

**IMPIANTO FOTOVOLTAICO A TERRA COLLEGATO ALLA RTN  
POTENZA NOMINALE 26,95 MWp  
*Località Spinazzino – Comune di Ferrara (FE)***

**PROPONENTE:**

**TEP RENEWABLES (FERRARA PV) S.R.L.**  
Viale Shakespeare,71 – 00144 - Roma  
P. IVA e C.F. 16462341005 – REA RM - 1658414

**PROGETTISTI:**

**ING. GIULIA GIOMBINI**  
Iscritta all’Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo  
al n. A-1009

**ING. MATTEO BERTONERI**  
Iscritto all’Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara  
al n. 669

**PROGETTO DEFINITIVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO**  
(art. 23 del D. Lgs 152/2006 e ss. mm. ii)

***Relazione di calcolo preliminare strutture e fondazioni***

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
21-00007-IT- FERRARA_CV_R01_Rev0_Relazio ne calcolo preliminare strutture e fondazioni	02/2022	Prima emissione	LC	GG\MB	F.Battafarano

## INDICE

1. PREMESSA .....	3
2. NORMATIVE .....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	6
4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI MODULI FOTOVOLTAICI.....	7
5. AZIONI ESTERNE AGENTI SUI MODULI FOTOVOLTAICI .....	9
5.1 AZIONE DEL VENTO.....	9
5.1.1 Velocità di riferimento.....	9
5.1.2 Coefficiente di esposizione (microzonazione).....	10
5.1.3 Coefficiente dinamico.....	10
5.1.4 Coefficiente di forma.....	11
5.1.5 Pressione cinetica di riferimento .....	11
5.1.6 Pressione del vento .....	11
5.1.7 Azioni statiche equivalenti .....	11
5.2 AZIONE DELLA NEVE .....	12
5.2.1 Valore caratteristico del carico neve al suolo .....	12
5.2.2 Coefficiente di esposizione.....	12
5.2.3 Coefficiente termico .....	13
5.2.4 Coefficiente di forma .....	13
5.2.5 Calcolo del Carico Neve .....	13
5.3 AZIONE SISMICA .....	13
6. PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI PANNELLI.....	14
6.1 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA PROSAP 2si.....	14
6.2 SPECIFICHE TECNICHE.....	14
6.3 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	14
6.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO .....	16
7. PREDIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE .....	17
7.1 FORZE DI CALCOLO AGENTI SULLE FONDAZIONI .....	18
7.2 POSSIBILI ALTERNATIVE COSTRUTTIVE .....	18
8. PREDIMENSIONAMENTO BASAMENTI DI FONDAZIONE DELLE CABINE .....	20
8.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE .....	20
8.2 AZIONI AGENTI.....	20
8.3 VERIFICHE DEI BASAMENTI .....	20

## 1. PREMESSA

Il progetto in questione, che prevede la realizzazione, attraverso la società di scopo TEP Renewables Ferrara PV S.r.l., di un impianto solare fotovoltaico nel comune di Ferrara, in provincia di Ferrara (FE), località Spinazzino, di potenza stimata di 26,95 MWp su un'area di circa 43 ha complessivi (di cui 33.3 ha utili ), si inserisce quindi nella strategia di decarbonizzazione perseguita da EGP ed in particolare della decarbonizzazione della Regione Emilia-Romagna.

Il progetto nel suo complesso ha contenuti economico-sociali importanti e tutti i potenziali impatti sono stati sottoposti a mitigazione.

La tecnologia impiantistica prevede l'installazione di moduli fotovoltaici bifacciali che saranno installati su strutture mobili sospese (tracker) di tipo monoassiale mediante palo infisso nel terreno.

I pali di sostegno sono distanti tra loro 10,00 metri per mantenere e garantire una giusta illuminazione del terreno,

L'allaccio alla stazione elettrica in ampliamento alla centrale elettrica di Terna Ferrara Focomorto avverrà mediante cavo interrato AT di ca. 405 m.

La presente relazione di calcolo preliminare ha lo scopo di definire e verificare la geometria degli elementi strutturali di sostegno dei pannelli fotovoltaici e delle fondazioni delle cabine a servizio del progetto per la realizzazione dell'impianto sopra menzionato.

## 2. NORMATIVE

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito.

Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Progetto legno	D.M. 17-01-2018
Progetto muratura	D.M. 17-01-2018
Azione sismica	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 17-01-2018

- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
- Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modificazioni e integrazioni.
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
- UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati nei calcoli sono le seguenti:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C25/30
- Classe di esposizione ambientale XC4, XA2 e XS1
- Classe di consistenza S4
- Calcestruzzo gettato contro il terreno e permanentemente a contatto con esso 75mm
- Calcestruzzo a contatto con il terreno o con acqua 50mm
- Calcestruzzo non a contatto con il terreno o con acqua 40mm
- Acciaio: Barre ad aderenza migliorata tipo B450C
- Acciaio strutturale: S235

#### 4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI MODULI FOTOVOLTAICI

I moduli fotovoltaici utilizzati per la progettazione dell'impianto, saranno di prima scelta, del tipo silicio monocristallino a 72 celle con tecnologia bifacciale, indicativamente della potenza di 595 Wp, di dimensioni indicative 2465 mm x 1134 mm predisposti lungo il lato corto su 2 file per uno sviluppo complessivo di 5,08 m ed una inclinazione variabile da +30° a -30°, in modo da ottimizzare la produzione di energia elettrica.

Il portale tipico della struttura progettata è costituito da una stringa di lunghezza 33,18 m su cui sono montati i moduli fotovoltaici. La struttura presenta una altezza massima da terra di 3,78 m, mentre nella posizione con inclinazione 30° l'altezza da terra del punto più basso della struttura risulta essere di circa 153 cm.

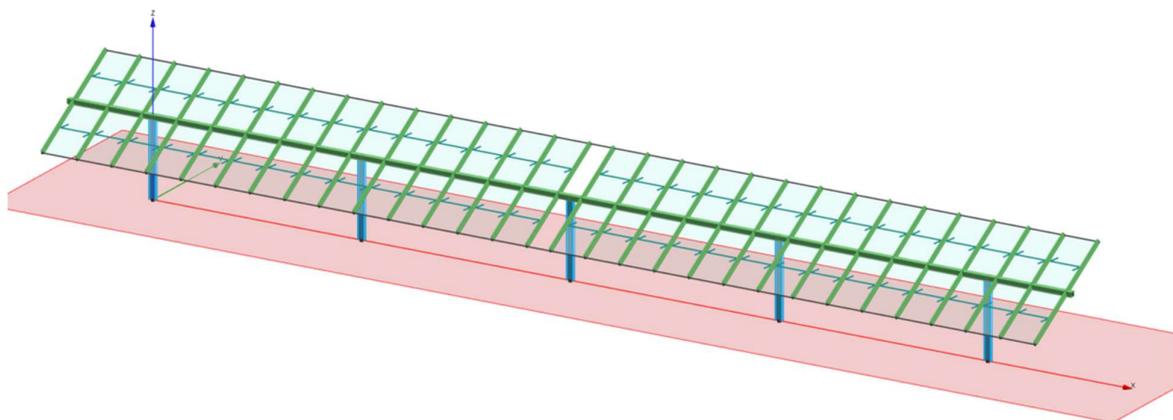
Esiste una seconda tipologia di portale costituito da una stringa di lunghezza 17.50 m su cui sono montati i moduli fotovoltaici. La struttura presenta una altezza massima da terra di 3,78 m, mentre nella posizione con inclinazione 30° l'altezza da terra del punto più basso della struttura risulta essere di circa 153 cm.

In entrambe le tipologie, l'interasse tra i montanti risulta essere di 6,90 m.

La fondazione della struttura di sostegno dei pannelli fotovoltaici sarà costituita da profili in acciaio infissi nel terreno per una profondità minima di 5,00 mt e comunque tale da garantire la stabilità della "vela" costituita dall'insieme dei pannelli e della struttura a sostegno.

Come mostrato negli elaborati di progetto si è proceduto considerando uno "schema tipo", che presenta caratteristiche tecnico-costruttive analoghe a quelle desumibili dai prodotti commerciali più comunemente utilizzati per impianti FV simili a quello in oggetto.

Lo schema statico utilizzato per le verifiche risulta essere il seguente:



Di seguito si riportano le caratteristiche tecnico-costruttive di progetto delle strutture di sostegno e dei moduli fotovoltaici:

- superficie:  $S=39,62 \text{ m}^2$  (superficie moduli FV per ogni “vela” da 7x2)
- peso moduli fotovoltaici:  $q_m=0,306 \text{ kN}$  (cadauno)
- altezza minima pannelli fuori terra:  $f=1,52 \text{ m}$  dal p.c.
- altezza massima pannelli fuori terra:  $f=3,78 \text{ m}$  dal p.c.

La struttura di sostegno sarà costituita dai seguenti profili in acciaio:

- Montanti: IPE 240
- Corrente: Scatolare 150x180x3 mm
- Sostegni pannelli fotovoltaici: Omega 60x100x30x3 mm.

## 5. AZIONI ESTERNE AGENTI SUI MODULI FOTOVOLTAICI

Il dimensionamento preliminare del palo di sostegno è svolto applicando le combinazioni allo SLU (statica e sismica), previste nel DM 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018), alle sollecitazioni presenti sulla struttura, in particolare dei carichi variabili dovuti al vento (azione di carico variabile principale) e alla neve (azione di carico variabile secondaria) e all’azione sismica definita mediante il metodo pseudostatico.

### 5.1 AZIONE DEL VENTO

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

Per le costruzioni tali azioni sono generalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti descritte in seguito.

#### 5.1.1 Velocità di riferimento

La determinazione dell’azione del vento sulla costruzione parte dall’individuazione della velocità di riferimento  $v_b$ , definita come il valore caratteristico della velocità misurata a 10 metri dal suolo su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento; tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di  $T = 50$  anni. Otterremo quindi, dai dati forniti dalla tabella relativa i parametri di macrozonazione per il vento, tratta dalle “Norme tecniche per le costruzioni” riportata qui sotto, il seguente valore:

- $v_b = 25$  m/s (valore per la ZONA 2)

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

### 5.1.2 Coefficiente di esposizione (microzonazione)

Il coefficiente di esposizione  $C_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge l'impianto fotovoltaico.

Per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla seguente formula:

- $c_e(z) = c_e(z_{min})$  per  $z < z_{min}$
- $c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$  per  $z \geq z_{min}$

dove  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$  sono assegnati nella seguente tabella:

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

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità e topografia del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica dell'area di progetto e della classe di rugosità definita nella tabella seguente.

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 metri
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	Aree prive di ostacoli (aperta campagna aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 metri

Prendendo atto che il sito è caratterizzato da classe di rugosità D e in prossimità della costa, per la Zona 2 le tabelle delle "Norme tecniche per le costruzioni" ci indicano, per l'area di progetto, una categoria di esposizione di classe II.

Dalle curve per il calcolo del coefficiente di esposizione contenute nelle "Norme tecniche per le costruzioni" si giunge quindi alla conclusione che  $C_e$  risulterà pari a 1,801 lungo tutta la struttura.

### 5.1.3 Coefficiente dinamico

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, nel caso in oggetto, può essere assunto pari a 1.

#### 5.1.4 Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma  $C_p$  è stato determinato considerando che la vela può essere assimilata a una tettoia o pensilina ad un solo spiovente piano con angolo di inclinazione pari a  $30^\circ$ .

$$C_p = 1,2(1 + \sin \alpha)$$

Esso, nel caso in oggetto, può essere assunto pari a +1,80.

#### 5.1.5 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  è data dall'espressione

$$q = \frac{1}{2} * \rho * (v)^2$$

dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento [m/s] (vale 25 m/s nel nostro caso);

$\rho$  è la densità dell'aria che può essere assunta pari a 1,25 Kg/m<sup>3</sup>

Nel nostro caso avremo  $q_b = 390,63$  N/mq.

#### 5.1.6 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * C_e * C_p * C_d$$

dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento [N/m<sup>2</sup>]

$C_e$  è il coefficiente di esposizione

$C_d$  è il coefficiente dinamico

$C_p$  è il coefficiente di forma

Nel nostro caso avremo un valore  $p = \pm 1,26$  kN/m<sup>2</sup>.

#### 5.1.7 Azioni statiche equivalenti

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono l'impianto.

L'azione del vento sul singolo elemento, scomposta secondo la direzione verticale e orizzontale, viene determinata considerando la condizione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna o della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento incrementando la pressione esercitata dal vento.

## 5.2 AZIONE DELLA NEVE

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

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

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione
- $C_t$  è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

### 5.2.1 Valore caratteristico del carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Per la determinazione del carico neve si fa riferimento ai seguenti valori, indicativi per la zona nella quale ricade l'area di progetto:

- $q_{sk} = 1,00$  [kN/m<sup>2</sup>]      $a_s \leq 200$  m
- $q_{sk} = 0,85 * [1 + (a_s / 481)^2]$  [kN/m<sup>2</sup>]      $a_s \geq 200$  m

dove  $a_s$  rappresenta la quota sul livello del mare.

### 5.2.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'impianto.

Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella seguente.

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	CE
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 accerchiata da costruzioni o alberi più bassi	1,1

Nel caso in questione si assegna a  $C_E$  un valore pari a 0,9.

### 5.2.3 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. Nel caso in esame viene utilizzato  $CT = 1$

### 5.2.4 Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma  $\mu_i$ , determinato in riferimento all'angolo formato dai moduli con l'orizzontale. Considerando che i pannelli risultano inclinati di un angolo compreso tra i  $0^\circ$  e  $30^\circ$ , si è assunto un coeff. di forma pari a 0,8.

### 5.2.5 Calcolo del Carico Neve

Considerando tutti i parametri utili al calcolo del carico neve, definito in precedenza dalla formula:

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

avremo un valore di pari a 0.72 kN/m<sup>2</sup>. [Ai fini dei calcoli si adotta un valore conservativo di 0,80 kN/m<sup>2</sup>].

## 5.3 AZIONE SISMICA

Ai fini dell'analisi sismica i parametri utilizzati per la determinazione dell'azione sismica sono:

- categoria del suolo C
- categoria topografica T1;
- classe d'uso dell'opera in progetto – classe 2
- vita nominale dell'opera 50 anni.

Dalla modellazione strutturale tramite software di calcolo si può facilmente desumere che l'azione dimensionante per la struttura in oggetto è la forza eolica del vento, molto più incidente rispetto al sisma.

## 6. PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI PANNELLI

### 6.1 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA PROSAP 2SI

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### 6.2 SPECIFICHE TECNICHE

Titolo:	ModeST
Versione:	V.8.26
Produttore-Distributore:	Tecnisoft s.a.s.
Codice Licenza:	227500-3945

### 6.3 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse.

Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di

temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.
- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.

Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

#### 6.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO

Le verifiche delle membrature in acciaio possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o Eurocodice 3. Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità. Queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste. Le verifiche tengono conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

Negli allegati alla presente relazione sono riportati gli output del programma di calcolo.

Il dimensionamento e le verifiche strutturali delle membrature in acciaio costituenti il sistema portante dei pannelli fotovoltaici risultano soddisfatte.

## 7. PREDIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si descrivono le verifiche con le quali è stata determinata la geometria della fondazione di sostegno dei pannelli fotovoltaici, fondazione costituita dal prolungamento del montante della struttura di supporto dei pannelli fotovoltaici mediante due micropali.

Le unità litologiche interessate dall'opera risultano essere 3, aventi i seguenti parametri geotecnici:

### Unità Litotecnica "A"

Si tratta di suoli di copertura, di natura prevalentemente limo-sabbiosa, scarsa la presenza di sostanza organica. È considerato un suolo coesivo, poco consistente e scarsamente permeabile. Alla base dello strato aumenta la frazione sabbiosa.

Lo spessore è compreso tra 1,30 e 2,0 metri.

CARATTERISTICHE ELASTICHE E MECCANICHE DELL'UNITÀ LITOLOGICA "A"	
Spessore medio	$h = 3,1$
Peso volume medio	$\gamma_m = 16,69 \text{ KN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio medio (tensioni efficaci, a lungo termine)	$\varphi'_m = 26^\circ \div 28^\circ$
Coesione drenata media (tensioni efficaci, a lungo termine)	$c'_m = 0,024 \text{ Mpa}$
Modulo di Edometrico medio	$E_m = 11,97 \text{ MPa}$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.43$
Modulo di Young dinamico	$E_{din} = 66,50 \text{ MPa}$
Modulo di Taglio dinamico	$G_d = 2,00 \text{ Mpa}$
Coefficiente di Winkler Verticale	$K_v = 23,94 \text{ N/cm}^3$
Coefficiente di Winkler orizzontale	$K_h = 11,97 \text{ N/cm}^3$

Tabella 1

### Unità Litotecnica "B"

È costituita da depositi sabbiosi debolmente limosi. È un suolo tendenzialmente incoerente, mediamente addensato e permeabile. Lo spessore medio è di circa 6 metri.

CARATTERISTICHE ELASTICHE E MECCANICHE DELL'UNITÀ LITOLOGICA "B"	
Spessore variabile	$h = 6,0 \text{ m}$
Peso volume medio	$\gamma_m = 17,23 \text{ KN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio medio (tensioni efficaci, a lungo termine)	$\varphi'_m = 32 \div 34^\circ$
Coesione drenata media (tensioni efficaci, a lungo termine)	$c'_m = 0,008 \text{ kN/m}^2$
Modulo Edometrico medio	$E_m = 65,61 \text{ MPa}$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.48$
Modulo di Young dinamico	$E_{din} = 86,50 \text{ MPa}$
Modulo di Taglio dinamico	$G_d = 3 \text{ Mpa}$

Coefficiente di Winkler Verticale	$K_v = 14,53 \text{ N/cm}^3$
Coefficiente di Winkler orizzontale	$K_h = 7,27 \text{ N/cm}^3$

Tabella 2

### Unità litotecnica "C"

Questa unità è formata prevalentemente da argille limose a comportamento coesivo, moderatamente consistenti, scarsamente permeabili.

CARATTERISTICHE ELASTICHE E MECCANICHE DELL'UNITÀ LITOLOGICA "C"	
Spessore variabile	$h = 18,80 \text{ m}$
Peso volume medio	$\gamma_m = 18,80 \text{ KN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio medio (tensioni efficaci, a lungo termine)	$\varphi'_m = 24^\circ \div 26^\circ$
Coesione drenata media (tensioni efficaci, a lungo termine)	$c'_m = 0,11 \text{ kN/m}^2$
Modulo Edometrico medio	$E_m = 393,52 \text{ MPa}$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.49$
Modulo di Young dinamico	$E_{din} = 281 \text{ MPa}$
Modulo di Taglio dinamico	$G_d = 9 \text{ Mpa}$
Coefficiente di Winkler Verticale	$K_v = 90,39 \text{ N/cm}^3$
Coefficiente di Winkler orizzontale	$K_h = 45,20 \text{ N/cm}^3$

Tabella 3

## 7.1 FORZE DI CALCOLO AGENTI SULLE FONDAZIONI

Come evidenziato nei capitoli precedenti la struttura di sostegno dei pannelli fotovoltaici risulta essere del tipo "mobile", con un'inclinazione variabile da  $0^\circ$  a  $30^\circ$ . Ne consegue che le sollecitazioni sui montanti, e quindi sui pali di fondazione, risultino variare a seconda della posizione della "vela".

Dalle verifiche effettuate si ricava che le massime sollecitazioni agenti sugli elementi di fondazioni si riscontrano nella condizione "vela inclinata di  $30^\circ$ ".

## 7.2 POSSIBILI ALTERNATIVE COSTRUTTIVE

In tale fase tutte le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici e di conseguenza i pali di fondazione, sono state pre-dimensionate sulla base di un tipologico che in fase di esecuzione potrà essere migliorato al fine di ottenere il massimo rendimento dell'impianto fotovoltaico.

Tra le possibili alternative vi è quella legata alla tipologia di fondazione per le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici. Data la natura del terreno [limi sabbiosi con argilla] una possibile soluzione può essere quella di utilizzare pali a vite [o screw piles], i quali permetterebbero profondità di infissione

minori. L'utilizzo di tale tipologia costruttiva dovrà però essere valutata in fase esecutiva a seguito di prove in sito e solo dopo aver eseguito gli spianamenti.

Gli screw piles (o pali a vite) sono pali prefabbricati in acciaio dotati di una o più eliche, disponibili in varie geometrie e configurazioni, che vengono avvitati nel terreno per mezzo di semplici apparecchiature che possono essere facilmente montate sulle più comuni macchine operatrici. Ciò implica la quasi totale assenza di un cantiere per la realizzazione della fondazione, aspetto fondamentale quando ci si trova ad operare in ambiti rurali difficilmente raggiungibili, ed una estrema rapidità di esecuzione.

Tale tipologia di palo è adeguata per resistere sia a sforzi di compressione che di trazione, e perciò consente alla fondazione di sopportare anche momenti ribaltanti. Data inoltre la possibilità di rimuovere e riutilizzare tali elementi, gli screw piles si ritengono convenienti per le fondazioni di impianti leggeri quali quelli a terra, posti in opera in tempi brevi e dotati di una certa vita operativa.

Si riporta di seguito un esempio di fondazione con palo a vite, avente profondità di infissione pari a 2 m.

In fase esecutiva, a seguito di prove geotecniche, sarà possibile eventualmente definire una diversa tipologia di fondazione profonda, per mezzo di pali a semplice infissione.

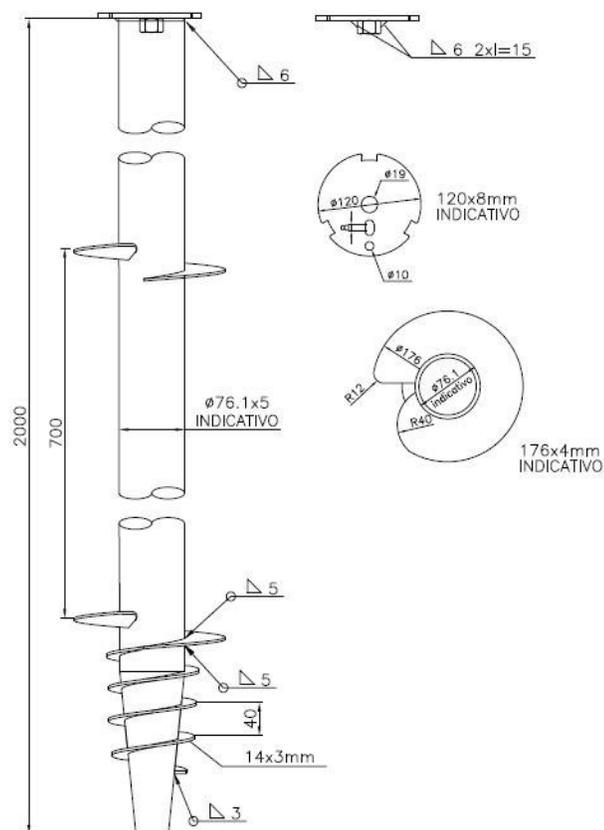


Figura 7.3: esempio di palo a vite

## 8. PREDIMENSIONAMENTO BASAMENTI DI FONDAZIONE DELLE CABINE

### 8.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

A servizio dell'impianto fotovoltaico sono previste più cabine di trasformazione e consegna dell'energia prodotta dai pannelli fotovoltaici.

Di seguito vengono riportati i predimensionamenti dei basamenti delle seguenti cabine, le quali risultano essere le più ingombranti ed allestite con le apparecchiature più pesanti:

- Power station: all'interno di tale cabina, realizzata con un prefabbricato appositamente attrezzato, saranno posizionati gli inverter e il trasformatore;
- Cabina generale Mt – ausiliari: all'interno di tale cabina saranno posizionate tutte le apparecchiature di gestione e controllo dell'impianto.

### 8.2 AZIONI AGENTI

Sui basamenti delle cabine di cui al punto 1 sono applicati i carichi descritti nell'ALLEGATO 5: Dati di definizione per dimensionamento basamenti". Le cabine risultano appoggiate su tali basamenti per cui si considera il solo carico trasmesso dalla neve come calcolato nel Cap. 5.2 al quale si rimanda per ogni chiarimento.

In sintesi, i carichi applicati risultano essere i seguenti

- Power station:
  - Peso cabina [comprensiva di macchinari ed attrezzature]: 0,05 daN/cm<sup>2</sup>;
  - Peso della vasca dell'olio del trasformatore: 0,015 daN/cm<sup>2</sup>;
  - Peso del trasformatore: 1625 daN applicati su 4 punti;
  - Si è inoltre considerato un sovraccarico accidentale di 0,04 daN/cm<sup>2</sup>.
- Cabina generale MT – ausiliari:
  - Peso cabina [comprensiva di macchinari ed attrezzature]: 0,04 daN/cm<sup>2</sup>;
  - Sovraccarico variabile: 0,04 daN/cm<sup>2</sup>.

Si riportano le dimensioni delle platee, risultato di un primo dimensionamento, da verificare ulteriormente in sede di progetto esecutivo.

- **Platea Power Station:** 7.40 x 3.40, spessore 20 cm, armata con due ordini di armature  $\phi 10/20$  cm.
- **Platea MT:** 18.40 x 4.80, spessore 30 cm, armata con due ordini di armature  $\phi 10/20$  cm,

### 8.3 VERIFICHE DEI BASAMENTI

Negli allegati alla presente relazione sono riportati gli output del programma di calcolo (Dati di definizione per dimensionamento basamenti e Verifiche basamenti cabine). Da essi si desume come le verifiche strutturali delle piastre di fondazione risultino soddisfatte.

ALLEGATO 01 - RELAZIONE CALCOLO INCLINAZIONE PANNELLI 30°

ALLEGATO 02 - RELAZIONE CALCOLO FONDAZIONE POWER STATION

