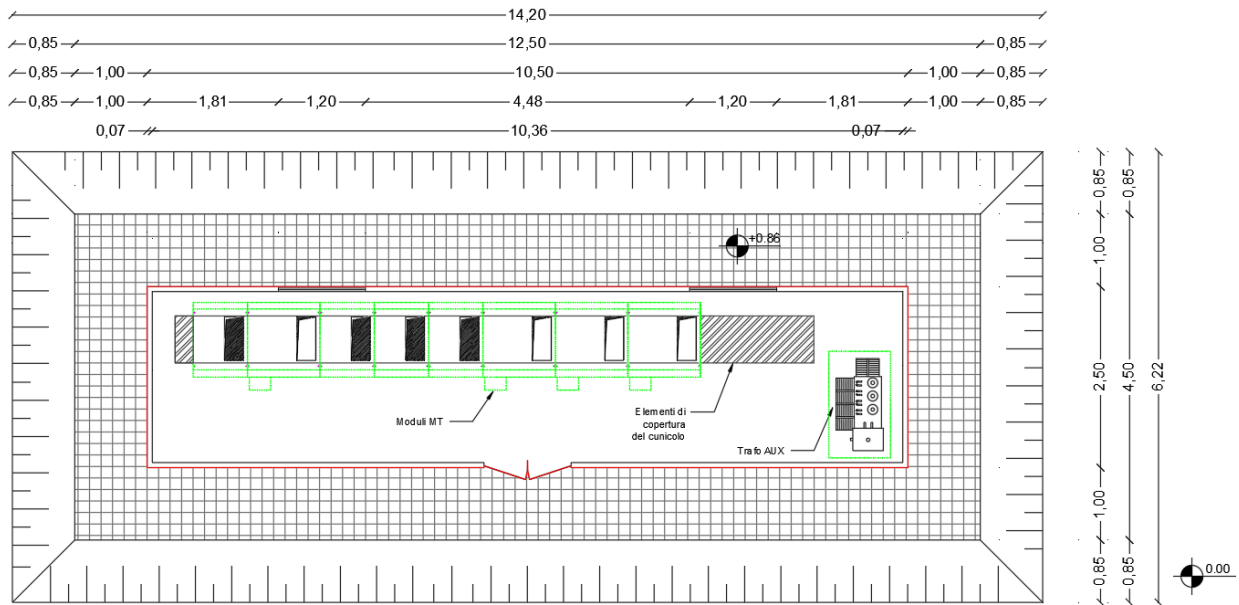
## 8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI

Per quanto riguarda le cabine elettriche che saranno fornite e posate all'interno dell'area di impianto, si sottolinea che le stesse saranno composte esclusivamente da strutture prefabbricate, trasportate e appoggiate su terreno, previa battitura e preparazione dello stesso. In particolare, le cabine saranno composte da una vasca di fondazione (Cfr. RE04.1) e dalla cabina vera e propria che ospiterà la quadristica e le connessioni elettriche. Tutti i prefabbricati introdotti in sito risponderanno a tutti i criteri e requisiti Normativi, sia urbanistiche che elettrici. (Cfr. IE04-Cabine di campo). Si riportano per completezza le certificazioni relative alle strutture e ai relativi calcoli strutturali, oltre alle certificazioni di rispondenza dei requisiti ENEL. Si rimanda alla apposita Relazione Geotecnica per l'analisi della interazione fondazioni-terreno.

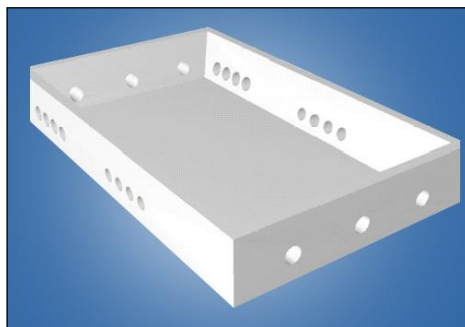
### Cabine di campo



## Cabine di raccolta



Si precisa che per il posizionamento delle cabine non sarà necessaria la realizzazione di fondazioni gettate in opera, in quanto le stesse saranno composte da prefabbricati alloggiati nel terreno, previo scavo di fondazione di circa 1 metro sul quale verrà steso uno strato di geo tessuto e un letto di misto granulare stabilizzato per uno spessore di circa cm 10 che assolverà ad una funzione livellante.



*Vasca di fondazione*

## 9. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE

È doveroso precisare che al termine della vita di servizio dell'impianto tutte le strutture saranno completamente smontate ed i pali infissi saranno semplicemente sfilati dal terreno sottostante, grazie all'ausilio di automezzo munito di braccio gru. Inoltre, al termine della vita utile dell'impianto i pali di fondazione saranno estratti dal terreno e potranno essere facilmente riutilizzati oppure riciclati quali materiali metallici nelle apposite discariche autorizzate. Anche la vasca di fondazione delle cabine elettriche sarà estratta dal terreno tramite l'utilizzo di un piccolo escavatore e trasportata in un sito idoneo allo smaltimento. Il terreno sarà ripristinato e costipato, rendendolo disponibile sin da subito alle nuove destinazioni d'uso.

## 10. CONCLUSIONI

Nella presente relazione di calcolo sono state riportati gli studi di pre-dimensionamento delle opere di ancoraggio al suolo per le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici e per le strutture pertinenti al campo fotovoltaico. Lo studio è stato condotto in ossequio alla vigente Normativa Tecnica (NTC 2018 e s.m.i.) tenendo in conto dei parametri geotecnici, di zonazione eolica e sismici derivanti dalla suddetta Norma. Sulla base di quanto detto i risultati ottenuti sono tali da assicurare la capacità delle fondazioni di sopportare le sollecitazioni derivanti dalle azioni statiche e dinamiche agenti sulla struttura.

Il tecnico

*Ing. Renato Pertuso*



## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>3</b>
<b>3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO</b>	<b>4</b>
3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	4
3.2. CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA	7
3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	8
1.1. VERIFICA DI STABILITÀ DEL PENDIO	11
1.2. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	11
<b>4. CARICHI AGENTI</b>	<b>12</b>
1.3. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	12
1.4. AZIONE DEL VENTO	13
1.5. CARICO NEVE	14
1.6. AZIONE SISMICA	15
1.7. COMBINAZIONI DI CARICO	16
<b>5. ANALISI DELLA STRUTTURA</b>	<b>17</b>
1.8. RISULTATI ANALISI	17
1.9. CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO	19
5.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO	22
<b>6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO</b>	<b>24</b>
<b>7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI</b>	<b>26</b>
<b>8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI</b>	<b>27</b>
<b>9. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE</b>	<b>29</b>
<b>10. CONCLUSIONI</b>	<b>29</b>

## 1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione saranno descritte le principali opere edili e le rispettive opere di fondazione che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltaico denominato "Villalba" presso il Comune di Villalba (CL), in particolare le opere riguardanti le recinzioni, le cabine prefabbricate e le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici.

Il futuro impianto agrovoltaico sarà ubicato in un contesto collinare a sud-est del Comune di Villalba (CL) in un terreno ricadente in zona agricola "E", nei pressi della contrada denominata "Centosalme". L'area di progetto è catastalmente individuata al Foglio 58 p.lle 199, 205, 52, 64, 6, 10, 11, 30, 51, 70, 72, 78, 213, 216, 103, 48;

L'area di progetto è facilmente raggiungibile dal Comune di Villalba, attraverso la Strada Provinciale 30 e la Strada Statale Catanese SS121. La superficie lorda dell'area di intervento è di ha 58,00 circa. L'area oggetto di realizzazione del parco fotovoltaico si trova ad un'altitudine media di m 400 s.l.m. e le coordinate geografiche, nel sistema WGS84 sono nell'intorno delle seguenti coordinate:

- latitudine: 37°37'21.69" N
- longitudine: 13°53'10.77" E

L'impianto è costituito da 9 lotti, così come rappresentati dall'elaborato grafico AR05.

L'elaborato in oggetto è parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto fotovoltaico ed è stato redatto ai sensi:

- dell'Art. 27 bis del D. lgs. 152/2006 riguardante il PUA (Procedimento Unico Ambientale);
- delle Linee guida del Ministero dello sviluppo economico - D.M. 10-9-2010 - Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili;
- del Regolamento Edilizio del Comune di Villalba e delle relative Norme Igienico Sanitarie.

Le soluzioni tecniche adottate per le fondazioni del parco fotovoltaico e delle relative recinzioni non prevedono in alcun modo opere in conglomerato cementizio gettato in opera. Tutte le fondazioni saranno costituite da pali in acciaio battuti e/o trivellati, mentre le cabine prefabbricate disporranno di opportune basi di appoggio prefabbricate semplicemente poggiate su terreno protetto da geotessuto.

Ulteriori informazioni relative a strutture e fondazioni sono consultabili negli elaborati *RE04.2-Calcoli preliminari delle strutture, IE04-Cabine di campo e di raccolta, AR06-Strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici e recinzione.*



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge 29 luglio 2021, n. 108** – “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 31 maggio 2021, n. 77, recante governance del Piano nazionale di ripresa e resilienza e prime misure di rafforzamento delle strutture amministrative e di accelerazione e snellimento delle procedure.”
- **Decreto legislativo 152/06, art. 27**, Procedimento Unico Ambientale e s.m.i.
- **Decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50** Codice dei contratti pubblici - (G.U. n. 91 del 19 aprile 2016);
- **D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207** - Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE» - (G.U. n. 288 del 10 dicembre 2010);
- **Ministero dello sviluppo economico - D.M. 10-9-2010** - Linee guida per l'autorizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili. Pubblicato nella Gazz. Uff. 18 settembre 2010, n. 219.
- **Decreto legislativo 29 dicembre 2003, n. 387** – “Attuazione della direttiva 2001/77/Ce relativa alla promozione dell’energia elettrica prodotta da fonti energetiche nel mercato dell’elettricità”.
- Regolamento Edilizio e Norme Igienico Sanitarie in vigore;
- **D.M. Infrastrutture 17/1/2018** – “Norme Tecniche per le costruzioni” – pubblicato su S.O. n°8 alla G.U. 20/2/2018, n°42;
- **Circolare 21/1/2019 n°7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 – pubblicato su S.O. n°5 della G.U. 11/2/2019 n°35.

### 3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

Prima di procedere al predimensionamento dei pali di fondazione per le strutture di supporto delle strutture fotovoltaiche, dei pesi propri, dei carichi agenti (vento, neve, azioni sismiche) è necessario caratterizzare l'area di intervento, al fine di utilizzare correttamente tutti i parametri e i coefficienti previsti dalla normativa.

#### 3.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

L'area in esame ricadente nel Foglio 267 "Canicatti" della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), è ubicata nella zona meridionale del bacino di Caltanissetta, caratterizzato da un accumulo di sedimenti di età compresa tra il Miocene e il Quaternario. La sua evoluzione tettonico-sedimentaria è stata studiata nel dettaglio in relazione anche alla variazione del livello eustatico messiniano del Mar Mediterraneo (Catalano et alii, 2013).

Tale bacino è stato inoltre oggetto d'interesse per la presenza di depositi evaporitici sfruttabili economicamente. I suddetti depositi neogenico-quadernari appartengono all'avanfossa siciliana (Nigro & Renda, 2000; Grasso & Bulter, 1991) i cui sedimenti sono distribuiti lungo fasce isopiche che caratterizzano l'andamento del vecchio margine esterno e delle zone depocentrali del bacino di sedimentazione, ricoprendo la catena magrebide-appenninica, caratterizzata da pieghe e thrust Sud vergenti.

Il fronte della catena ("Gela frontal thrust") coincide con il limite Sud-orientale del bacino di Caltanissetta, mentre il plateau dei Monti Iblei rappresenta la zona di avampaese. Verso N-NE il bacino è delimitato da unità tettoniche più interne della catena e geometricamente più elevate: Unità Peloritane e Sicilidi. Queste ultime sovrascorrono sulle più esterne unità siculo-magrebidi, che affiorano estesamente nella Sicilia centro-occidentale. Il sito di intervento è caratterizzato in affioramento da depositi arenacei più o meno cementati e da depositi argillosi entrambi di età Miocenica.

In generale questo contesto abbraccia gran parte della Sicilia centro/occidentale; la natura geologica dei luoghi, oggetto di studio, consente agli agenti atmosferici una modellazione grossomodo uniforme del paesaggio con la formazione di colline dalle forme dolci e arrotondate.

In dettaglio, nel sito esaminato si rinvencono n° 3 litologie differenti: si tratta in parte di depositi sedimentari miocenici e in parte di depositi fluviali del quaternario, in particolare:

- **a:** Alluvioni fluviali. Sabbie, ghiaie ed argille (*Età Quaternario*)
- **m3:** Argille sabbiose con gesso e lenti di salgemma (*Età Miocene*)

- **m3a:** Arenarie più o meno cementate, associate a **m3** (*Età Miocene*)

Per meglio comprendere gli spessori delle coperture, rinvenuti sui diversi lotti di terreno esaminati, sono state prodotte n° 2 sezioni Geo-litologiche in scala 1:6.000 in cui si evidenziano gli importanti spessori dei terreni in loco.

All'interno del sito, in corrispondenza dei punti in cui sono riportate in affioramento le *Arenarie più o meno cementate*, è possibile imbattersi in dei clasti sparsi lungo i versanti derivanti dalla disgregazione di lembi più cementati di arenarie causata sia dall'azione naturale di erosione che da attività antropica.

***Da sopralluogo effettuato non si segnalano criticità o situazione di precaria stabilità per quanto riguarda il perimetro delle recinzioni impianto. Esterna all'area impianto si segnala un piccolo movimento franoso circoscritto che interessa la copertura superficiale dei depositi sedimentari presenti in loco.***

Sulla base delle indagini effettuate, dalla consultazione di carte tematiche e di referti bibliografici sui litotipi affioranti, è stato possibile produrre il seguente Modello Geologico del sito in esame.

- Terreno di copertura con spessore di circa 1 m;
- Depositi sedimentari miocenici poco consistenti, di natura arenaceo/argilloso con spessori intorno ai 5 m
- Depositi sedimentari miocenici mediamente consistenti, a partire da circa 6 m dal p.c.

Il modello geotecnico che qui si propone è un compendio di tutte le prove e le indagini storiche esaminate oltre che delle risultanze di quelle eseguite ex novo in situ. Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici che meglio caratterizzano i terreni in loco.

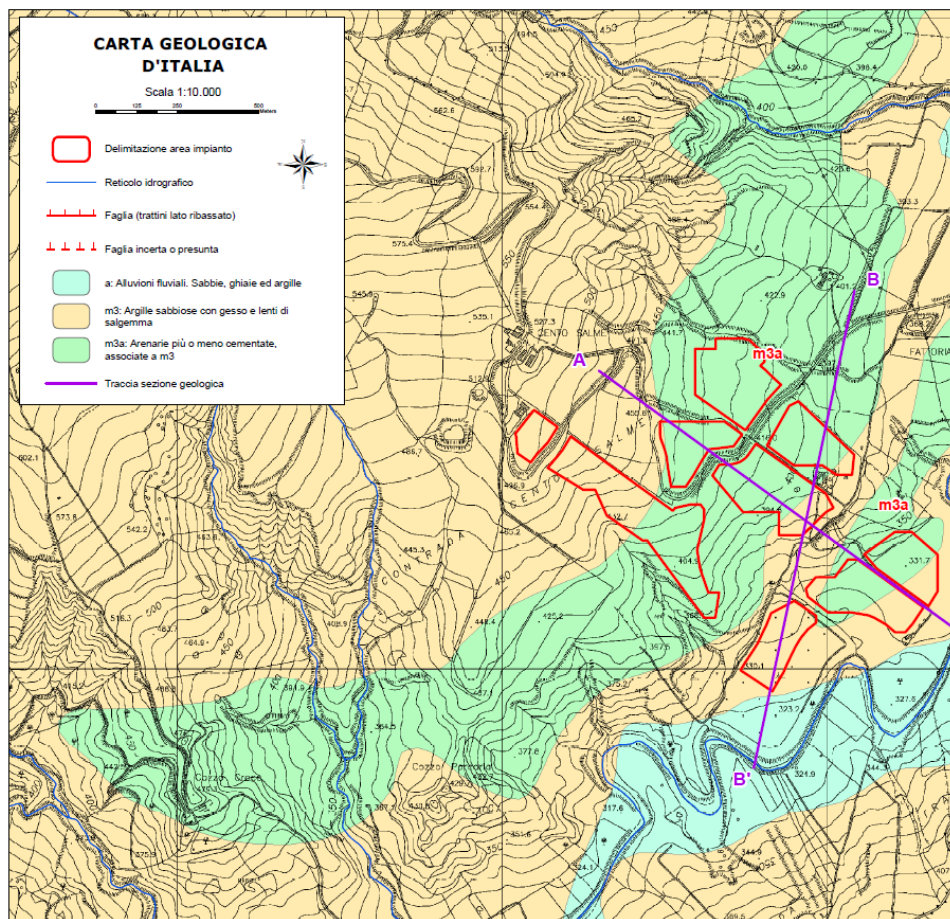
<b>Strato</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math></b>
	<b>Picco</b>	<b>Picco</b>	<b>(t/m<sup>3</sup>)</b>
<b>Terreno di copertura</b>	20 – 22	0,1 – 0,3	1,50 - 1,65
<b>Depositi sedimentari arenacei/argillosi poco consistenti</b>	23 - 26	0,2 – 0,4	1,65 - 1,85
<b>Depositi sedimentari arenacei/argillosi mediamente consistenti</b>	27 - 29	0,4 – 0,5	1,85 - 2,00

Le indagini hanno fornito un valore sperimentale medio tale da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla CATEGORIA "C" in base alla nuova definizione fornita dal D.M. del 17 gennaio 2018. Di seguito (Tabella 1) sono riportate le caratteristiche geotecniche del materiale del substrato.

$\gamma$	$[kN/m^3]$	15,00
$\phi$	$[^\circ]$	23
$\delta$	$[^\circ]$	15
<b>C</b>	$[kN/m^2]$	3,9
$K_p$	$[/]$	2,28

Tabella 1: parametri geotecnici dell'area in esame.

I parametri geotecnici riportati in precedenza rappresentano un'assunzione fatta a favore di sicurezza, dal momento che tali parametri sono destinati a crescere con la profondità.



### 3.2. CARATTERIZZAZIONE EOLICA DELL'AREA

Dall'analisi del posizionamento geografico e sulla base della Normativa Tecnica a disposizione (NTC 2018) sono state definite:

- *Macrozonazione eolica*: il sito è posizionato in zona 4, a cui corrispondono i parametri di velocità ed altezza di riferimento riportati di seguito (Tabella 2).

<b>Zona</b>	[/]	4
<b>V<sub>b,0</sub></b>	[m/s]	28,00
<b>a<sub>0</sub></b>	[m]	500
<b>k<sub>s</sub></b>	[1/s]	0,36

Tabella 2: parametri di macrozonazione eolica.

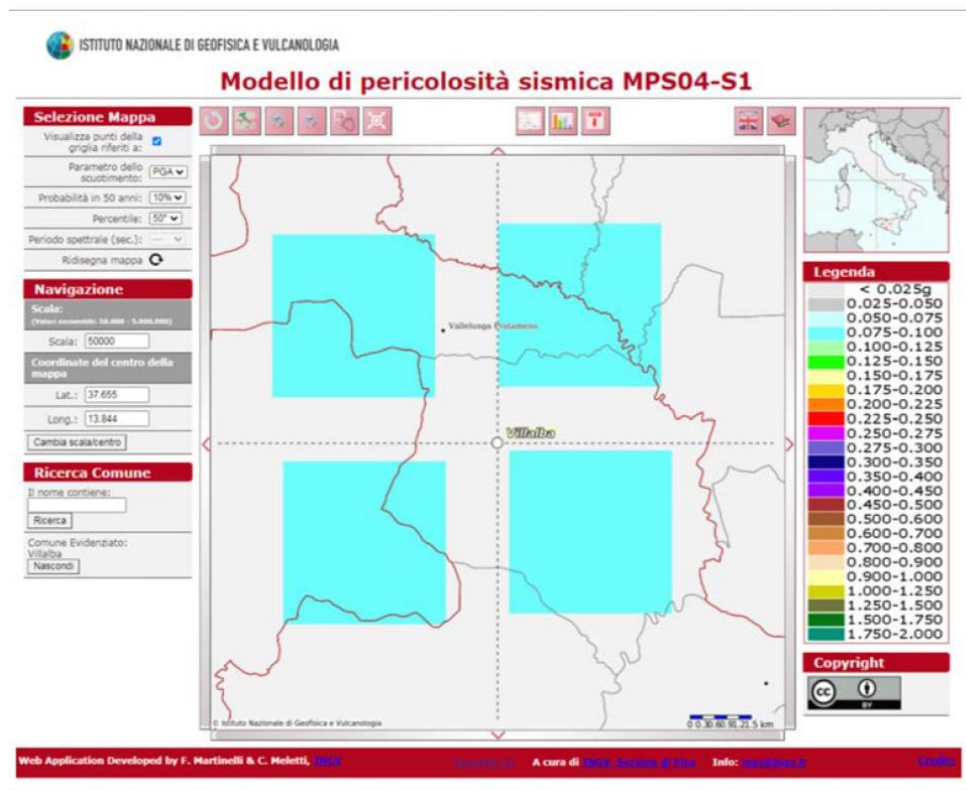
- *Microzonazione*: è stato possibile determinare il collocamento dell'area d'interesse in classe di rugosità "D" con categoria di esposizione "II". Da ciò scaturiscono i parametri (Tabella 3) utili al calcolo della pressione cinetica e dell'azione statica equivalente.

<b>altezza s.l.m.</b>	[m]	450
<b>Classe di rugosità</b>	[/]	D
<b>Categoria di esposizione</b>	[/]	II
<b>k<sub>r</sub></b>	[/]	0,19
<b>z<sub>0</sub></b>	[m]	0,05
<b>z<sub>min</sub></b>	[m]	4
<b>c<sub>t</sub></b>	[/]	1
<b>c<sub>e</sub></b>	[/]	1,8
<b>c<sub>p</sub>(α)</b>	[/]	1
<b>c<sub>d</sub></b>	[/]	1

Tabella 3: parametri di microzonazione eolica.

### 3.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA


Sulla base della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, il territorio in questione si colloca in un'area in cui si possono verificare valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni, compresi tra 0.05 e 0.15  $a_g/g$ . Si riporta il risultato della consultazione tramite il sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> della mappa probabilistica della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa su una griglia regolare a passo  $0.02^\circ$ , relativamente al parametro dello scuotimento rappresentato da  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima del suolo).



**Stralcio della mappa interattiva di pericolosità sismica del territorio di Villalba. I punti visualizzati si riferiscono a: parametro dello scuotimento  $a(g)$ ; probabilità di superamento del 10% in 50 anni.**

In base alle prospezioni sismiche effettuate, e alla profondità del piano di posa delle fondazioni, è scaturito un valore di  $V_{seq}$  di 268.26 (m/s) per la masw M1 e di 289.32 (m/s) per la masw M2, pertanto, il terreno interessato può essere classificato come di **Categoria C**.

Categorie	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Deposit</i> <b> 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.</b>
D	<i>Deposit</i> <b> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</b>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

<i>zona sismica</i>	<i>Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]</i>	<i>Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]</i>
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
 3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Il comportamento della struttura è stato ipotizzato non dissipativo, pertanto è stato assunto un fattore di comportamento  $q = 1,00$ . Mentre per quanto riguarda la componente verticale del moto, visti i carichi in gioco trascurabili e la leggerezza della struttura, essa è stata trascurata.

Di seguito (*Tabella 4*) sono riportati i parametri per la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  per lo Stato Limite di Collasso.

<b>P<sub>VR</sub></b>	[%]	5
<b>V<sub>N</sub></b>	[anni]	50
<b>C<sub>u</sub></b>	[/]	0,7
<b>V<sub>R</sub></b>	[anni]	35

<b>A<sub>g</sub>/g</b>	<i>[m/s<sup>2</sup>]</i>	0,087
<b>F<sub>0</sub></b>	<i>[/]</i>	2,61
<b>T*c</b>	<i>[/]</i>	0,397
<b>Cat. Sottosuolo</b>	<i>[/]</i>	C
<b>S<sub>s</sub></b>	<i>[/]</i>	1,50
<b>S<sub>T</sub></b>	<i>[/]</i>	1,00
<b>C<sub>c</sub></b>	<i>[/]</i>	1,427
<b>η</b>	<i>[/]</i>	1,00
<b>q</b>	<i>[/]</i>	1,00

*Tabella 4: parametri sismici per lo Stato Limite di Collasso.*

I periodi di riferimento utili per il tracciamento degli spettri di accelerazione in componente orizzontale sono riportati di seguito (*Tabella 5*). Noti i parametri sismici e conoscendo il periodo proprio della struttura in esame, è possibile calcolare la sollecitazione sismica.

<b>T<sub>b</sub></b>	<i>[s]</i>	0,189
<b>T<sub>c</sub></b>	<i>[s]</i>	0,566
<b>T<sub>d</sub></b>	<i>[s]</i>	1,948

*Tabella 5: periodi di riferimento per il tracciamento dello spettro di risposta in termini di accelerazione espresso per la componente orizzontale allo Stato Limite di Collasso (SLC).*



## **1.1. VERIFICA DI STABILITA' DEL PENDIO**

Ricordando quanto detto nel paragrafo caratteristiche geomorfologiche al quale si rimanda esplicitamente, essendo il versante in esame assoggettato alla categoria topografica T1 con pendenze medie inferiori ai 15° e generalmente favorevoli alla stabilità, non si è ritenuto necessario eseguire specifiche verifiche di stabilità dei pendii in quanto queste avrebbero fatto registrare valori del coefficiente di sicurezza decisamente superiori ai minimi previsti dalla normativa vigente.

## **1.2. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE**

Nel caso dell'area in esame non si ritiene possano sussistere le condizioni per il verificarsi del fenomeno di liquefazione sia per la grande componente coesiva argillosa che caratterizza gran parte dei terreni in loco, che per la soggiacenza della falda a profondità decisamente maggiori di 15 m dal piano campagna. In definitiva, si può asserire che il rischio per l'area interessata dall'intervento è sostanzialmente basso e potenzialmente rappresentato dall'innesco di piccoli movimenti franosi della copertura presente in loco a seguito di eventi meteorici intensi. Per scongiurare questa eventualità, si raccomanda di rendere efficace il controllo, la regimazione ed il disciplinamento delle acque di ruscellamento superficiale e d'infiltrazione, mediante specifiche opere di presidio idraulico (vespai, canalizzazioni, ecc) da estendere adeguatamente attorno all'area d'interesse, con il loro recapito fino agli elementi naturali e/o artificiali più vicini e sicuri.

## 4. CARICHI AGENTI

Sulla base della caratterizzazione dell'area di interesse è possibile procedere all'individuazione dei carichi agenti sulla struttura e delle relative combinazioni utili per l'analisi strutturale. Anzitutto è importante analizzare le singole componenti che compongono la struttura in modo da calcolare il peso complessivo della stessa.

### 1.3. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema a vela fissa, di dimensioni in pianta pari a 9,21 x 7,43 metri, pari a 68,50 mq, composto da 24 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x50mm mediante correntini in alluminio. Il telaio a sua volta è collegato con pilastri a sezione circolare e tirafondi di collegamento ai pilastri a sezione HEB di fondazione.

In generale tutti i calcoli effettuati sono riportati con l'effettiva incidenza a metro quadro e a metro lineare, riferiti quindi al singolo telaio e al singolo pilastro di scarico. In tal modo la successiva modifica in riduzione o ampliamento del filare dei tracker non influenzerà i risultati di calcolo. I pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **45,79 Kg/mq (0,45 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 24 moduli fotovoltaici da 620W bifacciali, dimensioni 2465x1134x40 mm, peso singolo modulo 34,50 Kg. Peso complessivo pari a 828,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,09 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori di montaggio, di peso complessivo pari a 26,30 kg e incidenza pari a 0,30 Kg/mq;*
- ✓ 6 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. Sviluppo complessivo pari a 55 metri. Peso al metro lineare pari a 0,75 Kg/m. Peso complessivo pari a 41,25 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 0,60 Kg/mq;*
- ✓ 1 telaio (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) realizzati con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 3,10 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 42,50 m. Peso complessivo pari a 131,75 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 1,92 Kg/mq;*

- ✓ Strutture di supporto (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) realizzati con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 3,10 kg/m, aventi sviluppo lineare pari a 30,00 m. Peso complessivo pari a 93,00 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 1,36 Kg/mq;*
- ✓ 12 pilastri in profili HEB-140 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) di sezione 140x140mm, spessore 7,00 mm. Peso complessivo pari a 741,40 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 10,82 Kg/mq;*
- ✓ 12 pali di fondazione battuti in profili HEB-140 (Cfr. Tav. **AR06-Strutture di supporto**) predimensionati in 3000x140x140mm, spessore 7,00 mm. Peso complessivo pari a 1213,20 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 17,71 Kg/mq;*

#### 1.4. AZIONE DEL VENTO

In ossequio alla Normativa vigente, per il calcolo del carico impresso dal vento si è proceduto alla determinazione della pressione del vento in relazione ai parametri derivanti dalla zonazione eolica precedentemente riportati.

La pressione del vento  $p$  è determinata come segue:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d. [N/m^2]$$

Nella formula precedente con  $q_r$  si indica la pressione cinetica di riferimento del vento determinata come:

$$q(z) = \frac{1}{2} * 1,25 * v_r^2 [N/m^2]$$

Per un tempo di ritorno pari a  $T_R = 50$  anni e per un'altitudine sul livello del mare del sito  $a_s \leq a_0$  ( $50 \leq 500$ ), la velocità di riferimento del vento  $v_r$  è pari a  $v_{b,0}$ , ovvero pari a **28 m/s**; pertanto, la pressione cinetica di riferimento è pari a  **$q_r = 490,00 N/m^2$** .

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la struttura.

Nello specifico, ad altezza  $z$  pari a 2,80 m ( $z < z_{min}$ ) e classe di esposizione del sito pari a II, il coefficiente di esposizione è pari a  **$c_e = 1,8$** .

Il coefficiente di forma  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della struttura e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nello specifico, considerando l'inclinazione del pannello pari ad  $\alpha = 15^\circ$ , è stato assunto  **$c_p = 1,5$** .

Infine, il coefficiente dinamico  $c_d$  è stato assunto cautelativamente, secondo la norma, pari a **1**. Pertanto, la pressione del vento risulta pari a  $p = 1,323 \text{ KN/m}^2$ . Di seguito si riporta il calcolo in tabella (Tabella 6).

$q_r$	$[N/m^2]$	<b>490,00</b>
$c_e$	$[/]$	<b>1,8</b>
$c_p$	$[/]$	<b>1,50</b>
$c_d$	$[/]$	<b>1</b>
$p$	$[kN/m^2]$	<b>1,323</b>

Tabella 6: pressione del vento

## 1.5. CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_T$$

Il valore di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk}$  è calcolato in riferimento alla zonazione imposta dalla normativa vigente (NTC 2018); a tal proposito il sito ricade nella Zona III, pertanto il valore di riferimento del carico neve al suolo è pari a:

$$q_{sk} = 0,86 \text{ KN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  e il coefficiente termico  $C_T$  sono stati assunti pari a 1. Pertanto, il carico neve risulta pari a  $q_s = 0,78 \text{ KN/m}^2$ . Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tab.7).

$q_{sk}$	$[kN/m^2]$	<b>0,860</b>
$\mu$	$[/]$	<b>1</b>
$C_E$	$[kN]$	<b>0,90</b>
$C_T$	$[/]$	<b>1</b>
$q_s$	$[kN/m^2]$	<b>0,78</b>

Tabella 7: carico neve

## 1.6. AZIONE SISMICA

Sulla base dei dati a disposizione e considerando la tipologia strutturale, assimilabile a quella di un oscillatore ad un grado di libertà, secondo quanto previsto dalle norme vigenti è possibile schematizzare la sollecitazione sismica mediante una sollecitazione statica equivalente  $F_h$ .

L'entità della forza  $F_h$  è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g \text{ [kN]}$$

Dove  $W$  è il peso complessivo della struttura associato ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la componente orizzontale corrispondente al periodo  $T_1$  della struttura, quest'ultimo è stimato secondo quanto previsto dalla normativa vigente, nel seguente modo:

$$T_1 = 2 * d^{1/2}$$

Con  $d$  spostamento laterale elastico del punto più alto della struttura espresso in metri, dovuto ai carichi gravitazionali  $W$  applicati in direzione orizzontale. Il coefficiente  $\lambda$ , secondo quanto previsto dalla normativa, è stato assunto pari ad 1, mentre  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Dal calcolo risulta un'azione statica equivalente che compete al singolo telaio (20,15 m<sup>2</sup>), pari a  $F_h = 0,55 \text{ kN}$ . Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

<b>W</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,22
<b>d</b>	[m]	8,10 * 10 <sup>-4</sup>
<b>T<sub>1</sub></b>	[s]	0,057
<b>S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	[m/s <sup>2</sup> ]	0,95
<b>λ</b>	[/]	1
<b>g</b>	[m/s <sup>2</sup> ]	9,81
<b>F<sub>h</sub></b>	[kN]	0,55

Tabella 8: azione sismica

## 1.7. COMBINAZIONI DI CARICO

In ossequio alla Normativa Vigente, l'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita in riferimento al metodo degli Stati Limite. Pertanto, noti i singoli carichi di progetto nel loro valore "caratteristico", si è proceduto alla determinazione di opportune combinazioni.

La combinazione fondamentale generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2}$$

La combinazione sismica, invece, valida sia per gli Stati Limite Ultimi che per gli Stati Limite di Esercizio, è la seguente:

$$E + G_1 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

Dove gli effetti dell'azione sismica  $E$  sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + \psi_{21} Q_{k1}$$

Dove per  $G_1$  e  $Q_k$  si intendono rispettivamente i carichi permanenti e i carichi variabili, mentre i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$ , in riferimento all'approccio 2 della norma, sono quelli riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I delle NTC 2018, mentre i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  e  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tab. 2.5.I delle stesse norme.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico per gli Stati Limite Ultimi:

1.  $1,3 G_P + 1,5 Q_N + 0,9 Q_V$
2.  $1,3 G_P + 1,5 Q_V + 0,75 Q_N$
3.  $1 G_P + 1,5 Q_V$
4.  $1,3 G_P + 1,5 Q_N$
5.  $E + G_P$

## 5. ANALISI DELLA STRUTTURA

### 1.8. RISULTATI ANALISI

La verifica geotecnica più gravosa per questa tipologia di fondazione è quella relativa al **collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione**.

Pertanto, si è proceduto al calcolo delle massime sollecitazioni di sfilamento, le quali sono state confrontate con la portanza limite laterale del palo, trascurando il peso proprio dello stesso.

Alla luce di tale considerazione, la combinazione di carico critica risulta essere la n. 3, ovvero quella in cui si considerano:

- vento sfavorevole in direzione ortogonale ai pannelli fotovoltaici ( $\gamma_Q = 1,5$ );
- carico neve favorevole e quindi nullo ( $\gamma_Q = 0$ );
- peso proprio della struttura favorevole ( $\gamma_G = 1$ );

Per il calcolo delle massime sollecitazioni di trazione agenti alla base della struttura, quest'ultima è stata ipotizzata essere costituita da profili cavi a sezione rettangolare di dimensioni 50x50 mm con spessore pari a  $t = 3$  mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ( $23 \text{ m}^2$ ) e l'inclinazione dello stesso di  $15^\circ$ , la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa  $T_{sd} = 3,31 \text{ kN}$ .

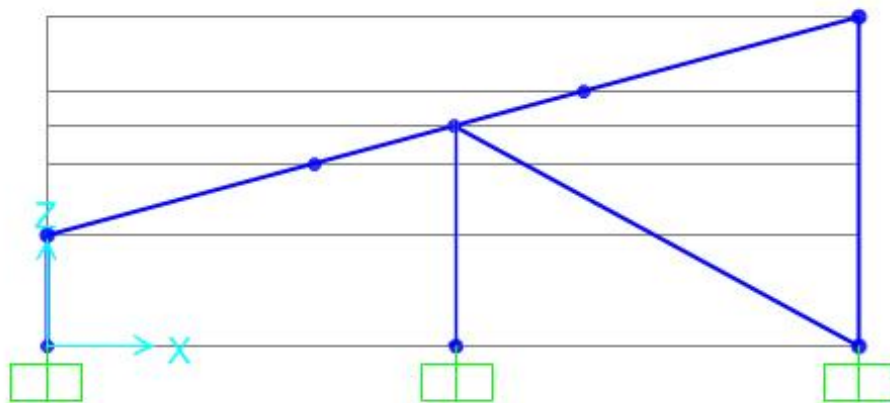
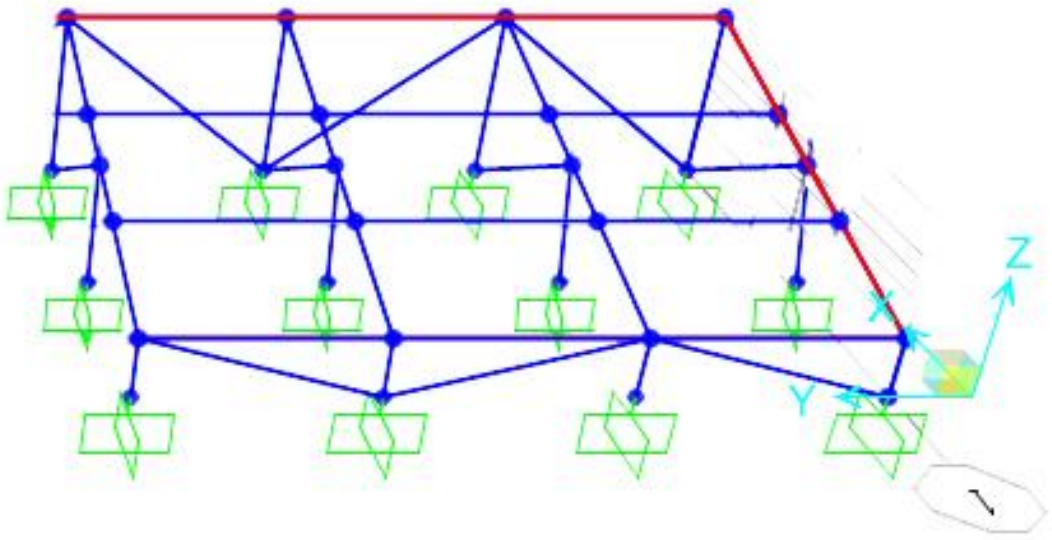


Figura 1: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.



*Figura 2: schema di calcolo per l'interazione pali telaio.*



## 1.9. CALCOLO PORTANZA LATERALE DEL PALO

Per il calcolo della portanza limite laterale del palo si procede attraverso l'approccio 2 delle NTC 2018 con la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali ( $\gamma_M$  e  $\gamma_R$ ) e dei fattori di correlazione ( $\xi$ ) riportati nelle tabelle 6.2.II, 6.4.II e 6.4.IV delle stesse norme.

La portanza limite laterale di progetto del palo  $R_{sd}$  è ottenuta applicando il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  al valore caratteristico  $R_{sk}$ , quest'ultimo determinato attraverso la seguente espressione:

$$R_{s,k} = \min \{ (R_{s,cal})_{media} / \xi_3; (R_{s,cal})_{minima} / \xi_4 \}$$

La resistenza di calcolo  $R_{s,cal}$  è stata calcolata attraverso metodi analitici, dove ogni valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno è stato diviso per il coefficiente parziale  $\gamma_M$  riportato nella colonna M1 della tabella 6.2.II delle norme tecniche vigenti.

Il fattore di correlazione  $\xi$ , invece, dipende dal numero di verticali indagate; nel caso specifico è stata effettuata una sola indagine, pertanto secondo la tabella 6.4.IV della normativa vigente, il valore di  $\xi_4$  sarà pari a 1,70.

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati nel calcolo in riferimento all'approccio 2 della normativa tecnica (Tabella 9).

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M / \gamma_R$	
$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1
$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1
$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1
$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1
$R_{sd}$	$\gamma_{st}$	1,25

Tabella 9: coefficienti parziali adottati

La resistenza laterale a trazione  $R_{s,cal}$  sarà pari alla seguente espressione:

$$R_{s,cal} = A_L * s$$

Con  $s$ , sforzi di taglio che si generano in corrispondenza dell'interfaccia palo-terreno in condizioni di lungo termine, pari a:

$$s = K_o * \sigma'_{v0} * \mu$$

Con  $K$  coefficiente di spinta, assunto per pali battuti pari al coefficiente di spinta passiva  $K_p = 1,60$ . Il coefficiente d'attrito palo-terreno  $\mu$  è stato assunto pari a  $\tan \delta$ , mentre  $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace nella mezzeria.

Le verifiche agli Stati Limite risultano soddisfatte se:

$$R_{sd} > T_{sd}$$

Pertanto, la lunghezza minima di inserimento del palo è la seguente:

$$h_{min} = (2 * T_{sd} * \xi_4 * \gamma_{st} / \pi * d * \gamma * K_p * \mu)^{1/2} = \mathbf{2,25\ m}$$

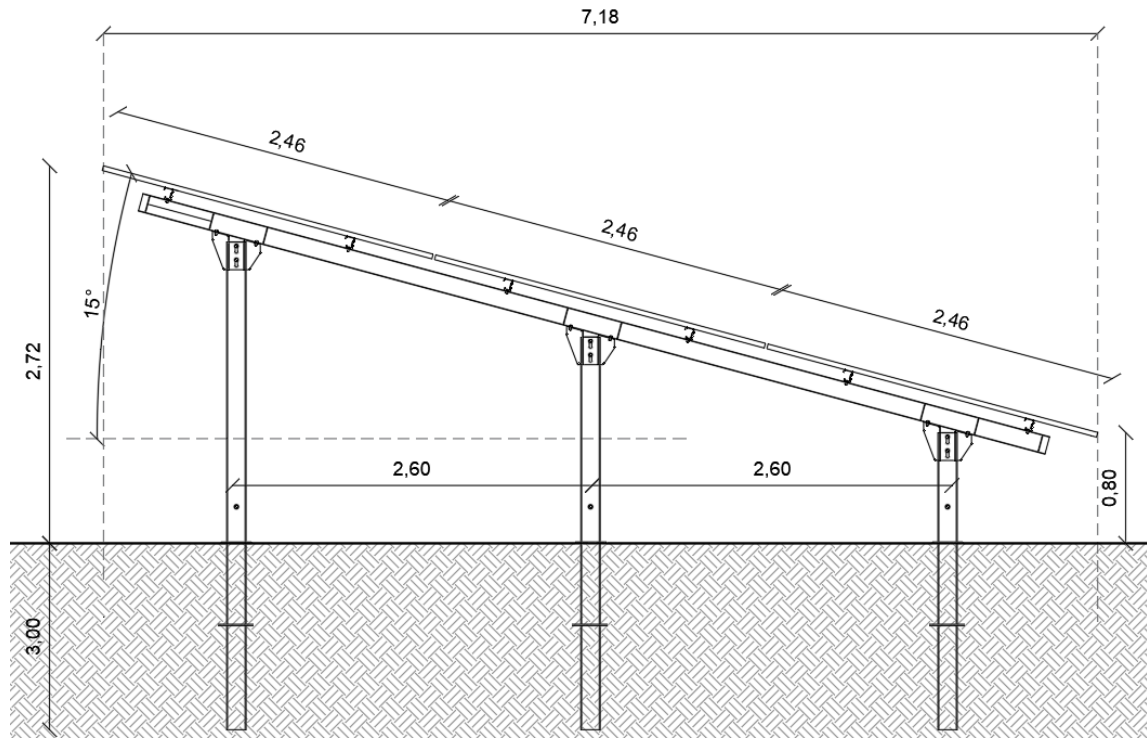
Di seguito si riporta il calcolo in maniera tabellare (Tabella 8).

$T_{sd}$	[kN]	3,31
$\xi_4$	[/]	1,7
$\gamma_{st}$	[/]	1,25
$d$	[mm]	140
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16,50
$K_p$	[/]	2,28
$\mu$	[/]	$\tan \delta$
$h_{min}$	[m]	2,25

Tabella 11: altezza palo

Cautelativamente si è moltiplicata la lunghezza minima di inserimento  $h_{min}$  per un coefficiente pari a 1,30 pertanto la lunghezza di infissione del palo sarà assunta pari a  $h_p = \mathbf{2,92\ m}$  circa.

Si riporta di seguito il particolare costruttivo quotato relativo al sistema a strutture fisse che sarà utilizzato all'interno dell'impianto "VILLALBA", con particolare risalto delle dimensioni riguardanti la profondità di infissione e le strutture fuori terra.



## 5.1. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento dovuta all'azione del vento è stata condotta secondo le prescrizioni dettate dalle NTC2018 e s.m.i., impiegando i coefficienti F dello stato limite di corpo rigido (EQU). Sono stati considerati come carichi stabilizzanti, generatori di altrettanti momenti stabilizzanti:

- il peso proprio delle strutture fotovoltaiche omnicomprensive di moduli, elementi strutturali e pali di fondazione;
- l'azione del terreno sui pali di fondazione, nelle sue componenti tangenziali e orizzontali in opposizione al movimento rotazionale della struttura nella sua condizione più sfavorevole inclinata a 15°;

È stato invece considerato come carico sfavorevole l'azione del vento, calcolato secondo le prescrizioni NTC2018 e s.m.i. Sono inoltre stati applicati i coefficienti di riduzione e di amplificazione dei carichi così come riportati nelle tabelle:

VERIFICA AL RIBALTAMENTO STRUTTURE FISSE				
Carichi favorevoli				
<b>Peso complessivo struttura</b>				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Moduli FTV 590W	cad.	24,00	34,50	828,00
Accessori vari	mq	68,50	0,30	20,55
Correntini	m	55,00	0,75	41,25
Telaio di supporto	m	42,50	3,10	131,75
Strutture di supporto	m	30,00	3,10	93,00
Pilastrini	m	22,00	33,70	741,40
Pali di fondazione	m	36,00	33,70	1213,20
			<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>	<b>3069,15</b>
			<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>	<b>30,10</b>
			Superficie complessiva della struttura (mq)	68,50
			Superficie di competenza singolo telaio (mq)	20,15
			<b>Incidenza a mq peso struttura (KN/mq)</b>	0,439
			<b>Incidenza peso su singolo telaio di competenza (KN/mq)</b>	8,854
			braccio della forza (m)	3,700
			momento favorevole (KNm)	32,76
			coefficiente di riduzione	0,9
			<b>Momento Ptot*a/2</b>	<b>29,48</b>

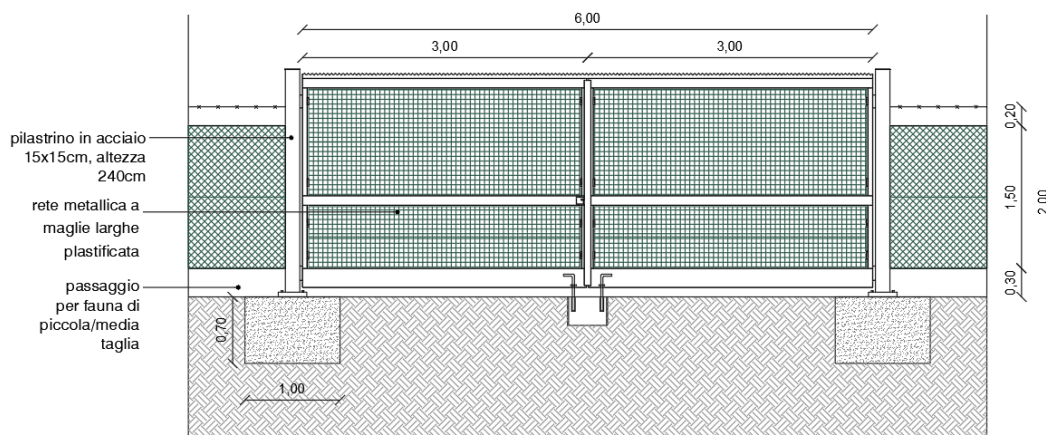
**Azione del vento**

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,323	19,00	25,14	6,00	7,94
			braccio della forza sfavorevole	1,60
			momento sfavorevole (KNm)	12,70
			coefficiente	1,50
			<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>	<b>19,05</b>

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(29,48 KNm) > MRib(19,05 KNm)**

## 6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO

A differenza delle recinzioni perimetrali, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, i cancelli di ingresso all'impianto fotovoltaico saranno invece posati mediante tirafondi imbullonati ad appositi plinti di fondazione in calcestruzzo armato prefabbricato in ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.



Al fine di garantire la massima sicurezza e staticità della realizzazione, è stata approntata una apposita verifica al ribaltamento, in modo da pre-dimensionare il plinto di fondazione per i cancelli di ingresso al parco fotovoltaico.

È evidente che l'azione dominante che porterebbe al collasso per ribaltamento del sistema recinzione-cancello è legata all'azione del vento, per cui sono stati considerati favorevoli i pesi dei componenti della struttura metallica ivi compreso il pilastro di fondazione, mentre è stata considerata sfavorevole l'azione del vento applicata alla superficie di competenza del pilastro in acciaio

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "**Mstab(Tot) > MRib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare **Mstab(10,06 KNm) > MRib(6,64 KNm)**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO**

**Carichi favorevoli**

**Peso complessivo struttura**

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Cancello	m	8,00	60,00	480,00
Accessori vari	mq	8,00	0,20	1,60
Pilastro in acciaio	cad.	1,00	47,50	47,50
Fondazione	cad.	1,00	1750,00	1750,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>2279,10</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>22,35</b>
braccio della forza (m)				0,500
momento favorevole (KNm)				11,18
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>				<b>10,06</b>
<b>Momento favorevole (KNm)</b>				<b>10,06</b>

**Carico sfavorevole**

qr	ce	cp	cd	Pv in N
455,625	1,8	1,5	1	1230,1875

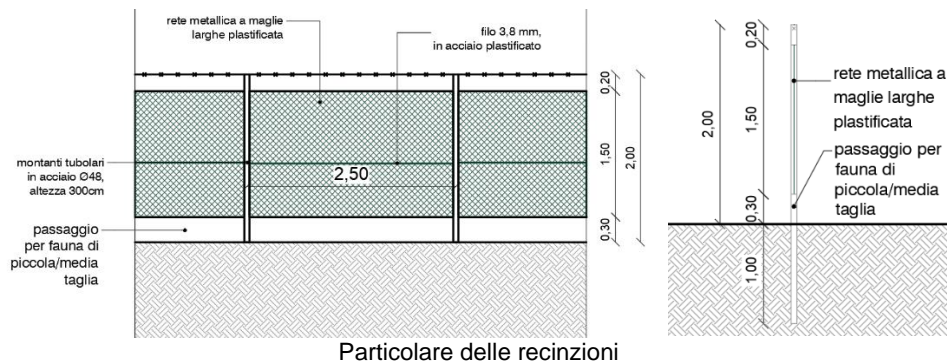
qr	r	vr	vr
455,625	0,5	1,25	27

**Azione del vento**

Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	2,00	2,46	2,00	2,46
braccio della forza sfavorevole				1,80
momento sfavorevole (KNm)				4,43
coefficiente				1,50
<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>				<b>6,64</b>

## 7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI

Le recinzioni perimetrali saranno realizzate in rete metallica plastificata a maglia regolare 5x5cm, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, ammorsata con trefoli in acciaio alla palificata perimetrale costituita da tubolari in acciaio zincato del diametro di 8,00 cm, il tutto senza alcun getto di calcestruzzo, in piena ottemperanza alle prescrizioni in materia di salvaguardia dell'ambiente.



### VERIFICA AL RIBALTAMENTO RECINZIONI

#### Carichi favorevoli

#### Peso complessivo struttura

Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario (Kg)	Peso complessivo (Kg)
Recinzioni	m	2,00	8,00	16,00
Accessori vari	mq	2,00	0,20	0,40
Pilastro in acciaio infisso	cad.	2,00	5,00	10,00
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (Kg)</b>				<b>26,40</b>
<b>PESO TOTALE STRUTTURA (KN)</b>				<b>0,26</b>
braccio della forza (m)				0,050
momento favorevole (KNm)				0,01
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Ptot*a/2</b>				<b>0,01</b>

**Momento favorevole (KNm) 0,01**

#### Azione terreno su palo

Altezza palo	Larghezza palo	Sup. Palo	Y terreno	Forza risultante (KN/mq)
1	0,08	0,08	16,00	1,28
coefficiente di riduzione				0,9
<b>Momento Y*a*h<sup>3</sup></b>				<b>1,15</b>

**Momento favorevole (KNm) 1,16**

#### Azione del vento

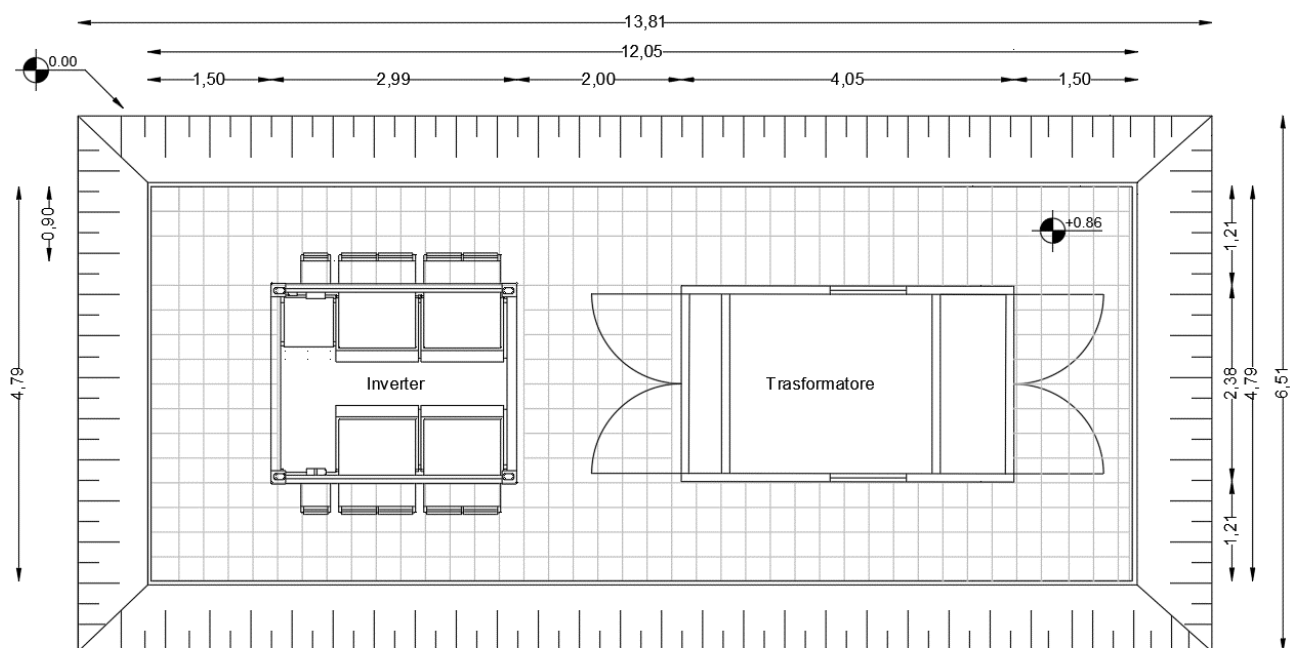
Pressione a mq (KN/mq)	Superficie (mq)	Pressione complessiva (KN)	Superf. Competenza telaio (mq)	Pressione competenza telaio (KN/mq)
1,230	0,32	0,39	0,32	0,39
braccio della forza sfavorevole				1,80
momento sfavorevole (KNm)				0,71
coefficiente				1,50
<b>Momento Ribalt. (KNm)</b>				<b>1,06</b>



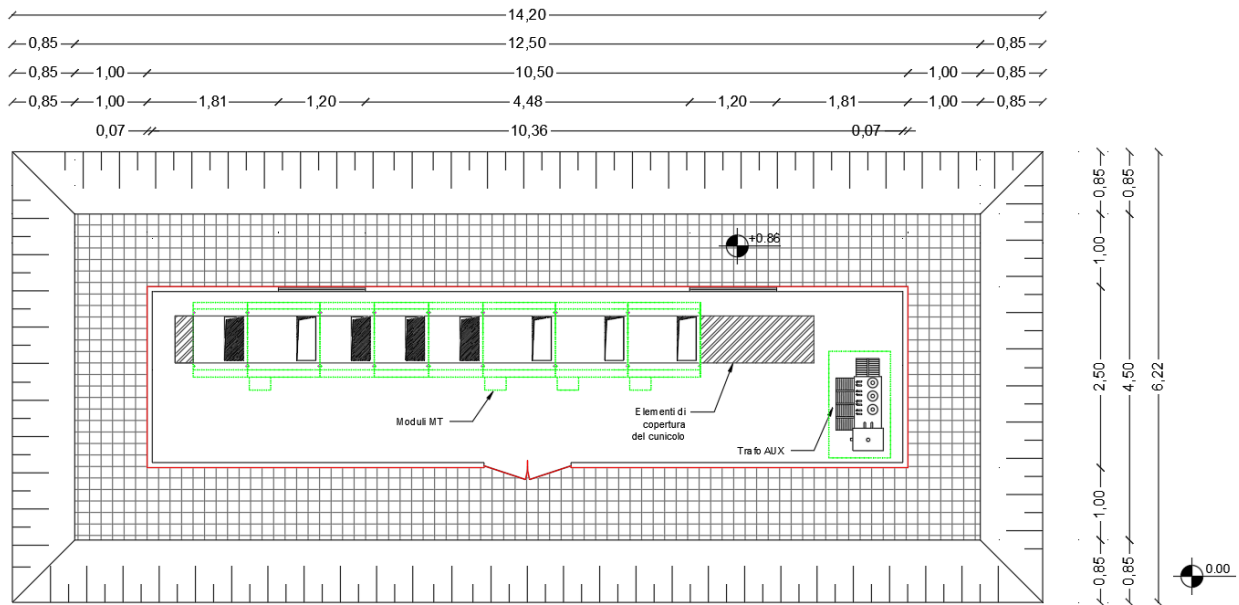
## 8. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO E ALLESTIMENTO CABINE ELETTRICHE E SERVIZI AUSILIARI

Per quanto riguarda le cabine elettriche che saranno fornite e posate all'interno dell'area di impianto, si sottolinea che le stesse saranno composte esclusivamente da strutture prefabbricate, trasportate e appoggiate su terreno, previa battitura e preparazione dello stesso. In particolare, le cabine saranno composte da una vasca di fondazione (Cfr. RE04.1) e dalla cabina vera e propria che ospiterà la quadristica e le connessioni elettriche. Tutti i prefabbricati introdotti in sito risponderanno a tutti i criteri e requisiti Normativi, sia urbanistiche che elettrici. (Cfr. IE04-Cabine di campo). Si riportano per completezza le certificazioni relative alle strutture e ai relativi calcoli strutturali, oltre alle certificazioni di rispondenza dei requisiti ENEL. Si rimanda alla apposita Relazione Geotecnica per l'analisi della interazione fondazioni-terreno.

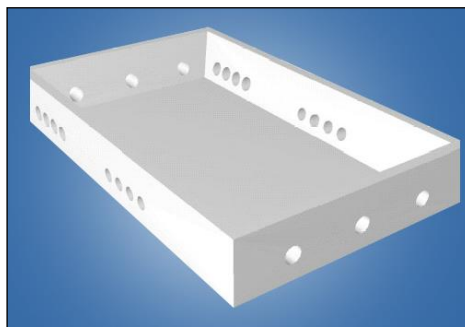
### Cabine di campo



## Cabine di raccolta



Si precisa che per il posizionamento delle cabine non sarà necessaria la realizzazione di fondazioni gettate in opera, in quanto le stesse saranno composte da prefabbricati alloggiati nel terreno, previo scavo di fondazione di circa 1 metro sul quale verrà steso uno strato di geo tessuto e un letto di misto granulare stabilizzato per uno spessore di circa cm 10 che assolverà ad una funzione livellante.



*Vasca di fondazione*

## 9. CONSIDERAZIONI SULLA DISMISSIONE

È doveroso precisare che al termine della vita di servizio dell'impianto tutte le strutture saranno completamente smontate ed i pali infissi saranno semplicemente sfilati dal terreno sottostante, grazie all'ausilio di automezzo munito di braccio gru. Inoltre, al termine della vita utile dell'impianto i pali di fondazione saranno estratti dal terreno e potranno essere facilmente riutilizzati oppure riciclati quali materiali metallici nelle apposite discariche autorizzate. Anche la vasca di fondazione delle cabine elettriche sarà estratta dal terreno tramite l'utilizzo di un piccolo escavatore e trasportata in un sito idoneo allo smaltimento. Il terreno sarà ripristinato e costipato, rendendolo disponibile sin da subito alle nuove destinazioni d'uso.

## 10. CONCLUSIONI

Nella presente relazione di calcolo sono state riportati gli studi di pre-dimensionamento delle opere di ancoraggio al suolo per le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici e per le strutture pertinenti al campo fotovoltaico. Lo studio è stato condotto in ossequio alla vigente Normativa Tecnica (NTC 2018 e s.m.i.) tenendo in conto dei parametri geotecnici, di zonazione eolica e sismici derivanti dalla suddetta Norma. Sulla base di quanto detto i risultati ottenuti sono tali da assicurare la capacità delle fondazioni di sopportare le sollecitazioni derivanti dalle azioni statiche e dinamiche agenti sulla struttura.

Il tecnico

*Ing. Renato Pertuso*

