



REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI FOGGIA
COMUNI DI LUCERA e TROIA



PROGETTO IMPIANTO SOLARE AGRI-VOLTAICO DA
REALIZZARE NEL COMUNE DI LUCERA (FG) LOCALITA'
MONTARATRO, E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEL
COMUNE DI TROIA, DI POTENZA PARI A **75.490,24 kWp**,
DENOMINATO "**LUCERA**"

PROGETTO DEFINITIVO

CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE



livello prog.	Codice Pratica STMG	N° elaborato	DATA	SCALA
PD	202000419		21.03.2022	

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
1	28/02/2024	Aggiornamento della soluzione di connessione			

RICHIEDENTE E PRODUTTORE

 **HIVE**
ENERGY
HF SOLAR 7 S.r.l.

ENTE

PROGETTAZIONE

Arch. L. Tringali

Il Progettista

Sommario

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>AREA DI INTERVENTO E DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA</u>	<u>3</u>
3.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u>	<u>6</u>
4.	<u>ASPETTI GEOTECNICI.....</u>	<u>7</u>
5.	<u>DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL TRACKER.....</u>	<u>10</u>
6.	<u>VANI ACCESSORI IN C.A. PREFABBRICATI E IN ACCIAIO ALL'INTERNO DELL'IMPIANTO.....</u>	<u>13</u>
6.1	<u>CABINA DI RACCOLTA (A) E LOCALE CONVERSIONE E TRASFORMAZIONE (B).....</u>	<u>13</u>
6.2	<u>CABINE SERVIZI AUSILIARI (C) (DELLA TIPOLOGIA CEP O SIMILARE)</u>	<u>15</u>
6.3	<u>LOCALE TECNICO (D) (DELLA TIPOLOGIA CEP O SIMILARE)</u>	<u>16</u>
7	<u>PALI DI ILLUMINAZIONE</u>	<u>17</u>
8.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</u>	<u>23</u>
9.	<u>AZIONI SULLE STRUTTURE IN C.A E PARAMETRI SIMICI DI CALCOLO</u>	<u>23</u>
9.1	<u>REGOLARITÀ DELLE STRUTTURE E FATTORE DI STRUTTURA</u>	<u>23</u>
9.2	<u>COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE</u>	<u>24</u>
9.3	<u>DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE.....</u>	<u>26</u>
9.4	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>27</u>
9.5	<u>DURABILITÀ.....</u>	<u>28</u>
9.6	<u>MISURA DELLA SICUREZZA</u>	<u>28</u>
9.7	<u>SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA</u>	<u>28</u>

<u>9.8</u>	<u>COMBINAZIONE DI CALCOLO</u>	<u>29</u>
<u>9.9</u>	<u>AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI</u>	<u>31</u>
<u>9.10</u>	<u>PARAMETRI SISMICI</u>	<u>32</u>
<u>10.</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI STRUTTURE - TRACKER.....</u>	<u>34</u>
<u>10.1</u>	<u>LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO</u>	<u>35</u>
<u>10.2</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>35</u>
<u>10.2.1</u>	<u>CARICHI PERMANENTI G.....</u>	<u>35</u>
<u>10.2.2</u>	<u>CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO</u>	<u>35</u>
<u>10.2.3</u>	<u>CALCOLO DELLE AZIONI DA NEVE.....</u>	<u>40</u>
<u>10.3</u>	<u>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....</u>	<u>41</u>
	<u>CONCLUSIONI.....</u>	<u>44</u>

1. PREMESSA

La presente relazione preliminare di calcolo strutturale riguarda il progetto di un impianto agrivoltaico all'interno del territorio comunale di Lucera (FG) in località Montaratro e delle relative opere per la connessione nel territorio comunale di Troia (FG).

La relazione ha lo scopo di definire la geometria degli elementi strutturali di sostegno dei pannelli fotovoltaici e delle fondazioni delle cabine al servizio del progetto per la realizzazione dell'impianto e di fornire indicazioni sulla modalità di calcolo che verrà utilizzata per dimensionare suddetti elementi strutturali.

Resta inteso che le effettive strutture saranno opportunamente calcolate e verificate in sede di progettazione definitiva e che la tipologia individuata potrà essere sostituita con altra simile sempre nel rispetto di dimensioni e sistema di inseguimento solare.

Le strutture utilizzate sono quindi rappresentate da inseguitori solari monoassiali denominati "tracker" con sopra ancorati i moduli fotovoltaici le cui caratteristiche dimensionali e geometriche sono meglio rappresentate nelle pagine seguenti. Tali strutture vengono infisse nel terreno mediante battitura dei montanti e senza utilizzo di calcestruzzo o altro materiale.

Le altre strutture presenti nel progetto sono elementi prefabbricati e/o accessori funzionali pre-assemblati forniti e posati in opera da ditte specializzate e quindi accompagnati da idonea certificazione di conformità anche sotto il profilo strutturale.

2. AREA DI INTERVENTO E DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'area per l'installazione dell'impianto agrivoltaico si trova nel territorio comunale di **Lucera** (FG), in località "Montaratro" su lotti di terreno distinti al N.T.C. Foglio 149, p.lle 313, 295, 56, 57, 58, 93, 94, 60, 67, 72, 274, 296, 316, 353, 356, 315, 70, 71, 373, 355, F. 150 p.lle 32, 33, 34, 57, 140; l'area relativa alla sottostazione sarà localizzata nel territorio comunale di Troia (FG). Gli impianti saranno collegati alla rete tramite cavidotti interrati.

L'impianto risiederà su un appezzamento di terreno posto ad un'altitudine media di **270.00** m s l m, dalla forma poligonale irregolare; dal punto di vista morfologico il lotto è pianeggiante e su questo saranno disposte le strutture degli inseguitori solari orientate secondo l'asse Nord-Sud.

L'area è facilmente raggiungibile a sud tramite strada comunale. La viabilità interna al sito sarà garantita da una rete di strade interne in terra battuta (rotabili/carrabili), predisposte per permettere il naturale deflusso

delle acque ed evitare l'effetto barriera.

L'estensione complessiva del terreno è circa **133 ettari**, mentre l'area occupata dagli inseguitori (area captante) risulta pari a circa **35 ettari**, determinando sulla superficie catastale complessiva assoggettata all'impianto, un'incidenza pari a circa il **26 %**.

L'area, oggetto di studio, è un terreno rurale, regolarmente alternato tra foraggio e coltura cerealicola, e confinante a sud e a ovest con terreni agricoli caratterizzati prevalentemente dalla medesima coltura.

Nel complesso, l'assetto morfologico dell'area circostante si presenta abbastanza uniforme in quanto si riscontra un'area pianeggiante.

In fase di progetto, si è tenuto conto di una fascia di ombreggiamento dovuti alla presenza di alberi che possono potenzialmente ostacolare l'irraggiamento diretto durante tutto l'arco della giornata. Non vi è presenza invece di edifici capaci di causare ombreggiamenti tali da compromettere la producibilità dell'impianto considerata la natura rurale del territorio.

La potenza di picco dell'impianto fotovoltaico è pari a **75.490,24 KWp**; sulla base di tale potenza è stato dimensionato tutto il sistema.

La STMG prevede che la centrale venga collegata in antenna a 150 kV su un futuro ampliamento della S.E. di trasformazione a 380/150 kV denominata Troia.

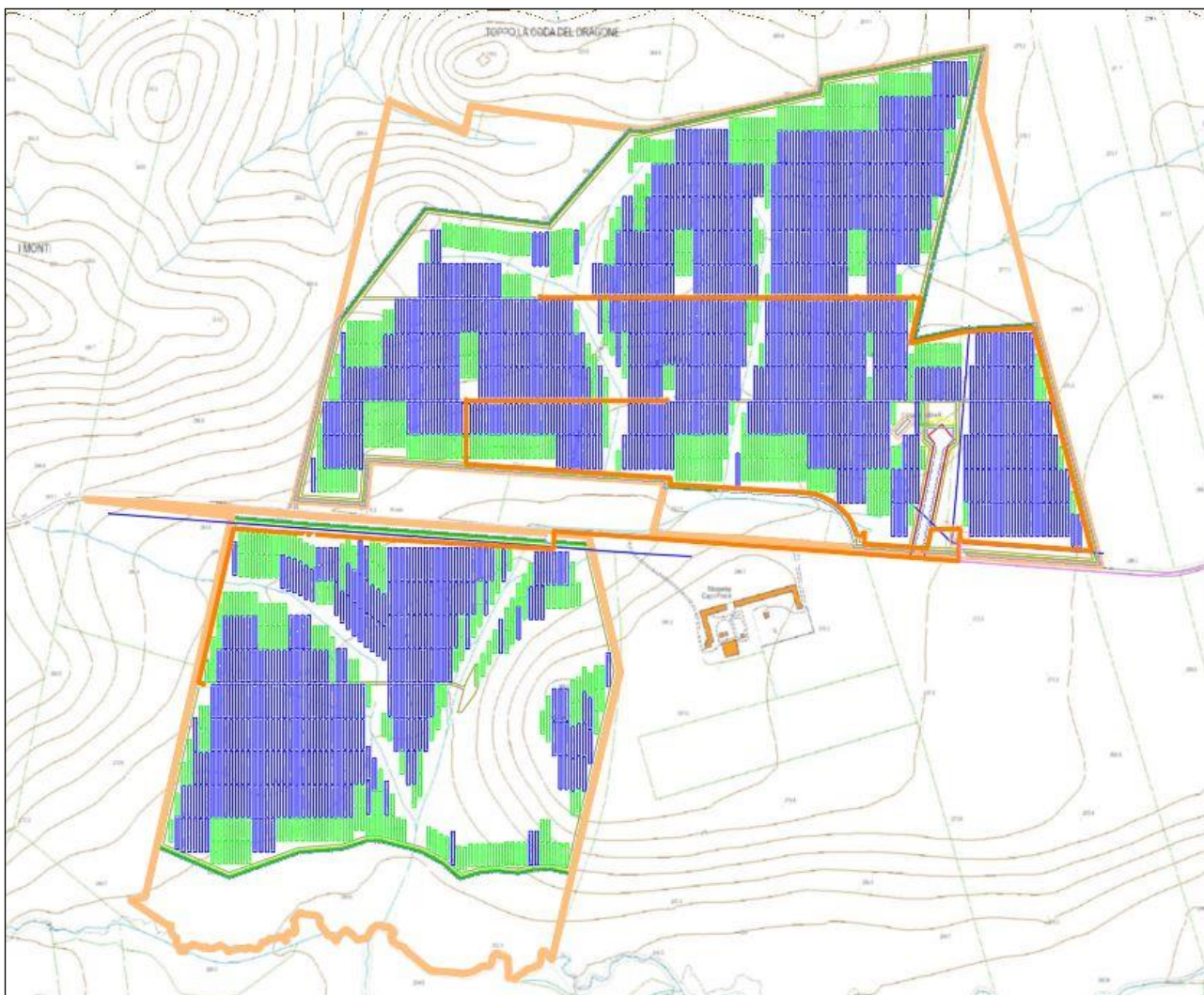
L'impianto in oggetto, allo stato attuale, prevede l'impiego di moduli fotovoltaici con un sistema ad inseguimento solare con moduli da 670 Wp bifacciali ed inverter centralizzati. Il dimensionamento ha tenuto conto della superficie utile, della distanza tra le file di moduli, allo scopo di evitare fenomeni di ombreggiamento reciproco, e degli spazi utili per l'installazione delle cabine di conversione e trasformazione oltre che di consegna e ricezione e dei relativi edifici tecnici.



Ubicazione delle aree dell'impianto e della sottostazione elettrica



Inquadramento Aree Impianto



Layout dell'Impianto

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- . **D.M 17/01/2018** – *“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- . **Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7**: *“Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*;
- . **Legge n° 64 del 02/02/1974**: *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- . **Legge 05/11/1971 n° 1086**: *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a strutture metalliche”*;

. **UNI EN 1090-1:** *“Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte n 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”.*

4. ASPETTI GEOTECNICI

(stralcio della relazione geologica della Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) - Marzo 2022)

Il territorio del comune di Lucera si estende nel Tavoliere di Puglia, vasta pianura coincidente con il tratto dell’avanfossa adriatica delimitato dalla Catena appenninica e dall’AvanpaeseAppulo; il Tavoliere corrisponde infatti all’area compresa fra i Monti della Daunia e il Promontorio del Gargano.

La totalità del territorio comunale presenta pendenze molto basse ($< 1^\circ$), solo localmente possono raggiungere punte di $2\div 3^\circ$. L’assetto morfologico generale è caratterizzato principalmente dalla presenza di affioramenti di natura sedimentaria di origine marina e continentale, depositatisi in ambienti diversi e riflette, in gran parte, le particolari condizioni geologiche della zona.

Allo stato attuale non sempre si riescono a definire minuziosamente le fasi di terrazzamento, a causa dell’insufficienza degli affioramenti, dei modesti dislivelli fra le scarpate, delle litologie poco differenziate dei depositi terrazzati, ma anche per la forte antropizzazione e per le nuove tecniche colturali che hanno cancellato i lineamenti del paesaggio.

Questa immensa pianura, estesa per oltre 4000 Km² è interamente ricoperta da depositi quaternari, in prevalenza di facies alluvionale.

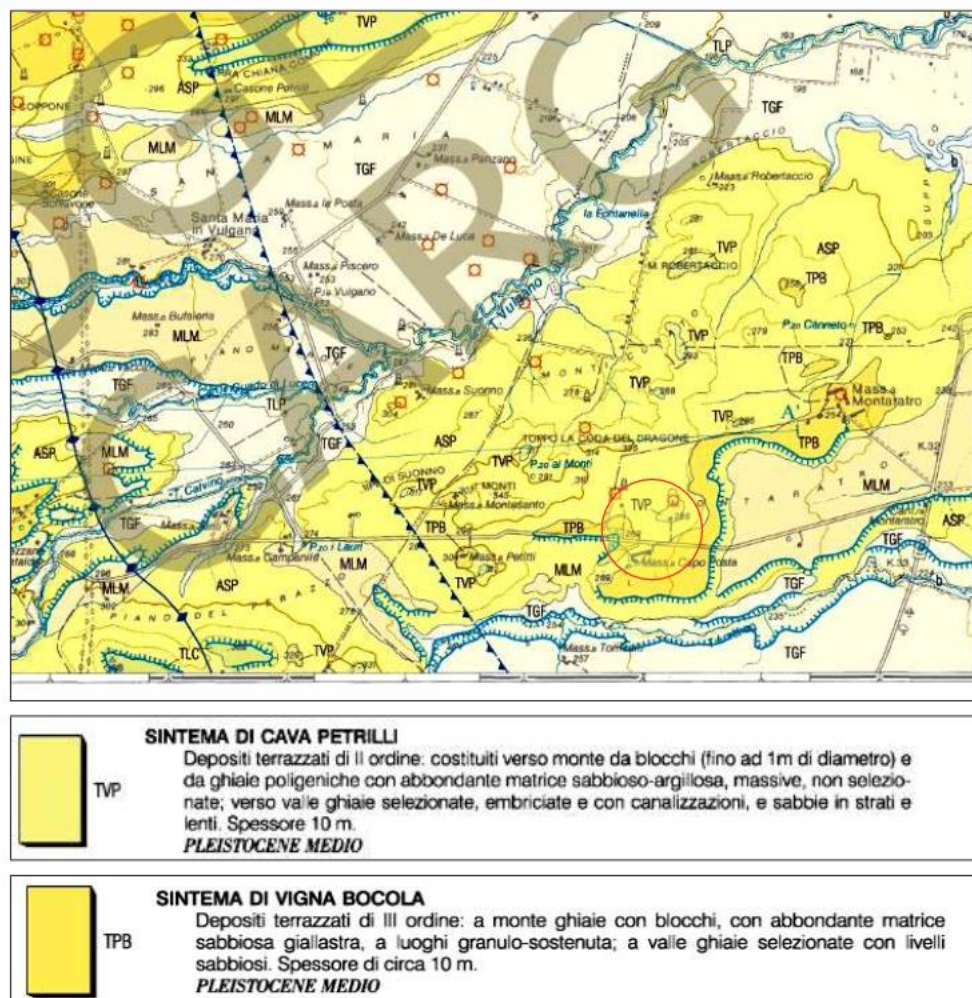
Da un punto di vista strettamente geologico gli affioramenti dell’area appartengono ad un grande complesso morfologico-strutturale, allungato per lo più in direzione appenninica (NO-SE), con carattere di bacino che ospita terreni prevalentemente clastici d’età plioquaternaria ed è solcato dai torrenti e dai fiumi più importanti della Puglia nord-orientale. Trattasi di un esteso bassopiano morfologico cui si fa corrispondere la colmata del "bacino" e l’area di raccordo tra la prosecuzione verso sud della stessa colmata (Fossa Bradanica) e quella verso nord (Fossa Adriatica).

L’intera area è ricoperta da depositi quaternari, in prevalenza di facies alluvionale. Tra questi prevale argilla più o meno marnosa, di probabile origine lagunare, ricoperta a luoghi da lenti di con glomerati e da straterelli di calcare evaporitico (crosta). Al di sotto dell’argilla si rinviene in generale un deposito clastico sabbioso-ghiaioso cui fa da basamento impermeabile il complesso delle argille azzurre pliocenico calabriane che costituisce il ciclo sedimentario più recente delle argille subappennine. Queste, che sono trasgressive sulle argille azzurre infra medio-plioceniche (ciclo più antico), costituiscono i principali affioramenti argillosi.

Il substrato profondo è costituito da una potente successione calcareo-dolomitica su cui poggia l'argilla con ripetute e irregolari alternanze di livelli sabbiosi e ghiaiosi. Al di sopra di tali depositi argillosi, plio-pleistocenici, sono presenti depositi marini ed alluvioni terrazzate del Pleistocene-Olocene. La generale pendenza verso oriente rappresenta, probabilmente, l'originaria inclinazione della superficie di regressione del mare pleistocenico e dei depositi fluviali che su di essa si sono adagiati.

In base ai risultati del rilevamento geologico i terreni affioranti nell'area appartengono in parte alla formazione del Sintema di Cava Petrelli (TVP) e in parte alla formazione del Sintema di Vigna Bocola (TPB).

Si tratta in entrambi i casi di depositi alluvionali terrazzati appartenenti al II e III ordine dei terrazzi.



Stralcio Carta Geologica e Ubicazione area d'intervento

Dal punto di vista geostrutturale non si ha il riconoscimento di lineazioni tettoniche e/o strutturali anche per la tipologia delle formazioni affioranti che, per loro natura e giacitura di depositi sciolti o al più debolmente

cementati, non subiscono un comportamento fragile alle deformazioni.

Dal punto di vista geomorfologico l'area è caratterizzata da blande pendenze con valori sempre inferiori al 10%. Allo stato attuale nell'area d'intervento non si evidenziano significativi segni di erosione, fenomeni gravitativi o fenomeni superficiali di dissesto in atto, presentandosi globalmente stabile.

Nell'area di diretto interesse progettuale l'idrografia superficiale è rappresentata dal Torrente Lorenzo, affluente del Torrente Celone, con il quale si ricongiunge più a sud, e il Torrente Salsola, un corso d'acqua della lunghezza di circa 55 Km con affluente il Torrente Vulgano. Si tratta, per entrambi, di corsi d'acqua a carattere stagionale, con portate significative in occasioni di precipitazioni abbondanti e con scorrimento idrico secondo linee di massima pendenza che normalmente seguono una direzione ortogonale alla linea di costa.

I corsi d'acqua si localizzano comunque a distanze rassicuranti dal sito di interesse che, pertanto, non risente in alcun modo degli effetti erosivi delle acque ruscellanti o incanalate.

Va infatti rilevato che non esiste alcun elemento di pericolosità idrogeologica e idraulica.

In relazione alle caratteristiche stratigrafico-strutturali dell'area e in funzione della profondità, si identificano in tutto il Tavoliere, tre unità acquifere principali. Si distinguono, a partire dal basso:

- Acquifero fessurato-carsico profondo, situato in corrispondenza del substrato carbonatico pre pliocenico.
- Acquifero poroso profondo, situato in corrispondenza delle lenti sabbiose intercalate alle argille plio-pleistoceniche.
- Acquifero poroso superficiale, la cui falda ha sede nei livelli sabbioso ghiaiosi dei depositi marini e alluvionali del Pleistocene sup.- Olocene.

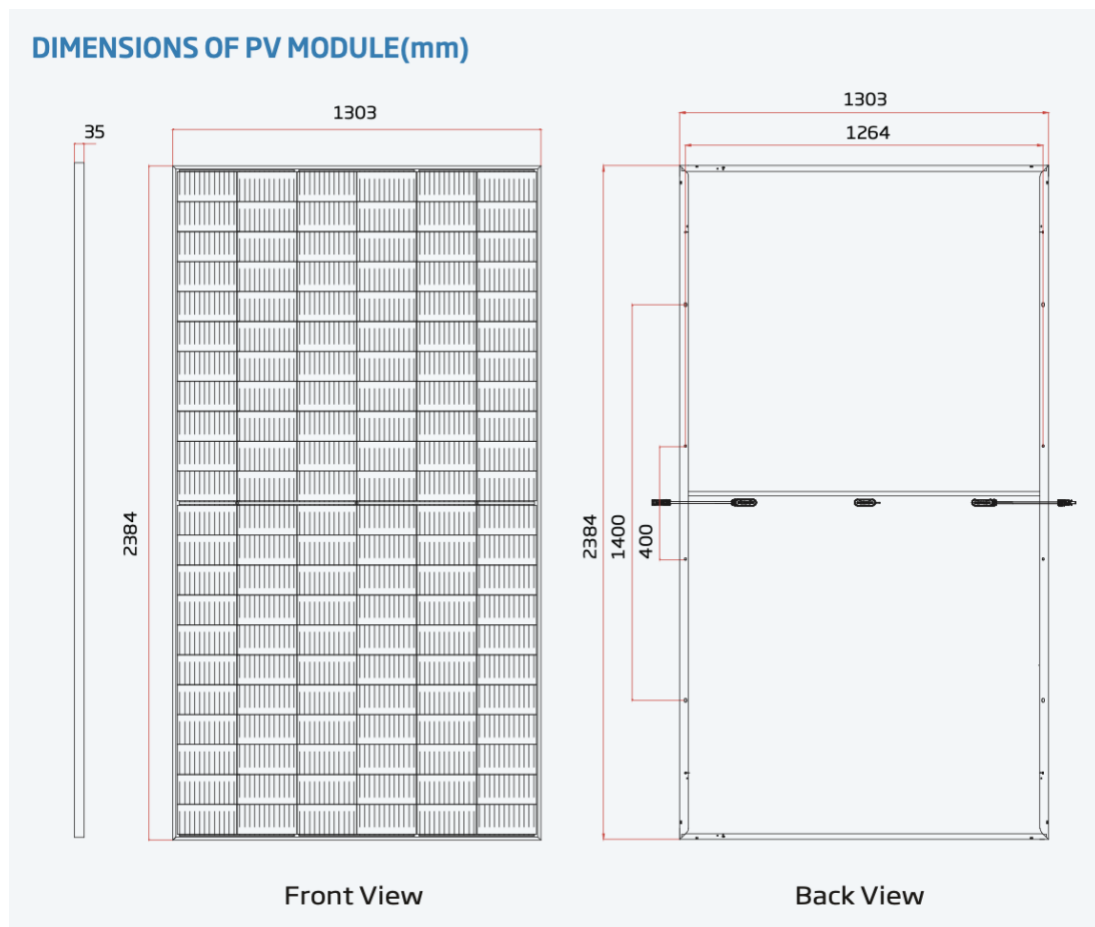
Le principali differenze tra queste tre unità acquifere risiedono nei caratteri della circolazione idrica sotterranea e nelle caratteristiche chimiche delle acque, legate a un diverso grado di mescolamento di tre componenti fondamentali: acque di origine meteorica, acque salate di intrusione marina e acque connate.

Tenuto conto che le opere progettate interferiscono solo con i primi metri della successione stratigrafica, in quanto sia le strutture di sostegno dei singoli pannelli che Sottostazione Elettrica saranno fondate a profondità non superiori a -3,50 metri dal p.c, si può concludere che non c'è nessuna interferenza tra le stesse opere fondali e la superficie piezometrica della falda superficiale.

Per quanto riguarda la sismicità l'area rientra in Zona 2 e il terreno di fondazione è classificabile come Categoria C.

5. DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL TRACKER

I moduli fotovoltaici previsti nel sito di progetto sono i Vertex TSM-DE21 635-670W ed hanno dimensioni di 1303 mm x 2384 mm; questi ultimi sono montati su profili omega collegati al sistema di sostegno ad inseguimento solare monoassiale denominato tracker. I moduli sono montati sulla struttura lungo il lato lungo su due file ed hanno la possibilità di ruotare nella direzione Est-Ovest con inclinazione massima di $\pm 55^\circ$ in modo da ottimizzare la produzione di energia elettrica.



Dettagli del pannello fotovoltaico

<

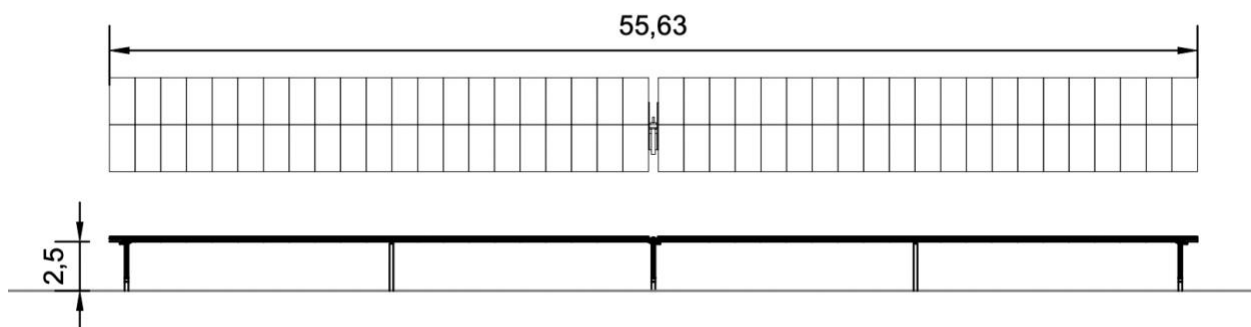
Dettagli del pannello fotovoltaico

La struttura di sostegno è costituita da profilati metallici in acciaio opportunamente dimensionati; i profili omega si attestano orizzontalmente ad un'altezza di circa 2,50 m circa in fase di riposo, mentre in fase di esercizio raggiungono una quota massima di circa 4,50 metri circa di altezza rispetto alla quota del terreno. L'asse di rotazione del tracker è uno scatolare in acciaio e il suo movimento è generato dalla presenza di uno o più attuatori.

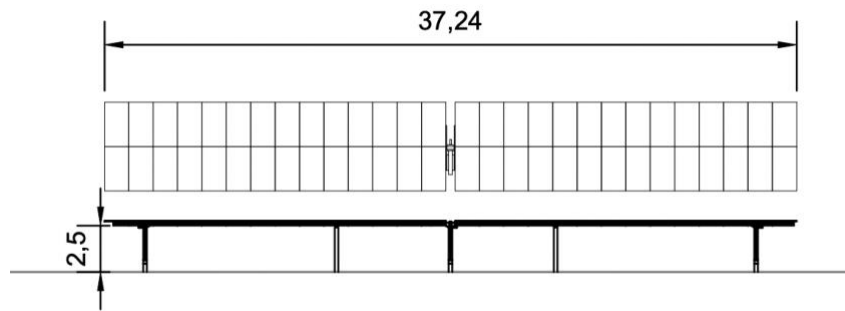
Tale struttura orizzontale viene appoggiata a pilastri in acciaio di forma regolare ed infissi nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche litologiche del suolo.

Saranno posizionate due tipologie di tracker:

- Tracker da 84 moduli di dimensioni in pianta di 55,63x4,78 m;
- Tracker da 56 moduli di dimensioni in pianta di 37,24x4,78 m;



Vista dall'alto e in prospettiva nella configurazione orizzontale del tracker da 84 moduli



Vista dall'alto e in prospettiva nella configurazione orizzontale del tracker da 56 moduli



Proiezione laterale dei tracker nelle due configurazioni

L'intera struttura di sostegno del tracker rappresenta lo schema statico che verrà utilizzato per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali in fase definitiva.

Data la similarità delle due tipologie in termini di luci, sbalzi ed elementi strutturali, il calcolo verrà effettuato

sul tracker da 84 moduli poichè di dimensioni maggiori rispetto agli altri due e verterà sullo studio delle due configurazioni:

- **configurazione $\alpha = 55,0^\circ$**
- **configurazione $\alpha = 0,0^\circ$**

6. VANI ACCESSORI IN C.A. PREFABBRICATI E IN ACCIAIO ALL'INTERNO DELL'IMPIANTO

Vengono di seguito descritte le caratteristiche dei vani accessori facente parte dell'impianto di produzione.

E' prevista la realizzazione di:

- a. n. 1** Cabine di raccolta linee MT aventi dimensioni 2,43 x 12,19 x 2,92 m;
- b. n. 10** Locali conversione e trasformazione, dimensioni 2,43 x 12,19 x 2,92 m;
- c. n. 10** Locali Servizi ausiliari dimensioni 3,28x2,50x2,55 m collegati con i locali conversione e trasformazione;
- d. n. 1** Locale tecnico 5,5 x 4,00 x 3,07 m.

Detti edifici in cemento armato prefabbricato, avranno una destinazione d'uso tipicamente tecnica e saranno utilizzati per l'alloggiamento degli inverter e del quadro di bassa tensione.

Il box di consegna sarà conforme alla DK5600, e servirà per alloggiare le apparecchiature di misura e manovra.

6.1 Cabina di Raccolta (a) e Locale Conversione e Trasformazione (b)

Il Container avrà le seguenti dimensioni:

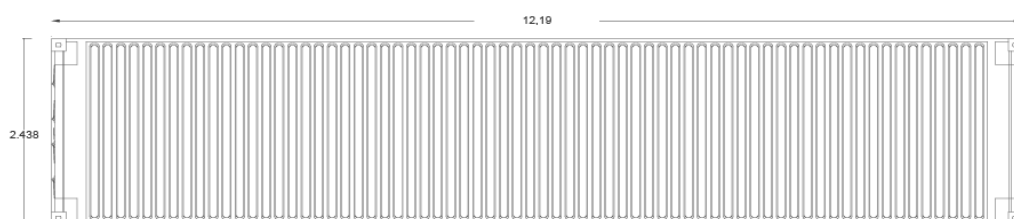
Larghezza: 2,43 m

Lunghezza: 12,19 m

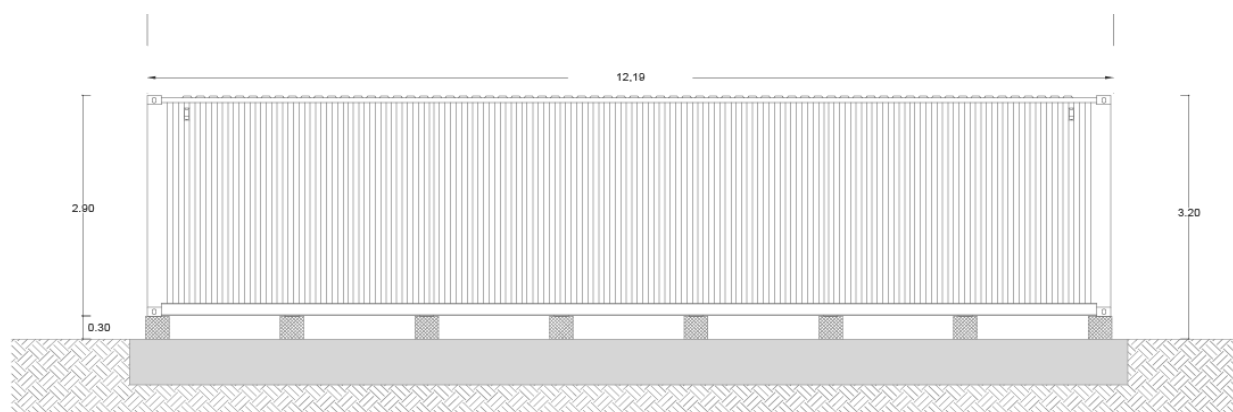
Altezza: 2,92 m

Superficie complessiva: 29,62 m²

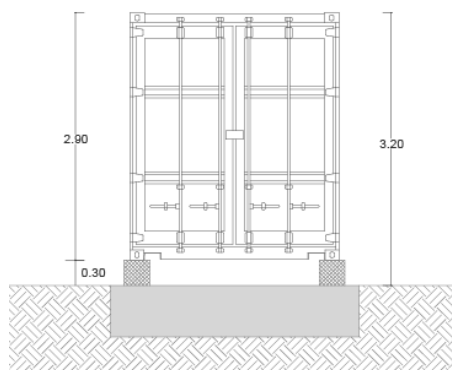
MV POWER STATION 4400 / 4950 / 5000 / 5500 / 6000



Pianta copertura del container



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

6.2 Cabine Servizi ausiliari (c) (della tipologia CEP o similare)

I box prefabbricati CEP, destinati a cabine elettriche di trasformazione per Enti distributori e per utenti privati, sono identificati come monoblocchi tridimensionali prefabbricati a unico getto in conglomerato cementizio armato vibrato.

la struttura dei box è realizzata utilizzando un calcestruzzo Rck 400 Kg/cm² – C 32/40, confezionato in stabilimento mediante centrale di betonaggio automatica e additivato con idonei fluidificanti e impermeabilizzanti; ciò permette di ottenere adeguata protezione contro le infiltrazioni d'acqua per capillarità e protezione dall'esterno. L'armatura è realizzata con rete elettrosaldata a doppia maglia, irrigidita agli angoli dalle barre a doppio T, onde conferire al manufatto una struttura monolitica e gabbia equipotenziale di terra omogenea su tutta la struttura (gabbia di Faraday).

I box sono rifiniti sia internamente che esternamente con pitture murali plastiche idrorepellenti costituite da resine sintetiche p, polvere di quarzo, ossidi e coloranti additivi al fine di assicurarne la resistenza agli agenti atmosferici.

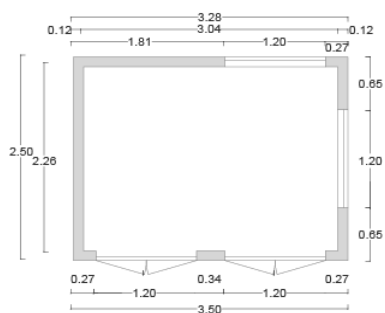
La cabina per i servizi ausiliari di campo avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 2,50 m

Lunghezza: 3,28 m

Altezza: 2,55 m

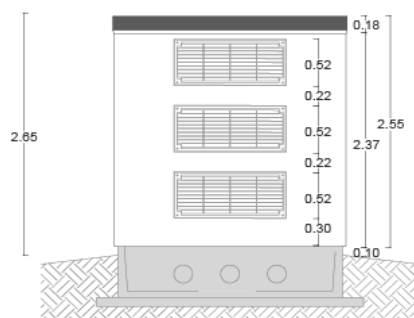
Superficie complessiva: 8,2 m²



Pianta della Cabina



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

6.3 Locale Tecnico (d) (della tipologia CEP o similare)

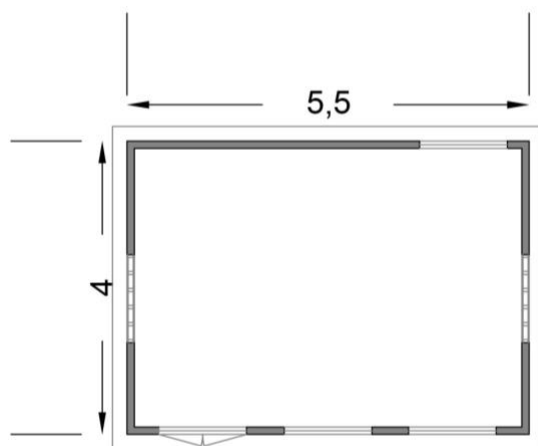
L'edificio prefabbricato per l'alloggio del locale tecnico avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 4,00m

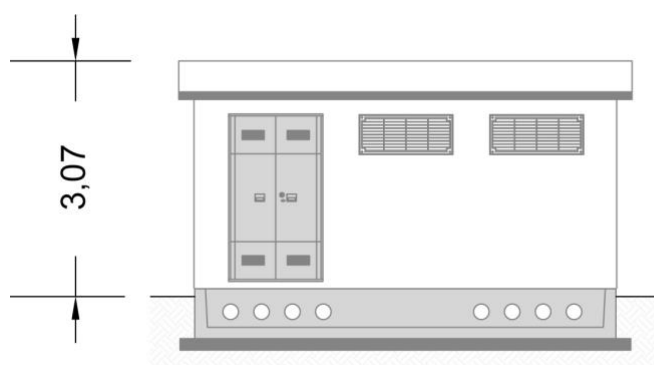
Lunghezza: 5,50 m

Altezza: 3,07 m

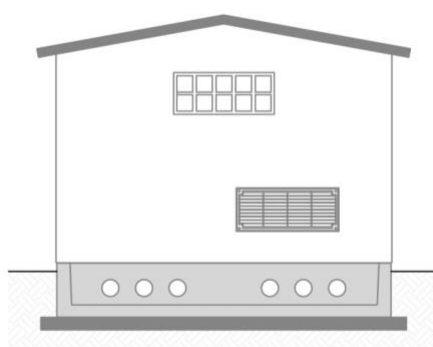
Superficie complessiva: 22,00 m²



Pianta della cabina



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

7 PALI DI ILLUMINAZIONE

Il progetto strutturale dell'impianto di illuminazione all'interno del campo fotovoltaico sarà definito nel dettaglio in fase di progettazione definitiva; Ci limiteremo in questa fase a descrivere il metodo di calcolo

utilizzato per la verifica di pali ancorati al terreno mediante plinti di fondazione.

Le verifiche verranno eseguite sia sul palo che sul plinto, il quale verrà dimensionato secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle *“Norme Tecniche sulle Costruzioni”* e dalla Circolare 21 Gennaio 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; per il calcolo dell'azione del vento è stato fatto riferimento alla CNR-DT 207 R1/2018 *“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”*.

Azioni di Progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

il calcolo verrà effettuato secondo i punti seguenti:

- 1) valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento;
- 2) valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo;

3) valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo ;

1) Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

La determinazione della pressione cinetica di picco avviene tramite la formula:

$$q_p = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_p$$

dove:

- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma;
- v_b = velocità base di riferimento s.l.m.;
- ρ = densità dell'aria;

2) Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo sarà calcolata mediante la relazione seguente:

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

- q_p = pressione cinetica di picco del vento;
- z = altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;
- L = lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;
- c_{FX} = coefficiente di forza secondo la direzione X;

L'area di riferimento L^2 sarà assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo. Il coefficiente di forza sarà valutato in fase di progettazione.

3) Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

- q_p = pressione cinetica di picco del vento;

- z = quota sul suolo;
- l = dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;
- cfx = coefficiente di forza.

Azione sismica

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso.

L'azione sismica sul palo di illuminazione verrà considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo. Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1 , verrà valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

La forza da applicare in sommità del palo sarà pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni sarà quello di una mensola. Il plinto di fondazione sarà verificato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture sarà utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze; le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza;

Per il palo di illuminazione sarà effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la **verifica a flessione (STR)**:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Sd}$$

Per quanto riguarda il plinto di fondazione saranno effettuate le seguenti verifiche:

- **verifica a ribaltamento (EQU)**:

$$M_S / M_R \geq 1$$

- **verifica a scorrimento (GEO)**:

$$F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$$

Dove:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / \gamma_R$$

F_{scorr} = azione del vento

- **verifica di capacità portante del terreno (GEO)**:

Per il calcolo del carico limite si utilizzerà la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

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

in cui:

c = coesione del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Nelle verifiche strutturali le azioni saranno moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante saranno calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) saranno condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Saranno effettuate le stesse verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguenti:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G_2 carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;

P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj} ;

Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj} .

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la **verifica a scorrimento** sul piano di fondazione sarà effettuata con l'Approccio 1 (E+M2+R1) con F_{scorr} pari all'azione sismica, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 saranno posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Nella **verifica a capacità portante del terreno** in presenza di sisma la formula diventa:

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

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati nei calcoli sono le seguenti:

- Acciaio B 450 C - $f_{tk}=540 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$ ($E= 200000 \text{ N/mm}^2$; peso spec.=78,5 kN/m³; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);
- Calcestruzzo per strutture prefabbricate – C32/40, $R_{ck} = 400 \text{ N/mm}^2$ ($E= 33300 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Calcestruzzo per sottofondi – C12/15, $R_{ck} = 150 \text{ N/mm}^2$ ($E= 27085.17 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Calcestruzzo di regolarizzazione – C16/20, $R_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$ ($E= 28607.90 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Calcestruzzo per opere in c.a. – C25/30, $R_{ck} = 300 \text{ N/mm}^2$ ($E= 31500 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Acciaio per carpenteria metallica – S355, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$, ($E= 210000 \text{ N/mm}^2$; peso spec.=78,5 kN/m³; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);

9. AZIONI SULLE STRUTTURE IN C.A E PARAMETRI SIMICI DI CALCOLO

9.1 Regolarità delle strutture e fattore di struttura

Il fattore di struttura da adottare per il calcolo è quello associato alle strutture intelaiate in acciaio ($q= 1,5$) mentre per le verifiche geotecniche delle opere di fondazioni si fa riferimento a strutture non dissipative, come previsto dalle NTC18. Trattandosi quindi di fondazioni superficiali, progettate in campo elastico, il fattore di struttura q sarà automaticamente determinato e pari a 1. Le fondazioni, dovendo essere progettate per rimanere in campo elastico, non necessiteranno quindi di specifiche armature per ottenere un comportamento duttile.

Tutte le strutture sono considerate regolari così come previsto dalle regole delle NTC18.

9.2 Combinazioni delle azioni sulla costruzione

Le azioni definite come al paragrafo 2.5.1 delle NTC 2018, dovranno essere combinate in accordo a quanto definito al paragrafo 2.5.3 delle stesse NTC, applicando i seguenti coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	Y0j	Y1j	Y2j
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0,6	0,2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0

Tabella 1: Valori dei coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I del D.M. 2018)

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} da utilizzare nelle calcolazioni sono definiti nelle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1- Tab. 2.6.I.

Le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche dovranno essere verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO);*
- *Stato Limite di Danno (SLD).*

Gli stati limite ultimi sono:

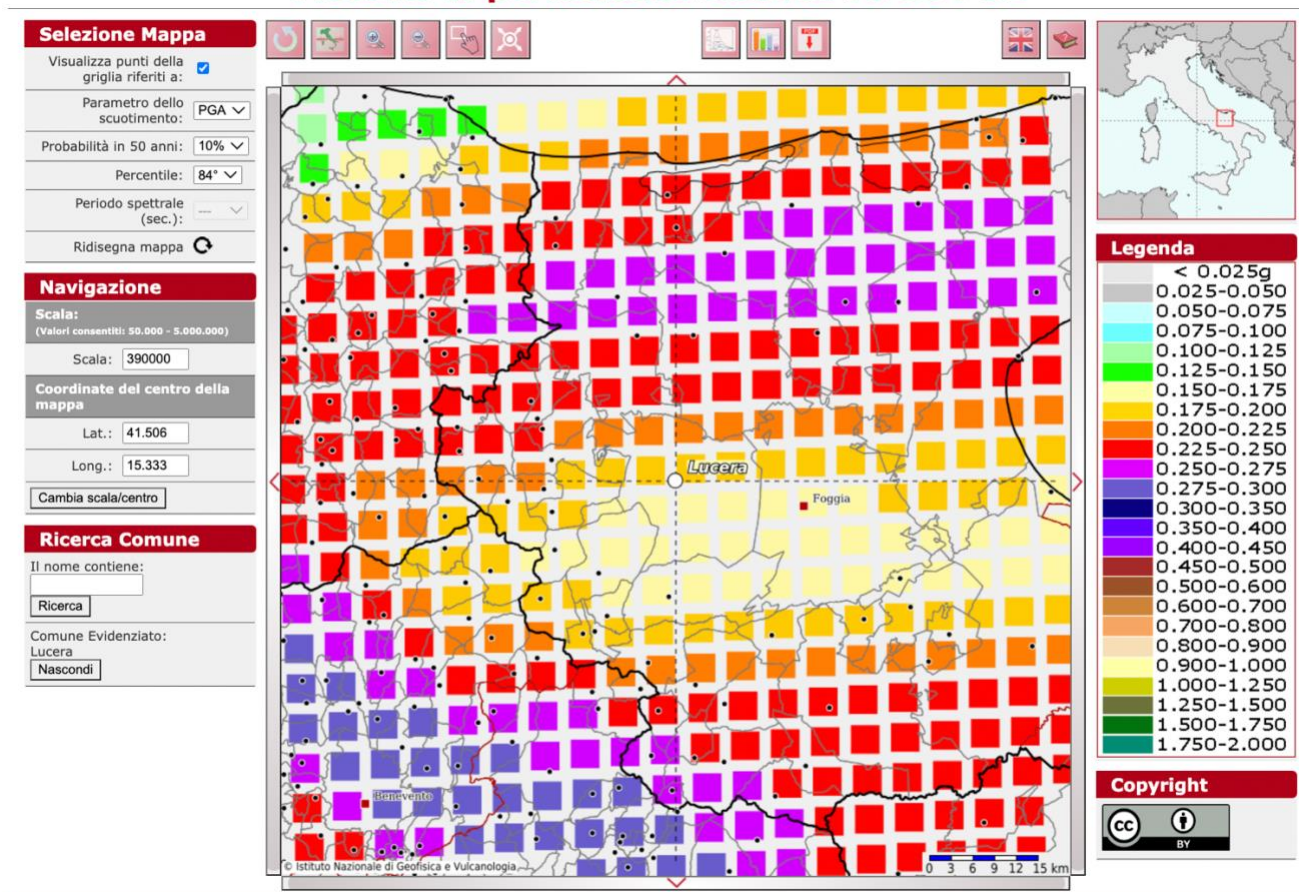
- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);*

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).*

Le NTC 2018 indicano che l'azione sismica sia caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- *accelerazione massima attesa in superficie;*
- *accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;*
- *accelerogramma*

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Parametri di pericolosità sismica del sito di intervento

L'azione in superficie dovrà essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale saranno caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie, in assenza di documentazione potranno essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del NTC 2018 § 3.2.3. vanno definiti i seguenti termini:

- *Vita Nominale;*
- *Classe d'Uso IV*
- *Categoria del suolo;*
- *Coefficiente Topografico;*
- *Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione;*
- *Fattore di struttura q .*

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento (sistema di coordinate UTM WGS 84 geografiche) fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale.

Le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve e dal vento secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile .

9.3 Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovuto alle azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si dovrà fare riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- *carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]*
- *carichi verticali concentrati Q_k [kN]*
- *carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]*

Tabella 2: Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (Tabella 3.1.II del D.M. 2018)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 secondo categoria di appartenenza —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi saranno applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento, in generale con forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm.

9.4 Modello Di Calcolo

I modelli di calcolo da utilizzare saranno quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il

calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si farà riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

9.5 Durabilità

Per garantire la durabilità delle strutture saranno prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui le strutture dovranno essere utilizzate limitando sia gli stati tensionali che, nel caso delle opere in calcestruzzo, l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, sarà posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

9.6 Misura Della Sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato sarà quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza sarà quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

9.7 Schematizzazione Della Struttura

La struttura sarà modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

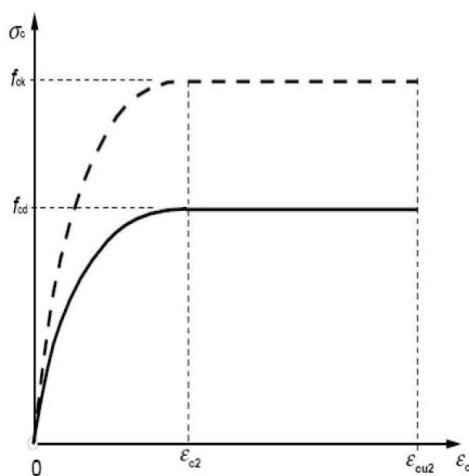
Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno saranno modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo terrà conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali

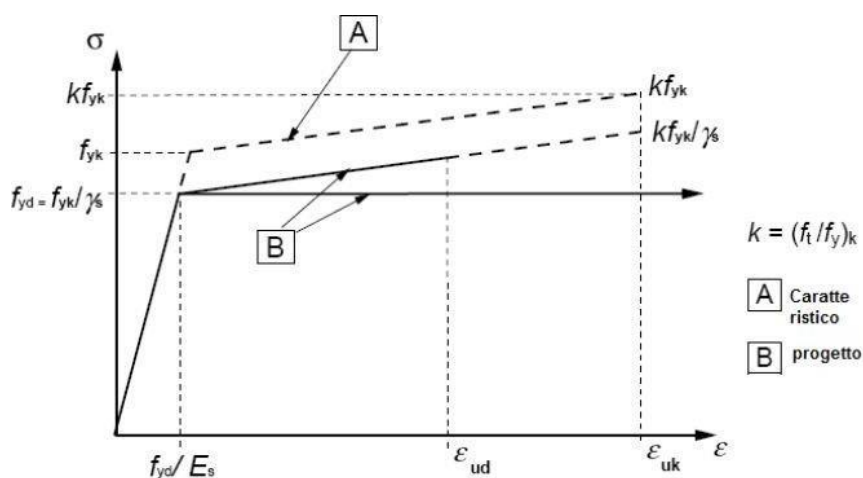
(con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Per le verifiche sezionali saranno utilizzati i seguenti legami:



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{c2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.



Legame costitutivo di progetto dell'acciaio per c.a.

Il modello di calcolo da utilizzare è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

9.8 Combinazione Di Calcolo

Le combinazioni di calcolo da considerare sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e

per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);*
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2);*
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3);*
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4);*
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);*
- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).*

Nelle combinazioni per SLE, saranno omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni saranno considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo “+” è da intendersi “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I).

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018) Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti γ_2 saranno desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I). La struttura sarà progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado si otterrà con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi,

nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

9.9 Azioni Agenti Sulle Fondazioni

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto (E_d) in fondazione saranno utilizzate due combinazioni delle azioni:

Per quanto riguarda le azioni verticali:

- SLU (combinazione fondamentale):
- $E_d = \gamma G1 * G1$
- $SLU + SISMA$ (combinazione sismica) SLV :
- $E_d = E + G1 = G1 * k_v + G1$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- *combinazione sismica SLV (taglio sismico)*
- $E_d = G1 * k_{hi}$

In cui:

- E_d azione di progetto
- $G1$ peso proprio degli elementi strutturali
- $\gamma G1$ coefficiente parziale di sicurezza ($A1, A2$ - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.I)
- E azione sismica
- K_v ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale $T1$
- K_{hi} ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale $T1$

Per le combinazioni delle azioni E_d di cui sopra si è utilizzato l'Approccio normativo 2 (punto 2.6.1 delle NTC 2008):

$$(A1+M1+R3) - (STR + GEO)$$

Con:

- A = Azioni γF (oppure γE oppure γG)
- M = resistenza dei materiali (terreno) γM
- R = resistenza globale del sistema γR

Inoltre per le azioni sismiche E , dagli spettri di progetto si sono calcolati i valori di k_v e k_{hi} con le seguenti assunzioni:

- *Fattore di struttura $q = 1$*
- *Altezza media delle strutture $= 3 \text{ m}$*
- *Periodo fondamentale $T1=0,17\text{s}$*

9.10 Parametri sismici

L'Ordinanza n. 3274/2005 del Presidente del Consiglio dei Ministri ripresa e completata con la OPCM n. 3519/2006, integrata con le NTC 2008 e le NTC 2018 ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica, che ci adegua allo standard europeo (Eurocodice 8).

Infatti nel caso in cui si ha contezza delle condizioni stratigrafiche e delle proprietà dei terreni, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S , ottenuti mediante specifiche prove.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

- 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 o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità riferita alla testa dell'opera.

Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H = 30 \text{ m}$ nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono di seguito

rappresentate:

CATEGORIE SUOLI DI FONDAZIONE	
Tab. 3.2.II - D.M. 17 gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".	
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente comprese tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definiti per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

(stralcio della relazione geotecnica della Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) - Marzo 2022)

"Sulla base del valore $V_{S,eq}$ avendo considerato l'insieme delle indagini effettuate durante la campagna geognostica, considerando in modo cautelativo i risultati peggiori riscontrati, non considerando l'aumento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità, si ipotizza un sottosuolo riferibile alla **categoria di suolo "C"**;

(stralcio della relazione geologica della Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) - Marzo 2022)

"Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche:

SUDDIVISIONE DELLE ZONE SISMICHE	
Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)
1	$ag > 0.25$
2	$0.15 < ag \leq 0.25$
3	$0.05 < ag \leq 0.15$
4	$ag \leq 0.05$

Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 3519/06).

La Regione Puglia, con D.G.R. n. 153 dell'02/03/2004, ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Puglia dalla quale si rileva che il Comune di Lucera rientra in **zona 2** come da tabella che segue:

Codice ISTAT 2001	Classificazione 2003	PGA (g)	I
16071028	Zona 2	0.25 g	8,7 MCS

Dove:

- PGA(g)=accelerazione orizzontale di picco del terreno (estimatore dello scuotimento alle alte frequenze), valore atteso con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 457 anni).
- I=intensità macrosismica (MCS) valore di intensità MCS atteso con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni).
- $g=981 \text{ cm/sec}^2$ (accelerazione di gravità)."

10. ANALISI DEI CARICHI STRUTTURE - TRACKER

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 ("Norme tecniche per le Costruzioni").

La valutazione dei carichi permanenti sarà effettuata sulle dimensioni definitive.

Lo studio sarà effettuato sul tracker da 84 pannelli perché di dimensione maggiore rispetto agli altri due, mantenendo comunque le stesse caratteristiche di utilizzo e di interesse tra gli elementi.

10.1 Localizzazione dell'intervento

Provincia: FOGGIA

Regione: PUGLIA

Coordinate GPS:

Latitudine : 41°24'38.88"N

Longitudine: 15°17'47.04"E

Altitudine s.l.m.: 270 m

10.2 Analisi dei carichi

I carichi vengono suddivisi secondo la nuova classificazione fornita dal D.M.17/01/2018 in :

- a) permanenti G;
- b) variabili Q;
- e) sismici E.

10.2.1 Carichi permanenti G

Nel modello di calcolo i carichi permanenti sono generati in automatico tramite le caratteristiche geometriche degli elementi e la definizione del materiale acciaio. I carichi permanenti portati dipendono, invece, dalle dimensioni del pannello fotovoltaico e dal peso del meccanismo di rotazione del tracker.

10.2.2 Calcolo delle azioni del vento

Nella Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21.01.2019, la stima dei coefficienti aerodinamici c_p , contiene sostanziali differenze rispetto alla Circolare n.617 del 2009.

Nel documento, infatti, sono presenti diverse metodologie per ricavare i c_p e differenziandoli per varie tipologie edilizie. Tra queste tipologie è stata scelta di assimilare il tracker ad una tettoia (C3.3.8.2) non essendo presenti in normativa riferimenti a queste particolari tipologie di strutture e data la reale somiglianza costruttiva.

In particolare i coefficienti aerodinamici sono definiti in funzione della direzione del vento (ortogonale o parallela) e delle dimensioni dell'elemento. Inoltre, la trattazione è differenziata per coperture piane, a falda singola o doppia, ecc..

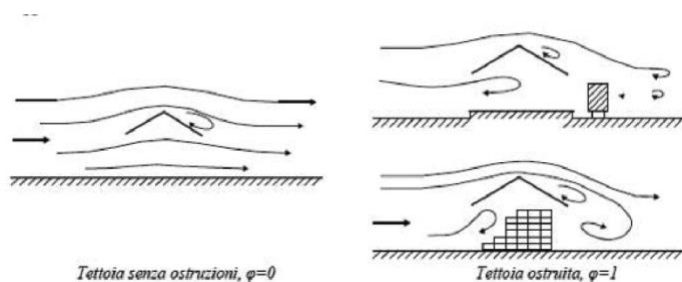
Al paragrafo C3.3.8.2, vengono forniti i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti. In tale paragrafo l'azione del vento sulle tettoie è schematizzata attraverso forze F risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, dirette ortogonalmente ad essa. Tali forze dipendono dalla pressione cinetica, dai nuovi coefficienti di forza c_F , dalla superficie della falda e dalla sua altezza, e sono applicate in punti diversi a seconda della tipologia di tettoia.

Nella Circolare viene introdotto il coefficiente di bloccaggio Φ definito come il rapporto tra l'area esposta al vento di una eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia:

$\Phi=0$ assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera)

$\Phi=1$ lo spazio al di sotto della tettoia è completamente ostruito

Differenze di flusso d'aria per tettoie con $\Phi=0$ e $\Phi=1$:



E' importante osservare che le azioni aerodinamiche esercitate del vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio Φ e dell'inclinazione della falda. Per valori intermedi di Φ è ammessa una interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi di $\Phi=0$ e $\Phi=1$.

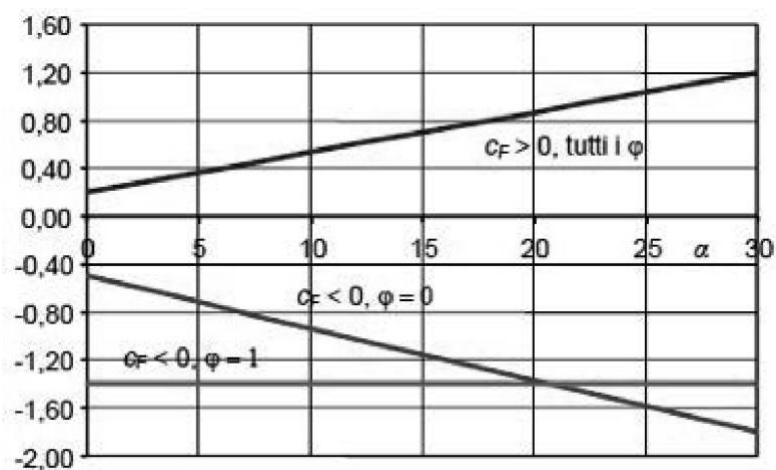


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda

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

La forza F è data dalla formula:

$$F = q_p \cdot L_2 \cdot c_F$$

q_p = pressione cinetica di picco

L_2 = superficie della tettoia a cui è applicata la forza

c_F = coefficiente di forza

Per il calcolo della tettoia la Circolare raccomanda che si considerino le condizioni di carico più gravose tra quelle riportate in figura:

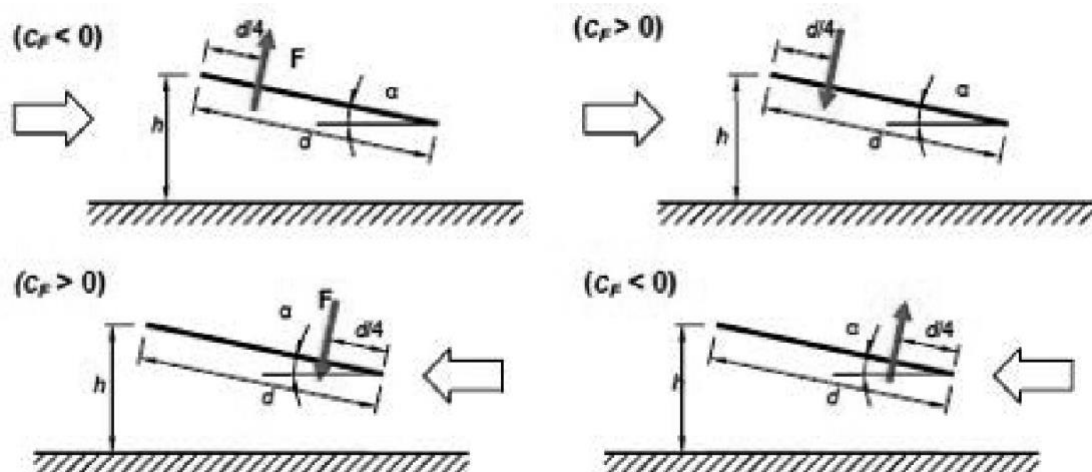


Figura C3.3.22 - Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

La pressione cinetica di picco q_p viene calcolata con la seguente formula:

$$q_p = q_b * c_e$$

q_b = pressione cinetica di riferimento

c_e = coefficiente di esposizione

la pressione cinetica di riferimento q_b è pari a:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

v_b = Velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante pari a 1,25 Kg/m³

La verifica è stata effettuata considerando due modelli di calcolo, ovvero un tracker nella sua configurazione orizzontale $\alpha = 0,0^\circ$ e uno nella configurazione di inclinazione massima $\alpha = \pm 55^\circ$.

Nelle due configurazioni del tracker in esercizio, ovvero orizzontale e a 55° , la velocità verrà considerata in modo differente in quanto l'impianto è dotato di un anemometro che posiziona i pannelli ad $\alpha = 0,0^\circ$ una volta rilevata una velocità pari a 50 km/h = 13,89 m/s. Il calcolo verrà dunque effettuato con la massima velocità di progetto soltanto per la configurazione dei pannelli in orizzontale.

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $v_{b,0} = 27,0$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_0 = 500$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 270$ m

$K_a = 0,370$ (Tab. 3.3.I)

Velocità di riferimento, $V_b = 27,00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27,00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)]

Categoria esposizione: (Entroterra oltre 30 km dal mare con $a_s < 500$ m) tipo II

($K_r = 0,19$; $Z_o = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,80$

Infine dunque le due velocità considerate saranno:

$V_b = 14$ m/s per $\alpha = \pm 55^\circ$

$V_b = 27,0$ m/s per $\alpha = 0,0^\circ$

per la configurazione $\alpha = \pm 55^\circ$ e $V_b = 14$ m/s si ha:

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 * (14 \text{ m/s})^2 = 12,2 \text{ daN/m}^2$$

$$q_p = 12,2 \text{ daN/m}^2 * 1,80 = 22 \text{ daN/m}^2$$

le forze concentrate F saranno pari a:

$$F_1(c_f < 0, \Phi = 0) = 22 \text{ daN/m}^2 * 266 \text{ m}^2 * (-2,88) = -16853,8 \text{ daN}$$

$$\text{con } c_f = -0,5 - 1,3 * 55/30 = -2,88$$

e

$$F_2(c_f > 0, \text{ tutti i } \Phi) = 22 \text{ daN/m}^2 * 266 \text{ m}^2 * (+2,03) = 11880 \text{ daN}$$

$$\text{con } c_f = +0,2 + 55/30 = +2,03$$

dividendo le due forze F_1 ed F_2 per il numero delle aste del modello otteniamo le forze f_1 ed f_2 applicate direttamente sulle aste:

$$\mathbf{f_1 = -16853,8 \text{ daN} / 44 = -383,1 \text{ daN}}$$

$$\mathbf{f_2 = 11880 \text{ daN} / 44 = 270 \text{ daN}}$$

per la configurazione $\alpha = 0,0^\circ$ e $V_b = 27,0$ m/s si ha:

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 * (27,0 \text{ m/s})^2 = 46 \text{ daN/m}^2$$

$$q_p = 46 \text{ daN/m}^2 * 1,80 = 82,8 \text{ daN/m}^2$$

le forze concentrate F saranno pari a:

$$F_1(c_f < 0, \Phi = 0) = 82,8 \text{ daN/m}^2 * 266 \text{ m}^2 * (-0,5) = -11012,4 \text{ daN}$$

con $c_f = -0,5$

$$F_2(c_f > 0, \text{ tutti i } \Phi) = 82,8 \text{ daN/m}^2 * 266 \text{ m}^2 * (+0,2) = 4405 \text{ daN}$$

con $c_f = +0,2$

dividendo le due forze F1 ed F2 per il numero delle aste del modello otteniamo le forze f1 ed f2 applicate direttamente sulle aste:

$$f_1 = -11012,4 \text{ daN} / 44 = -250,3 \text{ daN}$$

$$f_2 = 4405 \text{ daN} / 44 = 100,1 \text{ daN}$$

10.2.3 Calcolo delle azioni da neve

Il carico statico viene determinato in base alla seguente espressione:

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

dove:

μ_i è il coefficiente di forma sulla copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], per un periodo di ritorno T_r di 50 anni;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Carico da neve per la configurazione $\alpha = 55,0^\circ$

Zona Neve = II

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} = 112 \text{ daN/mq}$

$C_t = 1$

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 55,0^\circ$

$$\mu_i = 0,13 \Rightarrow q_{s1} = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t = 13,4 \text{ daN/mq}$$

Carico da neve per la configurazione $\alpha = 0^\circ$

Zona Neve = II

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} = 112 \text{ daN/mq}$

$C_t = 1$

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0^\circ$

$$\mu_i = 0,80 \Rightarrow q_{s2} = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t = 80,6 \text{ daN/mq}$$

10.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

Categoria sottosuolo: C

Classe d'uso IV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,195 g
F_{a_g}	2,543
T_C	0,422 s
S_S	1,403
C_C	1,395
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,403
η	0,417
T_B	0,196 s
T_C	0,589 s
T_D	2,378 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

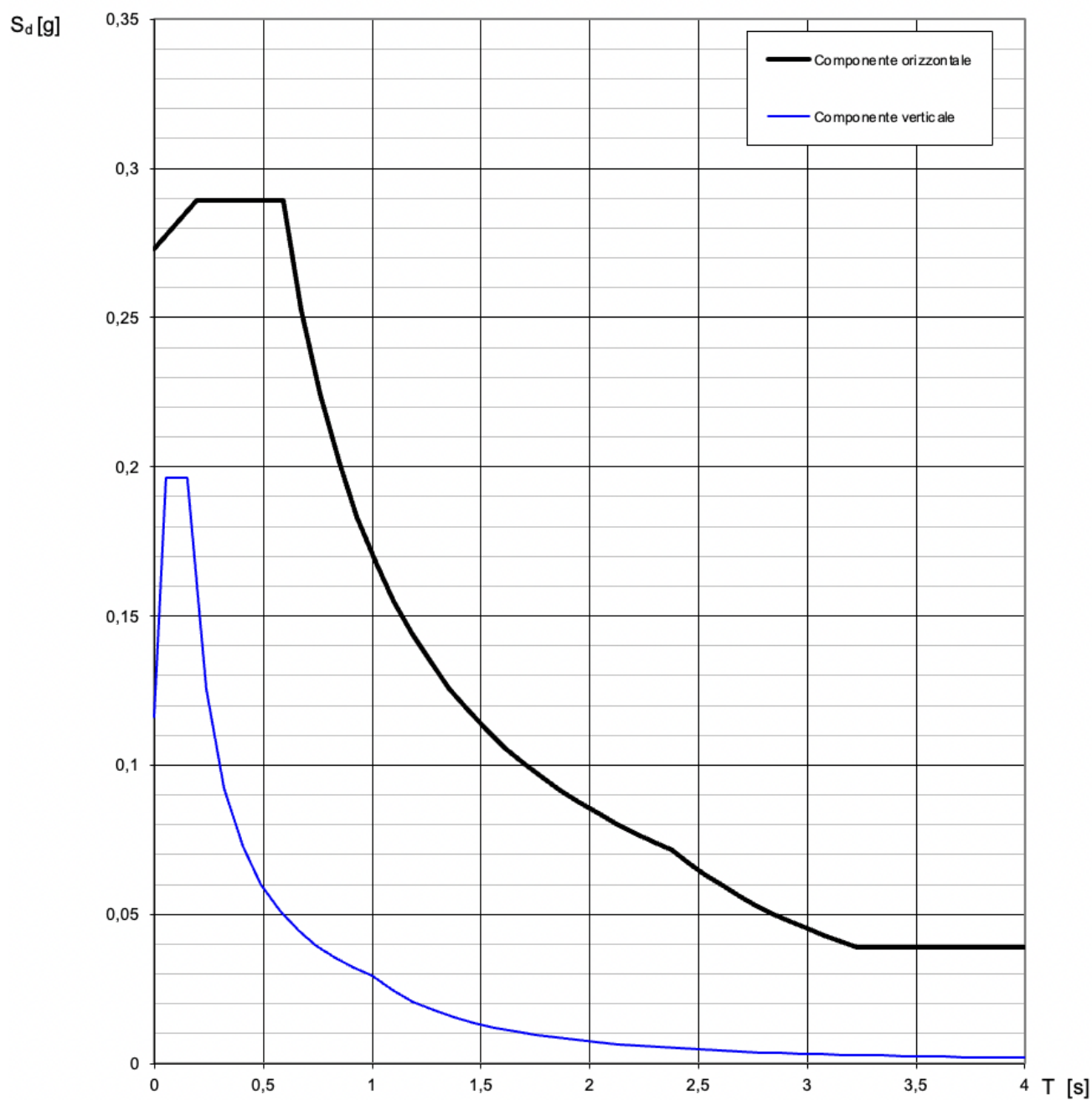
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,273
$T_B \leftarrow$	0,196	0,289
$T_C \leftarrow$	0,589	0,289
	0,675	0,253
	0,760	0,224
	0,845	0,202
	0,930	0,183
	1,015	0,168
	1,101	0,155
	1,186	0,144
	1,271	0,134
	1,356	0,126
	1,441	0,118
	1,527	0,112
	1,612	0,106
	1,697	0,101
	1,782	0,096
	1,867	0,091
	1,952	0,087
	2,038	0,084
	2,123	0,080
	2,208	0,077
	2,293	0,074
$T_D \leftarrow$	2,378	0,072
	2,456	0,067
	2,533	0,063
	2,610	0,060
	2,687	0,056
	2,764	0,053
	2,842	0,050
	2,919	0,048
	2,996	0,045
	3,073	0,043
	3,151	0,041
	3,228	0,039
	3,305	0,039
	3,382	0,039
	3,459	0,039
	3,537	0,039
	3,614	0,039
	3,691	0,039
	3,768	0,039
	3,846	0,039
	3,923	0,039
	4,000	0,039

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



CONCLUSIONI

Rinviando alla progettazione definitiva la verifica strutturale dei tracker secondo i dettami delle NTC2018 e vista la natura dell'opera, le azioni significative per il dimensionamento delle strutture di sostegno degli inseguitori solari sono rappresentate dalla distribuzione dei carichi derivanti dalle azioni del vento e neve. Altre azioni minori e certamente non dimensionanti, sono rappresentate dal peso proprio delle strutture e dalle azioni dinamiche indotte dalle sollecitazioni sismiche.

Le sollecitazioni derivanti da dette azioni risultano secondarie all'analisi strutturale rispetto alle azioni dinamiche indotte dal vento e dalla neve, visto soprattutto la trascurabile massa dei moduli che ricopre un ruolo determinante nelle verifiche statiche e dinamiche da sisma.

Per ciò che riguarda le restanti componenti minori, quali container, cabine, pali di illuminazione, si rimandano alla fase di progettazione definitiva le verifiche della sicurezza strutturale delle relative fondazioni su piastra e le verifiche geotecniche dei pali infissi dei tracker.

Catania, Aprile 2022

Il tecnico

Arch. Luca Antonio Tringali