

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI FOGGIA
COMUNE DI ASCOLI SATRIANO

LOCALITÀ SAN MERCURIO

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO PER LA COSTRUZIONE E L'ESERCIZIO DI UN IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO AVENTE POTENZA PARI A 33,16 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE

Sezione:

SEZIONE I - CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE E IMPIANTI

Elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

Nome file sorgente: SEZIONE A/FV.ASC01.PD.I.01.docx	Numero elaborato: FV.ASC01.PD.I.01	Scala:	Formato di stampa: A4
Nome file stampa: FV.ASC01.PD.I.01.pdf	Tipologia: R		

Proponente:

E-WAY FINANCE S.p.A.

Via Po, 23
00198 ROMA (RM)
P.IVA. 15773121007



Progettista:

E-WAY FINANCE S.p.A.

Via Po, 23
00198 ROMA (RM)
P.IVA. 15773121007



CODICE	REV. n.	DATA REV.	REDAZIONE	VERIFICA	VALIDAZIONE
FV.ASC01.PD.I.01	00	12/2021	A. Zambrano	A. Bottone - G. Conio	

INDICE

1	PREMESSA.....	8
2	INTRODUZIONE	10
2.1	Normativa di riferimento.....	11
2.2	Materiali.....	12
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
4	AZIONI SULL'OPERA.....	16
4.1	Metodologie di calcolo	16
4.2	Analisi dei carichi	16
4.2.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali	16
4.2.2	Carichi da neve.....	17
4.2.3	Carichi caratteristici da vento estremo.....	18
4.2.4	Azione sismica.....	24
4.3	Combinazioni di carico.....	26
4.4	Azioni di progetto.....	26
5	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	28
5.1	Verifiche effettuate	28
5.2	Verifiche di tipo geotecnico (GEO).....	29
5.2.1	Carico limite fondazione-terreno (Brinch-Hansen, 1970).....	29
5.2.2	Carico limite fondazione-terreno (Paolucci-Pecker, 1995)	30
6	CONCLUSIONI.....	32
6.1	Soluzione progettuale.....	32



**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE SULLE STRUTTURE**

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	3 di 32

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1: Pianta, sezione e prospetto quotati del tracker e dei moduli.</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2: Legame costitutivo acciaio modello bilineare finito con incrudimento.</i>	<i>12</i>
<i>Figura 3: Schema di carico.</i>	<i>16</i>
<i>Figura 4: Figura G.27 – Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza.</i>	<i>23</i>
<i>Figura 5: Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).</i>	<i>25</i>
<i>Figura 6: Pianta, sezione e prospetto quotati del tracker e dei moduli.</i>	<i>32</i>



**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE SULLE STRUTTURE**

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	5 di 32

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1: Proprietà acciaio classe S235JR.....</i>	<i>12</i>
<i>Tabella 2: Modello litotecnico di progetto.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabella 3: Classificazione geotecnica suoli con individuazione del valore medio di riferimento.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 4: Carichi permanenti strutturali.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabella 5: Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabella 6: Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabella 7: Parametri utilizzati per il calcolo del carico da neve.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabella 8: Tab. 3.3.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0, k_s.....</i>	<i>20</i>
<i>Tabella 9: Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.....</i>	<i>21</i>
<i>Tabella 10: Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno.....</i>	<i>21</i>
<i>Tabella 11: Schema semplificato per la definizione della categoria di esposizione.....</i>	<i>22</i>
<i>Tabella 12: Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).....</i>	<i>22</i>
<i>Tabella 13: Parametri dei carichi caratteristici da vento.....</i>	<i>24</i>
<i>Tabella 14: Parametri dell'azione sismica di sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....</i>	<i>25</i>
<i>Tabella 15: Pseudoaccelerazioni nei periodi di riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....</i>	<i>26</i>
<i>Tabella 16: Azioni di progetto amplificate secondo la combinazione di carico fondamentale allo SLU.....</i>	<i>27</i>
<i>Tabella 17: Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche stati limite ultimi.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabella 18: Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabella 19: Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabella 20: Tab. 7.11.II – Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche.....</i>	<i>29</i>



**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE SULLE STRUTTURE**

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	7 di 32

1 PREMESSA

Il presente elaborato è riferito al progetto per la costruzione e l'esercizio di un impianto agro-fotovoltaico di produzione di energia elettrica da fonte solare, denominato "San Mercurio", sito in agro di Ascoli Satriano (FG).

In particolare, l'impianto in progetto ha una potenza nominale pari a 33,16 MWp ed è costituito dalle seguenti sezioni principali:

1. Un campo agro-fotovoltaico suddiviso in 6 sottocampi, costituiti da moduli fotovoltaici aventi potenza nominale pari a 600 Wp cadauno ed installati su strutture ad inseguimento monoassiale (tracker);
2. Una stazione di conversione e trasformazione dell'energia elettrica detta "Power Station" per ogni sottocampo dell'impianto;
3. Una cabina di smistamento e misura in Media Tensione a 30 kV;
4. Tre linee elettriche in MT a 30 kV in cavo interrato necessarie per l'interconnessione delle Power Station alla Cabina di Raccolta;
5. Una Stazione Elettrica (SE) di trasformazione 150/30 kV Utente;
6. Una linea elettrica in MT a 30 kV in cavo interrato necessaria per l'interconnessione della cabina di smistamento e misura e della SE Utente, di cui al punto precedente;
7. Una sezione di impianto elettrico comune con altri tre operatori, necessaria per la condivisione dello Stallo AT a 150 kV, assegnato dal Gestore della Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) all'interno del futuro ampliamento della SE "Camerelle" della RTN, ubicata nel comune di Ascoli Satriano (FG). Tale sezione è localizzata in una zona adiacente alla SE Utente e contiene tutte le apparecchiature elettromeccaniche in AT necessarie per la condivisione della connessione;
8. Tutte le apparecchiature elettromeccaniche in AT di competenza dell'Utente da installare all'interno del futuro ampliamento della SE "Camerelle" della RTN, in corrispondenza dello stallo assegnato;
9. Una linea elettrica in AT a 150 kV in cavo interrato di interconnessione tra la sezione di impianto comune ed il futuro ampliamento della SE "Camerelle" della RTN.

Titolare dell'iniziativa proposta è la società E-Way Finance S.p.A., avente sede legale in Via Po, 23 - 00198 Roma (RM), P.IVA 15773121007.



**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE SULLE STRUTTURE**

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	9 di 32

2 INTRODUZIONE

Scopo del presente elaborato è di fornire una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di verifica e dimensionamento preliminare delle strutture di sostegno, pertanto, si riporta di seguito un sunto introduttivo alle caratteristiche geometriche e dimensionali delle stesse, nonché delle verifiche effettuate.

L'intera struttura di sostegno sarà in acciaio strutturale classe S235JR costituita da travi bullonate poggianti su profilati tubolari. La sovrastruttura ha dimensioni 21,24×4,64 m e peso di circa 2 kg, i moduli fotovoltaici hanno dimensione 2172×1303×35 mm e sono disposti su due pannelli il cui peso è di 31,4 kg ciascuno.

L'insieme dei pannelli e della struttura di sostegno prende il nome di "vela" e sarà vincolata al terreno tramite i tre profilati tubolari, direttamente infissi per una lunghezza pari almeno pari alla lunghezza fuori terra misurata fino all'asse di rotazione dei tracker.

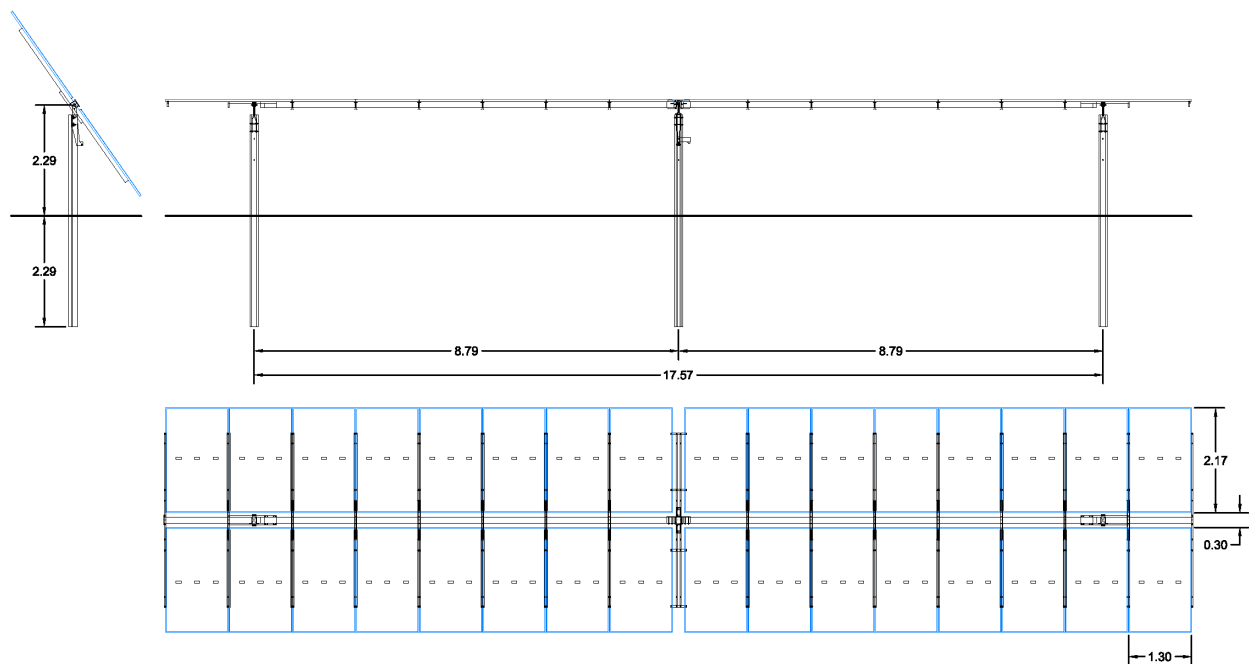


Figura 1: Pianta, sezione e prospetto quotati del tracker e dei moduli.

In prima analisi, le verifiche di stabilità della vela sono state effettuate disaccoppiando il problema dell'interazione struttura-terreno studiando separatamente la sovrastruttura come un portale isostatico costituito da due campate e tre ritti incastrati attraverso i quali avviene il trasferimento delle sollecitazioni al terreno sottostante studiato come un letto di molle indipendenti (teoria di Winkler) per il quale è stato calcolato e il carico limite sia verticale che orizzontale allo stato limite ultimo.

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	11 di 32

Si rimanda in ogni caso al progetto esecutivo per maggiori dettagli e per la definizione precisa della forma e della tipologia di palo per ogni tracker o stringa, nonché dell'individuazione dettagliata della lunghezza di infissione.

2.1 Normativa di riferimento

Le fasi di progettazione e verifica dell'opera sono state eseguite in conformità alle normative tecniche vigenti:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- DM del 17/01/18, "Aggiornamento delle Normative tecniche per le Costruzioni";
- Circolare Esplicativa del 12/02/18, "Istruzioni per l'applicazione delle Normative tecniche per e le Costruzioni di cui al DM del 17/01/18";
- CNR-DT 207/2008, "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

Sono state considerate inoltre, in assenza di specifiche indicazioni delle norme sopra indicate, le prescrizioni delle corrispondenti norme internazionali ed in particolare:

- UNI EN 1993-1-1:2014, Eurocodice 3, "Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-5:2007, Eurocodice 3, "Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 5: Pali e palancole";
- UNI EN 1994-1-1:2005, Eurocodice 4, "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1:2013, Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1997-2:2007, Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica, Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo";
- UNI EN 1998-1:2013, Eurocodice 8, "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-6:2005, Eurocodice 8, "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 6: Torri, pali e camini".

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	12 di 32

2.2 Materiali

Per la realizzazione dell'opera in oggetto sarà impiegato acciaio strutturale classe S235JR, materiale particolarmente preferito per le sue caratteristiche meccaniche di durabilità, resistenza fisica e chimica, fragilità e duttilità. La sigla "S235JR", introdotta con la normativa UNI EN 10027-1, è l'attuale sigla dell'acciaio precedentemente conosciuto con la sigla "Fe360", in cui la lettera "S" indica acciaio da carpenteria metallica, il numero "235" indica il valore di tensione di snervamento minima espressa in MPa (ovvero in N/mm²) e le lettere "JR" indicano il valore di resilienza (in questo caso non più basso di 27 J alla temperatura di 20° C).

Il legame costitutivo dell'acciaio è stato adottato in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2 del DM del 17/01/2018 e in particolare il modello bilineare finito con incrudimento.

Tabella 1: Proprietà acciaio classe S235JR.

Classe	S235JR		
$f_{yk} =$	235	N/mm ²	Tensione nominale di snervamento
$f_u =$	360	N/mm ²	Tensione nominale di rottura
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	204,35	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto
$E_s =$	210000	N/mm ²	Modulo di elasticità (Young)
$\epsilon_{yd} =$	0,00097		Deformazione limite di snervamento

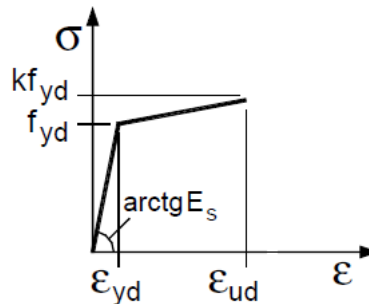


Figura 2: Legame costitutivo acciaio modello bilineare finito con incrudimento.



**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE SULLE STRUTTURE**

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	13 di 32

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Definito l'assetto litostratigrafico dell'area in esame è stato possibile procedere alla modellazione geotecnica preliminare e valutare le caratteristiche meccaniche e deformative dei suoli di fondazione. La parametrizzazione di seguito riportata deriva da correlazioni con prove penetrometriche pesanti (DPSH) opportunamente supportate da dati bibliografici relativi alle unità individuate in sito.

Il modello litotecnico adottato analizza l'esito delle indagini e test geognostici condotti in sito, discretizzando il sottosuolo in strati a comportamento omogeneo ai fini geotecnici, definiti Unità Litotecniche (UL) e di seguito riportati:

- UL1 – coltre superficiale alterata/agraria dell'unità sabbiosa e sabbioso-limosa con ghiaia, scarsamente addensata;
- UL2a – unità sabbiosa e sabbioso-limosa con ghiaia, scarsamente addensata;
- UL2b – unità sabbioso-limose con ghiaia, mediamente addensata; trattasi della medesima unità di cui alla soprastante UL1 ma con grado di consistenza/addensamento maggiore.
- UL3 – unità delle argille di substrato geologico; di scarso interesse ai fini della presente in quanto collocata al di sotto del bulbo delle tensioni derivante dalle opere di progetto per la dimensione strutturale e carico delle opere; da consolidate a sovra-consolidate.

Tabella 2: Modello litotecnico di progetto.

UNITÀ LITOTECNICA	z[m]	LITOLOGIA
UL1	0,00-1/1,40	Coltre alterata/agraria; gradi di addensamento basso.
UL2a	1/1,40-5/8	Sabbie e sabbie-limose con ghiaia; grado di addensamento basso e possibile presenza di livelli idrici sospeso.
UL2b	5/8-15/20	Sabbie e sabbie-limose con ghiaia; grado di addensamento medio e possibile presenza di livelli idrici sospeso.

Tra le unità litotecniche riportate in Tabella 2, l'unità più profonda indicata con la sigla "UL3", attribuibile alle argille, non è considerata ai fini della parametrizzazione geotecnica di seguito fornita per la modesta entità dei carichi connessi alla progettazione ed il conseguente modesto approfondimento del bulbo delle tensioni derivante, che quindi non interferisce con tale unità. Si riporta quindi in Tabella 3 il modello geotecnico di sottosuolo utilizzato per il sito di progetto:

Tabella 3: Classificazione geotecnica suoli con individuazione del valore medio di riferimento.

UNITÀ LITOTECNICA	z[m]	LITOLOGIA	c [kg/cm ²]	φ [°]	c _u [kg/cm ²]	γ _n [t/m ³]	γ _{sat} [t/m ³]
UL1	0,00-1/1,40	Coltre alterata/agraria; gradi di addensamento basso.	0,10	21,60	0,19	1,66	1,86
UL2a	1/1,40-5/8	Sabbie e sabbie-limose con ghiaia; grado di addensamento basso e possibile presenza di livelli idrici sospeso.	0,20	26,00	0,57	1,95	2,10
UL2b	5/8-15/20	Sabbie e sabbie-limose con ghiaia; grado di addensamento medio e possibile presenza di livelli idrici sospeso.	0,40	30,85	1,28	2,12	2,29

4 AZIONI SULL'OPERA

4.1 Metodologie di calcolo

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico considerando lo schema isostatico di portale a due aste e tre ritti incastrati, le cui condizioni di carico sono di seguito riportate, mentre la fase di verifica è stata effettuata in conformità alle normative tecniche vigenti e sviluppata con metodi tradizionali e fogli di calcolo Excel.

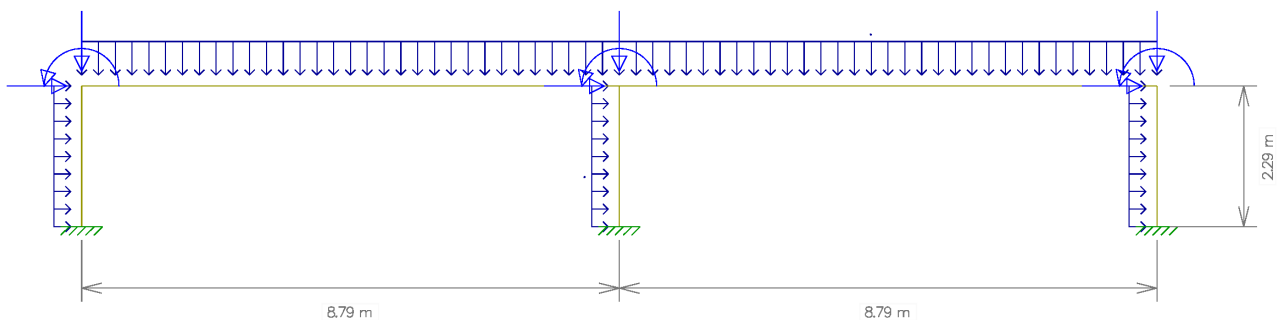


Figura 3: Schema di carico.

Tale metodologia ha consentito la modellazione analitica del comportamento fisico dell'opera attraverso schemi semplificati e soluzioni in forma chiusa e l'immediato controllo sulla coerenza dei risultati.

4.2 Analisi dei carichi

Sempre in conformità alle normative tecniche vigenti, le azioni significative previste sull'opera, turbina eolica e plinto di fondazione, sono le seguenti:

- carichi permanenti strutturali (peso proprio) e non strutturali;
- carichi da neve;
- carichi caratteristici da vento estremo
- azione sismica.

4.2.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Per quanto riguarda i carichi permanenti, si riporta di seguito in Tabella 4 il valore dei carichi permanenti strutturali derivanti dall'azione esercitata dal peso proprio degli elementi costituenti la vela:

Tabella 4: Carichi permanenti strutturali.

Elemento	G _{1,i} (kg)	G _{1,i} (kN)
Peso proprio	2	0,02
Pannelli in n. 2	31,4	0,314
G _{1,tot}	33,4	0,334

4.2.2 Carichi da neve

Per quanto riguarda invece i carichi da neve, il carico provocato sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al §3.4.3;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo (in kN/m²), di cui al §3.4.2, per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.4;
- C_t è il coefficiente termico di cui al §3.4.5.

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona, che in questo caso è la II, pertanto il valore del carico da neve al suolo (q_{sk}) può essere calcolato come segue:

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2}$$

considerato che a_s, l'altitudine di riferimento, cioè la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'impianto è pari a 393 m s.l.m. (>200 m s.l.m.).

I valori che può assumere il coefficiente di forma (μ_i) sono invece riportati in tabella "Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma" e riproposta di seguito in Tabella 5:

Tabella 5: 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(60-α)/30	0
μ _i	0,8	0,8(60-α)/30	0

ciononostante, considerato che il tracker fotovoltaico è mobile e non assume posizione fissa se non in situazioni di protezione, si assume il valore di α (angolo di inclinazione della copertura) pari a 0° , condizione di carico più sfavorevole e a vantaggio di sicurezza.

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in "Tab. 3.4.1 – Valori di C_E per diverse classi di esposizione" riproposta di seguito in Tabella 6, per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assume pari ad 1.

Tabella 6: Tab. 3.4.1 – 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
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

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 copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto pari ad 1.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura, pertanto, si riportano infine, in Tabella 7 i parametri utilizzati per il calcolo del carico da neve:

Tabella 7: Parametri utilizzati per il calcolo del carico da neve.

$a_s =$	393	m s.l.m.
Topografia	Normale	
$q_{sk} =$	1,42	kN/m ²
$C_E =$	1	
$C_t =$	1	
$\alpha =$	0	°
$\mu_i =$	0,8	
$q_s =$	1,13	kN/m ²

4.2.3 Carichi caratteristici da vento estremo

Per quanto riguarda infine i carichi caratteristici da vento estremo, le azioni dinamiche prodotte dall'azione del vento sono state ricondotte ad azioni statiche equivalenti di seguito descritte. La determinazione

dell'azione del vento sull'opera parte dall'individuazione della velocità di riferimento (v_r), definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (si guardi Tab. 3.3.II):

$$v_r = v_b c_r$$

dove:

- v_b è la velocità base di riferimento, di cui al §3.3.1, definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II riproposta di seguito in Tabella 9) riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto, che, in mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

La velocità base di riferimento (v_b) è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} c_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I, di seguito riproposta in Tabella 8, in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine, assegnato pari ad 1 per $a_s \leq a_0$, oppure calcolato come segue per $a_0 < a_s \leq 1500$ m:

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$$

dove a_0 e k_s sono parametri forniti in Tab. 3.3.I di seguito riproposta in Tabella 8, in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

Tabella 8: Tab. 3.3.1 – 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

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 di cui al §3.3.2;
- ρ è la densità dell’aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

Quindi, 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 di cui al §3.3.6;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al §3.3.7; dipende dall’altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l’effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m ($z \geq z_{\min}$), esso è dato dalla formula:

$$c(e) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[t + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

altrimenti $c_e(z) = c_e(z_{\min})$ ($z < z_{\min}$), dove k_r , z_0 , e z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3. Il riproposta di seguito in Tabella 9 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione e c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 9: 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	0,2	0,1	5
IV	0,22	0,3	8
V	0,23	0,7	12

La categoria di esposizione è assegnata nella in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III e riproposta di seguito in Tabella 10. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tabella 10: 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, ecc.)
<p>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).</p>	

Quindi, in funzione della zona di appartenenza del sito, della classe di rugosità, dell'altimetria e della distanza dalla costa, è possibile ricavare la categoria di esposizione.

Tabella 11: Schema semplificato per la definizione della categoria di esposizione.

	lato mare fino a 2 km dalla costa	entro 10 km dalla costa	tra 11 e 40 km dalla costa	oltre 40 km dalla costa e altitudine fino a 500 m	oltre 40 km dalla costa e altitudine fino a 750 m	oltre 40 km dalla costa e altitudine oltre 750 m
A	-	IV	IV	V	V	V
B	-	III	III	IV	IV	IV
C	-	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	-

- c_p è il coefficiente di pressione di cui al §3.3.8; dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Generalmente si sostituisce con il coefficiente di attrito c_f (di cui allo stesso §3.3.8) il quale dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Per la valutazione del coefficiente di attrito il D.M. del 17/01/2018 rimanda a dati suffragati da opportuna documentazione che nel caso in esame si individua nelle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" CNR-DT 207/2008.

Tale coefficiente è stato determinato considerando che la vela possa essere assimilata a una tettoia o pensilina ad un solo spiovente piano con angolo di inclinazione massimo pari a 55°.

Nella realtà i tracker sono dotati di un sistema di messa in sicurezza automatica che riporta l'angolo di inseguimento a 0° (moduli paralleli al terreno) nel caso vengano rilevate velocità del vento superiori ad una certa soglia, come precedentemente accennato.

L'appendice G della CNR-DT 207/2008 fornisce i seguenti valori per una tettoia a semplice falda (Tabella G.XII e riproposta di seguito in Tabella 12), validi per la valutazione delle azioni globali in fondazione:

Tabella 12: Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).

Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3\alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$

In Figura 4 si riporta la figura G.27 della CNR-DT 207/2008 che indica le quattro condizioni di verifica più sfavorevoli per la tettoia:

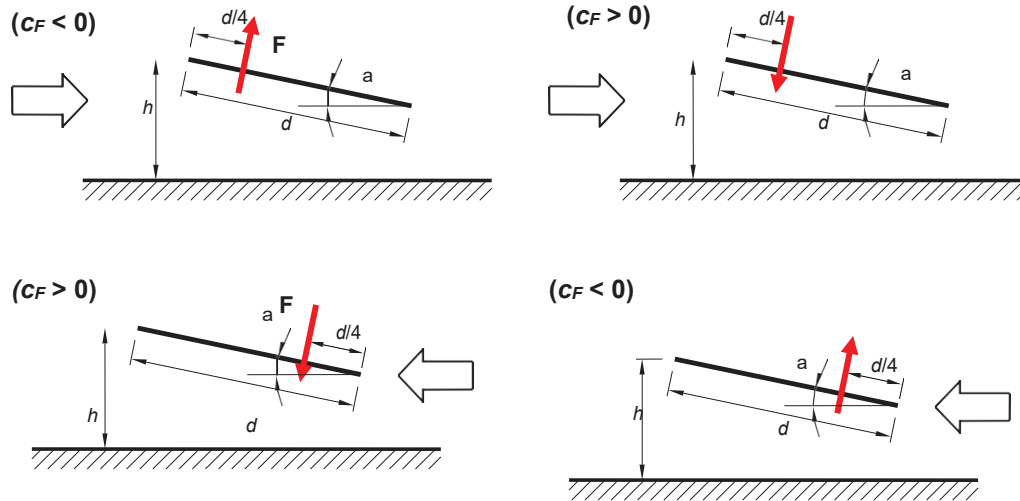


Figura 4: Figura G.27 – Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza.

- c_d è il coefficiente dinamico di cui al §3.3.9; tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura e può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

Si riportano di seguito in Tabella 13 i parametri e i carichi caratteristici da vento:

Tabella 13: Parametri dei carichi caratteristici da vento.

$a_s =$	620	m s.l.m.
$T_r =$	50	anni
Classe di rugosità	B	
Categoria di esposizione del sito	IV	
Zona	3	
$v_{b,0} =$	27	m/s
$a_0 =$	500	m
$k_s =$	0,37	
$c_a =$	1,09	
$c_r =$	1,29	
$v_b =$	29,40	m/s
$v_r =$	37,88	m/s
$v_{ref} =$	38,00	m/s
$q_r =$	0,90	kN/m ²
$c_t =$	1	
$k_r =$	0,22	m
$z_0 =$	0,3	
$z_{min} =$	8	m
$\phi =$	0	°
$\alpha =$	55	°
$c_d =$	1	
$c_F =$	2,88	
$c_e =$	1,63	
$c_d =$	1,00	
$p =$	4,25	kN/m ²

4.2.4 Azione sismica

Gli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera sono individuati in riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo elementi strutturali, non strutturali e impianti. Per il progetto in esame si considera vita nominale dell'opera (V_N) maggiore di 50 anni e classe d'uso II (classe d'uso di costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ecc.) per la quale il valore del coefficiente d'uso (C_U) è pari a 1 e quindi il periodo di riferimento (V_R) per la valutazione delle azioni sismiche è pari a 50 anni.

Per la definizione della forma spettrale e quindi per l'azione sismica di sito per lo stato limite considerato si parte dalla definizione dei parametri di "pericolosità sismica di base" del sito, assegnati da normativa, ad ogni nodo di una griglia di lato 10 km in cui è stato suddiviso il territorio italiano (a_g , F_0 e T_c^*) per poi passare alle condizioni sito specifiche attraverso coefficienti di correzione topografica e stratigrafica.

Si riportano in Tabella 14 i parametri dell'azione sismica di sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

Tabella 14: Parametri dell'azione sismica di sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

$a_g =$	1,951	m/s^2
$F_0 =$	2,452	
$T_c^* =$	0,41	s
Categoria di suolo	C	
Categoria topografica	T1	
$g =$	9,806	m/s^2
$a_g/g =$	0,199	
$S_T =$	1,00	
$S_S =$	1,41	
$S =$	1,41	
$a_{max}/g =$	0,28	
$C_c =$	1,41	
$T_B =$	0,19	s
$T_C =$	0,57	s
$T_D =$	2,396	s
$\xi =$	5	%
$h =$	1	
$\beta_m =$	0,38	
$k_h =$	0,106	
$k_v =$	0,053	

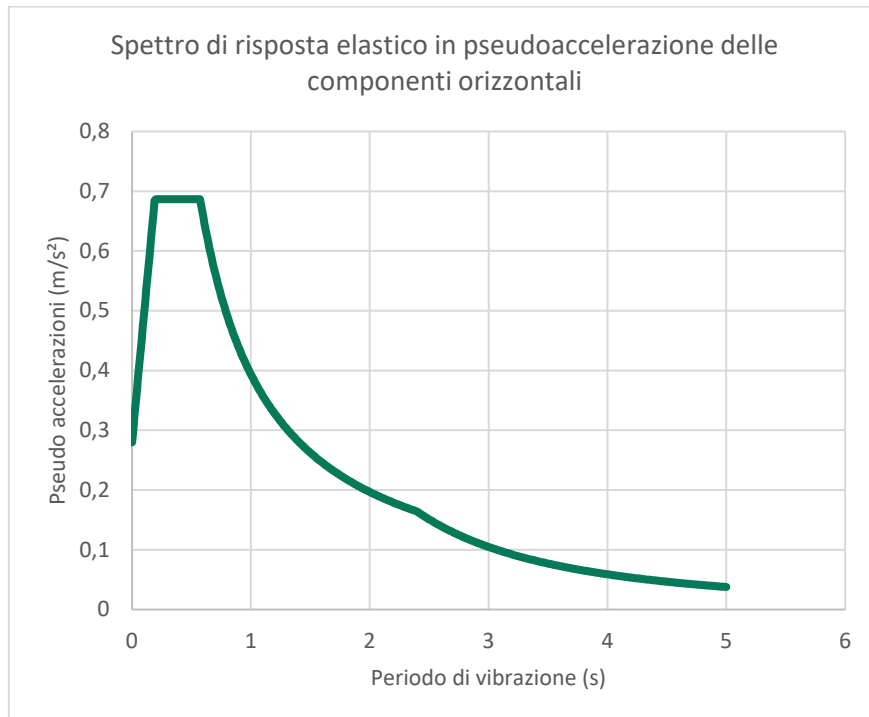


Figura 5: Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	26 di 32

Tabella 15: Pseudoaccelerazioni nei periodi di riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

$$\begin{aligned} S_e(0) &= 0,28 \text{ m/s}^2 \\ S_e(T_B) &= 0,69 \text{ m/s}^2 \\ S_e(T_C) &= 0,69 \text{ m/s}^2 \\ S_e(T_D) &= 0,16 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

4.3 Combinazioni di carico

Tali azioni sono opportunamente combinate tra loro in base alle combinazioni di carico di seguito indicate:

- combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q_1} Q_{k,1} + \gamma_{Q_2} \psi_{02} Q_{k,2} + \dots$$

- combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + Q_{k,1} + \psi_{02} Q_{k,2} + \dots$$

- combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{11} Q_{k,1} + \psi_{22} Q_{k,2} + \dots$$

- combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{21} Q_{k,1} + \psi_{22} Q_{k,2} + \dots$$

La combinazione dei carichi utilizzata con l'azione sismica è la quasi permanente (SLE):

$$E + G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{21} Q_{k,1} + \psi_{22} Q_{k,2} + \dots$$

Le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) è stata effettuato applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali previsti dall'approccio tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. come espressamente indicato al §6.4.2.1. del DM del 17/01/2018.

4.4 Azioni di progetto

Quindi, in definitiva, le azioni di progetto alle quali è soggetta la struttura sono le seguenti:

- le aste sono soggette a carichi permanenti strutturali e non strutturali, carichi accidentali da neve e a vantaggio di sicurezza si considera anche il carico orizzontale da vento applicato uniformemente

verticalmente (al pannello inclinato sul quale in realtà è applicato parzialmente distribuito con componente a 55°);

- i ritti sono soggetti al carico orizzontale da vento uniformemente distribuito;
- i nodi sono soggetti al momento flettente generato dalla componente ortogonale al pannello della risultante del carico orizzontale da vento applicata (per suzione) a $\frac{1}{4}$ della larghezza totale dei due pannelli, e dalla componente ortogonale al pannello della risultante del carico orizzontale da vento applicata al nodo stesso (inclinata a 55°).

Si riporta di seguito in Tabella 16 le azioni amplificate secondo la combinazione di carico fondamentale allo stato limite ultimo (SLU):

Tabella 16: Azioni di progetto amplificate secondo la combinazione di carico fondamentale allo SLU.

Carichi	Elemento	γ	kN/m	kN	kNm
Carichi permanenti strutturali	aste	1,3	0,43	-	-
Carichi da neve	aste	1,5	1,70	-	-
Carichi da vento estremo	aste/ritti	1,5	6,38	-	-
Azioni da vento estremo	nodi	1,5	-	29,60	28,12

5 VERIFICHE DI SICUREZZA

5.1 Verifiche effettuate

Per le verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine, che si riferiscono sia allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno sia al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Come precedentemente accennato, le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) è stata effettuato applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali previsti dall'approccio tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. come espressamente indicato al §6.4.2.1. del DM del 17/01/2018.

Le azioni sono state amplificate applicando i coefficienti parziali per le azioni riportati in Tab. 6.2.I al §6.2.4.1.1. del DM del 17/01/18, e riproposta di seguito in Tabella 17:

Tabella 17: Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche stati limite ultimi.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
			Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}
	Sfavorevoli		1,1	1	1
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	1	1
	Sfavorevoli		1,5	2	1
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevoli		1,5	2	1

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I.
Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti G_1

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti applicando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno riportati in Tab. 6.2.II al §6.2.4.1.2. del DM del 17/01/18, e riproposta di seguito Tabella 18:

Tabella 18: 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	1,3
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,3
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_v	1,0	1,0

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati ridotti tramite i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali riportati in Tab. 6.4.I al §6.4.2.1. del DM del 17/01/18, e riproposta di seguito in Tabella 19:

Tabella 19: Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente parziale R3
Carico limite	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,1$

In condizioni sismiche la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento. Il gruppo dei coefficienti delle azioni (A1) e dei parametri geotecnici (M1) vengono modificati come espressamente indicato al §7.11.1 del DM del 17/01/2018: *“le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato”*.

Per quanto riguarda il gruppo di coefficienti delle resistenze (R3), la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento adottando i coefficienti parziali della Tab. 7.11.II. riproposta di seguito in riproposta di seguito in Tabella 20:

Tabella 20: Tab. 7.11.II – Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2,3
Scorrimento	1,1
Resistenza sulle superfici laterali	1,3

5.2 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

5.2.1 Carico limite fondazione-terreno (Brinch-Hansen, 1970)

Il calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stato effettuato con la formulazione consolidata di Brinch-Hansen (1970), sia in condizioni drenate:

$$q_{lim} = c' N_c i_c s_c d_c b_c g_c \psi_c + q N_q i_q s_q d_q b_q g_q \psi_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \psi_\gamma$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{Q_{lim}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

in cui:

CODICE	FV.ASC01.PD.I.01
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	12/2021
PAGINA	30 di 32

- B' è la lunghezza effettiva (ridotta) della base della fondazione decurtata del doppio dell'eccentricità del carico rispetto al lato corto d'impronta (come L' per la larghezza, che nel caso di plinto circolare B' ed L' coincidono tra loro con il diametro);
- q è la pressione esercitata dalla colonna di terreno posta a fianco della fondazione;
- N_c , N_q e N_γ sono fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito del terreno;
- i_c , i_q e i_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
- s_c , s_q e s_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione;
- d_c , d_q e d_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;
- b_c , b_q e b_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione (α);
- g_c , g_q e g_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna (ω);
- ψ_c , ψ_q e ψ_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto del meccanismo di rottura per punzonamento.

che in condizioni non drenate (breve termine):

$$q_{lim} = c_u N_c i_c s_c d_c b_c g_c + q$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{Q_{lim}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

5.2.2 Carico limite fondazione-terreno (Paolucci-Pecker, 1995)

Il calcolo del carico limite in condizioni sismiche è stato effettuato con la formulazione pseudostatica di Paolucci-Pecker (1995), introducendo alla classica formulazione di Brinch-Hansen (1970), per i terreni non coesivi (altrimenti pari all'unità in caso di terreni coesivi), opportuni fattori di correzione del carico limite per portare in conto gli effetti inerziali indotti dal sisma:

$$z_q = z_\gamma = \left(\frac{1 - k_{h,k}}{\tan(\varphi)} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32k_{h,k}$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale che può essere desunto dai valori di normativa specificati per le fondazioni ed i pendii:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

La formulazione del carico limite così modificata in condizioni sismiche assume la seguente forma, in condizioni drenate:

$$q_{lim} = c' N_c i_c s_c d_c b_c g_c \psi_c z_c + q N_q i_q s_q d_q b_q g_q \psi_q z_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \psi_\gamma z_\gamma$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{\frac{Q_{lim}}{\gamma_R}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

e in condizioni non drenate:

$$q_{lim} = c_u N_c i_c s_c d_c b_c g_c z_c + q$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{\frac{Q_{lim}}{\gamma_R}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

6 CONCLUSIONI

6.1 Soluzione progettuale

La soluzione progettuale prevede tre pali di fondazione di acciaio ad infissione diretta, così come prescritto dalle schede tecniche per i tracker in oggetto (assimilabili al tipo Convert TRJ), infissi per una profondità almeno pari alla lunghezza fuori terra misurata fino all'asse di rotazione dei tracker.

Si rimanda in ogni caso al progetto esecutivo per maggiori dettagli e per la definizione precisa della forma e della tipologia di palo per ogni tracker o stringa, nonché dell'individuazione dettagliata della lunghezza di infissione.

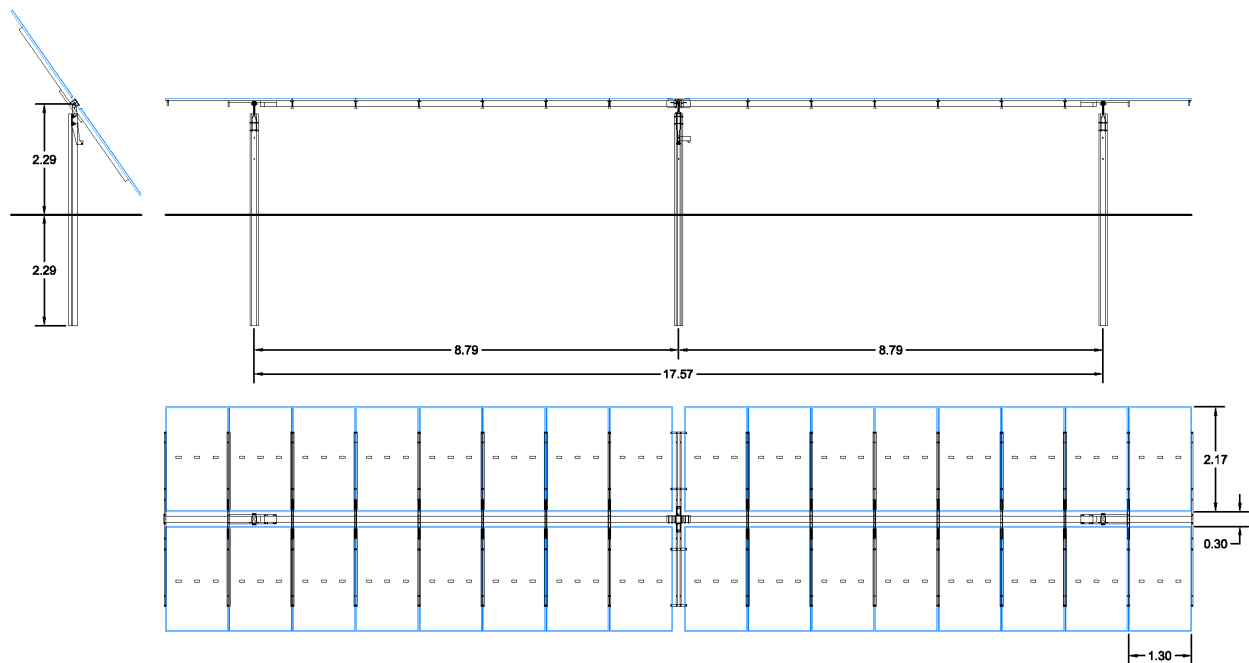


Figura 6: Pianta, sezione e prospettiva quotati del tracker e dei moduli.