



# ALTA CAPITAL 15

Alta Capital 15 S.r.l.  
 Galleria San Federico, 16  
 10121 Torino (TO)  
 P.Iva 12662180012  
 PEC altacapital15.pec@maildoc.it

## Progettista



Industrial Designers and Architects S.r.l.  
 via Cadore, 45  
 20038 Seregno (MB)  
 p.iva 07242770969  
 PEC ideaplan@pec.it mail info@ideaplan.biz



*Progetto per la realizzazione dell'Impianto agrivoltaico integrato ecocompatibile "Barriera Noce" da 50 MWp a Caltanissetta 93100 (CL).*

## Elaborati del Progetto Definitivo

*Relazione preliminare di calcolo delle strutture*

### Revisione

| n. | data | aggiornamenti |
|----|------|---------------|
| 1  |      |               |
| 2  |      |               |
| 3  |      |               |

### Elenco Elab.

# RS 06 REL

# 0009 A0

### nome file

testata alta capital 15.dwg

|            | data       | nome      | firma |
|------------|------------|-----------|-------|
| redatto    | 15.05.2023 | Falzone   |       |
| verificato | 15.05.2023 | Vitalizio |       |
| approvato  | 15.05.2023 | Speciale  |       |

DATA 15.05.2023

## Sommario

|                |  |           |
|----------------|--|-----------|
| <b>1</b>       | <b>PREMESSA</b> .....  | <b>2</b>  |
| <b>2</b>       | <b>STRUTTURE</b> .....   | <b>3</b>  |
| <b>2.1</b>     | <b>Strutture di supporto di tipo tracker</b> .....   | <b>3</b>  |
| <b>2.2</b>     | <b>Caratteristiche dei moduli fotovoltaici</b> .....   | <b>4</b>  |
| <b>2.3</b>     | <b>Normative di riferimento</b> .....  | <b>4</b>  |
| <b>2.4</b>     | <b>Materiali</b> .....   | <b>5</b>  |
| <b>2.5</b>     | <b>Azioni sulle costruzioni</b> .....  | <b>6</b>  |
| <b>2.6.1</b>   | <b>Pesi propri strutturali e carichi permanenti</b> .....                                    | <b>6</b>  |
| <b>2.6.2</b>   | <b>Azioni del vento</b> .....  | <b>6</b>  |
| <b>2.6.2.1</b> | <b>Calcolo velocità di riferimento del vento §3.3.2.</b> .....                               | <b>7</b>  |
| <b>2.6.2.2</b> | <b>Pressione Cinetica di Riferimento §3.3.6.</b> .....                                       | <b>7</b>  |
| <b>2.6.2.3</b> | <b>Coefficiente di esposizione [§3.3.7]</b> .....  | <b>8</b>  |
| <b>2.6.3</b>   | <b>Carico neve</b> .....   | <b>8</b>  |
| <b>2.6.4</b>   | <b>Azione sismica</b> .....  | <b>9</b>  |
| <b>3</b>       | <b>CARATTERI GEOLOGICI E GEOLITOLOGICI DEL SITO</b> .....                                    | <b>10</b> |
| <b>4</b>       | <b>ANALISI STRUTTURALE</b> .....   | <b>13</b> |
| <b>4.1</b>     | <b>Modello strutturale utilizzato</b> .....  | <b>13</b> |
| <b>4.2</b>     | <b>Approccio di verifica e combinazioni di carico</b> .....                                  | <b>13</b> |
| <b>4.3</b>     | <b>Verifiche strutturali preliminari</b> .....   | <b>14</b> |
| <b>4.3.1</b>   | <b>Verifiche di resistenza e stabilità delle strutture fuori terra</b> .....                 | <b>14</b> |
| <b>4.3.2</b>   | <b>Verifiche di deformabilità delle strutture fuori terra – Strutture con tracker</b> .....  | <b>14</b> |
| <b>4.3.3</b>   | <b>Verifica di capacità portante della fondazione dei pali – Strutture con tracker</b> ..... | <b>14</b> |
| <b>5</b>       | <b>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</b> .....   | <b>15</b> |

## **1 PREMESSA**

La scelta della tipologia di fondazione da impiegare nell'ambito della realizzazione di un impianto agrivoltaico è dettata da diversi fattori:

- dimensione ed importanza dell'impianto;
- caratteristiche geotecniche del sito;
- posizionamento ed accessibilità dello stesso;
- tempistiche di realizzazione dell'impianto.

In via del tutto generale, un impianto agrivoltaico necessiterà di una fondazione di dimensioni ridotte, facilmente realizzabile, in grado di poter essere facilmente rimossa o addirittura riutilizzata una volta terminato il ciclo di vita utile del sito.

Gli impianti fotovoltaici, data la loro estesa superficie e la struttura leggera, sono fortemente soggetti all'azione del vento. Le fondazioni dovranno perciò sopportare carichi verticali relativamente bassi a fronte di ingenti momenti ribaltanti, tali da poter generare addirittura sforzi di trazione in fondazione.

Aggiungendo a queste considerazioni il fatto che molto spesso tali impianti vengono a realizzarsi in ambiti rurali in tempi relativamente brevi, dato il forte grado di prefabbricazione degli elementi che li costituiscono ed i rapidi tempi di posa in opera, si ritiene che una scelta ottimale per le fondazioni sia quella che prevede l'impiego di pali infissi o a vite, soprattutto per gli impianti a terra.

La presente relazione illustra le strutture che andranno a sostenere i pannelli fotovoltaici che compongono l'impianto agrivoltaico in progetto.

## 2 STRUTTURE

L'analisi strutturale trattata in questa relazione consente di eseguire verifiche e caratterizzazioni preliminari e di massima delle strutture in acciaio zincato adatte a posa diretta tramite conficcamento nel terreno che sono state scelte per la realizzazione dell'impianto.

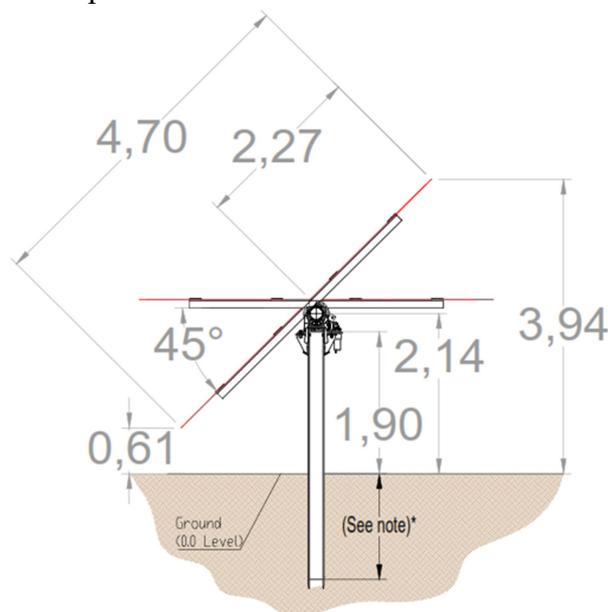
I pannelli, in virtù della particolare conformazione morfologica del territorio, saranno montati sia su strutture ad inseguimento (tracker), in configurazione bifilare, asse di rotazione Nord-Sud con inclinazione Est-Ovest compresa tra +/- 45°, sia su strutture fisse, in configurazione bifilare; ogni struttura alloggerà 2 filari tipicamente da 26 moduli, ma potranno essere presenti anche filari con numero variabile di moduli.

### 2.1 Strutture di supporto di tipo tracker

La struttura è composta da coppie di pali in acciaio zincato infissi nel terreno con passo e mutua distanza costanti. La lunghezza dei pali infissi è commisurata alle condizioni di carico specifiche dell'impianto (carichi di neve e vento) e alle caratteristiche di portanza del terreno interessato dall'infissione.

Il supporto del pannello, di cui viene riportato il prospetto laterale nella figura sottostante, è costituito da un unico piede alto 1,90 metri, inclinato verso sud di 1°, mentre l'asse orizzontale nord sud ruota durante l'arco del giorno da -45° a +45° in modo tale che il punto più basso del pannello disti 61 cm da terra e viceversa circa 394 cm nel punto più alto.

La lunghezza del tratto infisso dei pali è stata assunta pari a circa 1,80-2,00 metri. Opportune prove di estrazione e carico preventive potranno poi essere realizzate in sito ai fini della progettazione esecutiva dell'impianto e dell'ottimizzazione delle strutture di fondazione.



Struttura di supporto dei pannelli fotovoltaici

Ciascun palo sarà equipaggiato con un ritto verticale in acciaio zincato di lunghezza adeguata al fine di consentire la posa di profili metallici diagonali, inclinati sull'orizzontale dell'angolo di tilt di progetto, sui quali posare i binari metallici longitudinali di supporto dei pannelli fotovoltaici. I pannelli saranno ancorati ai binari tramite opportuni morsetti di fissaggio. L'infissione dei pali, ricoperti con uno strato adeguato di zincatura contro la corrosione, avviene tramite battitura con

apposita macchina battipalo in modo da ridurre al minimo l'impiego di opere in calcestruzzo ed evitare il rilascio nell'ambiente di qualsiasi residuo di lavorazione.

Il sistema strutturale composto da pali infissi e ritti superiori di altezza e posizione variabile, permette anche di compensare eventuali dislivelli del terreno mantenendo costante l'allineamento e riducendo potenziali problemi di ombreggiamento tra gli impianti.

Le altre parti meccaniche che completano la struttura saranno quindi fissate mediante viteria, bulloni e staffaggio al palo, così come gli stessi moduli fotovoltaici.

## **2.2 Caratteristiche dei moduli fotovoltaici**

Per una descrizione più completa fare riferimento al catalogo della ditta fornitrice; Nelle verifiche riportate di seguito si sono comunque considerati pannelli aventi dimensioni  $B * H = 1134 * 2411$  (mm) con un peso proprio di circa 31,1 (kg) oltre a 2 (kg/m<sup>2</sup>) di carpenteria per fissaggio.

Le staffe di supporto si adattano alla produzione commerciale generale, in particolare nel catalogo della ditta si fa riferimento a moduli con misure standard  $B * H = 1098 * 2176$  (mm).

I pannelli hanno carcassa in alluminio e il collegamento al supporto avviene mediante staffe in alluminio o acciaio AISI 304, tasselli plastici scorrevoli di tipo rinforzato e bulloneria in acciaio inox equivalente per caratteristiche alle Classi 8.8.

## **2.3 Normative di riferimento**

Le verifiche strutturali preliminari sono state eseguite in accordo alle seguenti normative nazionali:

- D.M. 17 Gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC);
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al D. M. 17 gennaio 2018";

A titolo di supporto, si richiamano di seguito i testi normativi pregressi di riferimento:

- L. n. 1086 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 02/02/1974 n. 64, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Circolare Min. LL. PP. Del 14/02/1974 n. 11951;
- D.M. LL.PP. 14.02.1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relativa Circ. Min. LL.PP n° 37406/STC del 24.06.1993;
- D.M. LL.PP. 09.01.1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relativa Circ. Min. LL.PP n° 252 AA. GG. / S.T.C. del 15.10.1996;
- D.M. LL.PP. 16.01.1996 "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di

sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" e relativa Circ. Min. LL.PP. n° 156 AA. GG. / STC del 04.07.1996;

- Circolare Min. LL.PP. 04/07/1996, n. 156 AA. GG. / STC. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/1996;
- Circolare del 10/04/1997 n. 65 del Ministero dei LL.PP., Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16/01/1996.
- ORDINANZA P.C.M. N: 3274 del 02/05/2003 (G.U. 08/05/2003, n. 105 suppl.) modificata ed integrata ai sensi della ORDINANZA P.C.M. N. 3316 del 02/10/2003 (G.U. 10/10//2003, n. 236) e della ORDINANZA P.C.M. N. 3431 del
- 03/05/2005 (G.U. 10-5-2005, n. 107 -suppl.): Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.P.C.M. n° 3685 del 21/10/03, G.U. n° 252, del 29/10/03;
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Ufficio Servizio Sismico Nazionale, 29/03/04: Elementi informativi sull'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003);
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14-09-2005 "Norme tecniche per le costruzioni." (G.U. n. 222 del 23/9/2005 - Suppl. Ordinario n.159);
- O.P.C.M. n° 3519 del 28/04/06, G.U. n° 108, del 11/05/06;
- D.M. 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC);
- Circolare 2 Febbraio 2009 n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.1.2008";

Coerentemente con quanto riportato nelle norme attualmente in vigore (NTC del 14/01/2018) e solo se non in contrasto con le stesse, possono essere presi a riferimento i seguenti codici internazionali:

- UNI EN 1991-1-3: 2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da Neve";
- UNI EN 1991-1-4: 2005. Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1993-1-3:2007 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo".

## **2.4 Materiali**

Ai fini delle verifiche e dei calcoli preliminari, per l'acciaio costituente le membrature della struttura di supporto dei pannelli fotovoltaici, si utilizza il seguente:

|  |   |
|--|---|
| Acciaio tipo:                          | S275 JR   |
| Tensione caratteristica di snervamento | 275 MPa   |
| Tensione caratteristica di rottura:    | 430 MPa   |
| Modulo elastico:                       | $E = 210.000 \text{ MPa}$                                 |
| Coefficiente di Poisson:               | $\nu = 0.3$   |
| Coefficiente di dilatazione termica:   | $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |
| Densità:                               | $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$                              |

## **2.5 Azioni sulle costruzioni**

Per le verifiche statiche del sistema proposto, da effettuarsi in sede di progettazione esecutiva, si utilizzeranno i seguenti dati:

- i. pesi propri strutturali e carichi permanenti
- ii. spinta del vento
- iii. carico da neve
- iv. variazioni termiche

In prima approssimazione è possibile trascurare gli effetti derivanti dalle variazioni termiche.

Per ciascuna di queste azioni e laddove applicabile, per questo tipo di struttura si prevede una vita nominale di 25 anni. Rispetto a tale periodo di riferimento vengono calcolate le azioni così come a seguito indicato.

### **2.6.1 Pesì propri strutturali e carichi permanenti**

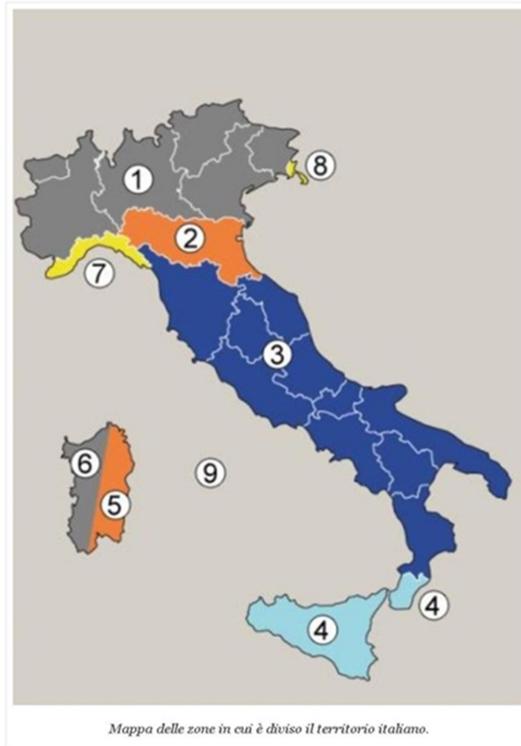
La struttura è progettata per il sostegno dei pannelli fotovoltaici e per resistere alle azioni ambientali. Sono escluse azioni derivanti da operazioni di montaggio e/o manutenzione che vengono comunque svolte da operatori a terra.

Il peso proprio dei pannelli fotovoltaici è pari  $0.13 \text{ kN/m}^2$ . Tenuto conto del peso proprio degli elementi strutturali (calcolati in automatico dal programma di calcolo), si considera cautelativamente un carico complessivo pari a  $0.3 \text{ kN/m}^2$  per i soli pannelli e i morsetti-collegamenti.

### **2.6.2 Azioni del vento**

Le azioni del vento sono state calcolate con riferimento alle NTC e relativamente alle seguenti caratteristiche del sito:

|                       |      |
|-----------------------|------|
| $H_{slm} \text{ (m)}$ | 538  |
| Zona                  | 4    |
| Rugosità              | D    |
| Esposizione           | III  |
| Tilt ( $^\circ$ )     | 25   |
| TR (anni)             | 75   |
| $H_{max} \text{ (m)}$ | 4.15 |



| ZONE 1,2,3,4,5   |       |       |       |      |     |    |
|--|-------|-------|-------|------|-----|----|
|  | costa | mare  | 500m  | 750m |     |    |
|  | 2 km  | 10 km | 30 km |      |     |    |
| A  | --    | IV    | IV    | V    | V   | V  |
| B  | --    | III   | III   | IV   | IV  | IV |
| C  | --    | *     | III   | III  | IV  | IV |
| D  | I     | II    | II    | II   | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4<br>Categoria III in zona 5  |       |       |       |      |     |    |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5<br>Categoria IV in zona 1 |       |       |       |      |     |    |

### 2.6.2.1 Calcolo velocità di riferimento del vento §3.3.2.

La velocità di riferimento per il calcolo della pressione cinetica, è stata calcolata per un periodo di riferimento TR pari a 25 anni (si veda la circolare 2 Febbraio 2009, n.617).

Di seguito sono riportate le grandezze coinvolte nel calcolo dell'azione dovuta al vento:

| Zona  | $v_{b,0}$ [m/s] | $a_0$ [m] | $k_a$ [1/s] | $C_a$ [1/s] |
|---|-----------------|-----------|-------------|-------------|
| 4   | 28              | 500       | 0,36        | 1,027       |
| $a_s$ (altitudine sul livello del mare [m]) |                 |           |             | 538         |
| $T_R$ (Tempo di ritorno)                    |                 |           |             | 75          |

|   |                             |
|---|-----------------------------|
| $v_b = C_a v_{b,0}$                             | per $a_s \leq a_0$          |
| $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$               | per $a_0 < a_s \leq 1500$ m |
| $v_b (T_R = 75 \text{ [m/s]})$                  | 28,77                       |
| $\alpha_R (T_R)$                                | 1,02                        |
| $v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R \text{ [m/s]}$ | 29,44                       |

### 2.6.2.2 Pressione Cinetica di Riferimento §3.3.6.

La pressione cinetica di riferimento, risulta:

Pressione cinetica di riferimento

$$q_0 = 1/2 \rho V_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

$$q_0 \text{ [N/m}^2\text{]} = 541,73$$

### 2.6.2.3 Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

I coefficienti di esposizione sono determinati tramite le espressioni:

$$C_e(z) = K^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Da cui è facile ed intuitivo compilare la seguente tabella

| $k_r$ | $z_0$ | $z_{\min}$ | $C_e$ | $C_p$ |
|-------|-------|------------|-------|-------|
| 0,20  | 0,10  | 5,00       | 2,85  | 1,71  |

Tutti i valori sono in accordo alle specifiche delle NTC riportate nel seguito:

| Categoria di esposizione del sito | $k_r$ | $z_0$ [m] | $z_{\min}$ [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|----------------|
| I                                 | 0,17  | 0,01      | 2              |
| II                                | 0,19  | 0,05      | 4              |
| III                               | 0,20  | 0,10      | 5              |
| IV                                | 0,22  | 0,30      | 8              |
| V                                 | 0,23  | 0,70      | 12             |

| Zona | Descrizione   | $v_{b,0}$ [m/s] | $a_0$ [m] | $k_s$ [1/s] |
|------|---|-----------------|-----------|-------------|
| 1    | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25              | 1000      | 0,010       |
| 2    | Emilia Romagna  | 25              | 750       | 0,015       |
| 3    | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)   | 27              | 500       | 0,020       |
| 4    | Sicilia e provincia di Reggio Calabria  | 28              | 500       | 0,020       |
| 5    | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)  | 28              | 750       | 0,015       |
| 6    | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)  | 28              | 500       | 0,020       |
| 7    | Liguria   | 28              | 1000      | 0,015       |
| 8    | Provincia di Trieste  | 30              | 1500      | 0,010       |
| 9    | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto   | 31              | 500       | 0,020       |

Per quanto riguarda il coefficiente di forma  $C_p$ , viene assunta la formulazione riportata nella circolare 2 Febbraio 2009 - n. 617, relativa alle tettoie ad un solo spiovente, per le quali viene definito:

$$C_p = \pm 1.2(1 + \sin \alpha) = 1.71$$

Tutto questo considerato, risulta (si assume  $C_d = 0,96$ ):

$$p = q_b C_p C_t C_e C_d = 3645 \text{ N/m}^2 = \mathbf{3,64 \text{ kN/m}^2}$$

### 2.6.3 Carico neve

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

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

dove:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

- $\mu_i$  coefficiente di forma della copertura. Per copertura ad un'unica falda a inclinazione  $\leq 30^\circ$ , il coefficiente è pari a 0,8.
- $q_{sk}$  valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kg/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni.
- $C_e$  coefficiente di esposizione assunto pari a 1.1 in caso di topografia "riparata"
- $C_t$  coefficiente termico. Tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. In genere si pone pari a 1.

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

La provincia di Caltanissetta appartiene alla zona III. Considerato ciò si ottiene:

| $\mu_i$ | $q_{sk}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | $C_e$ | $C_t$ | $q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ] |
|---------|-------------------------------|-------|-------|----------------------------|
| 0,8     | 1,15                          | 1,00  | 1,00  | <b>0,92</b>                |

Ai fini delle verifiche, in via conservativa, si assume un carico da neve pari a **1,00 kN/m<sup>2</sup>**.

#### **2.6.4 Azione sismica**

Il territorio della Regione Sicilia è caratterizzato da medi livelli di rischio sismico. Tenuto conto delle ridotte masse strutturali e non strutturali presenti e tenuto conto che la combinazione di carico sismica (SLU ed SLE) ai sensi delle NTC, non prevede cumulo con azioni da vento e neve (sotto la quota di 1000 m s.l.m.) si considera trascurabile l'effetto delle azioni sismiche.

Nel seguito di questo documento non verranno quindi sviluppate le verifiche relative.

### 3 CARATTERI GEOLOGICI E GEOLITOLOGICI DEL SITO

Dal punto di vista geologico, osservando un areale più ampio rispetto a quello di progetto, questo è costituito da rocce sedimentarie di diversa natura ed età, che vanno dal Tortoniano all'Olocene. Le rocce di sedimentazione marine rilevate non sono, però, più recenti del Pliocene inferiore, mentre i terreni quaternari sono unicamente di origine continentale. I diversi litotipi affioranti variano da terreni pelitici di mare profondo o poco profondo fino a veri e propri depositi evaporitici.

Il vasto areale interessato dal progetto risulta essere costituito dalle seguenti litologie:

- a prevalente **componente argillosa**, afferenti alle argille marnose della "Formazione di Cattolica" e della "Formazione Terravecchia";
- e termini **gessosi litoidi**, "Formazione di Cattolica".

Per i litotipi interessati dalle opere, oltre ad una breve descrizione degli stessi, si riportano i principali parametri geotecnici, ai fini puramente indicativi per una stima di massima.

#### **Formazione di Pasquasia**

La Formazione di Pasquasia è costituita da marne argillose ed argille sabbiose grigio scure con intercalazioni di sabbie fini, contenenti cristalli di gesso. La stessa, nella sua porzione superiore si chiude con un'alternanza di banchi di gesso balatino e gesso selenitico con marne argillose.

In genere i singoli cristalli non presentano impurità, mentre tracce argillose sono evidenti fra i geminati come riempimento d'eventuali spazi lasciati fra un membro e l'altro durante la sedimentazione del gesso. I gessi selenitici sono sempre disposti in strati dello spessore singolo di oltre mezzo metro e si presentano frequentemente in potenti banchi. Oltre ai gessi a grossi cristalli, si trovano frequentemente anche strati di gesso cristallino ad individui medi e piccoli. I gessi balatini devono il loro nome al termine "balata" che significa forma o tavola o stecca: essi rappresentano una roccia ben conosciuta e ampiamente trattata in letteratura.

Dal punto di vista litotecnico si distinguono, pertanto, due differenti unità:

Unità gessosa;

Unità argillo-marnosa.

#### **Argille tortoniane**

Rappresentano i terreni di sedime delle opere di progetto. Si tratta di terreni argillosi grigiastri, talora più marnosi, mascherati in superficie da un cappellaccio di alterazione di colore marrone. Presentano tessitura scagliosa. Affiorano al nucleo di strutture anticlinali e poggiano trasgressivamente sui terreni più antichi. Lo spessore è generalmente superiore a 150 metri.

Per i litotipi interessati dalle opere, come da tabella sotto riportata, si forniscono i principali parametri geotecnici, puramente indicativi per una stima di massima, desunta da bibliografia altresì incrociata con dati provenienti da indagini eseguite su medesime litologie.

Per la caratterizzazione geotecnica puntuale utile al dimensionamento delle opere di fondazione e all'ideale approfondimento dell'ancoraggio dei pannelli, si dovrà predisporre un piano di indagine geognostica e sismica per determinazione dei parametri geotecnici e sismici puntuali.

| <b>DEPOSITI ARGILLOSI</b>   |                     |  |   |   |                      |
|---|---------------------|--|---|---|----------------------|
| LITOTIPO  | PROFONDITÀ P.C. (M) | PESO UNITÀ DI VOLUME (T/M <sup>3</sup> ) | PESO UNITÀ DI VOLUME SATURO (T/M <sup>3</sup> ) | COESIONE NON DRENATA CU (KG/CM <sup>2</sup> ) | ANGOLO D'ATTRITO (°) |
| SUOLO AGRARIO   | 0,0 - 1,0/1,5       | 1,60                                     | 1,85  | 0,10  | 14                   |
| ARGILLE ALTERATE  | 1,0/1,5 - 5,0/6,0   | 1,80                                     | 1,88  | 0,30  | 18                   |
| ARGILLE INTEGRE   | DA 5,0/6,0          | 1,85                                     | 1,90  | 1,00  | 20                   |
| <b>UNITÀ LITOIDI GESSOSE CON INTERCALAZIONI MARNOSO ARGILLOSE</b>   |                     |  |   |   |                      |
| LITOTIPO  | PROFONDITÀ P.C. (M) | PESO UNITÀ DI VOLUME (T/M <sup>3</sup> ) | PESO UNITÀ DI VOLUME SATURO (T/M <sup>3</sup> ) | COESIONE NON DRENATA CU (KG/CM <sup>2</sup> ) | ANGOLO D'ATTRITO (°) |
| GESSI FRATTURATI  | DA 0,0              | 1,90                                     | 2,00  | 1,50  | 28                   |
| IL GESSO E' UNA ROCCIA LAPIDEA TENERA. GENERALMENTE PRESENTA VALORI DELLA RESISTENZA COMPRESIONE SEMPLICE DELL'ORDINE DI 10.000 – 40.000 KPA , PER LA ROCCIA INTEGRA (JAPPELLI E AL.) E DI 3.000 KPA PER QUELLA INTERESSATA DA FRATTURE (DISTURBATA). |                     |  |   |   |                      |

Per ciò che concerne l'assetto tettonico-strutturale possiamo dire che nell'area di interesse è possibile distinguere almeno tre principali fasi tettoniche.

La prima, riconducibile alla messa in posto delle argille mioceniche pre-tortoniane, caratterizzata dal trasporto in falda di enormi masse argillose provenienti da bacini più settentrionali. In seguito alle forti compressioni tettoniche, ed al trasporto, le argille hanno acquistato la caratteristica scagliettatura. Questo evento tettonico, di età Oligo-miocenica, ha avuto carattere regionale ed ha permesso la formazione dei bacini evaporitici.

La seconda fase tettonica, ha provocato sollevamenti, piegamenti e smembramenti, con locali fenomeni di scorrimento interno, formando strutture a pieghe e faglie.

L'ultima fase, che ha portato all'emersione generale dell'area, si è avuta nel Plio-Pleistocene e ha generato sollevamenti e basculamenti dei terreni depositati. Tale stress, con diversi picchi, ha piegato significativamente i Trubi, mentre nei depositi terrigeni sovrastanti (Complesso argilloso-arenaceo del Pliocene medio-superiore) si sono formate strutture monoclinali e sinclinali ad ampio raggio di curvatura.

L'area presenta il tipico carattere collinare. Il terreni interessati dai lavori sono posti a un'altitudine compresa tra 470 e 620 m. s.l.m..

Dal rilevamento eseguito si è osservato l'affioramento di depositi a comportamento differente; rigido per i gessi messiniani e tenero e coesivo relativamente ai depositi marnosi ed argillosi. Tale tipo di litologie conferiscono al paesaggio un aspetto morfologico vario.

Nei versanti argillosi le pendenze risultano comprese tra 8° lungo i versanti con accentuazione delle stesse in prossimità delle aste impluviali, dove le pendenze superano i 15°. Più accentuate risultano i versanti Gessosi presenti, che interrompono l'uniformità del paesaggio con isolate e sporadiche rotture di pendenza, per via del carattere litoide dei depositi messiniani.

Si riscontra ad Este e sud-Est di Cozzo il Gigante un impluvio di primo ordine, ben marcato dalla forma a V, il quale che determina forme di erosione di fondo e conseguenti fenomeni di instabilità, lungo lo stesso per fenomeni di scalzamento. Nel contempo tali incisioni garantiscono il regolare deflusso delle acque.

Come da Carta Geomorfologica, nell'area di progetto, in corrispondenza delle litologie argillose, si sono riconosciuti "*fenomeni gravitativi superficiali*", in corrispondenza delle zone di impluvio, poco marcate. Si tratta per lo più di fenomeni di *soliflusso* e di *colamento superficiale*, e/o la combinazione di più dinamiche. Da un punto di vista meccanico, tali dinamiche possono essere assimilate ad un colamento lento che coinvolge le porzioni più superficiali delle litologie presenti, rese fluide e molto viscosi dal contenuto in acqua e su porzioni di pendio pendii di modesta acclività. I colamenti superficiali, presentano tratti più riconoscibili, con superficie di rottura e corpo di facilmente distinguibili.

Si sono inoltre riconosciute "*aree soggette ad erosione diffusa*", sino a "*forme similari a calanchi*". Tali forme sono legate ad una forte concentrazione dei deflussi, che provocano assieme alla rapida asportazione dei depositi colluviali, l'arretramento del versante ed evolvere a Calanchi. Tali forme si instaurano sui terreni argillosi e morfologicamente presentano valli ripide, molto incise separate da creste. Nelle aree ad erosione diffusa, in particolar modo lungo l'impluvio ben marcato presente ad Est del Cozzo il Gigante, si segnalano fenomeni di instabilità, dovuti ai fenomeni di scaldamento al piede per approfondimento fluviale.

Nelle aree contrassegnate da fenomeni gravitativi superficiali, dovranno essere condotte analisi geognostiche, al fine di individuare le superfici di scivolamento attive o potenziali e stabilire l'idonea profondità dell'infissione degli ancoraggi dei pannelli. Tale prassi, per via della natura argillosa dei terreni e consigliata per tutto il sito.

Qualora esigenze di progetto dovessero prevedere la messa in opera di pannelli, nelle aree contrassegnate da "*fenomeni gravitativi superficiali*" e "*aree soggette ad erosione diffusa*", si dovranno condurre analisi geognostiche e di monitoraggio puntuale, al fine di individuare eventuali superfici di scivolamento e stabilire l'idonea profondità dell'infissione degli ancoraggi dei pannelli.

Tale approccio, per via della natura argillosa dei terreni e della morfologia, è consigliato per tutto il sito e per tutte le tipologie di opere.

Il drenaggio superficiale è buono, favorito dalla presenza di una rete impluviale di tipo sub-dendritico, con deflusso predominante delle acque in direzione Sud. Il regime fluviale è di tipo torrentizio; secchi per quasi tutto l'anno ed in occasione di precipitazioni intense possono generare un discreto deflusso ed originare limitate forme di erosione.

La tipologia dei pannelli mediante pali infissi non comporta modificazione del deflusso naturale delle acque, non prevedendo impermeabilizzazioni dovute alle fondazioni; la dinamica di questa tipologia di impianti è legata allo scorrimento dell'acqua piovana lungo i pannelli e conseguente ricaduta della stessa nel terreno alla base di questi. Allo scopo di favorire una maggiore velocità di deflusso delle acque e limiterà gli effetti deleteri dovuti alla saturazione dei terreni e fenomeni di ruscellamento concentrato, nelle vie del naturale deflusso delle acque e di accumulo delle acque di scolo dei pannelli, la messa in opera di drenaggio superficiale costituiti da canali rivestiti con "stuoia" o "feltro ed immessi altresì negli impluvi presenti.

## **4 ANALISI STRUTTURALE**

### **4.1 Modello strutturale utilizzato**

Le verifiche strutturali preliminari sono state condotte utilizzando un modello di calcolo composto da elementi beam, simulanti il comportamento delle membrature componenti.

Nel dettaglio, per i pali di supporto della struttura si è considerato un incastro per i nodi inferiori. Per gli arcarecci longitudinali si è considerata la continuità da un estremo all'altro della vela. Per i traversi inclinati si sono considerate le estremità incernierate.

Ai fini delle verifiche si sono considerati i profili indicati negli elaborati grafici allegati al progetto.

### **4.2 Approccio di verifica e combinazioni di carico**

Sono state condotte verifiche agli stati limite secondo quanto imposto dalle NTC del 14/01/2018. La sovrapposizione degli effetti dei vari carichi è stata ottenuta per semplice combinazione lineare.

Di seguito vengono riportate le combinazioni di carico utilizzate ai fini delle verifiche:

#### STATI LIMITE ULTIMI

- combinazione CSLU1:  $E_d=1,3 \times G - 1,5 \times W + 0,5 \times 1,5 \times S$
- combinazione CSLU2:  $E_d=1,0 \times G + 1,5 \times W + 0,5 \times 1,5 \times S$
- combinazione CSLU3:  $E_d=1,3 \times G - 0,6 \times 1,5 \times W + 1,5 \times S$
- combinazione CSLU4:  $E_d=1,3 \times G + 0,6 \times 1,5 \times W + 1,5 \times S$
- combinazione CSLU5:  $E_d=1,3 \times G - 1,5 \times W$
- combinazione CSLU6:  $E_d=1,3 \times G + 1,5 \times S$
- combinazione CSLU7:  $E_d=1,0 \times G + 1,5 \times W$

#### STATI LIMITE ESERCIZIO

- combinazione CSLS1:  $E_d=1,0 \times G - 1,0 \times W + 0,5 \times S$
- combinazione CSLS2:  $E_d=1,0 \times G + 1,0 \times W + 0,5 \times S$
- combinazione CSLS3:  $E_d=1,0 \times G - 0,6 \times W + 1,0 \times S$
- combinazione CSLS4:  $E_d=1,0 \times G + 0,6 \times W + 1,0 \times S$
- combinazione CSLS5:  $E_d=1,0 \times G - 1,0 \times W$
- combinazione CSLS6:  $E_d=1,0 \times G + 1,0 \times S$
- combinazione CSLS7:  $E_d=1,0 \times G + 1,0 \times W$

Dove:

- G rappresenta la sommatoria dei carichi strutturali e permanenti;
- W rappresenta il carico dovuto al vento in aspirazione;
- S rappresenta il carico dovuto alla neve.

### **4.3 Verifiche strutturali preliminari**

#### **4.3.1 Verifiche di resistenza e stabilità delle strutture fuori terra**

Nelle figure seguenti si riporta la mappatura delle tensioni massime agenti sulle varie parti principali delle strutture per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

La tensione di riferimento per la verifica delle strutture in oggetto è di seguito riportata:

$$f_d = f_y / \gamma_{m0} = 262 \text{ MPa}$$

Il valore massimo delle tensioni agenti sulle varie membrature rimane sempre la di sotto della tensione di riferimento. La verifica di resistenza delle strutture si ritiene quindi soddisfatta.

Ai fini delle verifiche di stabilità, significative per i ritti verticali e i traversi (per gli arcarecci longitudinali, la presenza dei pannelli ancorati agli stessi tramite i morsetti, contrasta ogni eventuale fenomeno di instabilità del corrente compresso), si riporta di seguito la mappatura degli stress assiali per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

Considerando gli esigui valori di stress assiale presenti su tali elementi, i valori di snellezza effettivi delle membrature in esame (inferiori ai valori massimi di normativa), e la sollecitazione flessionale agente sugli stessi, le verifiche di stabilità dei ritti e dei traversi possono ritenersi soddisfatte.

#### **4.3.2 Verifiche di deformabilità delle strutture fuori terra – Strutture con tracker**

Ai fini delle verifiche di deformabilità, si riporta di seguito la mappatura degli spostamenti massimi delle varie membrature per l'involuppo delle combinazioni agli SLE.

La freccia massima degli arcarecci longitudinali (luce netta massima  $L = 1500 \text{ mm}$ ) è pari a:

$$\delta_{\max} = 5.8 \text{ mm} = L/258 < L/200 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

(si ritiene inoltre implicitamente soddisfatta la verifica della freccia elastica dei carichi variabili:  $\delta_2 < L/250$ )

Lo spostamento massimo delle strutture verticali ( $H$  media fuori terra pari a circa  $850 \text{ mm}$ ) è pari a:

$$\delta = 4.3 \text{ mm} = H_m/200 < H_m/150 \text{ (valore di riferimento conservativo)} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

#### **4.3.3 Verifica di capacità portante della fondazione dei pali – Strutture con tracker**

Si eseguono di seguito le verifiche allo stato limite di collasso per carico limite assiale e trasversale sui pali di fondazione. In accordo alle prescrizioni delle NTC, si utilizza l'approccio 2 di verifica (A1+M1+R3).

Ai fini della verifica di capacità portante verticale dei pali di supporto della struttura, si riportano di seguito i valori massimi delle azioni assiali agenti sui pali per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

Per l'impianto in oggetto, si riportano nella tabella di cui sopra i valori di carico assiale di progetto-verifica del palo (per sollecitazioni di trazione e compressione).

Tali valori, relativi all'approccio di verifica di cui sopra, sono stati ottenuti utilizzando un coefficiente di correlazione pari a 1.7 (assunzione preliminare conservativa).

| L infissione<br>[m] | R <sub>l,calc</sub><br>[kN] | R <sub>b,calc</sub><br>[kN] | R <sub>d,traz</sub><br>[kN] | R <sub>d,compr</sub><br>[kN] |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 1.8                 | 9.60                        | 0.11                        | <b>4.52</b>                 | <b>4.97</b>                  |

Dai risultati delle analisi svolte, i valori massimi di sollecitazione assiale di trazione e compressione agenti sui pali di fondazione risultano inferiori ai valori di progetto-verifica indicati nella tabella sopra riportata, infatti:

$$N_{Ed,traz} = 2.57 \text{ kN} < 4.52 \text{ kN} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

$$N_{Ed,compr} = 3.80 \text{ kN} < 4.97 \text{ kN} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

Per quel che attiene i carichi trasversali agenti sui pali, si riportano di seguito i valori massimi di sollecitazione tagliante per l'involuppo delle combinazioni di carico agli SLU.

Per l'impianto in oggetto, si riportano di seguito il valore del carico trasversale di progetto-verifica del palo:

| L/d  | e/d | H <sub>u</sub> /C <sub>u,d</sub> d <sup>2</sup> | C <sub>u,d</sub> = C <sub>u</sub> /1.3/ξ<br>[kN] | H <sub>d</sub> [kN] |
|------|-----|---|--|---------------------|
| 20.0 | 5.6 | 42  | 7.10   | <b>2.42</b>         |

Tali valori, relativi all'approccio di verifica di cui sopra, sono stati ottenuti utilizzando un coefficiente di correlazione pari a 1.7 (assunzione preliminare conservativa).

Dai risultati delle analisi svolte, il valore massimo di sollecitazione tagliante agente sui pali di fondazione risulta inferiore al valore di progetto-verifica indicato nella tabella sopra riportata, infatti:

$$H_{Ed} = 2.16 \text{ kN} < 2.42 \text{ kN} \quad (\text{Verifica soddisfatta})$$

In fase esecutiva opportune prove di carico in trazione (pull-out) e di carico orizzontale e/o inclinato saranno eseguite su un numero adeguato di pali pilota in modo da ottimizzare le strutture di fondazione.

## 5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le verifiche preliminari riportate nei paragrafi precedenti sono state eseguite considerando le specifiche delle norme tecniche per le costruzioni (NTC) del 17/01/2018 e della relativa circolare esplicativa; le verifiche, integralmente soddisfatte, sono focalizzate agli elementi principali delle strutture di supporto dei pannelli.

In fase esecutiva si procederà all'esecuzione di tutte le verifiche di dettaglio necessarie per gli elementi di collegamento e per ogni altra parte significativa delle strutture