



CITTA' DI CASTELLUCCIO DEI SAURI

prov. di Foggia
REGIONE PUGLIA

Impianto Agrivoltaico "Tamariceto" della potenza di 54,473 MW in DC

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:



URBA - I 130117 S.R.L

Via G. Giulini,2
20123 Milano (MI)
email PEC: urba130117@legalmail.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**

Filename:
TKA695-RE04-Calcoli preliminari delle strutture-R0.doc

Data 1°emissione: Febbraio 2024	Redatto: N.LOMUSCIO G.PISANI	Verificato: G.PERTOSO	Approvato: R.PERTUSO	Scala:	Protocollo Tekne:
n° revisione					TKA695
1					
2					
3					
4					

INDICE

1.	<u>INTRODUZIONE</u>	1
2.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	2
3.	<u>ELEMENTI CARATTERIZZANTI L'IMPIANTO</u>	3
3.1.	<u>STRUTTURE FOTOVOLTAICHE</u>	3
3.2.	<u>RECINZIONE</u>	4
3.3.	<u>CABINE ELETTRICHE</u>	5
3.4.	<u>SCAVI E RINTERRI</u>	8
3.5.	<u>VIABILITA' INTERNA</u>	9
4.	<u>CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO</u>	10
4.1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE	10
4.2.	MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	11
4.3.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	12
5.	<u>CARICHI AGENTI</u>	16
5.1.	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	16
5.2.	AZIONE DEL VENTO	17
5.3.	AZIONE DELLE NEVE	22
5.4.	COMBINAZIONI DI CARICO	24
6.	<u>VERIFICHE GEOTECNICHE</u>	25
6.1.	EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	25
6.2.	VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE	27
6.3.	VERIFICA A SFILAMENTO DEI PALI	28
6.4.	VERIFICA AL RIBALTAMENTO STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	29
6.5.	VERIFICA A RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO	31
6.6.	VERIFICHE A RIBALTAMENTO RECINZIONI PERIMETRALI	33
6.7.	STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO CABINE	34

	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	Febbraio 2024	G.PISANI N.LOMUSCIO	G. PERTOSO	R. PERTUSO	TKA695
						Filename:
						TKA695-PD-RE04-R0

7. CONCLUSIONI

<p>PD PROGETTO DEFINITIVO</p>	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	<i>R0</i>	<i>Febbraio 2024</i>	<i>G.PISANI N.LOMUSCIO</i>	<i>G. PERTOSO</i>	<i>R. PERTUSO</i>	<i>TKA695</i>
						Filename:
						<i>TKA695-PD-RE04-R0</i>

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione saranno descritte le principali opere edili e le rispettive opere di fondazione che si dovranno realizzare nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltaico denominato "Tamariceto" sito nel Comune di Castelluccio dei Sauri (FG), in località "Posta Tamariceto".

In particolare, saranno oggetto della seguente relazione le opere riguardanti le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, le recinzioni e le cabine prefabbricate.

La superficie lorda dell'area di intervento è di circa 114 ettari, mentre l'area direttamente interessata dai pannelli fotovoltaici è di circa 81 ettari. L'area oggetto di realizzazione del parco agrovoltaico si trova ad un'altitudine media di m 200 s.l.m. e le coordinate geografiche di riferimento, nel sistema WGS84 sono:

- Latitudine: 41° 16' 17.71" N
- Longitudine: 15° 30' 18.52" E

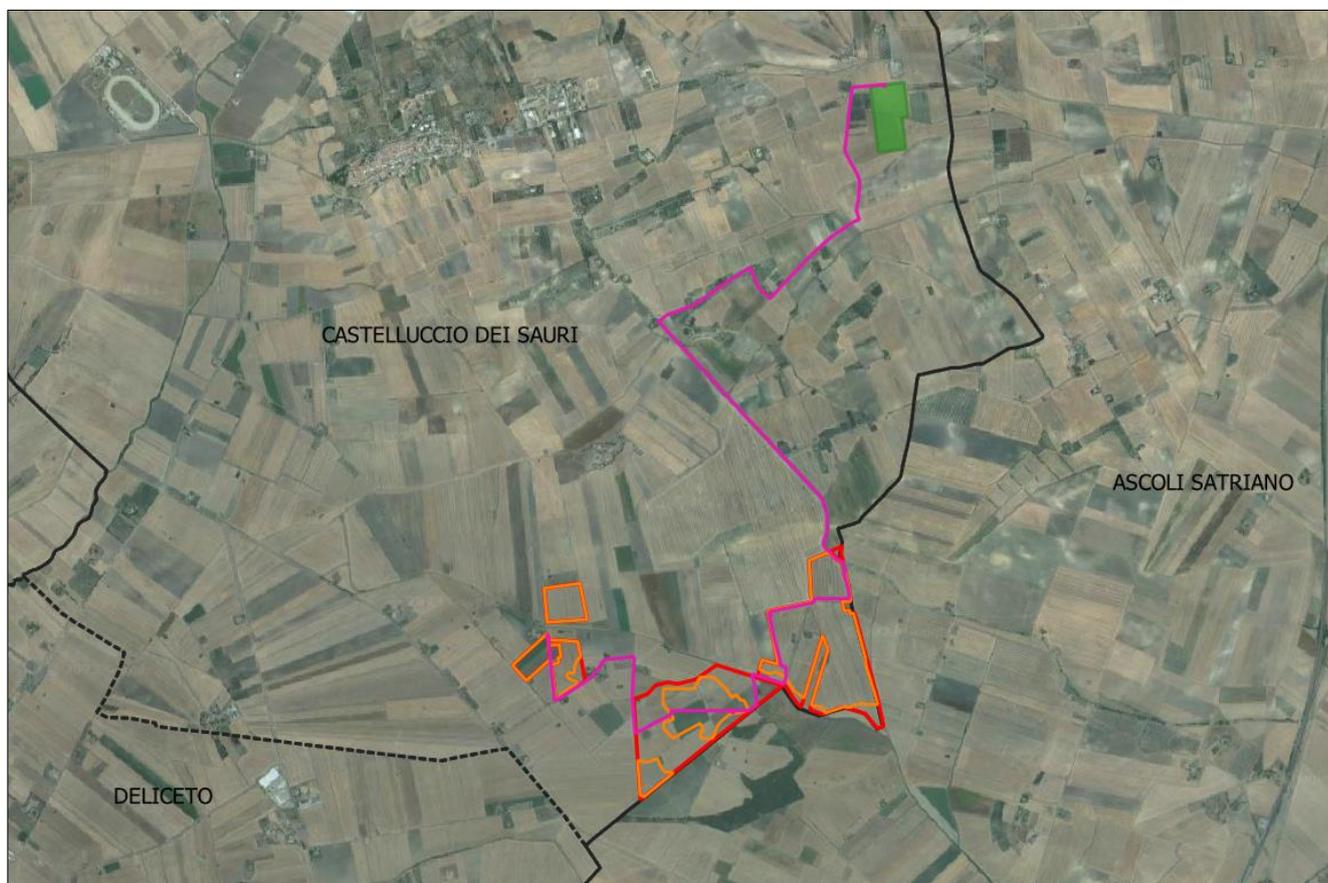


Figura 1 - Area interessate dal progetto

Il layout dell'impianto è rappresentato nell'elaborato grafico AR05 che costituisce parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto agrofotovoltaico. 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 appoggiate sul terreno e protette da uno strato di geotessuto. Ulteriori informazioni relative a strutture e fondazioni sono consultabili negli elaborati *IE04-Cabine di campo e di raccolta*, *AR06-Strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici e recinzione*.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture di fondazione sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel proseguo della presente relazione:

- ✓ **Legge 5 novembre 1971, n.1086** (G.U. 21 dicembre 1971, n.321) – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n.64** (G.U. 21 marzo 1974, n.76) – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- ✓ **D.M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 N.42 – Suppl. Ord. n.8) – “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti normative:

- ✓ **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.
- ✓ **Eurocodice 3** – “Progettazione delle strutture in acciaio” – EN 1993-1-1
- ✓ **Eurocodice 7** – “Progettazione geotecnica” – EN 1997-1

3. ELEMENTI CARATTERIZZANTI L'IMPIANTO

3.1. STRUTTURE FOTOVOLTAICHE

L'ancoraggio della struttura di supporto dei pannelli fotovoltaici al terreno sarà affidato ad un sistema di fondazione costituito da pali in acciaio zincato infissi nel terreno tramite battitura, e laddove le condizioni del terreno non lo permettano, si procederà tramite trivellazione. I vantaggi di tale tipologia di fondazione sono molteplici, ovvero:

- ✓ tempi di realizzazione delle fondazioni notevolmente ridotti;
- ✓ totale assenza di scavi e getto di calcestruzzo;
- ✓ ridotto impiego di personale per la posa;
- ✓ reversibilità dell'intervento grazie alla facile rimozione dei pali;
- ✓ possibile riutilizzo e riciclo dei pali;
- ✓ minimo impatto ambientale in riferimento alle componenti del paesaggio e alla contaminazione delle acque del sottosuolo

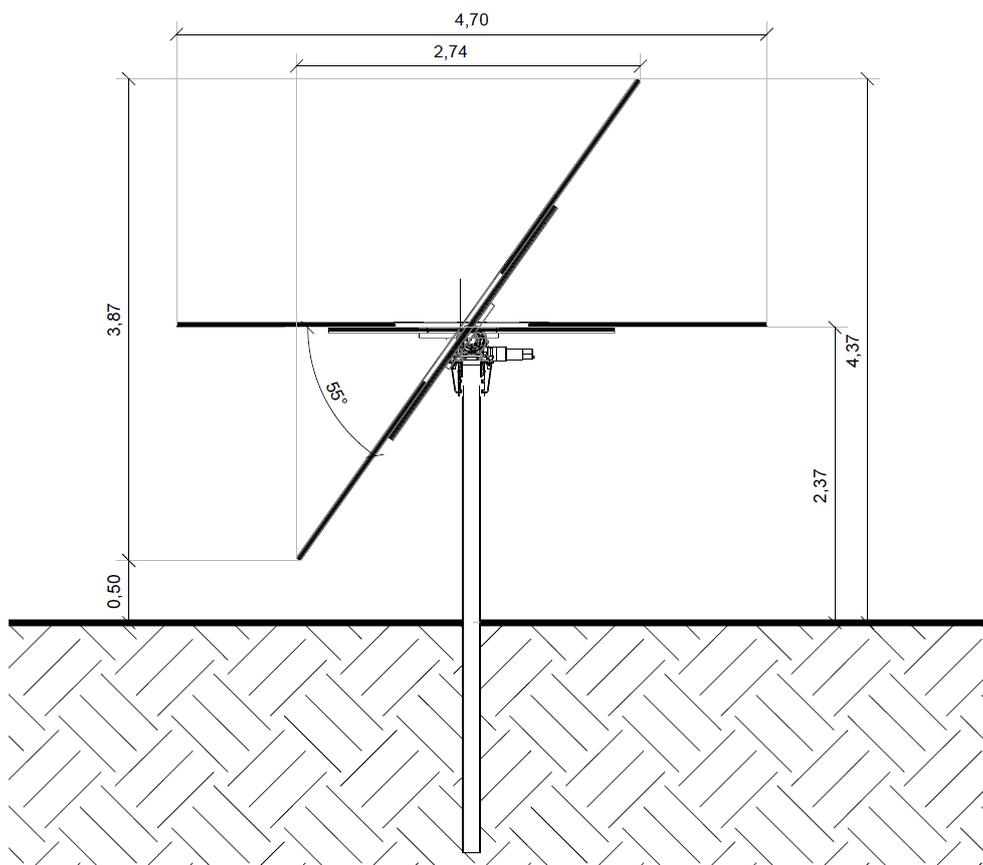


Figura 2 Particolare delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici

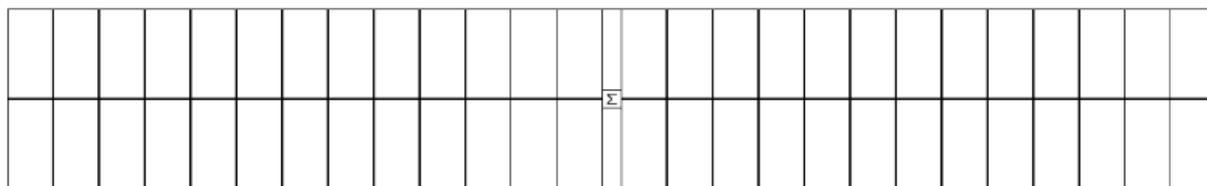


Figura 3 - Particolare della struttura fotovoltaica 26x2

La struttura fotovoltaiche ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema tracker mono assiale, di dimensioni in pianta pari a 14,98 x 4,70 metri, pari a 70,41 mq, composto da 26 moduli fotovoltaici della potenza ciascuno di 605W. Nel layout di progetto sono state inoltre usate anche strutture 26x2 che hanno come modello strutturale sempre quello da 26 moduli.

Per il miglioramento delle capacità strutturali delle strutture là dove le prove geologiche esecutive dovessero richiederlo saranno utilizzate zavorre prefabbricate.

3.2. RECINZIONE

La recinzione sarà costituita da una rete metallica a maglia sciolta con montanti in acciaio zincato a caldo, posizionati perfettamente in linea tra loro secondo le prescrizioni del produttore e ancorati nel terreno attraverso l'infissione degli stessi ad una profondità di 100 cm.

Tale soluzione tecnica adottata per l'ancoraggio al terreno ha il vantaggio di essere rapida, semplice e reversibile, riducendo al minimo l'impatto ambientale e preservando la condizione naturale del terreno.

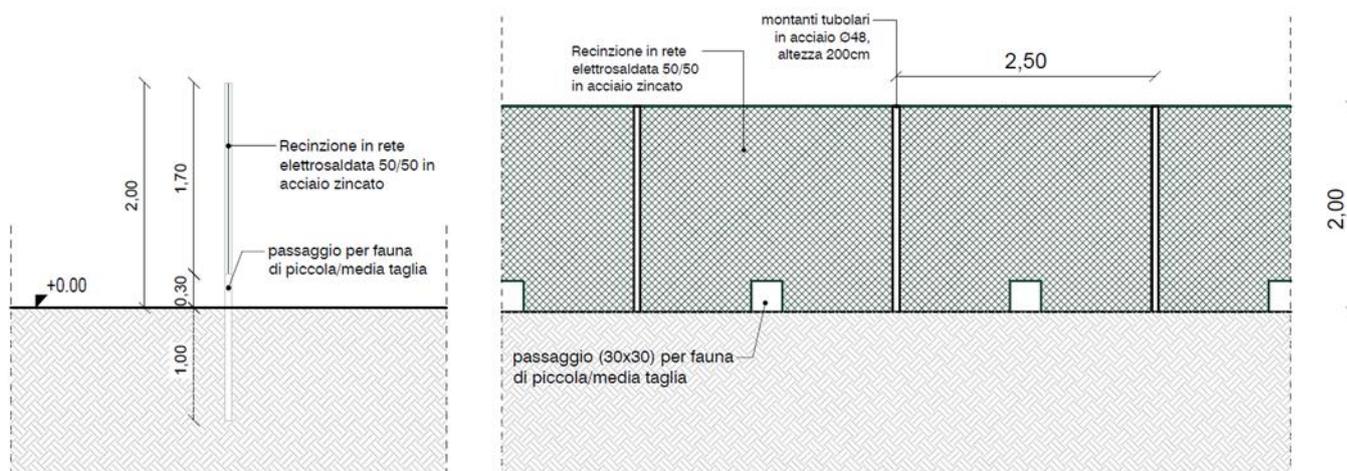


Figura 4 - Particolare delle recinzioni

A completamento della recinzione sarà installato un cancello d'ingresso avente le stesse caratteristiche di quest'ultima e pali laterali realizzati con profili in acciaio zincato a caldo ancorate con appositi tirafondi al plinto prefabbricato di fondazione.

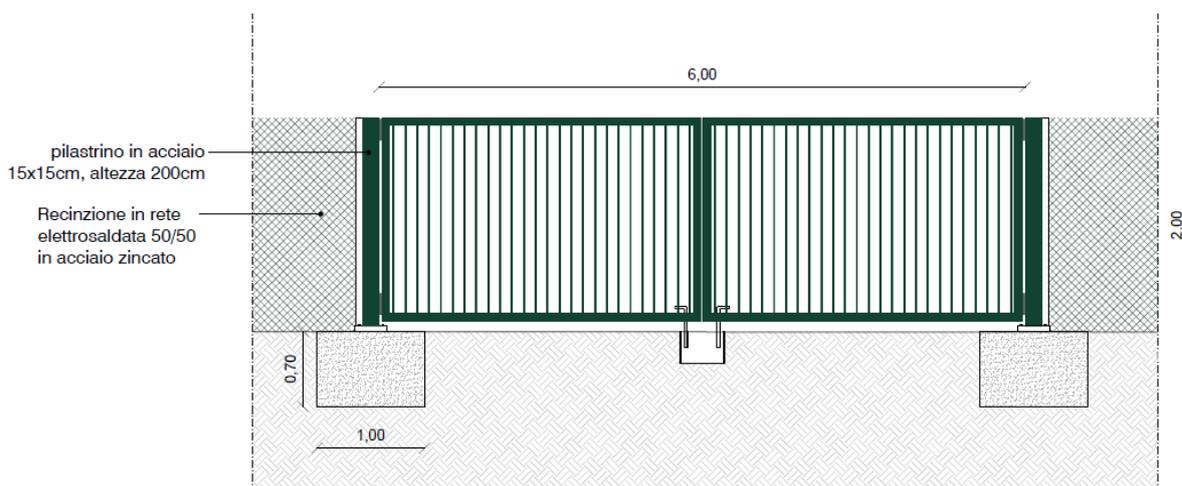


Figura 5 - Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

3.3. CABINE ELETTRICHE

All'interno della recinzione dell'impianto troveranno ubicazione le seguenti cabine elettriche: 4 *Cabina di Raccolta*, 1 *Cabina di Raccolta Generale*, 6 *Cabine locali tecnici per servizi ausiliari* e 26 *Cabine di campo con trasformatore*.

Le cabine contenenti i trasformatori di campo, dedicate all'alloggiamento delle apparecchiature elettriche, saranno costituite da **monoblocchi prefabbricati** con struttura monolitica autoportante. Le pareti del monoblocco avranno uno spessore minimo di 8 cm. La conformazione del tetto sarà tale da assicurare un normale deflusso delle acque meteoriche, per tale motivo non sono previsti tubi di gronda all'esterno e/o all'interno del monoblocco. Le dimensioni specifiche delle fondazioni di ciascuna cabina sono riportate all'interno della tavola *IE04 – Cabine di campo e raccolta*.

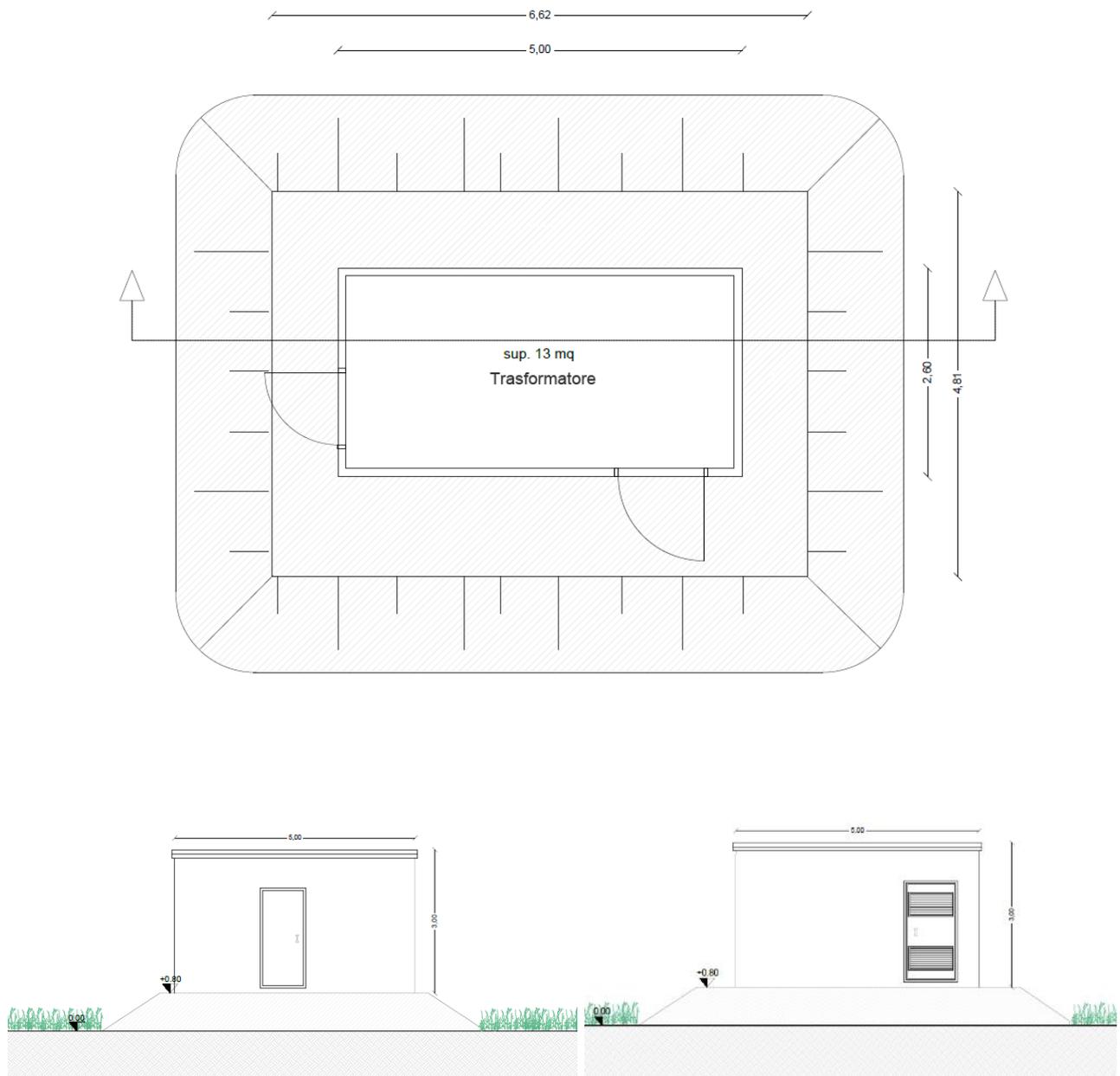


Figura 6- Particolare Cabina di campo con trasformatori

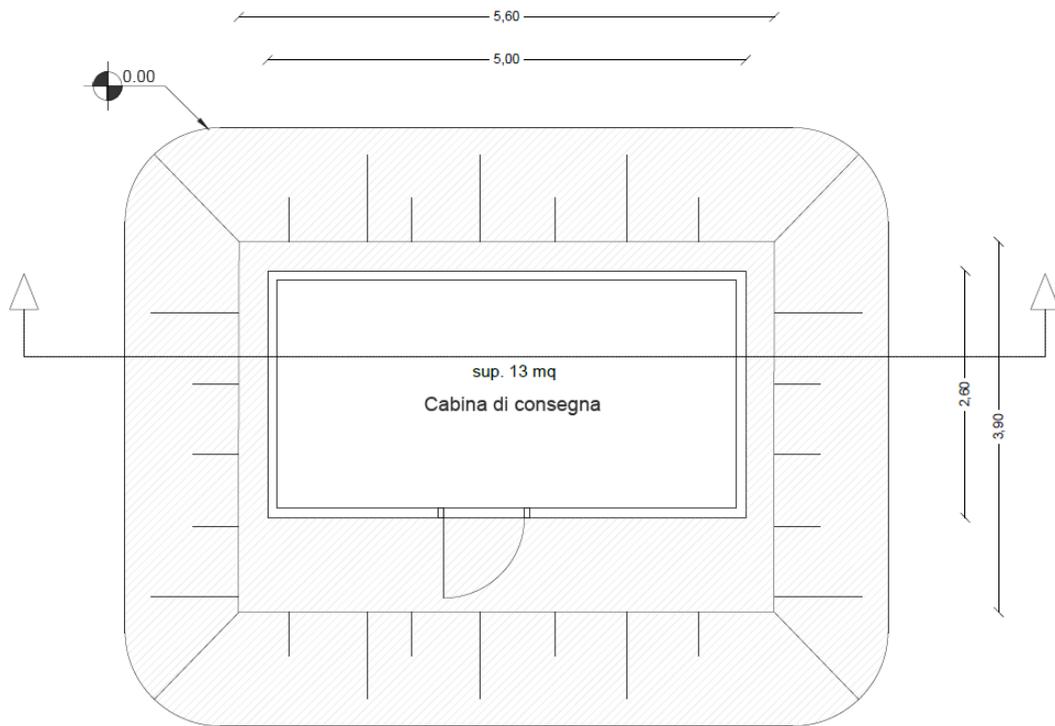


Figura 7 - Particolare Cabina di Raccolta

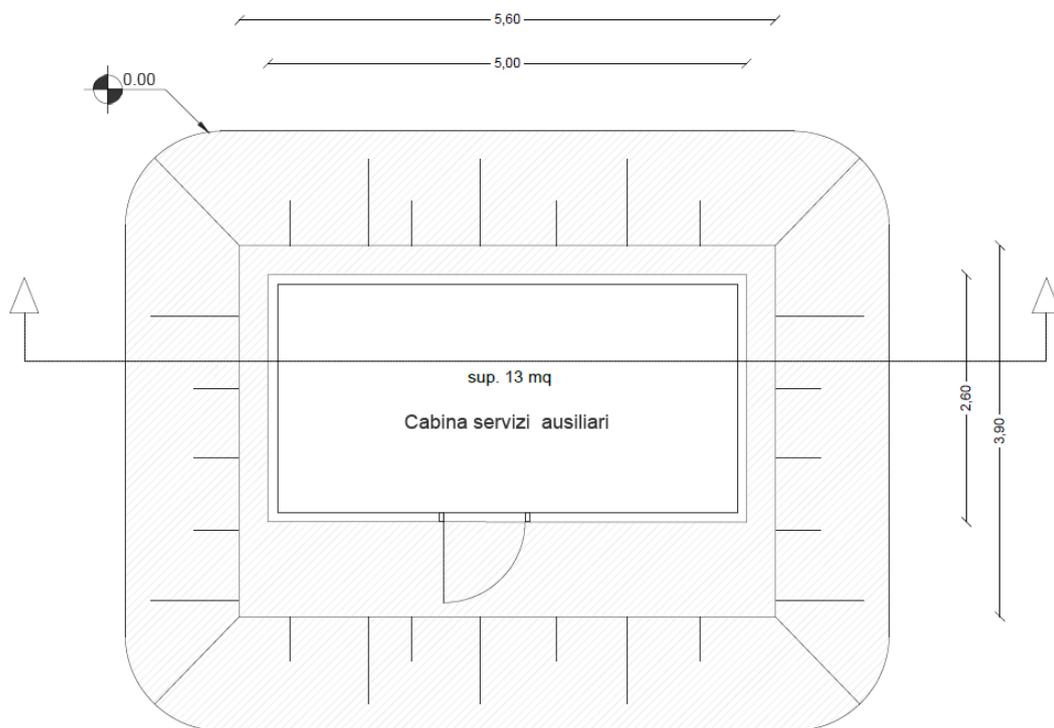


Figura 8 - Particolare di Locale di servizio

Si precisa che le cabine elettriche saranno trasportate in loco e successivamente posizionate su una vasca di fondazione prefabbricata della tipologia illustrata nella figura sottostante senza alcun tipo di getti di calcestruzzo in opera. I prefabbricati saranno 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. Tutte le dimensioni delle cabine sono state progettate in funzione agli ingombri delle apparecchiature previste e dei necessari spazi di manovra e di sicurezza.

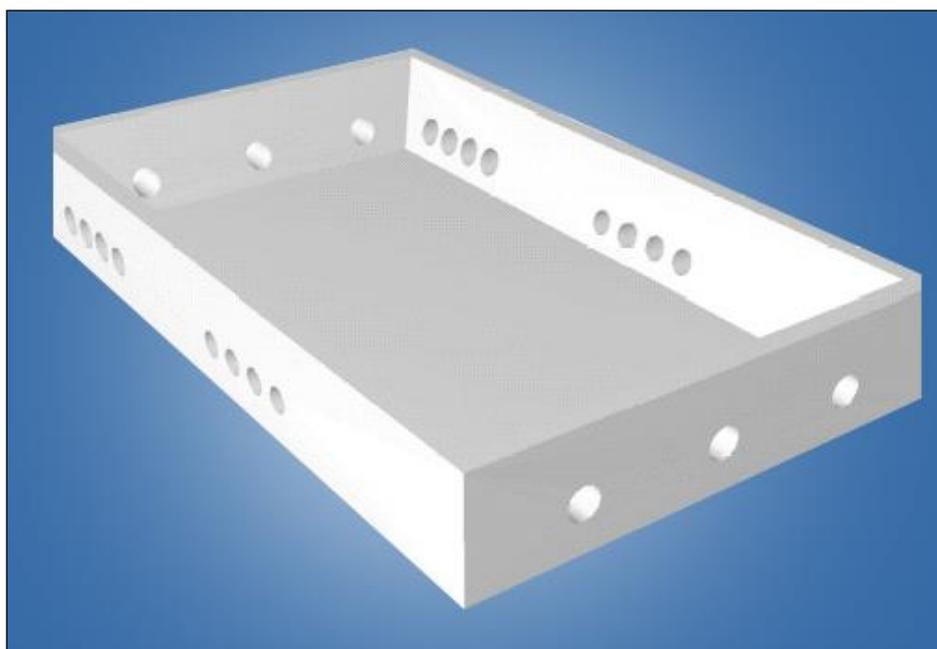


Figura 9 - Particolare Vasca di fondazione

3.4. SCAVI E RINTERRI

Come già descritto, il progetto non prevede in generale scavi di fondazione in quanto le strutture da posizionare seguiranno l'andamento morfologico del terreno. Gli unici scavi previsti, che coinvolgono solamente lo strato vegetale del terreno, sino alla profondità massima di 1,00 metro, saranno:

- ✓ Scavi per la posa delle vasche prefabbricate di fondazione delle cabine;
- ✓ Scavi per la posa di condutture di ogni tipo.

Entrambe le tipologie di scavo saranno realizzate a sezione obbligata con l'ausilio di mezzi meccanici e raggiungeranno il piano di posa dei manufatti/cavidotti, superandoli di circa 10 cm. Lungo il percorso dei cavidotti saranno posizionati pozzetti prefabbricati rompitratta in cls prefabbricato.

Per i rinterri si utilizzerà una piccola quantità di sabbia (letto di posa per i cavidotti e le cabine prefabbricate); la restante parte dei rinterri sarà realizzata con il materiale di risulta dello scavo.

Le tubazioni di scolo e i fossi scoperti pubblici o privati che fossero eventualmente incontrati negli scavi saranno conservati all'uso previ accordi con i singoli enti o proprietari. Per la realizzazione degli scavi saranno adottate tutte le precauzioni necessarie per ottemperare alle normative vigenti sulla sicurezza delle cose e delle persone. Inoltre, saranno adottati tutti gli accorgimenti per evitare di intralciare il traffico veicolare, sia con il cantiere in sé che con i materiali di risulta.

3.5. VIABILITA' INTERNA

All'interno dell'area interessata dall'impianto verranno realizzati dei percorsi carrabili per consentire una viabilità agevole per gli spostamenti all'interno dell'impianto, per l'accesso ai quadri di parallelo e alle strutture dei moduli fotovoltaici nonché per l'accesso alle cabine e ai vani tecnici. Le infrastrutture viarie saranno realizzate, ai fini di un corretto inserimento ambientale, in massicciata tipo "MacAdam". La rete viaria sarà realizzata rimuovendo lo strato di terreno vegetale, provvedendo alla successiva stesura di geotessuto. Successivamente si provvederà alla posa di materiale arido di riempimento ed uno strato di misto granulare stabilizzato di cava. Di fondamentale importanza è la creazione dello strato di base, che è la parte della sovrastruttura stradale con prevalente resistenza alle azioni flessionali. La sezione stradale della nuova viabilità sarà realizzata prevedendo una larghezza minima di circa 3,5 m. Le sezioni tipo, in genere di riporto, di sterro e mista, verranno utilizzate a seconda delle sezioni stradali seguendo come criterio progettuale quello di limitare il più possibile le movimentazioni di terra nel rispetto dell'ambiente circostante. Per quanto concerne le acque meteoriche è prevista una pendenza trasversale della sede stradale del 2% per tutte le tipologie di sezioni tipo definite: questa è rivolta verso i lembi esterni della medesima sede per allontanare le acque meteoriche e farle confluire nel terreno laterale in cui verranno realizzate cunette per lo scorrimento delle acque meteoriche.

4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

Prima di procedere al predimensionamento dei pali di fondazione che sosterranno le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici e all'individuazione dei pesi propri e dei carichi agenti (vento, neve, azioni sismiche) su di essa, è necessario caratterizzare l'area di intervento, al fine di utilizzare correttamente tutti i parametri e i coefficienti previsti dalla normativa.

4.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE

L'area oggetto di studio ricade nel foglio 175 "Cerignola" della Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000. Dal punto di vista geomorfologico generale l'area si trova nella fascia, di medio-bassa collina, di raccordo tra i rilievi appenninici e la vasta pianura del Tavoliere. La morfologia dei luoghi è tipica delle aree collinari caratterizzate da sagome dolci in relazione alla natura dei terreni e alle azioni subite dagli agenti geodinamici.

Le caratteristiche geologiche generali dell'area indagata si inquadrano in un contesto formato da depositi plio-pleistocenici sui quali poggiano depositi alluvionali terrazzati dell'Olocene. Il substrato sul quale poggiano tali sedimenti è costituito da argille e argille marnose.

La tettonica generale, piuttosto articolata, è caratterizzata dalla presenza di pieghe, pieghe faglie e faglie trascorrenti (stile appenninico) a vergenza NE. Tale stile influenza notevolmente la rete idrografica superficiale, fenomeno evidenziato dall'allineamento delle valli principali secondo i motivi tettonici preminenti.

Le formazioni geologiche che compongono la struttura del settore della Catena Preappenninica sono riferibili a terreni formatosi, credibilmente, tra l'Oligocene ed il Miocene superiore, sui quali sono poggiati i sedimenti clastici (trasgressivi) plio-pleistocenici dell'avanfossa.

Tali formazioni sono state interessate da fasi tettoniche, ascrivibili al Miocene e al Pliocene, che hanno determinato strutture complesse caratterizzate dalla presenza da estese monoclinali fagliate, complicate da pieghe di varie dimensioni, da anticlinali e sinclinali, con rapporti di sovrapposizione e contatti, sia stratigrafici sia tettonici, diversi e variabili da zona a zona.

4.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La tettonica dell' area d'interesse è contraddistinta dalla presenza di pieghe asimmetriche con assi orientati preferibilmente secondo la direttrice NNE-SSO. I terreni affioranti dovrebbero assumere una generale giacitura preferibilmente verso E NE, con immersione degli strati, poco inclinati. Le strutture oggi visibili sono da attribuire ad una tettonica di tipo gravitativo dove i terreni flyscioidi sono "scivolati" verso NE.

La successione litostratigrafica dell' area è costituita, dal basso verso l'alto, dai seguenti termini:

- Argille e argille marnose (Pliocene medio-sup.)
- Sabbie e sabbie argillose (Pliocene sup.)
- Conglomerati poligenici (Pleistocene)
- Alluvioni terrazzate recenti poco superiori all'alveo attuale (Olocene)

Nell'area in esame affiorano, dunque, le "Alluvioni terrazzate recenti poco superiori all' alveo attuale" dell' Olocene. Si tratta di depositi terrazzati sopraelevati di pochi metri sull'alveo attuale. Sono formate da sedimenti sabbiosi e sabbioso-argillosi, subordinatamente ciottolosi e che presentano nella loro compagine terre nere a stratificazione varvata ben evidente, nonché incrostazioni calcaree.

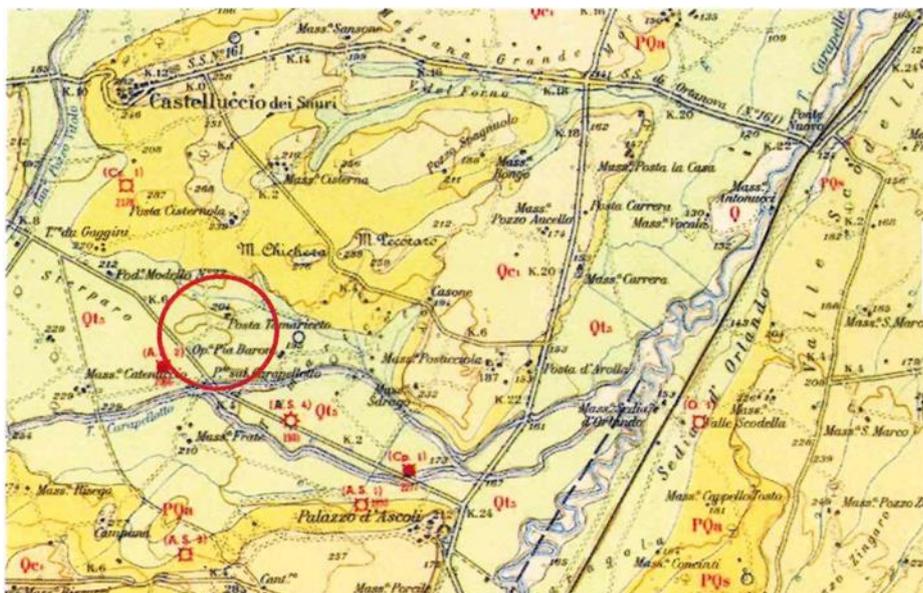


Figura 9 - Stralcio della Carta Geologica - Fg. 175 "Cerignola" - scala 1: 100.000

I rilievi e le indagini DPSH hanno permesso di ricostruire il modello geologico-stratigrafico e litotecnico dell' area studiata, predisponendo uno modello geotecnica come di seguito allegato.

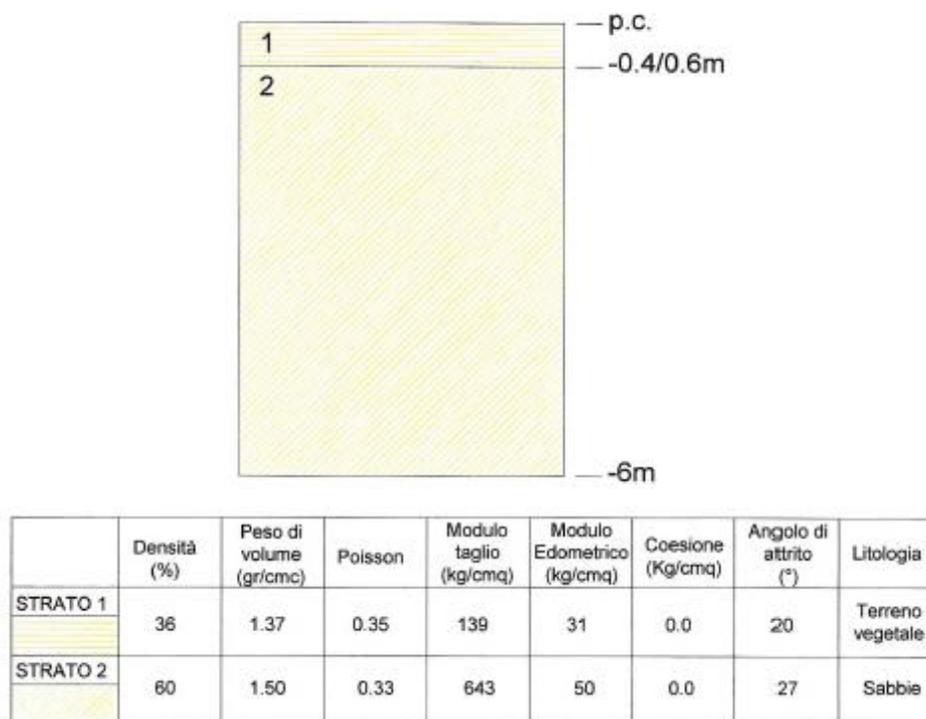


Figura 10 – Modello geologico tecnico

4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Secondo la classificazione sismica, la zona di intervento ricade in **zona sismica 2**. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di

accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Per i valori di a_g , F_0 e T^*_C , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al §6.2.2. I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

e per il D.M. del 17 gennaio 2018 le azioni sismiche di progetto vengono definite secondo l'approccio semplificato riconducibile alle cinque categorie di sottosuolo, si fa riferimento alla cosiddetta $V_{S,eq}$ valutato dalla seguente espressione:

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

dove:

h_i = spessore dell'i-esimo strato

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato

N = numero di strati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia e terreno molto rigido, caratterizzato da VS non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il valore della $V_{S,eq}$ è stato determinato in base delle indagini indirette prese in riferimento. Su tutte le indagini è stato riscontrato un valore sperimentale tali da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla **CATEGORIA "C"**, così come definita dalla Tabella 3.2.II di cui al D.M. del 17 gennaio 2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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>Depositati 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.</i>
D	<i>Depositati 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.</i>
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>

Figura 11 - Tabella 3.2.II

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie

precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 12 - Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Alla luce del quadro geofisico emerso e dal calcolo della $V_{S,eq}$ il sito di progetto ricade nella categoria del suolo "B". In base alle condizioni geomorfologiche e topografiche del sito di progetto è stata verificata l'appartenenza al tipo T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 13 - Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 14 - Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Per determinare, in via del tutto teorica e approssimativa, i valori di F_0 , T^*c e A_g utili alla definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, sempre secondo le Norme tecniche del D.M. 17/01/2018, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r , ricavato per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u .

Nel caso in esame, come detto, si è fatto quindi riferimento ad una **Vita Nominale di 50 anni** e ad un coefficiente di **Classe d'uso II** che ha valore pari ad 1.

5. 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.

Di seguito sono dettagliate le azioni del vento e della neve.

Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano inferiori a quelle dovute al vento e pertanto l'azione sismica può essere trascurata.

5.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema tracker monoassiale, di dimensioni in pianta pari a 14,98 x 4,70 metri, pari a 70,41 mq, composto da 26 moduli fotovoltaici ancorati ad un unico telaio in acciaio a sezione scatolare 50x70mm mediante staffaggi in alluminio Il telaio, a sviluppo rettangolare di sezione 110x110mm, sarà a sua volta collegato

al sistema basculante I pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele. La superficie occupata dalla singola struttura è pari a 70,41 mq.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **32,97 Kg/mq (0,32 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 26 moduli fotovoltaici da 605W, dimensioni 2382x1134x30 mm, peso singolo modulo 33,5 Kg. Peso complessivo pari a 871,00 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,26 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori vari di montaggio, di peso complessivo pari a 21,30 kg. Incidenza a metro quadro pari a 0,30 Kg/mq*
- ✓ 14 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. *Incidenza a metro quadro pari a 0,47 Kg/mq;*
- ✓ 1 trave basculante realizzata con profili scatolari in acciaio 100x100 mm, peso specifico 9,00 kg/m. *Incidenza a metro quadro pari a 1,89 Kg/mq;*
- ✓ 5 pilastri in profili HEB180 (Cfr. Tav. AR06-Strutture di supporto) predimensionati in 2000x180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a 102,40 Kg peso complessivo pari a 512 Kg. Incidenza a metro quadro pari a 7,21 Kg/mq;
- ✓ 5 pali di fondazione battuti in profili HEB180 (Cfr. Tav. AR06-Strutture di supporto) predimensionati in 3000x180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a 153,60 Kg peso complessivo pari a 768 Kg. Incidenza a metro quadro pari a 10,81 Kg/mq.

5.2. AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

La **velocità base di riferimento** v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

Dove

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare;

c_a è il coefficiente di altitudine ($c_a = 1$ in quanto $a_s \leq a_0$)

Dall'analisi del posizionamento geografico è possibile stabilire che il sito è posizionato in **Zona 3**, a cui corrispondono i parametri di velocità ed altezza di riferimento riportati di seguito:

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 15 - Tab.3.3.I – Valori dei parametri di macrozonazione eolica

Pertanto, la velocità base di riferimento risulta essere pari a $V_b = 27 \text{ m/s}$.

La velocità di riferimento V_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot c_r$$

Dove

v_b è la velocità base di riferimento;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Considerando un $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$, la velocità di riferimento è uguale alla velocità base di riferimento:

$$V_r = V_b = 27 \text{ m/s.}$$

▪ **Azioni statiche equivalenti**

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

La **pressione del vento** è data dall'espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

La **pressione cinetica di riferimento** q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho V_r^2$$

Dove

V_r è la velocità di riferimento del vento;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Per un tempo di ritorno pari a $T_R = 50$ anni e per un'altitudine s.l.m. del sito pari a 300m, la velocità di riferimento V_r è pari alla velocità base di riferimento, ovvero pari a 27 m/s; pertanto, la pressione cinetica di riferimento **$q_r = 455,63 \text{ N/m}^2$** .

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 dove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Considerando un'altezza s.l.m. di 200 m, l'area d'interesse appartiene alla **classe di rugosità D** e **categoria di esposizione II**:

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

Figura 16 - Tab.3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 17 - Tab.3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Con la struttura in condizioni di riposo (moduli in posizione orizzontale) i pannelli fotovoltaici avranno un'altezza dal piano campagna pari a **$z=2,40\text{m}$** (struttura in condizioni di riposo); pertanto, il coefficiente di esposizione è pari a **$c_e = 1,80$** .

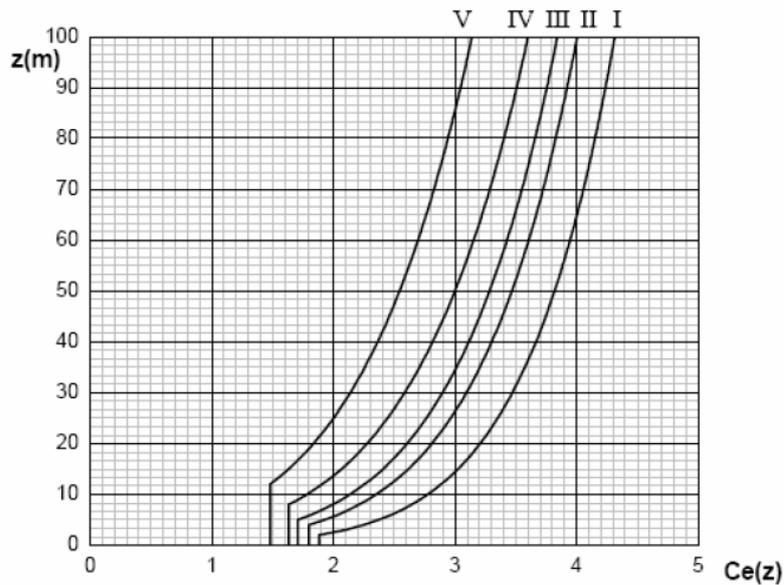


Figura 18 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo

Il **coefficiente di pressione** c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nello specifico, considerando l'inclinazione del pannello oscillante tra $\alpha = \pm 35^\circ$, è stato assunto $c_p = 1,6$.

Il **coefficiente dinamico** c_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo della pressione del vento e dell'azione statica equivalente:

Pressione del vento		
Descrizione	u.m.	q.tà
q_r - pressione cinetica di riferimento	N/m ²	455,63
ρ	kg/m ³	1,25
c_e - coefficiente di esposizione	-	1,80
z - struttura in condizioni di riposo	m	2,40
z _{min}	m	4,00
z ₀	m	0,05
K _r	-	0,19
C_p - coefficiente di pressione	-	1,60
C_d - coefficiente dinamico	-	1,00
p - pressione del vento	kN/m²	1,312

5.3. AZIONE DELLE NEVE

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

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

Dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

In accordo con le NTC 2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a a_s = 200 m, il valore di riferimento del carico della neve al suolo è dato dalla seguente relazione:

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, **Foggia**, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

q_{sk} = 1,00 kN/m²	a_s ≤ 200 m	[3.4.4]
q _{sk} = 0,85 [1 + (a _s /481) ²] kN/m ²	a _s > 200 m	

Figura 19 - Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Pertanto, q_{sk} è pari a 1,00 kN/m².

Considerando un'inclinazione del pannello da 0° a 35°, il coefficiente di forma μ_i è assunto pari a 0,70 (condizione più gravosa):

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 20 - Tab.3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera ed è stato assunto pari a 1,00:

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 21 - Tab.3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo del carico neve:

Carico della neve sulle coperture		
Descrizione	u.m.	q.tà
q_{sk} - valore di riferimento carico neve al suolo	kN/m^2	1,00
a_s - altitudine s.l.m.	m	200,00
μ_i - coefficiente di forma della copertura	-	0,70
C_E - coefficiente di esposizione	-	1,00
C_t - coefficiente termico	-	1,00
q_s - carico neve	kN/m^2	0,70

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2, come definito al §2.6.1 del DM 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.1 del D.M. 2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 22 - Tab.2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del DM 2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 23 - Tab.2.6.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I valori di riferimento del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 pali infissi definiti nella Tab.6.4.II del DM 2018:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 24 - Tab.6.4.II - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

6. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo UPN 160.

L'avanzamento del terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC 2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica.

6.1. EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Il calcolo della capacità portante dei pali segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote: la resistenza alla punta P_{lim} e la resistenza laterale S_{lim} :

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

Dove:

P_{lim} è la resistenza alla punta che nel caso in esame è stata posta pari a zero in quanto la superficie alla punta del palo è approssimabile a zero;

$$S_{lim} = s * \text{perimetro} * L$$

$$s = \mu * k * \sigma'_{V_0}$$

I coefficienti μ e k sono stati definiti dalla tabella seguente:

Tipo di palo	k (S)	k (D)	μ
Batt. profilato	0.7	1.0	0.36
Batt. tubo acc. chiuso	1.0	2.0	0.36
Batt. Cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\varphi')$
Batt. Cls gettato	1.0	3.0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0.5	0.4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0.7	0.9	$\tan(\varphi')$

Figura 25 Figura 263 - Valori di k e μ in funzione del tipo di palo e del terreno

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo del carico limite Q_{lim} :

CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI		
Descrizione	u.m.	q.tà
Q_{lim} - carico limite palo	kN	33,83
P_{lim} - resistenza alla punta	kN	0,00
S_{lim} - resistenza laterale	kN	33,83
s	kN/m ²	19,44
μ	-	0,36
k	-	0,70
γ terreno	kN/m ³	25,72
z - profondità infissione	m	3,00
P - perimetro	m	0,58
σ'	kN/m ³	77,16

Pertanto, il carico limite del palo Q_{lim} è pari a:

$$Q_{lim} = S_{lim} = 33,83 \text{ kN}$$

6.2. VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE

Le forze agenti sulla struttura di fondazione sono di seguito riportate.

L'area su cui agiscono le sollecitazioni è pari all'area del singolo pannello fotovoltaico (A_P), circa 2,70m².

VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE		
AP - area pannello	m ²	2,70
P.P_{pannello}	kN	0,33
P.P_{UPN160}	kN	0,28
p - pressione del vento	kN/m ²	1,312
q _s - carico neve	kN/m ²	0,70
P_{neve}	kN	1,88
P_{vento}	kN	3,54

Le varie forze agenti sono state combinate tra di loro utilizzando i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione riportati nelle NTC 2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G ₁	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G ₂ ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 27 - Tab.2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

$$Q_{es} = (\gamma_{G1} * P * P_{UPN160}) + (\gamma_{G2} * P * P_{pan}) + (\gamma_{Qi} * P_{neve}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G1;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G2;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Quindi il carico di esercizio è risultato pari a:

$$Q_{es} = 9,00 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il rapporto tra $\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} \geq \gamma_S$

Dove:

$\gamma_S = 1.15$ è il coefficiente laterale in compressione funzione del tipo di palo;

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 3,75 \geq 1.15$$

6.3. VERIFICA A SFILAMENTO DEI PALI

Per la verifica a sfilamento del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento pari a **1.312kN/m²** che agisce sulla parte della struttura sottovento, in quanto risulta essere la più elevata. A vantaggio di sicurezza è stata considerata la risultante verticale agente alla superficie di azione del vento.

La combinazione di carico utilizzata è la seguente:

$$Q_{es} = (P \cdot P_{UPN160} + P \cdot P_{pan}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Pertanto, la Q_{es} risulta pari a **- 4,71 kN**.

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

Essendo $S_{lim} = 33.83 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a $S_{lim}/Q_{es} = 7,19$

Il rapporto tra S_{lim} e Q_{es} risulta maggiore di $\gamma_{st} = 1.25$, ovvero il coefficiente laterale di trazione.

Pertanto, la verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

6.4. VERIFICA AL RIBALTAMENTO STRUTTURE FOTOVOLTAICHE

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 onnicomprensive 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 60°;

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 FOTOVOLTAICHE				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Moduli LOONGi Hi-MO 7-605 W	cad.	26,00	33,50	871,00
Accessori vari	mq	71,00	0,30	21,30
Traversi in alluminio	ml	44,80	0,75	33,60
Trave basculante	ml	14,98	9,00	134,82
Pilastrini	ml	5,00	102,40	512,00
Pali di fondazione	ml	5,00	153,60	768,00

STRUTTURA	Peso totale struttura [kg]	2340,72
	Peso totale struttura [KN]	22,94
	Superficie complessiva della struttura [mq]	71
	Superficie di competenza sul singolo pilastro [mq]	14,20

PALO DI FONDAZIONE	Incidenza a mq peso struttura [Kg/mq]	32,97
	Incidenza a mq peso struttura [KN/mq]	0,32
	Peso sul singolo pilastro [KN]	4,59
	Braccio della forza [m]	0,1
	Momento favorevole [KN m]	0,46
	Coefficiente	0,90
	Momento risultante [KN m]	0,41

Azione terreno su palo					
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]	
2,6	0,3	0,78	14,71	44,74782	
			Braccio della forza	1,73	
			Momento favorevole [KN m]	77,56	
			Coefficiente	0,9	
			Momento risultante [KN m]	69,81	
			Momento stabilizzante totale [KN m]	70,22	

Azione del vento					
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione totale	p. competenza telaio [m]	Pressione telaio [KN]	
1,31	71,00	93,17	14,20	18,63	
			Braccio della forza sfavorevole [m]	2,40	
			Momento sfavorevole [KN m]	44,72	
			Coefficiente	1,5	
			Momento ribaltante [KN m]	67,08	

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(70,22 KNm) > MRib(67,08 KNm)**

6.5. VERIFICA A RIBALTAMENTO 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 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.

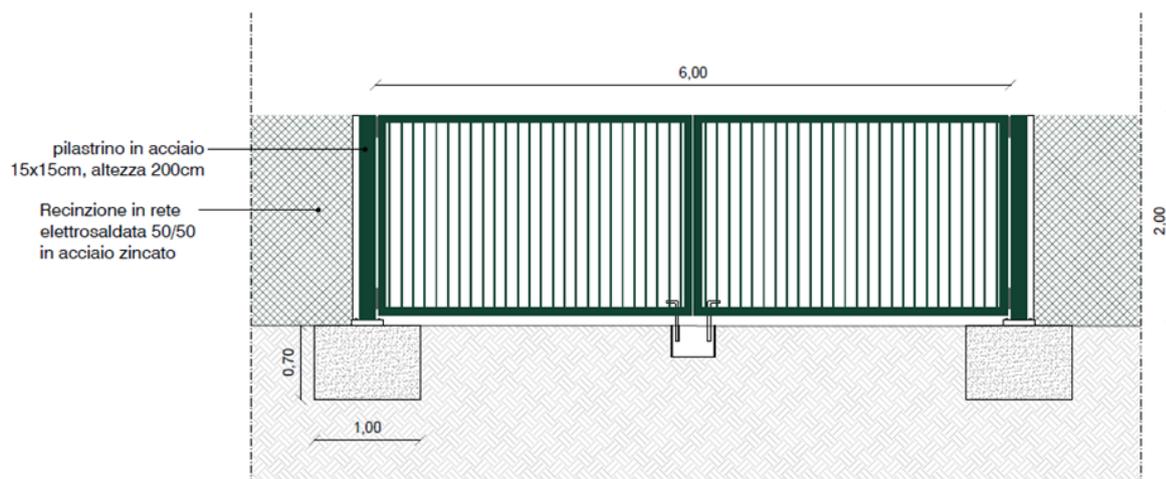


Figura 28 - Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

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 all'impianto.

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 plinto di fondazione, mentre è stata considerata sfavorevole l'azione del vento applicata alla superficie di competenza del pilastro in acciaio.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO				
Peso complessivo struttura				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Cancello	m	6,00	60,00	360,00
Accessori vari	mq	6,00	0,20	1,20
Pilastro in acciaio	cad.	2,00	47,50	95,00
Fondazione	cad.	2,00	1750,00	3500,00
Peso totale struttura [kg]				3956,20
Peso totale struttura [KN]				38,77
Braccio della forza [m]				0,5
Momento favorevole [KN m]				19,39
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				17,45
Azione terreno su palo				
Altezza plinto	Larghezza plinto	Sup. laterale plinto	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
0,7	1	0,7	14,71	7,21
Braccio della forza				0,23
Momento favorevole [KN m]				1,66
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				1,49
Momento stabilizzante totale [KN m]				18,94
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]		Pressione telaio [KN]	
1,312	2		2,62	
Braccio della forza sfavorevole [m]				2,00
Momento sfavorevole [KN m]				5,25
coefficiente				1,5
Momento ribaltante [KN m]				7,872

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 (18,94 KNm) > MRib (7,872 KNm)**

6.6. VERIFICHE A RIBALTAMENTO RECINZIONI PERIMETRALI

Le recinzioni perimetrali saranno realizzate con una rete metallica a maglia sciolta 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.

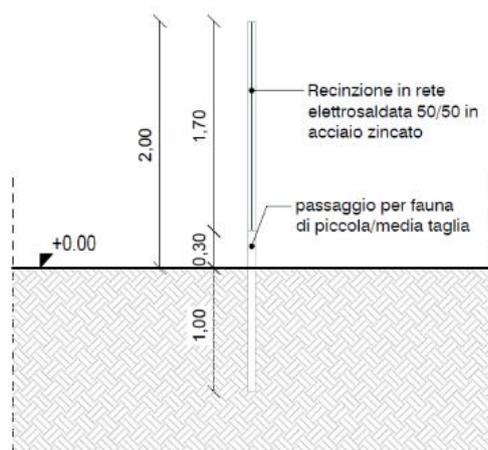


Figura 29 - Particolare delle recinzioni – Sezione

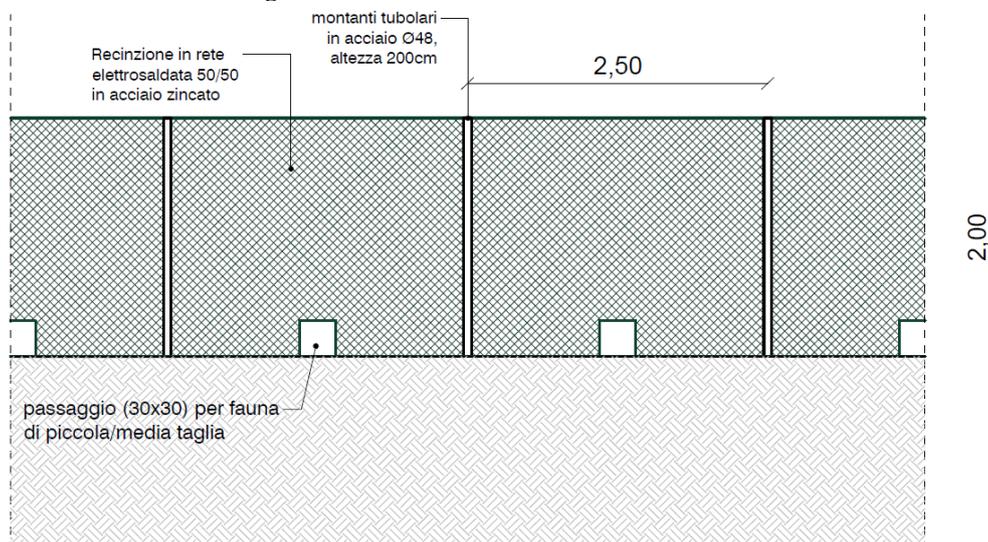


Figura 30 - Particolare delle recinzioni - Prospetto

VERIFICA AL RIBALTAMENTO RECINZIONI				
Peso complessivo struttura				
Descrizione	u.m.	q.tà	Peso unitario [kg]	Peso complessivo [kg]
Recinzioni	m	2,50	8,00	20,00
Accessori vari	mq	2,00	0,20	0,40
Pilastro in acciaio infisso	cad.	2,00	5,00	10,00
Peso totale struttura [kg]				30,40
Peso totale struttura [KN]				0,3
Braccio della forza [m]				0,04
Momento favorevole [KN m]				0,012
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				0,01
Azione terreno su palo				
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
	1	0,08	0,08	14,71
Braccio della forza				0,66
Momento favorevole [KN m]				0,78
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				0,70
Momento stabilizzante totale [KN m]				0,71
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]		Pressione telaio [KN]	
1,312	0,3		0,39	
Braccio della forza sfavorevole [m]				1,05
Momento sfavorevole [KN m]				0,41
coefficiente				1,5
Momento ribaltante [KN m]				0,62

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 (0,71 KNm) > MRib (0,62 KNm)**

6.7. STRUTTURE PREFABBRICATE PER ALLOGGIAMENTO CABINE

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 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.

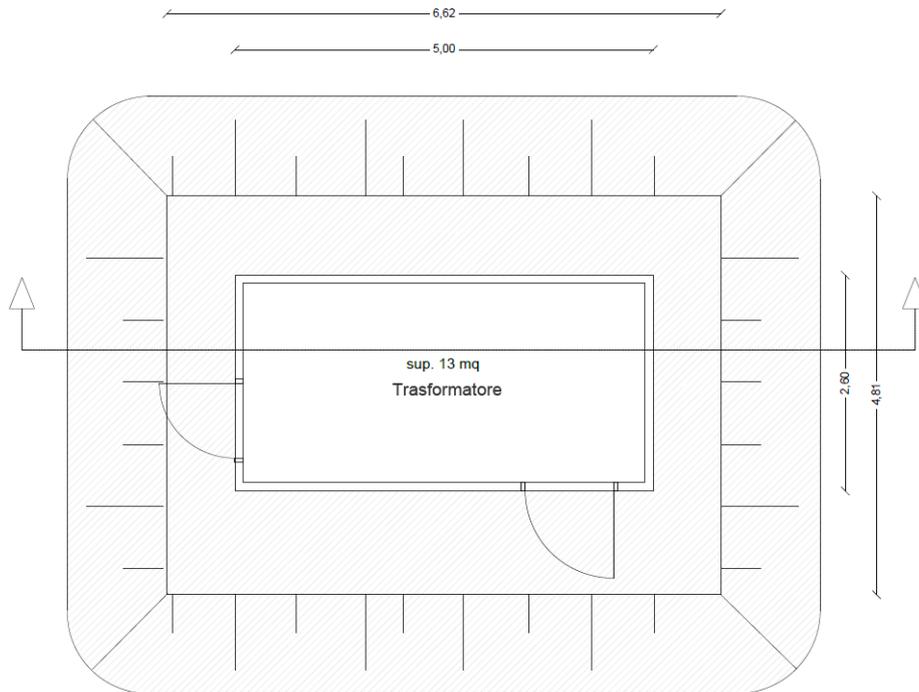


Figura 31 - *Particolare Cabina di campo trasformatore/inverter*

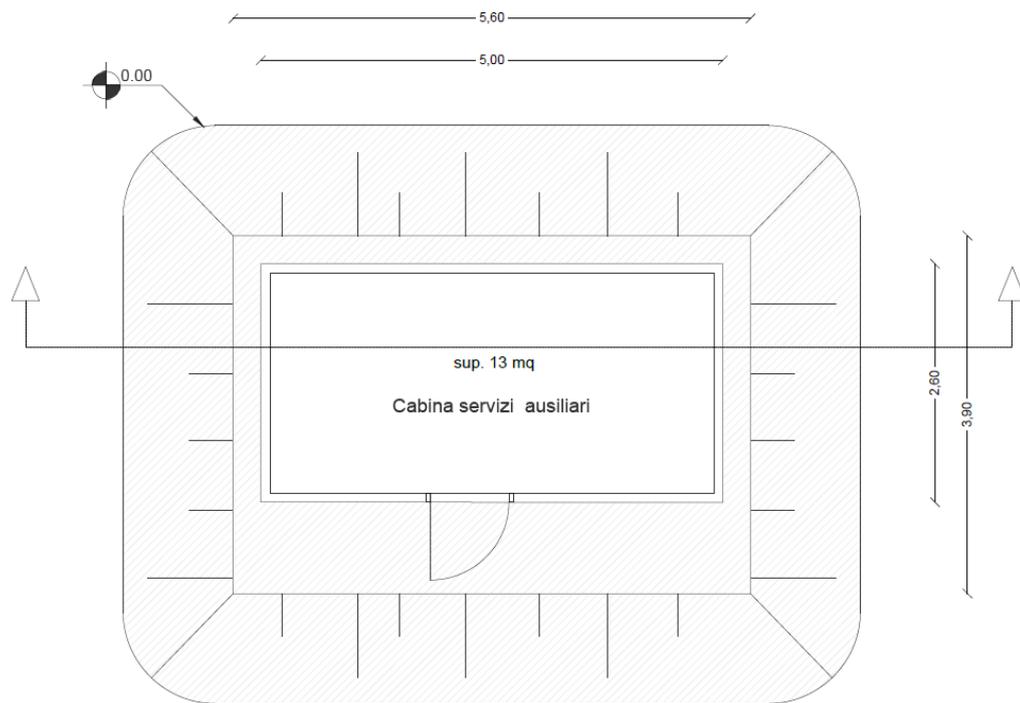


Figura 32 - Particolare Locale tecnico per servizi ausiliari

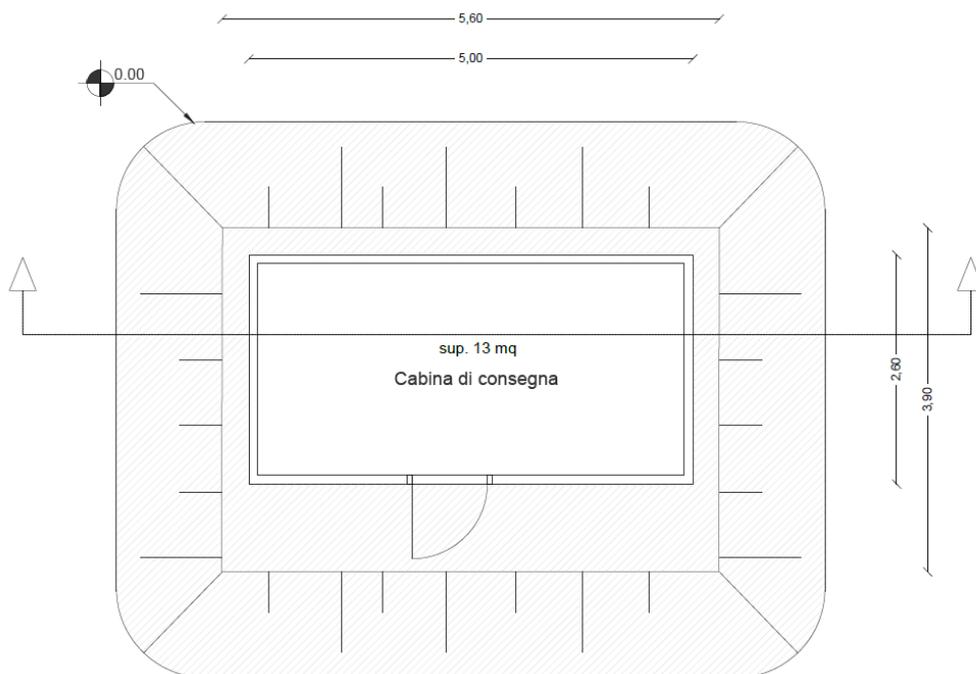


Figura 33 - Particolare Cabina di Raccolta

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.

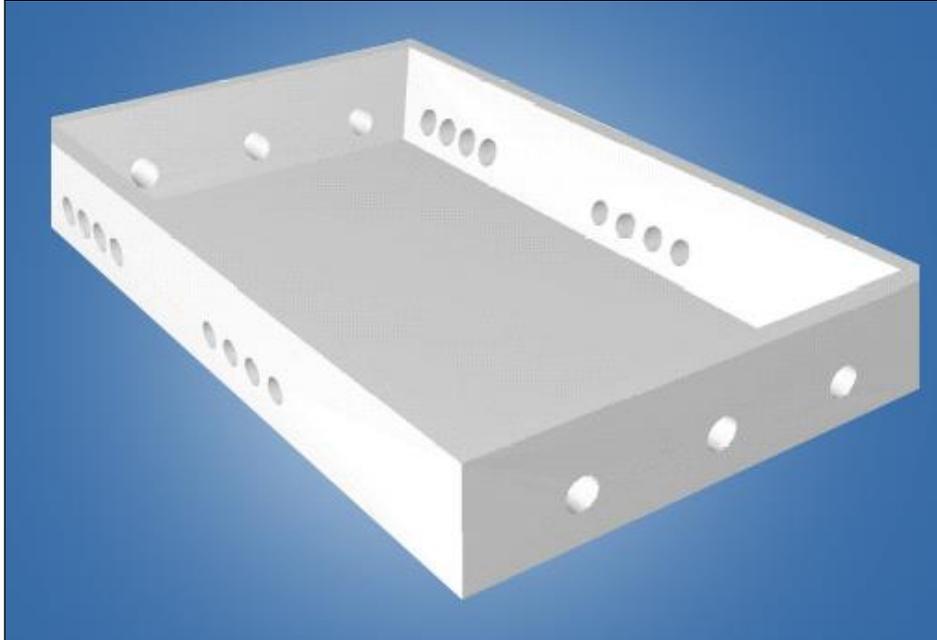


Figura 34 - Particolare Vasca di fondazione



ATTESTATO DI QUALIFICAZIONE

PRODUZIONE di COMPONENTI PREFABBRICATI in c.a./ c.a.p.

SERIE DICHIARATA

n. 40/2018 -SD

In conformità al D.M. 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni" ed ai sensi dell'art.9 della legge n.1086/1971 si attesta che la ditta:

CEP srl

con sede legale e stabilimento: Zona IndustrialeFegotto - 80053 Calatafimi Segesta (TP)

ha depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici la documentazione inerente il possesso dei requisiti richiesti dal p.to 11.8.4 delle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.1.2018, in relazione al processo produttivo ed al controllo di produzione in stabilimento finalizzati alla produzione dei seguenti componenti prefabbricati in c.a. e/o c.a.p.:

Cabine prefabbricate in cav tipo:

- Tipo P67 DG 2092 (dimensioni: 2,50 x 6,76 x H da 2,55 a 3,00 m)
- Tipo B67 (dimensioni: 2,50 x 6,76 x H da 2,55 a 3,50 m)
- Tipo P57 DG 2061 (dimensioni: 2,50 x 5,77 x H da 2,55 a 3,00 m)
- Tipo B57 (dimensioni: 2,50 x 5,77 x H da 2,55 a 3,50 m)

e Relative VASCHE d'appoggio in ca:

- Tipo V67 (dimensioni: 2,40 x 6,61 x H 0,635 m)
- Tipo V57 (dimensioni: 2,40 x 5,71 x H 0,635 m)

Il presente Attestato ha decorrenza dal 22/03/2018 e validità fino al 22/03/2023, fatto salvo l'obbligo della diversa procedura di marcatura CE connessa all'attuazione del Regolamento dei Prodotti da Costruzione (CPR-Construction Products Regulation) n°305/2011, per le specifiche famiglie di prodotti coperti da norma EN armonizzata.

Il presente Attestato ha l'obiettivo di identificare lo stabilimento di produzione ed i componenti prodotti e non è finalizzato a certificare la concreta idoneità tecnica dei manufatti alle diverse utilizzazioni cui possono essere destinati.

L'Attestato non prevede, da parte del Servizio Tecnico Centrale, l'approvazione tecnica degli elaborati presentati, per i quali il Progettista ed il Produttore, ciascuno secondo le rispettive competenze, sono pienamente responsabili ai sensi di legge, restando altresì nella responsabilità delle figure suddette ogni impiego del prodotto.

L'Attestato si intende sempre riferito ai singoli elementi costruttivi, nei limiti d'impiego indicati nella documentazione tecnica presentata, e non all'opera o al sistema costruttivo che ingloba gli stessi.

Ogni impiego dei componenti strutturali di cui al presente Attestato deve avvenire sulla base di calcoli redatti in conformità alla normativa tecnica vigente al momento dell'utilizzo.

Roma, 23 novembre 2018

IL DIRIGENTE III DIVISIONE

Ing. Marco PANECALDO

PANECALDO MARCO

26 nov 2018 08:15

VIA Nomentana 2 - 00161 ROMA

TEL. 06.4412.2367

www.cstp.it

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

DICHIARAZIONE DI RISPONDEZZA DI LOCALI ED IMPIANTI ALLA NORMA CEI EN 62271-2020 (ex CEI EN 61330)

CABINE ELETTRICHE PREFABBRICATE

Il sottoscritto **Melodia Mario** nella qualità di **Amministratore Delegato della C.E.P. S.r.l** con sede in Calatafimi Segesta Zona Industriale Fegotto P. IVA 01486520818 , Tel 0924-514486 Fax 0924-040017, in nome e per conto dell'Azienda che rappresenta

DICHIARA

che le cabine elettriche prefabbricate in c.a.v. sono progettate e costruite in fabbrica e sottoposte a prove di tipo secondo la Norma Italiana **CEI EN 62271-202 / classificazione 17-103 (ex CEI EN 61330)**.

Sulla base della dichiarazione di cui sopra, specifica inoltre quanto segue:

- la presente dichiarazione è sempre accompagnata dal Certificato d'Origine e dall'Attestato di Qualificazione cioè a dire il Certificato di deposito in caso di box prefabbricato rilasciato dalla Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- l'impianto elettrico di cabina è citato al punto 5.2 della Norma CEI EN 62271-202, per cui questo assunto esula CEP dal rilascio della dichiarazione di conformità dell'impianto elettrico ai sensi del DM 37 del 22/01/08;
- la perdita di liquido isolante e la protezione dell'acqua del sottosuolo sono trattati come al punto 5.4.3 della Norma CEI EN 62271-202;
- la ventilazione dei locali viene elaborata secondo quanto previsto dal punto 5.5.5 della Norma CEI EN 62271-202;
- la CEI 11-1 non si applica alle cabine prefabbricate (punto 1.3 CEI 11-1);
- la CEI 11-35 non si applica alle cabine prefabbricate (vedi quanto specificato al punto 2.1 della CEI 11-35);
- il certificato di agibilità dei locali non viene rilasciato in caso di cabine prefabbricate.

Luogo del rilascio: **Calatafimi Segesta**
Data del rilascio: **25/01/2021**

Il Legale Rappresentante

 **cep** S.R.L.
Componenti Elettrici e Prefabbricati
AMMINISTRATORE DELEGATO
Melodia Mario

7. CONCLUSIONI

Nella presente relazione 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 all'impianto. 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. 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 le vasche di fondazione delle cabine elettriche saranno estratte dal terreno tramite l'utilizzo di un piccolo escavatore e trasportate in un sito idoneo allo smaltimento. Il terreno sarà ripristinato e costipato, rendendolo disponibile sin da subito alle nuove destinazioni d'uso.

Il tecnico

