



Comune di MOTTOLA
prov. di Taranto
REGIONE PUGLIA

Impianto Agrovoltaico "Semeraro"
della potenza di 26,226 MW in DC

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

Lapis Srl

LAPIS S.R.L.

Via Giovanni Battista Soresina, 2 - 20144 Milano (MI)

C.F. e P.IVA: 12884650966

PEC: lapis_srl@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 FONDAZIONI E
CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE**

Tavola: **RE04**

Filename:

TKA895-PD-RE04-Relazione descrittiva delle fondazioni e calcoli
preliminare delle strutture-RO.docx

Data 1°emissione:

Giugno 2023

Redatto:

A. MUSAIO

Verificato:

G. PERTOSO

Approvato:

R. PERTUSO

Scala:

Protocollo Tekne:

n° revisione

1
2
3
4

TKA895

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
1.1. IL SOGGETTO PROPONENTE	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. ELEMENTI CARATTERIZZANTI L'IMPIANTO	5
3.1. STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	5
3.2. RECINZIONE	6
3.3. CABINE ELETTRICHE	8
3.4. SCAVI E RINTERRI	8
3.5. VIABILITÀ INTERNA	9
4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO	10
4.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE	10
4.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	11
4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	12
5. CARICHI AGENTI	14
5.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	14
5.2. AZIONE DEL VENTO	15
5.3. AZIONE DELLA NEVE	20
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	22
5.5. VERIFICHE GEOTECNICHE	23
5.5.1. EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	24
5.5.2. VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE	25
5.5.3. VERIFICA A SFILAMENTO DEI PALI	27
5.5.4. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DELLE STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	27
5.6. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER CANCELLI DI INGRESSO	30
5.7. STRUTTURE PREFABBRICATE DI SUPPORTO PER LE RECINZIONI PERIMETRALI	32

	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	R0	Giugno 2023	A. MUSAIO	G. PERTOSO	R. PERTUSO	TKA895
						Filename: TKA895-PD-RE04-R0.doc

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le principali opere civili che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'**impianto agrovoltaico** (agricoltura + fotovoltaico) "**Semeraro**" presso i Comuni di Mottola (TA) e Castellaneta (TA), proposto dalla società **IGNIS S.R.L.**, con sede legale in Via Giovanni Battista Soresina, 2 – 20144 Milano (MI) Indirizzo PEC: ignis_srl@legalmail.it; P.I.: 12127250962.

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

La società IGNIS S.R.L. ha disposto di procedere alla progettazione delle opere necessarie per la realizzazione di un impianto agrovoltaico di complessivi 26,226 MWp (DC) come somma delle potenze in condizioni standard dei moduli fotovoltaici.

L'impianto agrovoltaico verrà situato nel Comune di Mottola (TA) al Foglio 78 p.lle 11(parte) - 12(parte) - 13 - 46(parte) - 48(parte) - 237 - 238(parte) - 248 - 415 - 644(parte) - 646 - 649(parte) - 744. La stazione utente con la cabina di elevazione MT/AT si trova nel Comune di Castellaneta (TA), al Foglio 17 p.la 210.

L'energia prodotta dall'impianto sarà ceduta, infatti, alla rete elettrica di distribuzione in AT, in base alle condizioni definite dall'Autorità di Regolazione per Energia Reti e Ambiente (ARERA) e le prescrizioni redatte dalla società TERNA S.p.a.

L'area in oggetto si trova ad un'altitudine media di m 258 s.l.m. e le coordinate geografiche di riferimento, nel sistema WGS84 sono:

- Latitudine: 40,662823 N
- Longitudine: 16,986981 E

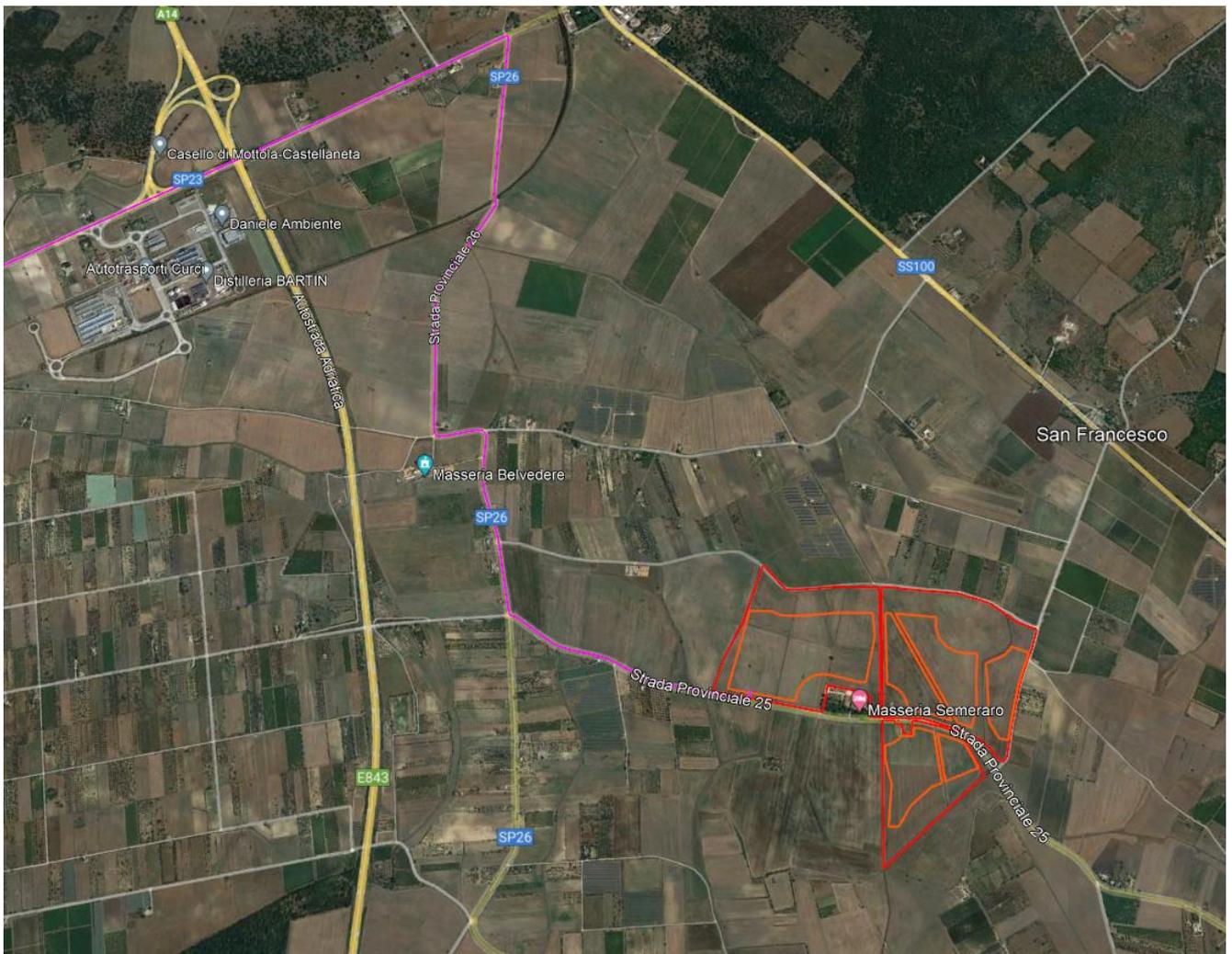


Figura 1 - Inquadramento impianto "SEMERARO"

Tale progetto prevede l'installazione di **40.040** moduli fotovoltaici da 655 Wp che produrranno complessivamente una potenza pari a **26,226 kW**.

La località in cui saranno ubicati i generatori fotovoltaici è stata individuata in base ad un'indagine preliminare che ha tenuto conto di:

- caratteristiche di irraggiamento;
- vincoli paesaggistici, architettonici, archeologici, storici, naturalistici, ecc.

Dal punto di vista urbanistico, l'area di progetto del parco agrovoltaico ricade in zona agricola "E1" così come definita dal PRG del Comune di Mottola, caratterizzata da terreni attualmente destinati ad uso agricolo prevalentemente destinate a seminativo semplice.

Le opere civili da realizzare risultano essere compatibili con l'inquadramento urbanistico del territorio; esse, infatti, non comportano una variazione della "destinazione d'uso del territorio" e non necessitano di alcuna "variante allo strumento urbanistico", come da giurisprudenza consolidata. Come è desumibile dagli elaborati del progetto le aree interessate dalla realizzazione del parco fotovoltaico risultano di proprietà privata.

L'ubicazione del parco fotovoltaico e delle infrastrutture necessarie è stata evidenziata sugli stralci planimetrici degli elaborati progettuali.

Il layout dell'impianto è rappresentato nell'elaborato grafico AR05 che costituisce parte integrante del progetto di realizzazione dell'impianto agrovoltaico. 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**.

Complessivamente, il progetto "Impianto Agrovoltaico – Semeraro" prevede le seguenti principali caratteristiche, componenti e attività:

- Area contrattualizzata: 48,42 ettari circa;
- Area recinzioni: 32,46 ettari circa;
- Potenza da installare: 26,226 MWp;
- L'area prevista per la realizzazione del nuovo impianto si trova in agro di Mottola ed è caratterizzata da terreni a seminativi semplici in aree non irrigue;
- La connessione alla rete elettrica prevede un allaccio in MT a 30 kV.
- L'area di impianto è ubicata a circa 17,70 km (percorso cavidotto) dalla esistente Stazione Elettrica di proprietà di TERNA S.p.A. in località "Masseria Curvatta".

1.1. Il soggetto proponente

IGNIS S.R.L.,

con sede legale a Milano (MI), Via Giovanni Battista Soresina, 2 - CAP 20144

Indirizzo PEC: ignis_srl@legalmail.it

Numero REA: MI-2642472

Codice fiscale / P.IVA: 12127250962



IGNIS srl è una Società con una comprovata esperienza nella progettazione, finanziamento, costruzione e messa in opera di impianti fotovoltaici e agrovoltai ad alte prestazioni.

La sua missione è quella di incentivare l'utilizzo di energie convenienti e pulite e la produzione di energia senza emissioni nocive.

Il know-how dell'azienda consente di proporre impianti tecnologicamente avanzati, in collaborazione con importanti fornitori con esperienza decennale nella progettazione e nella realizzazione impiantistica. Gli impianti proposti garantiscono la massima qualità ed efficienza e vengono sempre integrati con le produzioni agricole locali generando impianti agro-voltaici.

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.

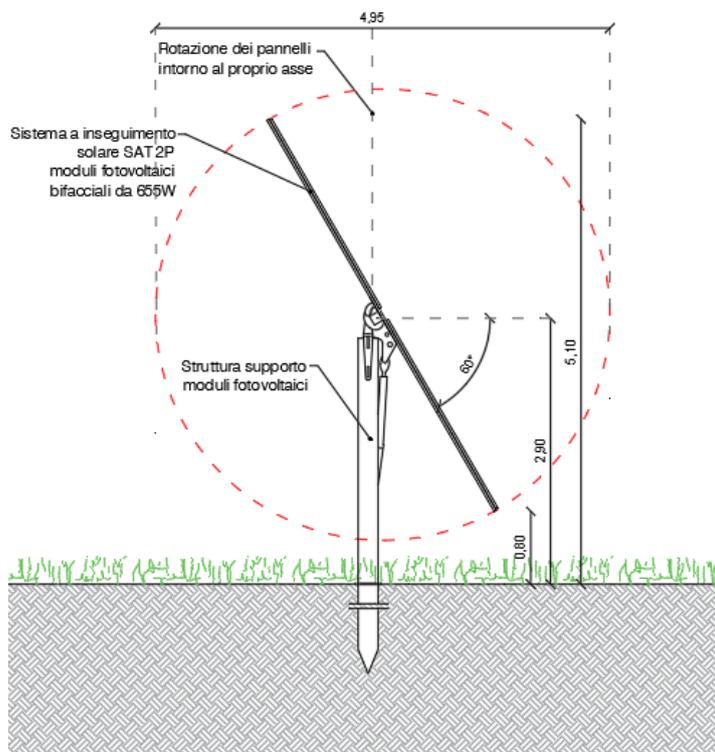


Figura 2 - Particolare delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici

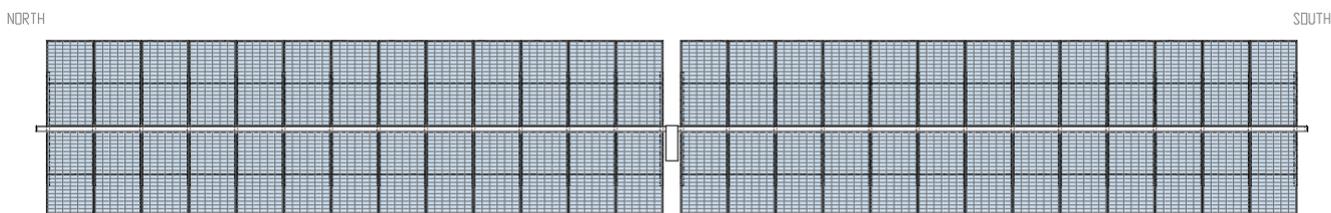


Figura 3 – Tracker – vista frontale e superiore a 0°

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. 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.

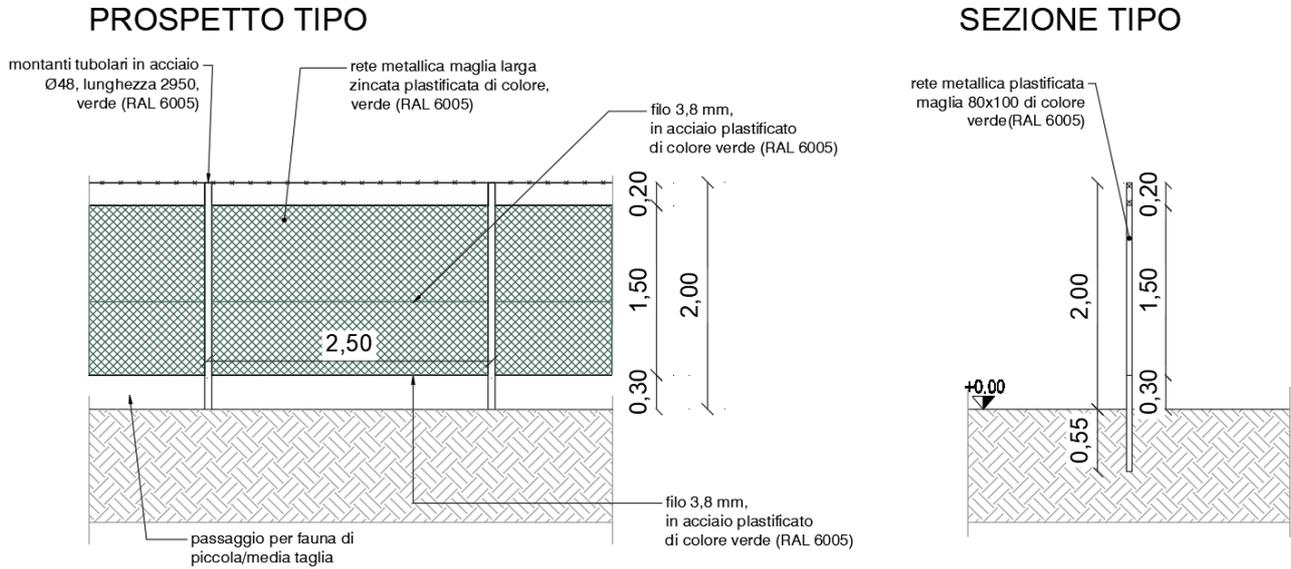


Figura 4 - Particolare delle recinzioni

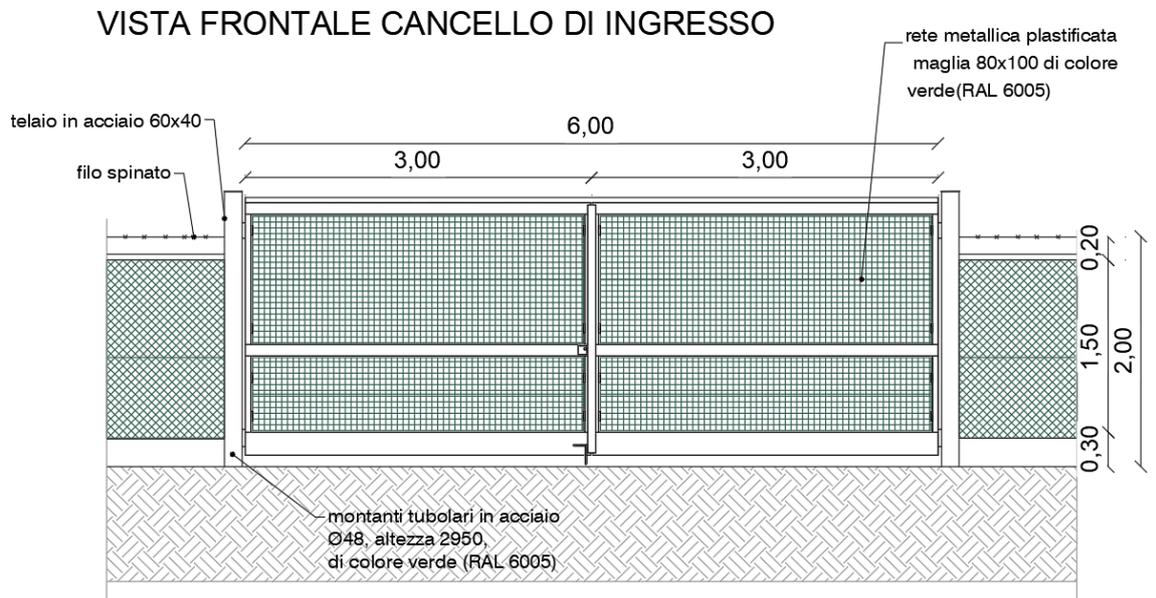


Figura 5 - Particolare del cancello di ingresso all'area di impianto

3.3. Cabine elettriche

All'interno della recinzione dell'impianto troveranno ubicazione le seguenti cabine elettriche: 1 *Cabina di Consegna*, 4 *Cabine dei Servizi Ausiliari* e 10 *Cabine di campo Trasformatore/Inverter*.

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*.

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.

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 e 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. Viabilità 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. 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 in esame, compresa nel Foglio n. 189 e 201 della Carta Geologica d'Italia, si sviluppa ad una quota di circa 260 metri sul livello del mare.

Dal punto di vista **geologico** tutto il territorio è caratterizzato da un potente basamento carbonatico cretaceo (riferibile al "Calccare di Altamura") sul quale poggia in trasgressione una sequenza sedimentaria marina plio-pleistocenica ("Calcareniti di Gravina", "Argille subappennine", "Calcareniti di M. Castiglione") su cui, durante il ritiro del mare presso le attuali coste, si sono accumulati depositi terrazzati, marini e continentali.

In particolare, vengono riconosciute, dal basso verso l'alto, le seguenti unità litostratigrafiche, dalla più antica alla più recente:

- Calccare di Altamura;
- Calcareniti di Gravina;
- Argille sub-appennine;
- Unità delle "Calcareniti di M. Castiglione";
- Depositi Marini Terrazzati;
- Depositi attuali e recenti.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione RE02.3 – *Relazione Geologica (§2. Inquadramento geologico e geomorfologico)*.

Dal punto di vista **morfologico** in generale il territorio di Mottola, nel suo complesso, può essere distinta in tre zone con caratteristiche morfologiche differenti fra loro: una zona legata al dominio del tavolato Murgiano, a Nord, una zona collinosa interna ed una zona costiera.

L'area oggetto del seguente lavoro rientra nell'area interna della zona costiera, caratterizzata da una serie di sette terrazzi marini, limitati verso mare da scarpate di abrasione corrispondenti a successive linee di costa all'incirca parallele alla linea di costa attuale.

Il terrazzo più elevato raggiunge quote di circa 300-392 m sul livello del mare, mentre il terrazzo inferiore quasi si confonde con la pianura del retrospiaggia.

Le differenze di quota sono ben visibili sui terrazzi più alti e via via meno sensibili in quelli meno elevati.

I principali corsi d'acqua, la Lama, ed i vari affluenti dell'arco ionico, sono diretti da NO a SE.

L'andamento della rete idrografica non sembra aver subito notevoli variazioni nel corso della sua evoluzione. Si possono comunque riconoscere gli effetti di un graduale spostamento degli assi vallivi verso nord-est, in conseguenza di un recente sollevamento.

4.2. Modellazione geologica del sito

Dal rilevamento geologico di superficie caratterizzati dalla visione di affioramenti naturali e dai dati provenienti da indagini geognostiche eseguite in aree non distanti dalla presente e sulle medesime litologie alla presente, si è potuto di ricostruire la successione lito-stratigrafica che caratterizza l'area di progetto.

L'area interessata dall'impianto in oggetto risulta essere interessata da calcareniti e biocalcareni farinose con breccie calcaree proprie della Formazione delle Calcareniti di M. Castiglione, poggianti dopo pochi metri sulle Argille subappennine grigio-azzurre di natura marnoso-siltosa con livelli sabbiosi e successivamente sulle biocalcareni relative alla Calcarenite di Gravina, a loro volta poggianti in trasgressione sui depositi carbonatici caratterizzati da calcari micritici, compatti, di colore bianco.

Dal punto di vista idrogeologico i dati disponibili da dati freaticometrici locali hanno determinato la presenza di una falda profonda che si attesta sui 250 m circa da p.c. e non evidenziano la presenza di falde superficiali.

MODELLAZIONE GEOLOGICA SCHEMATICA DEL SITO

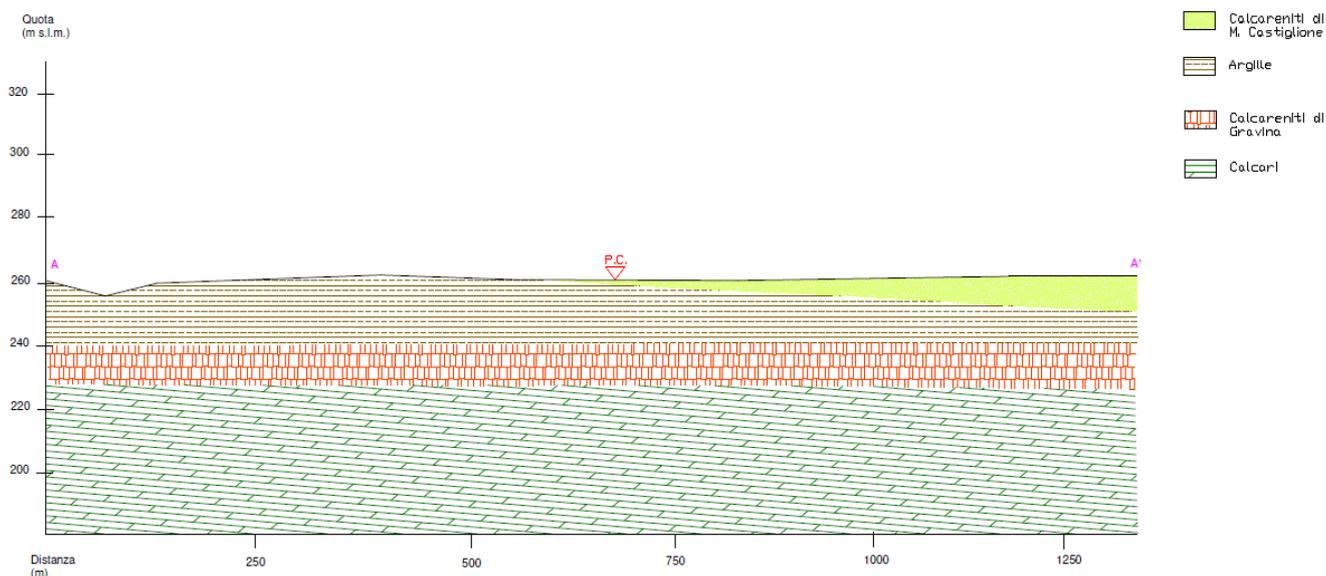


Figura 6 - Modellazione geologica schematica del sito

4.3. Caratterizzazione sismica del sito

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la **zona sismica** del territorio di Mottola (TA), indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274/2003, aggiornata con la Deliberazione del Consiglio Regionale della Puglia n.153 del 02.03.2004:

Zona sismica 3 – Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.

Secondo il D.M. del 17 gennaio 2018, per la definizione delle azioni sismiche di progetto 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 V_S non inferiore a 800 m/s.

Il valore della $V_{S,eq}$ è stato determinato in base a indagini indirette prese in riferimento. Tali indagini hanno fornito un valore sperimentale tale da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla **CATEGORIA B** che, in base alla nuova definizione fornita dal D.M. del 17 gennaio 2018, rientra nella classificazione di "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.

Si precisa che tali dati derivano comunque da indagini di tipo puntuale e che di contro, le formazioni litologiche interessate, sono caratterizzate da un'estrema variabilità litologica.

Pertanto, in fase esecutiva, si dovranno effettuare opportune indagini in situ ove dovrà essere verificata la corrispondenza ad ogni categoria sismica.

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

Figura 7 - Caratteristiche della superficie topografica

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; 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 di dimensioni in pianta pari a 4,918 x 17,059 metri, composto da 52 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 170,2 mq.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a **37,50 Kg/mq (0,37 KN/mq)**, e si articola nel seguente modo:

- ✓ 52 moduli fotovoltaici da 655W, dimensioni 2384x1303x35 mm, peso singolo modulo 39,40 Kg. Peso complessivo pari a 2048,80 kg. *Incidenza a metro quadro pari a 12,04 Kg/mq;*
- ✓ *Accessori vari di montaggio, di peso complessivo pari a 43,50 kg. Incidenza a metro quadro pari a 0,26 Kg/mq*
- ✓ 28 traversi in alluminio sezione 40x40x2mm con funzione di supporto per ancoraggio moduli fotovoltaici alla sottostruttura. *Incidenza a metro quadro pari a 0,39 Kg/mq;*
- ✓ 1 telaio piano realizzato con profili scatolari in acciaio 50x50 mm, peso specifico 7,00 kg/m. *Incidenza a metro quadro pari a 6,09 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 1,84 Kg/mq;*
- ✓ 11 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 1126,40 Kg. *Incidenza a metro quadro pari a 6,62 Kg/mq;*

- ✓ 11 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 1689,60 Kg. Incidenza a metro quadro pari a 9,93 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 8 - 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 258 m, 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:

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

Considerando un'altezza s.l.m. di 258 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,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 9 - 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 10 - 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 **$z=2,90\text{m}$** (struttura in condizioni di riposo); pertanto, il coefficiente di esposizione è pari a **$c_e = 1,80$** .

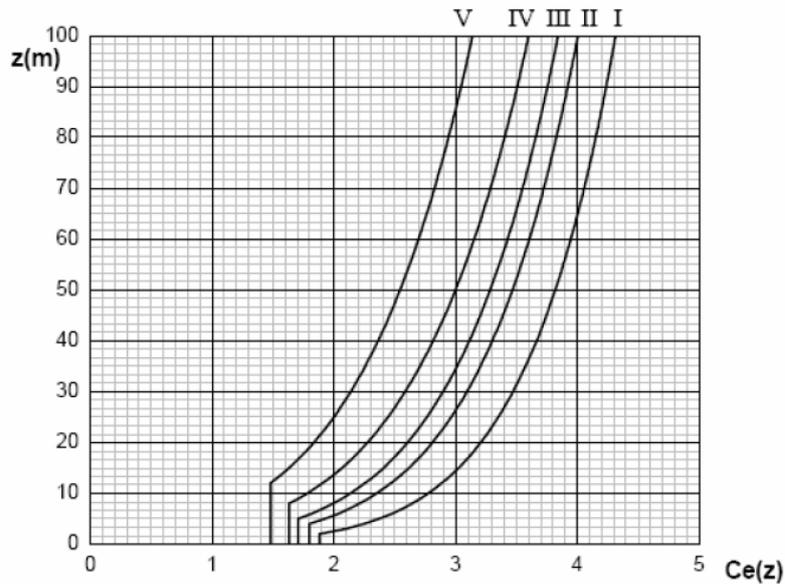


Figura 11 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo

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 $\alpha = \pm 60^\circ$, 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	2,90
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 della 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 = 258 m**, il valore di riferimento del carico della neve al suolo è dato dalla seguente relazione:

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, **Taranto**, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Figura 12 - Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Pertanto, q_{sk} è pari a $0,66 \text{ kN/m}^2$.

Considerando un'inclinazione del pannello da 0° a 60° , il coefficiente di forma μ_1 è assunto pari a $0,80$ (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_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 13 - 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 14 - 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	0,66
a _s - altitudine s.l.m.	m	258,00
μ_i - coefficiente di forma della copertura	-	0,80
C_E - coefficiente di esposizione	-	1,00
C_t - coefficiente termico	-	1,00
q_s - carico neve	kN/m ²	0,53

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 15 - 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	1,0	1,0

Figura 16 - 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 17 - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

5.5. 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.

5.5.1. Equazione generale della capacità 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 18 - 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
Y 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:

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

5.5.2. 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 3.11m².

VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE		
AP - area pannello	m ²	3,11
P.P_{pannello}	kN	0,386
P.P_{UPN160}	kN	0,28
p - pressione del vento	kN/m ²	1,312
q _s - carico neve	kN/m ²	0,53
P_{neve}	kN	1,63
P_{vento}	kN	4,08

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 19 - 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 G_1 ;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Quindi il carico di esercizio è risultato pari a:

$$Q_{es} = 9,52 \text{ kN}$$

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;

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 3,56 \geq 1.15$$

5.5.3. 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 **- 5.46 kN**.

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

Essendo $S_{lim} = 33.83 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a $S_{lim}/Q_{es} = |6,20|$

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.

5.5.4. Verifica al ribaltamento delle strutture fotovoltaiche

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

- il peso proprio delle strutture fotovoltaiche omnicomprensive di moduli, elementi strutturali e pali di fondazione;

- l'azione del terreno sui pali di fondazione, nelle sue componenti tangenziali e orizzontali in opposizione al movimento rotazionale della struttura

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 CanadiaSolar 655	cad.	52,00	39,40	2048,80
Accessori vari	mq	145,00	0,30	43,50
Traversi in alluminio	ml	88,48	0,75	66,36
Trave basculante	ml	34,91	9,00	314,19
Pilastrini	ml	11,00	102,40	1126,40
Pali di fondazione	ml	11,00	153,60	1689,60
Peso totale struttura [kg]				4162,45
Peso totale struttura [KN]				40,79
Superficie complessiva della struttura [mq]				170,2
Superficie di competenza sul singolo pilastro [mq]				15,47
Incidenza a mq peso struttura [KN/mq]				0,24
Peso sul singolo pilastro [KN]				3,71
Braccio della forza [m]				0,1
Momento favorevole [KN m]				0,37
Coefficiente				0,90
Momento risultante [KN m]				0,33
Azione terreno su palo				
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
3	0,2	0,6	25,72	69,444
Braccio della forza				2
Momento favorevole [KN m]				138,89
Coefficiente				0,9
Momento risultante [KN m]				125,00
Momento stabilizzante totale [KN m]				125,33
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione totale	Sup. competenza telaio [mq]	Pressione telaio [KN]
1,312	170,20	223,30	15,47	20,30
Braccio della forza sfavorevole [m]				2,40
Momento sfavorevole [KN m]				48,72
Coefficiente				1,50
Momento ribaltante [KN m]				73,08

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione $M_{stab} (Tot) > M_{rib} (Tot)$ già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare $M_{stab} (125,33 \text{ kNm}) > M_{rib} (73,08 \text{ kNm})$.

5.6. Strutture prefabbricate di supporto per cancelli di ingresso

A differenza delle recinzioni perimetrali, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, i cancelli di ingresso all'impianto 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.

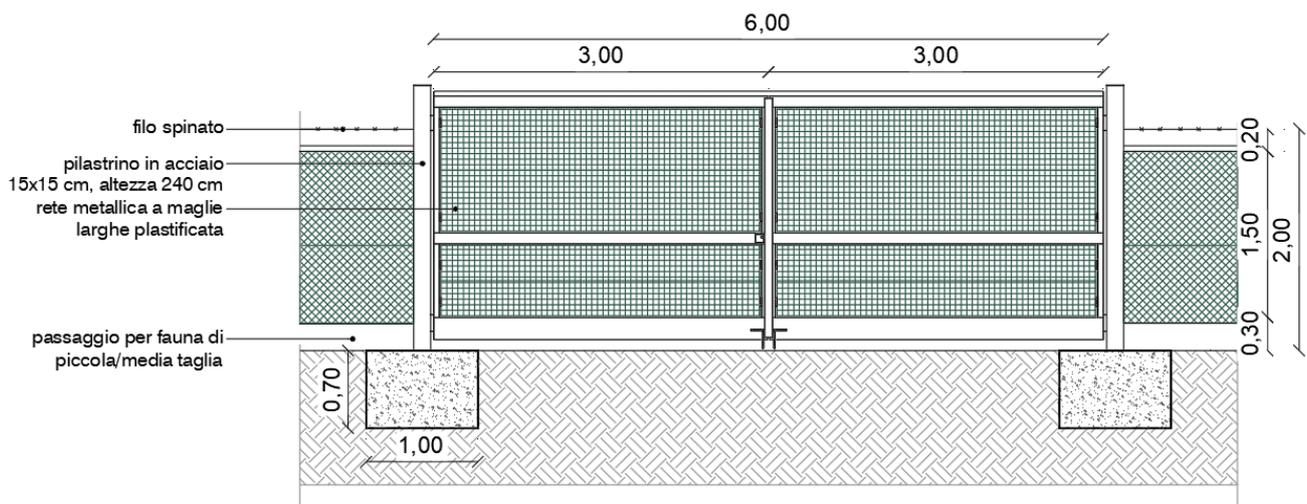


Figura 20 - Particolare cancello di ingresso all'area di impianto

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 delle 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	25,72	12,60

Braccio della forza 0,23

Momento favorevole [KN m] 2,90

Coefficiente di riduzione 0,9

Momento risultante [KN m] 2,61

Momento stabilizzante totale [KN m] 20,06

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 $M_{stab} (Tot) > M_{Rib} (Tot)$ già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare $M_{stab} (20,06 \text{ kNm}) > M_{Rib} (7,872 \text{ kNm})$

5.7. Strutture prefabbricate di supporto per le recinzioni perimetrali

Le recinzioni perimetrali saranno realizzate in rete metallica plastificata a maglia regolare 5x5cm, i cui pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa, ammortata 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.

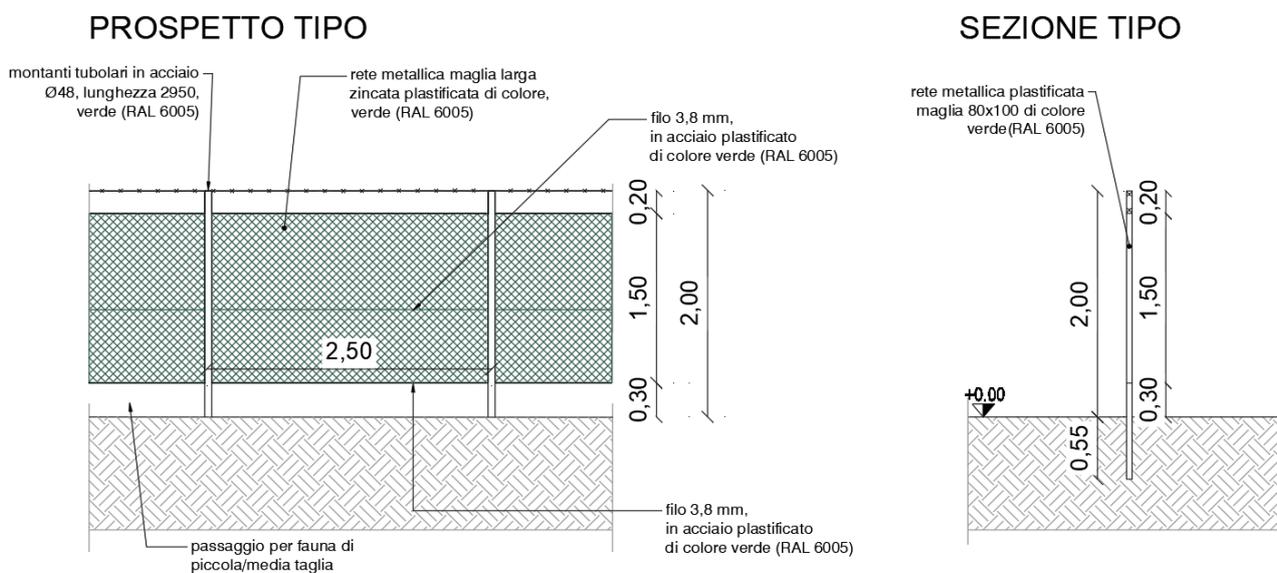


Figura 21 - Particolare delle recinzioni

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	25,72	2,0576
Braccio della forza				0,66
Momento favorevole [KN m]				1,358016
Coefficiente di riduzione				0,9
Momento risultante [KN m]				1,22
Momento stabilizzante totale [KN m]				1,23

Azione del vento

Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione telaio [KN]
1,312	0,3	0,3936
Braccio della forza sfavorevole [m]		1,05
Momento sfavorevole [KN m]		0,41328
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 $M_{stab} (Tot) > M_{Rib} (Tot)$ già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare $M_{stab} (1,23 \text{ KNm}) > M_{Rib} (0,62 \text{ KNm})$.

Il tecnico

Ing. Renato Pertuso

