



CITTA' DI SAN SEVERO



CITTA' DI FOGGIA



COMUNE DI LUCERA

**prov. di Foggia
REGIONE PUGLIA**

Impianto Agrivoltaico "SAN SEVERO"

della potenza di 32,642 MW in DC ubicato nel Comune di San Severo e relative opere di connessione ricadenti anche nei territori di Foggia e Lucera

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:



SOLAR SUD SRL
LARGO AUGUSTO, 3
20122 MILANO (MI)
email PEC: solarsudsrl@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

RELAZIONE DESCRITTIVA DELLE STRUTTURE

Tavola: **RE04**

Filename:
TKA999-PD-RE04-Relazione descrittiva delle strutture-R0.doc

Data 1°emissione: Marzo 2024	Redatto: G.PISANI	Verificato: G.PERTOSO	Approvato: R.PERTOSO	Scala:	Protocollo Tekne:
n° revisione	1				TKA999
	2				
	3				
	4				

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 agrivoltaico denominato "**San Severo**" sito nel Comune di San Severo (FG), in località "Motta Perastro" e delle relative opere di connessione ricadenti anche nei territori di Foggia e Lucera.

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 84 ettari, mentre l'area direttamente interessata dai pannelli fotovoltaici è di circa 83 ettari. L'area oggetto di realizzazione del parco agrivoltaico si trova ad un'altitudine media di m 50 s.l.m. e le coordinate geografiche di riferimento, nel sistema WGS84 sono:

- latitudine: 41° 34' 28" N
- longitudine: 15° 28' 25" 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 agrivoltaico. 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 Vista planimetrica delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici

La struttura fotovoltaiche ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema tracker mono assiale, di dimensioni in pianta pari a 31,03 x 2,38 metri, pari a circa 74 mq, composto da 27 moduli fotovoltaici della potenza ciascuno di 630W. Nel layout di progetto sono state inoltre usate anche strutture 27x2 e 27x3 che hanno come modello strutturale sempre quello da 27 moduli.

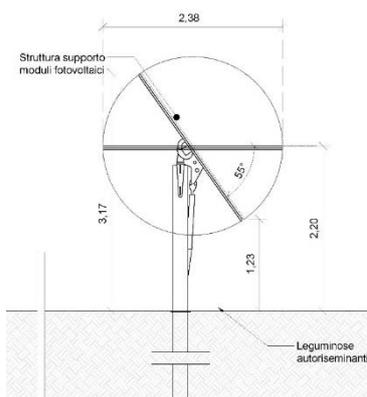


Figura 3 - Particolare della struttura fotovoltaica 27x1

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.

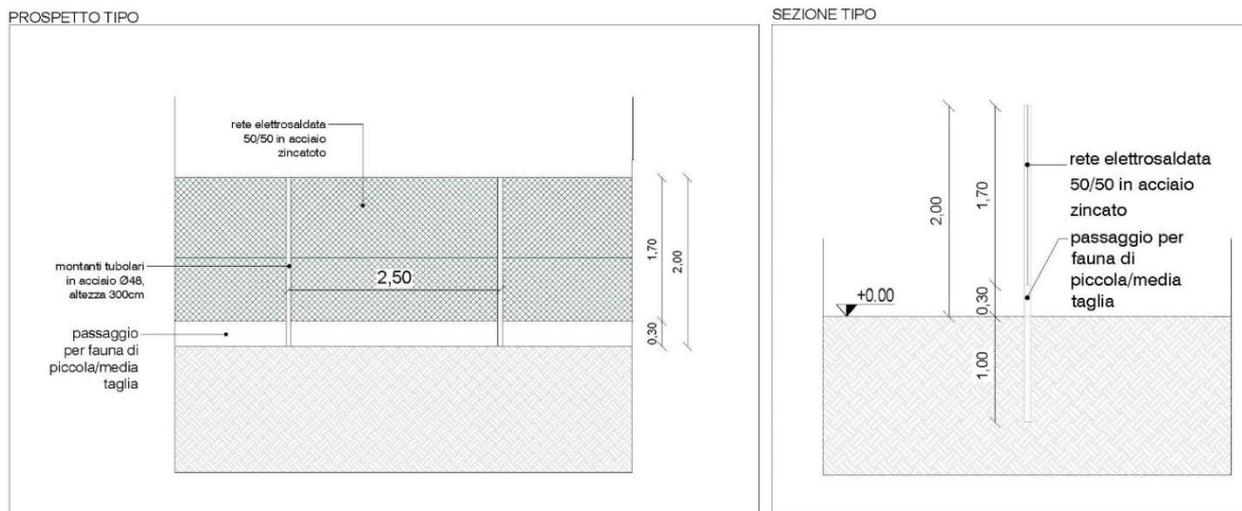


Figura 4 - Particolare delle recinzioni

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.

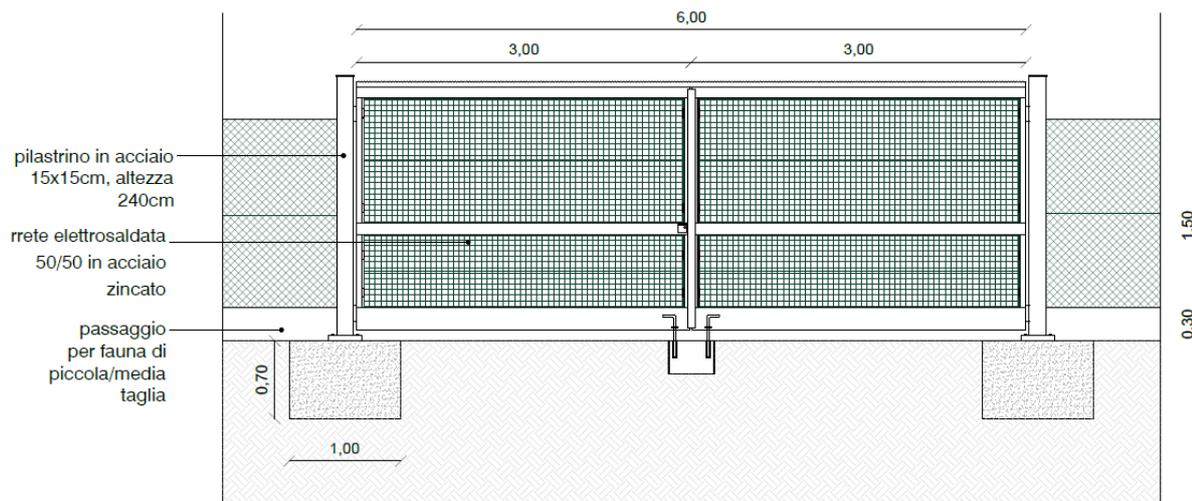


Figura 5 - Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

3.3. CABINE ELETTRICHE

All'interno della recinzione dell'impianto troveranno ubicazione le seguenti cabine elettriche: 17 *Cabine di trasformazione di campo*, 1 *Cabina di Raccolta/Locale tecnico per servizi ausiliari*.

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.

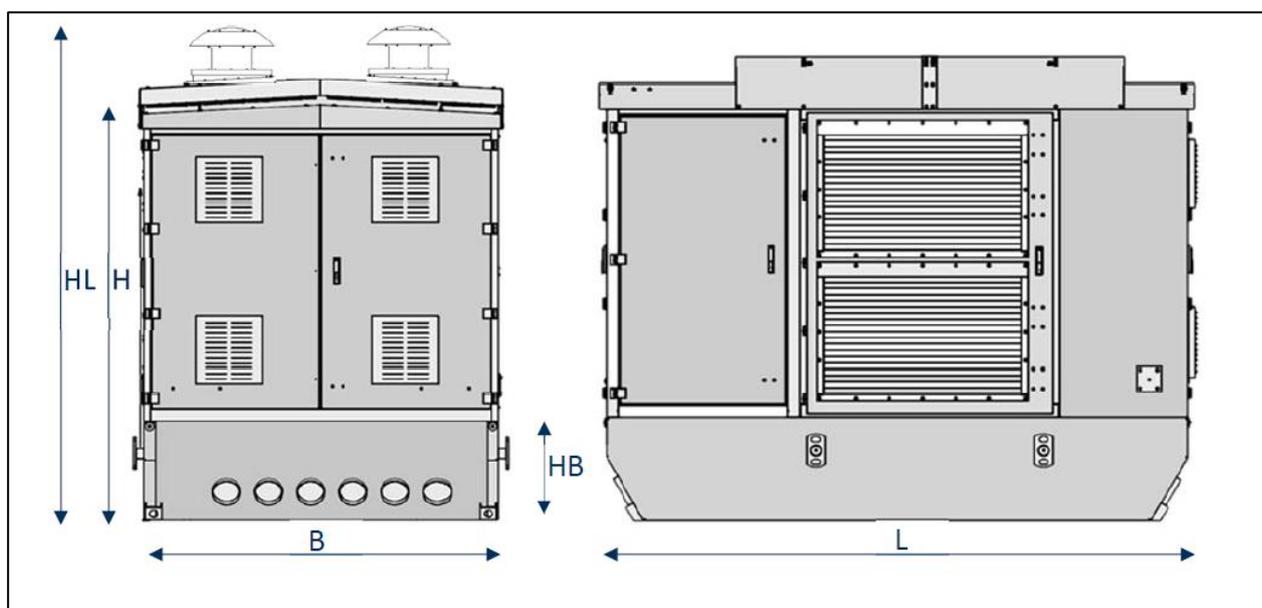


Figura 6- Particolare Cabina di campo con trasformatori

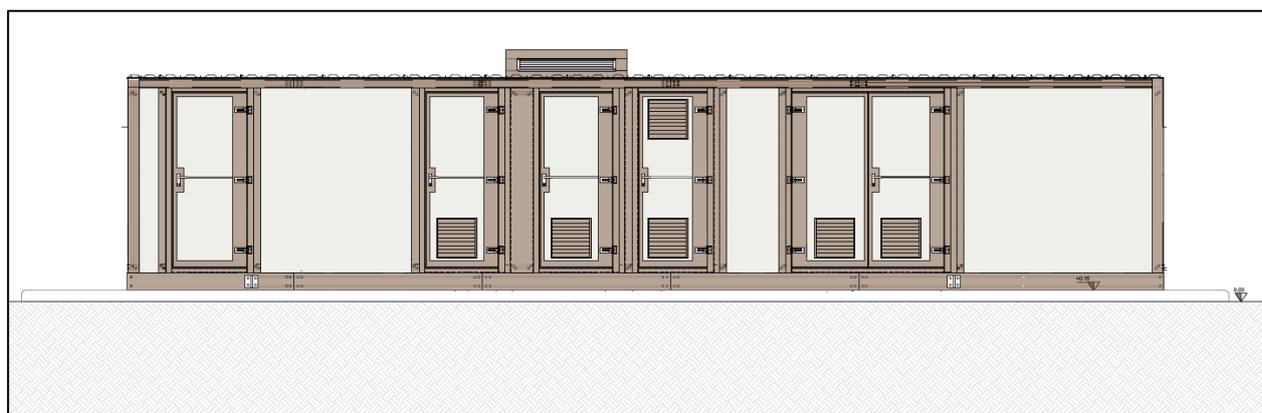


Figura 7 - Particolare Cabina di Raccolta

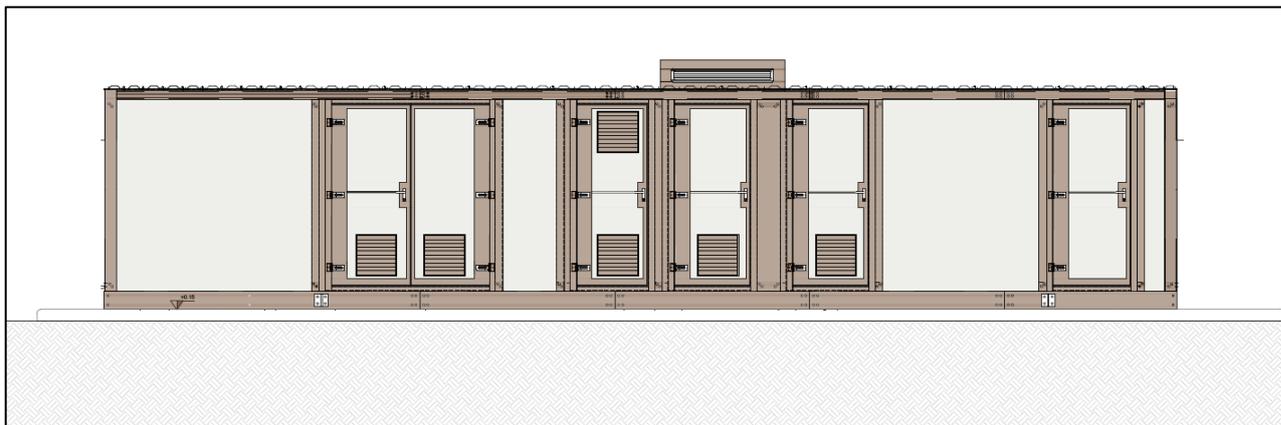


Figura 8 - Particolare di Locale tecnico per servizi ausiliari

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.

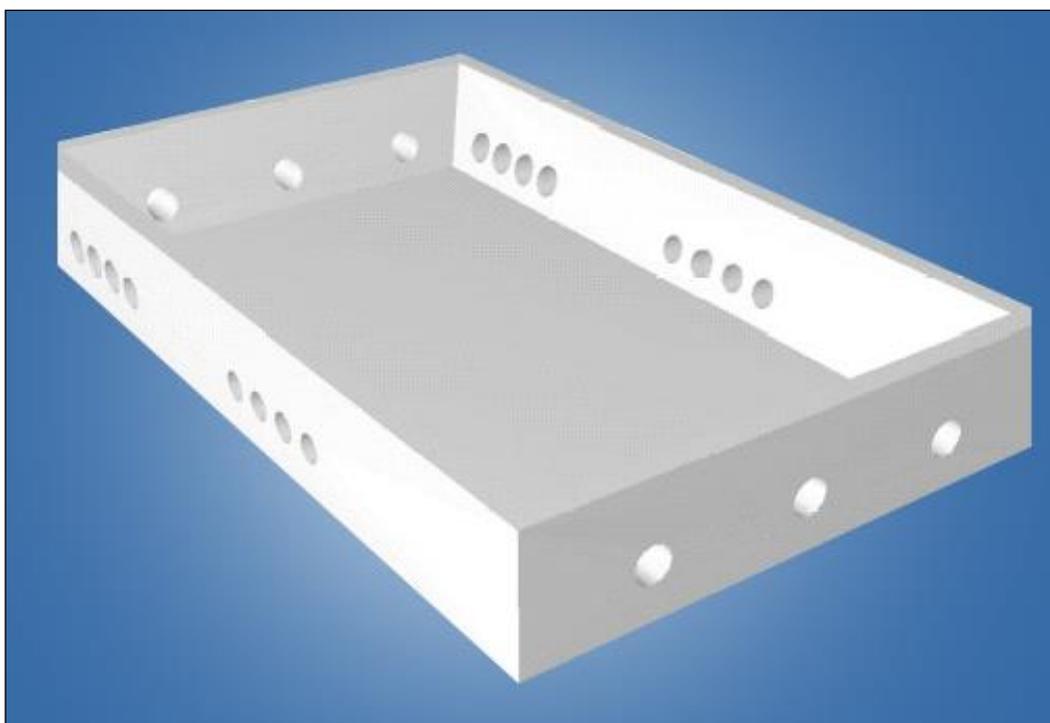


Figura 9 - Particolare Vasca di fondazione

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, 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.

Per i rinterrati si utilizzerà una piccola quantità di sabbia (letto di posa per i cavidotti e le cabine prefabbricate); la restante parte dei rinterrati 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.

4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

Il sito, risulta cartografato nella Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000) nel Foglio 164 "Foggia". Ricade poi nel foglio 408 Foggia del Progetto CARG, scala 1: 50.000.

Tre sono i grandi elementi geologico-strutturali individuabili nel settore meridionale della Regione Puglia:

- Avampaese Apulo, presente a Est e Nord-Est tra il Promontorio del Gargano e le Isole Tremiti;
- Fossa Bradanica, presente nella fascia centrale e riconducibile al Tavoliere di Puglia;
- Catena Appenninica, presente a Ovest e Sud-Ovest con l'Appennino meridionale e i Monti della Daunia.

L'area ricade nell'ambito della Fossa Bradanica, presente nella fascia centrale e riconducibile al Tavoliere di Puglia.

4.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUTTURALE

Il territorio di San Severo e dell'intera provincia di Foggia appartiene alla parte settentrionale della Piattaforma Apula, una piattaforma carbonatica (caratterizzata da un iniziale bacino di deposizione mesozoico) che nel corso del tempo ha subito inizialmente un'evoluzione tettonica di tipo compressivo, che ha portato al sollevamento della stessa piattaforma, alla quale è seguita una fase distensiva, che ha portato al suo smembramento e ribassamento in tre bacini. Tali tre bacini hanno subito un'evoluzione deposizionale differente, individuando le tre aree strutturali dell'Avampaese Garganico a nord, dell'Avampaese della Murgia a sud e dell'Avanfossa Bradanica nella parte centrale tra le due precedenti. L'evoluzione sedimentaria separata tra le tre aree ha infatti portato all'emersione delle due aree di avampaese (Gargano e Murgia) e contemporaneamente alla deposizione della serie plio-pleistocenica nel bacino centrale di avanfossa (attuale Pianura Foggiana). L'evoluzione tettonica regionale si è manifestata con movimenti di tipo compressivo vergenti da Ovest verso Est che hanno portato la piattaforma appenninica a sovrascorrere sulle serie deposizionali di avanfossa, sollevando tali coltri e generando quello che attualmente rappresenta la fascia sub-appenninica ed appenninica del Foggiano. Si è delineata, così, la situazione stratigrafico - strutturale attuale in cui si individuano le tre Unità Strutturali:

- Catena;
- Avanfossa;
- Avampaese Apulo-Garganico

La parte centrale, l'Avanfossa Appenninica, è costituita da depositi plio-pleistocenici, poggianti in trasgressione sui calcari pre-pleistocenici della Piattaforma Apula, ribassati a gradonata verso SW da un sistema di faglie dirette a direzione appenninica. Alla fine del Pliocene medio fino a parte del Pleistocene, un'importante fase tettonica di abbassamento del substrato carbonatico provocò una estesa migrazione del bacino e della linea di costa verso NE. Nello stesso tempo, dal margine della catena appenninica, in via di sollevamento, scivolarono per gravità verso il bacino, cospicue masse "alloctone".

Alla fine del Pleistocene inferiore, invece, un generale sollevamento regionale, più pronunciato sul lato appenninico, determinò la migrazione del mare pleistocenico verso l'attuale linea di costa.

4.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

L'area del Foglio CARG n. 408 "Foggia" comprende sia settori appartenenti al dominio geodinamico-strutturale dell'Avampaese apulo sia al dominio della Fossa bradanica. Il primo comprende un tratto del margine occidentale del Promontorio del Gargano, costituito in prevalenza da rocce carbonatiche autoctone mesozoiche, interessate da strutture legate a deformazione di natura fragile prodottesi in prevalenza durante il Terziario, in seguito alle diverse fasi formative che hanno determinato l'orogenesi appenninico-dinarica; il secondo corrisponde ad un tratto della Fossa bradanica colmata da depositi plio-pleistocenici silicoclastici marini e continentali. In particolare, l'area di avanfossa registra la tettonica attiva nel Plio-Pleistocene la quale è stata caratterizzata da due distinte fasi di evoluzione geodinamica: una marcata subsidenza (circa 1mm/anno nel Pliocene - Pleistocene inferiore) connessa alla subduzione appenninica ed un sollevamento (circa 0,5 mm/anno nel Pleistocene medio-superiore) tuttora attivo.

La fase di subsidenza è segnata a livello regionale dalla sedimentazione della Calcarenite di Gravina e delle Argille subappennine (Ciaranfi et al., 1979; 1983). Evidenze di tettonica sin sedimentaria durante questa fase sono riscontrabili lungo tagli ferroviari o stradali dove è possibile osservare alcune faglie dirette ad attività sinsedimentaria in relazione alla deposizione della Calcarenite di Gravina (Pliocene superiore).

La fase di uplift regionale (Pleistocene medio-superiore) è testimoniata dai depositi regressivi della Fossa bradanica e dai depositi marini terrazzati che si rinvengono, dai più antichi ai più recenti, a quote decrescenti sul livello del mare (Tropeano et al., 2002). Nell'area in esame tale fase di sollevamento è

segnata chiaramente dalla presenza di depositi marini e continentali terrazzati che marcano la graduale riemersione di questo settore di transizione.

La geologica dell'area in esame è stata ricavata sia dall'analisi della Carta Geologica d'Italia 1:100.000 Foglio n°163 Lucera (1963) del Servizio Geologico d'Italia e dalla Carta Geologica 1:50.000 Foglio n° 408 Foggia (2010) del Progetto CARG. Nel Foglio CARG n. 408 "Foggia", le formazioni geologiche affioranti vengono raggruppate in alcune macrounità distinte in base all'età, alla litologia e all'ambiente di sedimentazione; esse sono: Unità Carbonatiche mesozoiche della Piattaforma Apula; Unità mioceniche; Unità di Avanfossa; Supersistema del Tavoliere di Puglia.

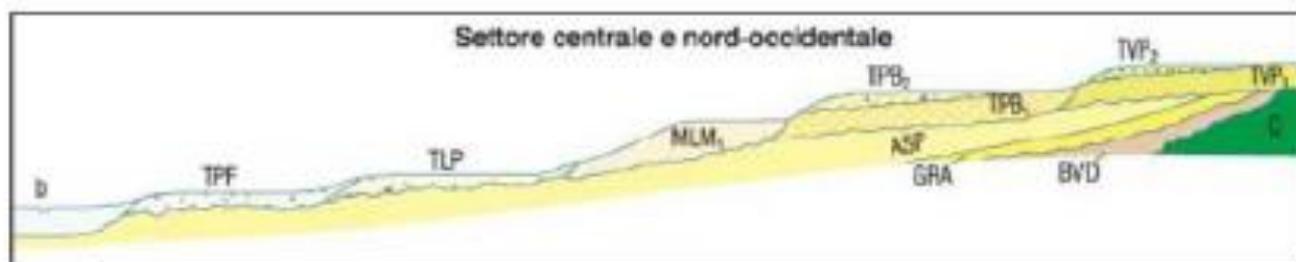
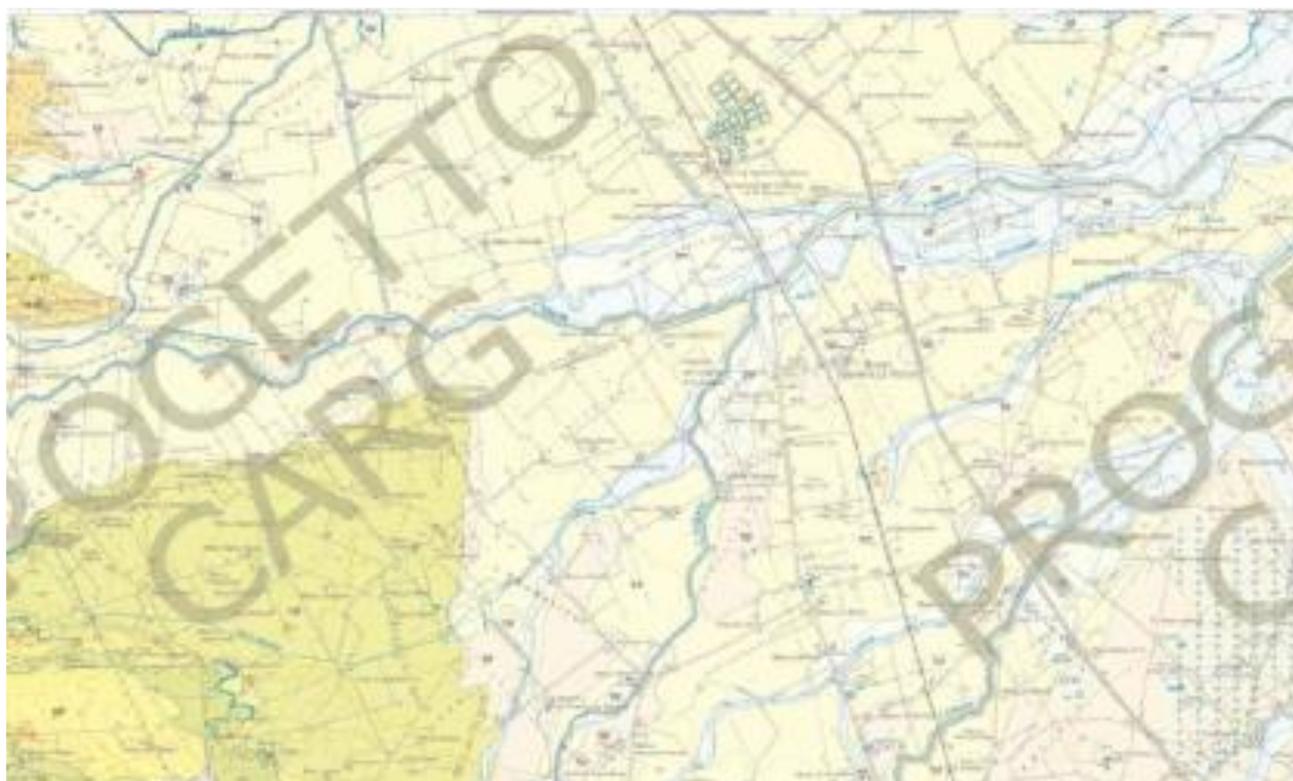


Figura 10 - Stralcio della Carta Geologica - Fg. 408 "Foggia del progetto CARG" - scala 1: 50.000

4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Dal punto di vista sismico, San Severo, ricade in un distretto geografico compreso tra due regioni ad alto rischio sismico: l'Appennino meridionale e il Promontorio Garganico.

Diversi sono stati gli eventi sismici di una certa intensità che hanno interessato l'intera provincia di Foggia nel corso dei secoli; fra i più antichi vanno menzionati quello del 493 d.C. e quello del 1627, quando, dal 30 luglio al 6 settembre, si susseguirono 4 scosse di intensità epicentrale valutata tra l'XI e il IX grado M.C.S.

L' Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 riclassifica l'intero territorio nazionale e in tale quadro il Comune di San Severo ricade in zona sismica 2: un'area caratterizzata da valori di accelerazione del suolo (a_g) compresa tra 0.05 e 0.15 m/s.

L'O.P.C.M. 3519 del 28 Aprile 2006 ha definito i "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006)"

La mappa riportata di seguito individua la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita ai suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s (ovvero categoria A).

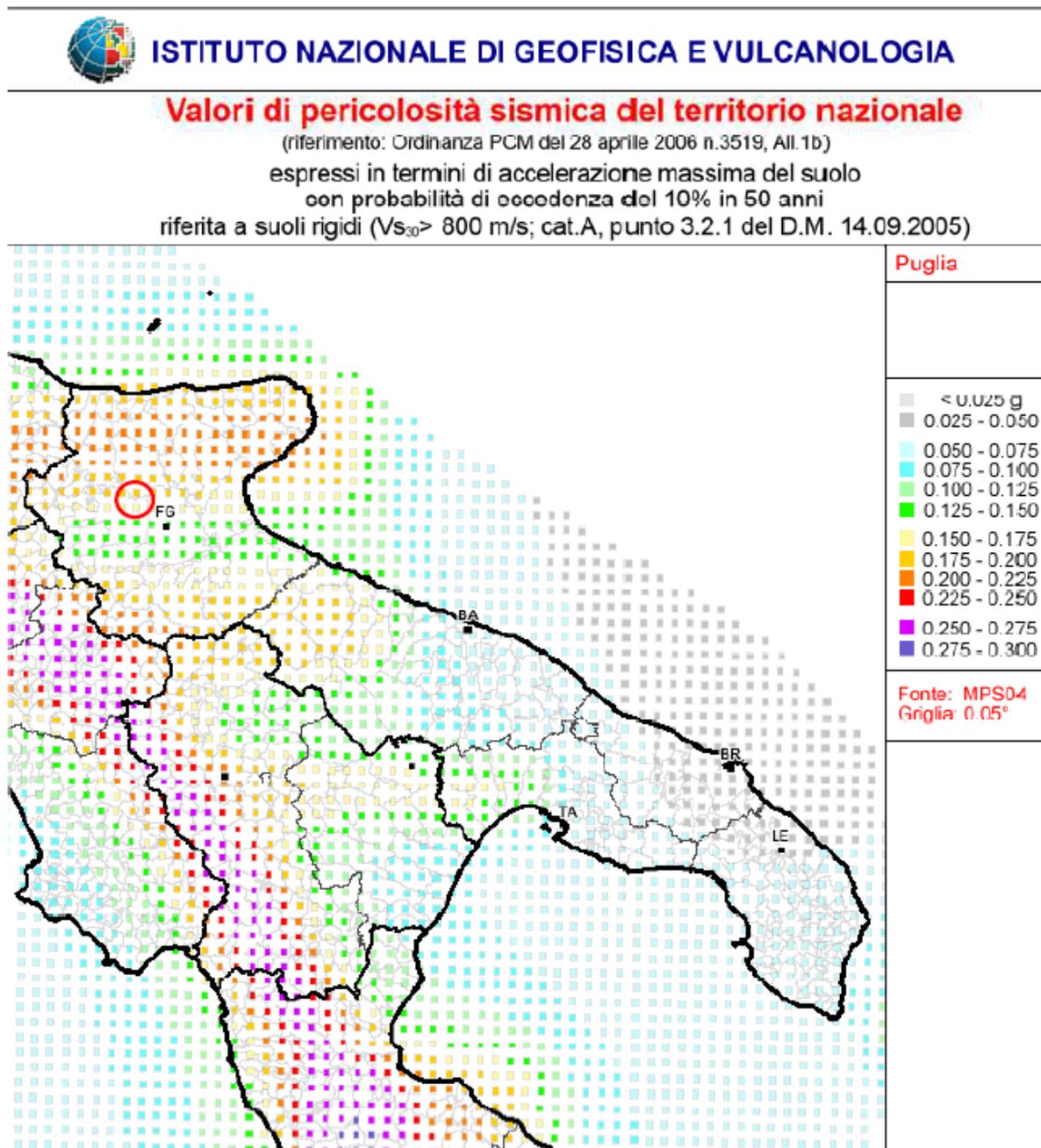
ZONA	Ag 475
1	$a_{g475} \geq 0,25g$
2	$0,25g < a_{g475} \leq 0,15g$
3	$0,15g < a_{g475} \leq 0,05g$
4	$a_{g475} < 0,05g$

Valori di accelerazione orizzontale massima al suolo.

Nella seguente tabella è individuata ciascuna zona secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

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

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, ora aggiornato dal D.M. 17.01.2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica



Valori di pericolosità sismica

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 31,03 x 2,38 metri, pari a circa 74 mq, composto da 27 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 74 mq.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **34,12 Kg/mq (0,33 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 27 moduli fotovoltaici da 630, dimensioni 2382x1134x30 mm, peso singolo modulo 33,1 Kg. Peso complessivo pari a 893,70 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,07 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori vari di montaggio, di peso complessivo pari a 22,20 kg. Incidenza a metro quadro pari a 0,30 Kg/mq*
- ✓ 28 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. *Incidenza a metro quadro pari a 0,67 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 3,77 Kg/mq;*
- ✓ 11 pilastri in profili HEB180 (Cfr. Tav. AR06-Strutture di supporto) predimensionati in 2200x180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a 112,64 Kg peso complessivo pari a 1239,04Kg. Incidenza a metro quadro pari a 16,74 Kg/mq;
- ✓ 11 pali di fondazione battuti in profili HEB180 (Cfr. Tav. AR06-Strutture di supporto) predimensionati in 2500x180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a 128 Kg peso complessivo pari a 1408 Kg. Incidenza a metro quadro pari a 19,02 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 91 - 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 $1,25 \text{ kg/m}^3$.

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 12- 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_T	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 103 - 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 $z=2,40m$ (struttura in condizioni di riposo); pertanto, il coefficiente di esposizione è pari a $c_e = 1,80$.

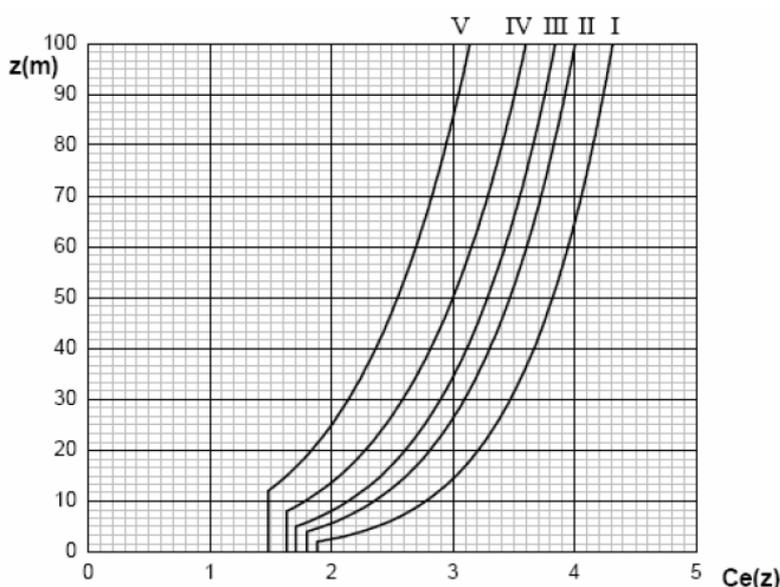


Figura 114 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo

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 $\alpha = \pm 55^\circ$, è stato assunto $c_p = 1,45$.

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	2,20
z _{min}	m	4,00
z ₀	m	0,05
K _r	-	0,19
c_p - coefficiente di pressione	-	1,45
C_d - coefficiente dinamico	-	1,00
p - pressione del vento	kN/m²	1,189

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

[3.4.4]

Figura 15 - 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° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 16 - 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 1712 - 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	0,86
a_s - altitudine s.l.m.	m	50,00
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	0,60

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 18 - 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 1913 - 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 140 - 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 2115 *Figura 163* - 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_{im} - carico limite palo	kN	23,50
q_m - resistenza alla punta	kN	0,00
s_m - resistenza laterale	kN	23,50
s	kN/m ²	16,20
μ	-	0,36
k	-	0,70
γ terreno	kN/m ³	25,72
z - profondità infissione	m	2,50
P - perimetro	m	0,58
σ'	kN/m ³	64,30

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

$$Q_{lim} = S_{lim} = 23,50 \text{ kN}$$

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	1,189
q _s - carico neve	kN/m ²	0,60
P_{neve}	kN	1,62
P_{vento}	kN	3,21

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 2217 - 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:

$$Q_{es} = 8,11 \text{ kN}$$

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;

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 2,90 \geq 1.15$$

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 **1.189kN/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 **- 4,21 kN**.

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

Essendo $S_{lim} = 33.83 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a $S_{lim}/Q_{es} = 5,58$

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 JA SOLAR-630 W	cad.	27,00	33,10	893,70
Accessori vari	mq	74,00	0,30	22,20
Traversi in alluminio	ml	66,64	0,75	49,98
Trave basculante	ml	31,03	9,00	279,27
Pilastrini	cad.	11,00	112,64	1239,04
Pali di fondazione	cad.	11,00	128,00	1408,00

STRUTTURA	Peso totale struttura [kg]	3892,19
	Peso totale struttura [KN]	38,14
	Superficie complessiva della struttura [mq]	74
	Superficie di competenza sul singolo pilastro [mq]	6,73
PALO DI FONDAZIONE	Incidenza a mq peso struttura [Kg/mq]	52,60
	Incidenza a mq peso struttura [KN/mq]	0,52
	Peso sul singolo pilastro [KN]	3,47
	Braccio della forza [m]	0,1
	Momento favorevole [KN m]	0,35
	Coefficiente	0,90
	Momento risultante [KN m]	0,31

Azione terreno su palo				
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
2,5	0,3	0,75	14,71	41,37
			Braccio della forza	1,67
			Momento favorevole [KN m]	68,95
			Coefficiente	0,9
			Momento risultante [KN m]	62,06
			Momento stabilizzante totale [KN m]	62,37

Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione totale	p. competenza telaio [rr]	Pressione telaio [KN]
1,19	74,00	88,00	6,73	8,00
			Braccio della forza sfavorevole [m]	2,20
			Momento sfavorevole [KN m]	17,60
			Coefficiente	1,5
			Momento ribaltante [KN m]	26,40

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(62,37 KNm)> MRib(26,40 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.

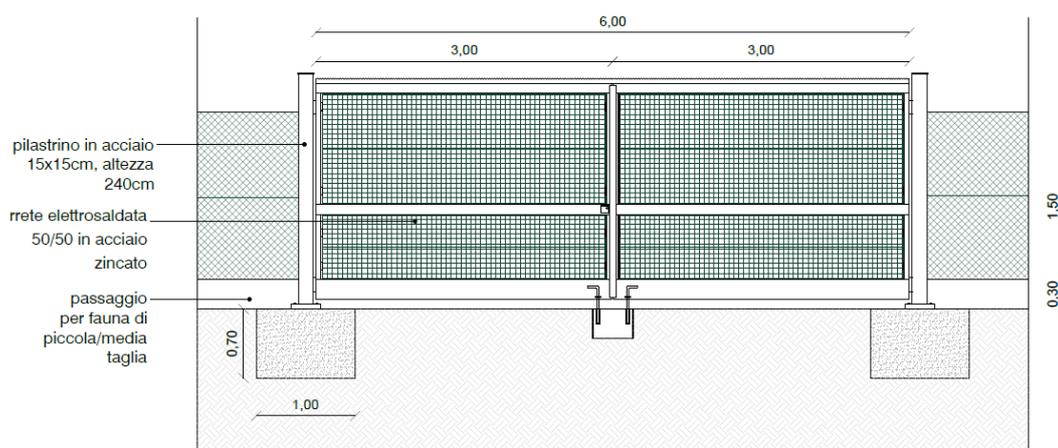


Figura 23 - Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

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.

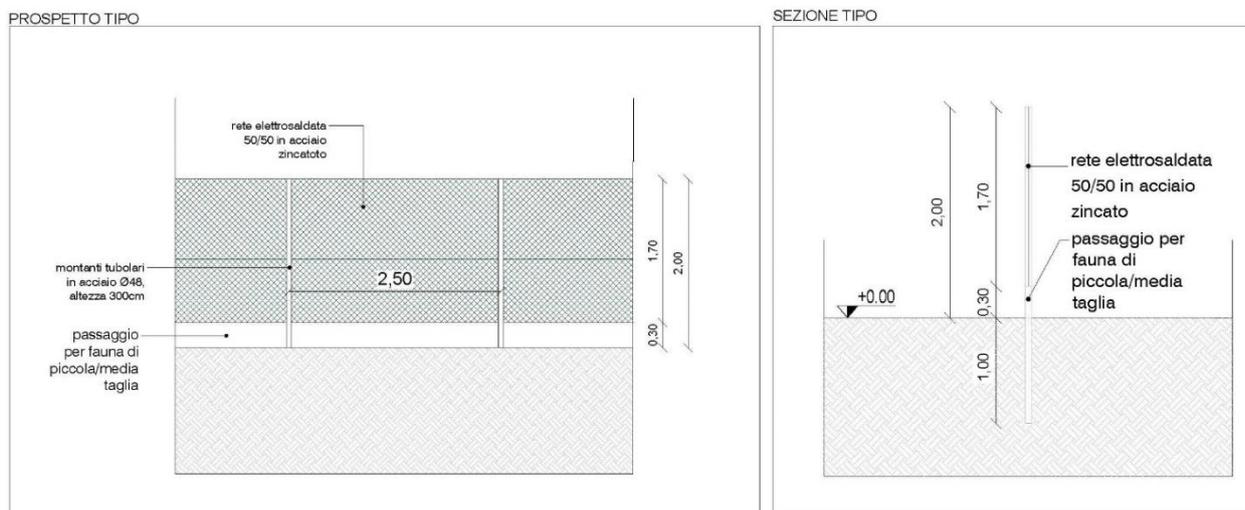


Figura 24 - Particolare delle recinzioni

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	1,18
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.

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.

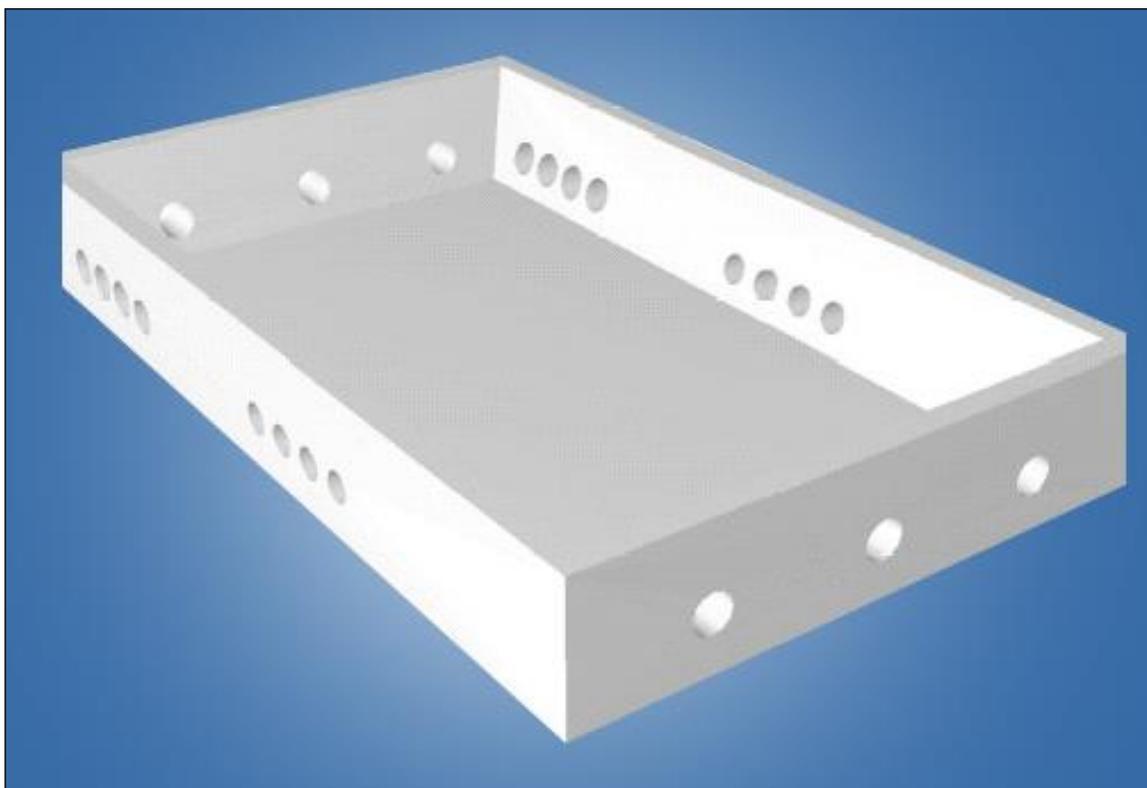


Figura 25 - Particolare Vasca di fondazione



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


C.E.P. S.R.L.
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

Ing. Renato Pertuso
