

REGIONE EMILIA-ROMAGNA
PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI CODIGORO

PROGETTO DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO CON PRODUZIONE AGRICOLA E DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE FOTOVOLTAICA, DI POTENZA PARI A 24,9 MW E DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN DA UBICARSI NEL COMUNE DI CODIGORO (FE)

Timbri autorizzativi

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE DI FONDAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

Livello prog.	Codice Pratica Terna	Tipo Elabor.	N.ro Elabor.	Project ID Cliente	Project ID Interno	NOME FILE	DATA	SCALA
PDef	202401788	Relazione	-	COD	COD	COD-DEV.STR-1001	02/04/2026	-

REVISIONI

VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
Dft.00	02/04/2026	Prima Emissione	AC	MP	MP

IL PROPONENTE	PROGETTO DI	TECNICO INCARICATO
		
ELEMENTS CODIGORO SRL Sede in via Beato S. Valfrè n. 14, Torino (TO), 10121 CF e P.iva: 13328390011 Mail: elements.codigoro@legalmail.it	I-PERGOLA SRL SOCIETÀ BENEFIT Sede legale: Via Flero 28, Brescia (BS), 25125 P.Iva: 00747010197 PEC: i-pergolasrl@pec.it	Ing. Marco Paterlini Sede: Via Trento 15/I, Brescia, 25128 Domiciliato presso lo studio Gruppo Associato Paterlini PEC: marco.paterlini@ingpec.eu

Sommario

PREMESSA.....	3
MATERIALI.....	4
1. MODELLAZIONE DEL TERRENO	5
2. CABINA UTENTE.....	6
2.1 CARICHI PERMANENTI	7
2.2 CARICHI VARIABILI.....	8
2.3 AZIONE SOLLECITANTE.....	9
2.4 CAPACITA' PORTANTE TERRENO BREVE TERMINE	9
2.5 VERIFICA BREVE TERMINE	11
2.7 VERIFICA LUNGO TERMINE	12
2.8 CALCOLO ARMATURA.....	12
3 CABINA DI CAMPO	14
3.1 CARICHI PERMANENTI	15
3.2 CARICHI VARIABILI.....	16
3.3 AZIONE SOLLECITANTE.....	16
3.4 CAPACITA' PORTANTE TERRENO	17
3.5 VERIFICA A BREVE TERMINE.....	18
3.6 CAPACIATA'PORTANTE A LUNGO TERMINE	18
3.7 VERIFICA LUNGO TERMINE	19
3.8 CALCOLO ARMATURA.....	19

PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale relativa alle fondazioni delle cabine elettriche previste nell'impianto agrivoltaico da realizzarsi su un terreno situato nel comune di Codigoro (FE), in località Bagaglione (Lat. 44.85170434093483; Long. 12.024102776512509).

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto agrivoltaico dotato di sistema di inseguimento solare monoassiale (tracking), con pannelli fotovoltaici caratterizzati da un'inclinazione massima pari a $\pm 55^\circ$ rispetto al piano orizzontale.

La relazione include una descrizione generale dell'opera, oltre ai criteri di analisi e verifica adottati, in conformità alle prescrizioni del capitolo 6 del Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, "Norme Tecniche per le Costruzioni". In particolare, il documento illustra le modalità operative per l'applicazione della normativa vigente relative al progetto in oggetto.

Nel complesso, il progetto prevede la realizzazione di 14 cabine elettriche prefabbricate, destinate a diverse funzioni impiantistiche, tra cui:

- cabine di campo per l'alloggiamento dei trasformatori (dimensioni 8 x 4 m, altezza 3,5 m);
- cabina utente per la gestione dell'energia prodotta dall'impianto + cabina ENEL (dimensioni 16,7 x 3,8 m, altezza 3,25 m).

MATERIALI

In queste opere di fondazione sono stati utilizzati i seguenti materiali:

Calcestruzzo per platea di fondazione:

- Classe di resistenza C25/30
- classe di esposizione ambientale XC2 (EN 206-1 / UNI 11104)
- classe di consistenza S3
- Dmax aggregato 20mm
- a/c $\leq 0,50$ e cemento ≥ 300 kg/m³

Acciaio per calcestruzzo armato:

Per tutte le strutture, in accordo con le NTC18, si prevede l'utilizzo di barre in acciaio B450C controllato in stabilimento, le cui caratteristiche meccaniche risultano essere:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}=450$ N/mm²
- Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}=540$ N/mm²
- Tensione di progetto $f_{yd}=450/1,15 = 391,30$ N/mm²

Calcestruzzo di sottofondazione (magrone)

- classe di resistenza C12/15
- spessore 10 cm
- Classe di esposizione ambientale XC1 (EN 206-1 / UNI 11104)
- classe di consistenza S4
- Dmax aggregato 25/30 mm

1. MODELLAZIONE DEL TERRENO

Di seguito viene riportata la stratigrafia del terreno:

Prof. Strato (m)	qc Media (kg/cm ²)	fs Media (kg/cm ²)	Peso unità di volume Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0,40	16,5	0,40	1,9	Incoerente	Suolo
1.20-1.60	8,75	0,35	1,8	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
2.80-3.60	2,6	0,13	2,0	Coesivo	Limo argilloso soffice/torba
5.0-5.80	2,385	0,13	2,0	Coesivo	Argilla limosa
8,00-10.0	20,0	0,82	2,0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso

UNITA' GEOTECNICA A da 0.40. a 1.20/1.60 m da p.c. – LIMO ARGILLOSO SABBIOSO

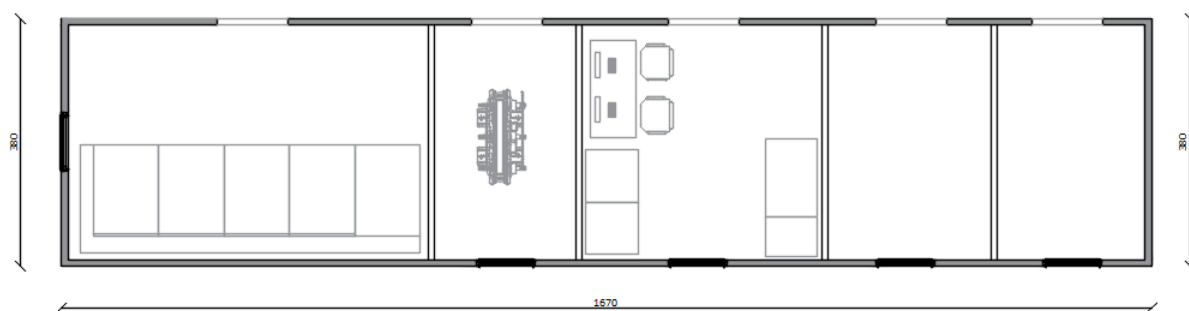
Oltre lo spessore di suolo rimaneggiato dalle lavorazioni agrarie è presente la prima unità geotecnica costituita da depositi a matrice prevalentemente fine limi argillosi debolmente sabbiosi poco consistenti che si sviluppano mediamente sino a 1.40 m da p.c. I depositi in questione sono saturi a partire da -0.50 m da p.c. e possiedono da mediocri caratteristiche geotecniche e valori medi di qc pari a 8.0 kg/cm². A quest'unità possono essere assegnati i seguenti parametri geotecnici medi:

Peso di volume naturale (t/mc)	$\gamma = 1.80$
Peso di volume saturo (t/mc)	$\gamma_{sat} = 1.90$
Coesione (Kg/cm ²)	$C' = 0.04$
Coesione non drenata (Kg/cm ²)	$C_u = 0.4$
Classificazione AGI	Poco consistente /addensato
Modulo Edometrico (kg/cm ²)	$E = 40$

Durante la campagna di indagini geognostiche appositamente eseguita nell'area di studio è stato intercettato il livello statico della falda a quote variabili da -0,30 m da p.c. (nella zona sud-occidentale dell'area) a -2,00 m da p.c. (sita nella zona contro occidentale dell'area). Data la variabilità, si assume la condizione di falda alla quota più sfavorevole, pari a -0,30 m dal piano campagna.

2. CABINA UTENTE

La cabina utente presenta dimensioni di 16,70 m x 3,80 m e un'altezza di 3,25 m¹. La struttura prefabbricata è installata su una vasca di fondazione scatolare prefabbricata, progettata per ospitare un sottofondo impiantistico con un'intercapedine di 60 cm. La vasca è interrata per 40 cm, mentre sporge di 20 cm rispetto al piano campagna. Di seguito si riporta un estratto della pianta e dei prospetti della cabina.



PROSPETTO FRONTALE

PROGETTO
SCALA 1:50

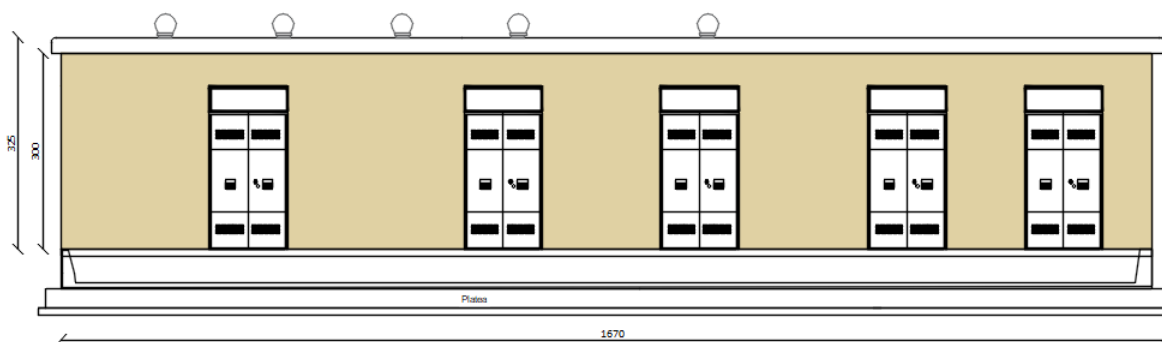
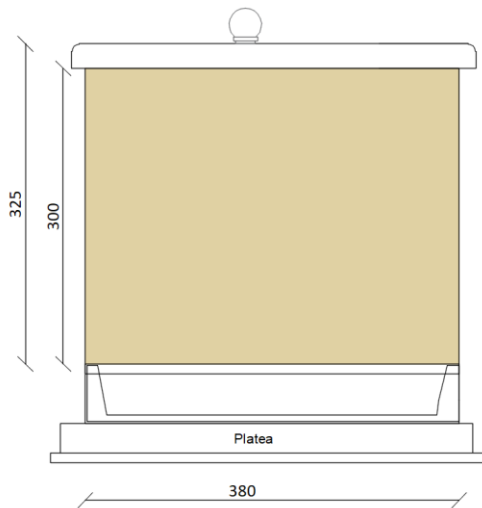


Figure 1- Cabina utente. Pianta e prospetti.

¹ In assenza di un disegno tecnico specifico, non essendo ancora stato effettuato l'ordine, si è fatto riferimento alle dimensioni tecniche di una cabina analoga fornita da uno dei nostri produttori. Pertanto, si considera uno spessore di 10 cm per le pareti e il solaio di calpestio; per il solaio di copertura si considera 25 cm di spessore.



Sulla base delle dimensioni della cabina, per il calcolo della platea si è previsto un incremento di 0,50 m su ciascun lato. Di conseguenza, la platea avrà dimensioni finali pari a 17,7 m x 4,80 m e uno spessore di 0,25 m.

Il piano di posa sarà previsto a quota -0,75 m dal piano campagna, considerato che la vasca della cabina è interrata di 0,40 m, oltre allo spessore della sua soletta pari a 0,10 m e allo spessore della platea di 0,25 m.

Sotto la platea si prevede uno strato di magrone di 0,10 m.

2.1 CARICHI PERMANENTI

Il carico totale della struttura prefabbricata della cabina è:

$$\begin{aligned}
 P_{cabina} &= (L \cdot 2 \cdot s_{pareti} \cdot h_{int.} + B \cdot 2 \cdot s_{pareti} \cdot h_{int.} + L \cdot B \cdot s_{soffitto}) \cdot \gamma_{cls} \\
 &= (16,70 \cdot 2 \cdot 0,10 \cdot 3 + 3,8 \cdot 2 \cdot 0,10 \cdot 3 + 16,70 \cdot 3,8 \cdot 0,25) \cdot 25 \\
 &= 704,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{pavimento,cabina} &= P_{pavimento,vasca} = (L \cdot B \cdot s_{pavimento}) \cdot \gamma_{cls} \\
 &= 16,70 \cdot 3,8 \cdot 0,1 \cdot 25 = 158,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{vasca} &= (L \cdot 2 \cdot s_{pareti} \cdot h_{int.} + B \cdot 2 \cdot s_{pareti} \cdot h_{int.}) \cdot \gamma_{cls} \\
 &= (16,70 \cdot 2 \cdot 0,10 \cdot 0,6 + 3,8 \cdot 2 \cdot 0,10 \cdot 0,6) \cdot 25 = 61,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Il peso della platea è calcolato nel modo seguente:

$$P_{platea} = (L_{fond.} \cdot B_{fond.} \cdot s_{fond.}) \cdot \gamma_{cls} = (17,70 \cdot 4,80 \cdot 0,25) \cdot 25 = 531 \text{ kN}$$

Il carico G1 (carico permanente strutturale) in fondazione è pari a:

$$G1_{totale} = 704,12 + 158,65 \cdot 2 + 61,5 = 1613,92 \text{ kN}$$

All'interno della cabina saranno presenti il trasformatore, la cella di media, il quadro di bassa tensione e altra apparecchiatura². All'incirca si considerano i seguenti pesi:

Table 1-Carichi permanenti non strutturali

	Peso
Trasformatore	5000 kg
Cella di media tensione	1020 kg
Quadra di bassa tensione	800 kg
Totale	6820 Kg= 66,90 kN

2.2 CARICHI VARIABILI

Il carico dovuto alla presenza di eventuale neve sulla copertura è stato calcolato mediante la seguente formula, estratta dalle NTC2018 (3.4.1):

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$$

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, pari a 1,00 kN/mq essendo Codigoro (FE) considerata appartenente alla zona II - con altitudine $a_s=3$ m s.l.m.
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura. Dato che la copertura è assimilabile a piana, $\mu_i=0,8$.
- C_e è il coefficiente di esposizione, che tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso particolare, si tratta di un'area pianeggiante non ostruita ed esposta su tutti i lati. $C_e=0,9$.

² Valore del carico definito dal fornitore.

- C_t è il coefficiente termico, che tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa. In assenza di uno studio specifico è pari a 1.

Dato che il carico della neve risulta $72 \text{ kg/mq} < 489 \text{ Kg/mq}$ (= carico neve DG 2061) si adotta il valore carico neve minimo prescritto da ENEL nel DG 10061 e 5 al cap. 4.2. corrispondente a $q_s = 489 \frac{\text{kg}}{\text{mq}} = 4,79 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$.

Considerando che l'area della cabina è pari a $63,46 \text{ mq}$, il carico neve in kN è pari a $304,42 \text{ kN}$.

2.3 AZIONE SOLLECITANTE

Il carico esterno ed il carico sul terreno indotto dal peso della costruzione e dai carichi variabili previsti sulla copertura e sulla soletta di calpestio interna, oltre al peso della fondazione medesima, risultano dalla seguente analisi considerata per lo Stato Limite (geotecnica GEO) di Resistenza del Terreno ai sensi del punto 2.6.1 delle NTC con i coefficienti parziali colonna A1 nell'approccio progettuale 2 (A1+M1+R3) del 2.6.1. e del 6.4.2.1.

Il carico sollecitante che arriva in fondazione è pari a:

$$q_{ed} = \gamma_{g1} \cdot G1 + \gamma_{g2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q = 1,3 \cdot 1613,92 + 1,5 \cdot 66,90 + 1,5 \cdot 304,42 \\ = 2655,57 \text{ kN}$$

L'area di impronta della fondazione è pari a $84,96 \text{ mq}$, di conseguenza il carico sollecitante in fondazione è pari a:

$$q_{ed} = \frac{q_{ed,calcolato}}{A_{impronta}} = \frac{2655,577}{84,96} = 31,25 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$$

2.4 CAPACITA' PORTANTE TERRENO BREVE TERMINE

Il carico unitario limite (il massimo carico che il terreno può sopportare prima di andare in rottura), in condizioni non drenate, è pari a:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 + q = 39,22 \cdot 5,14 \cdot 1,05 \cdot 1,06 + 9,83 = 235,64 \text{ kN/mq}$$

Dove:

- $s_c^0 = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \frac{4,8}{17,7} = 1,05$ è un coefficiente di forma perché sto considerando la fondazione come nastriforme.
- i_c^0 coefficiente di inclinazione del carico; il valore è 1 perché il carico è verticale.
- $d_c^0 = 1 + \frac{0,4D}{B}$ se $D < B$; $d_c^0 = 1 + \frac{0,4tg^{-1}D}{B}$ se $D > B$ coefficiente di profondità; in questo caso $D^3=0,75$ m e $B=4,8$ m, di conseguenza $d_c^0 = 1 + \frac{0,4 \cdot 0,75}{4,8} = 1,06$.
- b_c^0 coefficiente per l'inclinazione della base; in questo caso non c'è ed è uguale a 1.
- g_c^0 coefficiente di inclinazione del piano campagna; in questo caso non c'è ed è uguale a 1.
- $q = \gamma D$ è il sovraccarico laterale del terreno accanto allo scavo; la fondazione attraversa più strati, quindi $q = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 19 \cdot 0,3 + 9,19 \cdot 0,45 = 9,83 \frac{kN}{mq}$ Dato che ho la falda, per il secondo strato si valuta il $\gamma'_{2,somm.} = \gamma_{sat.} - \gamma_w = 19 - 9,81 = 9,19 \frac{kN}{mc}$ mentre per il primo strato si considera il peso di volume naturale.
- $N_c = 2 + \pi = 5,14$ coefficiente di capacità portante
- C_u coesione non drenata; non essendo presente nella geologica il valore della coesione per il primo strato, si considera $C_u = 39,22 \frac{kN}{mq}$ del secondo strato.

Considerando un coefficiente parziale (R3), $\gamma_R = 2,3$ della Tab. 6.4.I, relativo all'approccio 2 (A1+M1+R3), si ottiene una capacità portante limite ammissibile del terreno pari a:

$$q_{amm.} = \frac{qlim}{\gamma_R} = \frac{235,64}{2,3} = 102,45 \frac{kN}{mq}$$

³ D è la profondità di posa della fondazione.

2.5 VERIFICA BREVE TERMINE

Essendo la pressione applicata (31 kN/mq) molto inferiore alla capacità che il terreno può sopportare (102 kN/mq), la verifica a capacità portante è pienamente soddisfatta.

2.6 CAPACITA' PORTANTE TERRENO LUNGO TERMINE

La capacità portante a lungo termine è stata calcolata come riportato di seguito. Si precisa che per il secondo strato sono stati considerati il peso specifico sommerso $\gamma'_{2,somm.}$ (calcolato al punto 2.4) e la coesione efficace c' , in conformità alla stratigrafia. I coefficienti N_c , N_q e N_γ sono i coefficienti di capacità portante, determinati secondo la teoria di Vesic (1975), e per un angolo di attrito di 20° assumono i valori rispettivamente di 14,83; 6,40; 5,39. Il sovraccarico laterale del terreno è calcolato al punto 2.4.

$$\begin{aligned}
 qlim &= \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{2,somm.} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 9,19 \cdot 4,8 \cdot 5,39 \cdot 1,05 + 3,92 \cdot 14,83 \cdot 1,11 \cdot 1,058 + 9,83 \cdot 6,40 \cdot 1,05 \\
 &\quad \cdot 1,04 = 263,49 \text{ kN/mq}
 \end{aligned}$$

Dove:

- $s_c = 1 + 0,2 \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \frac{1+\sin 20}{1-\sin 20} \cdot \frac{4,8}{17,7} = 1,11$ è un coefficiente di forma perché sto considerando la fondazione come nastriforme.
- $s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \frac{1+\sin 20}{1-\sin 20} \cdot \frac{4,8}{17,7} = 1,05$ è un coefficiente di forma perché sto considerando la fondazione come nastriforme.
- $d_q = 1 + 2tg\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \cdot \frac{D}{B} = 1,04$ se $D < B$ coefficiente di profondità
- $d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot tg\varphi} = 1,058$ coefficiente di profondità
- B larghezza della fondazione

⁴ Non essendo fornito dalla stratigrafia, l'angolo di attrito del secondo strato è stato assunto, a titolo precauzionale, pari a 20° , considerando che si tratta di un limo.

Considerando un coefficiente parziale (R3), $\gamma_R = 2,3$ della Tab. 6.4.I, relativo all'approccio 2 (A1+M1+R3), si ottiene una capacità portante limite ammissibile del terreno pari a:

$$q_{amm.} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{263,49}{2,3} = 114,56 \frac{kN}{mq}$$

2.7 VERIFICA LUNGO TERMINE

Essendo la pressione applicata (31 kN/mq) molto inferiore alla capacità che il terreno può sopportare (114,56 kN/mq), la verifica a capacità portante è pienamente soddisfatta.

2.8 CALCOLO ARMATURA

In conformità con le prescrizioni normative, l'armatura minima da prevedere per la platea è pari allo $p=0,20\%$ dell'area della sezione trasversale per ciascuna delle direzioni principali.

$$A_{min,armatura} = B \cdot s \cdot p_{min.} = 480 \cdot 25 \cdot 0,002 = 24 \text{ cmq}$$

Si prevede l'installazione di una doppia rete elettrosaldata $\Phi 10$ mm (disposta sia all'estradosso che all'intradosso) con passo 20x20 in entrambe le direzioni. Considerando il passo di 20 cm su una larghezza di 480 cm, si hanno 24 barre per ciascuno strato.

Area totale: Moltiplicando l'area della singola barra per il numero totale di barre sui due strati (24 + 24 = 48 barre), si ottiene

$$A_{\Phi 10} = 0,79 \text{ cmq}$$

$$A_{48\Phi 10} = 48 \cdot 0,79 = 37,92 \text{ cmq}$$

La soluzione proposta soddisfa ampiamente il requisito di armatura minima:

$$24 \text{ cmq} = A_{min,armatura} < A_{tot,armatura} = 37,92 \text{ cmq}$$

In considerazione dell'ambiente di esposizione della fondazione e della presenza di falda a quota ridotta, si prescrive un **copriferro netto pari a 5 cm**, garantendo così la protezione delle barre contro la corrosione e la durabilità dell'opera nel tempo.

3 CABINA DI CAMPO

La cabina di campo presenta dimensioni di 8 m x 4 m e un'altezza di 3,5 m. La struttura è costituita da uno scheletro d'acciaio con montanti pannelli sandwich termoisolanti. Al di sotto è presente una vasca autoportante in acciaio ripassata con guaina bituminosa per permettere di essere inserita sottoterra con la presenza di passacavi.

La vasca è interrata per 35 cm, mentre sporge di 30 cm rispetto al piano campagna. Di seguito si riporta un estratto della pianta e dei prospetti della cabina.

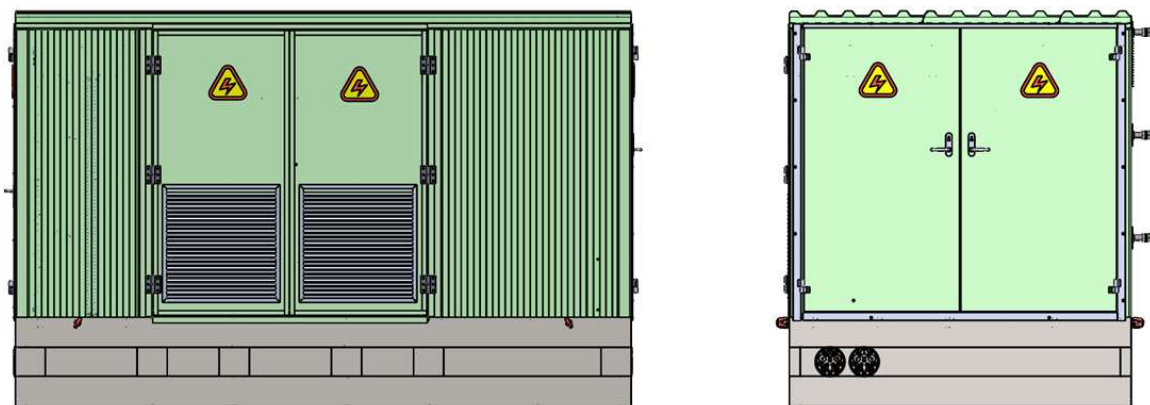


Figure 2- Cabina di campo. Prospetto.

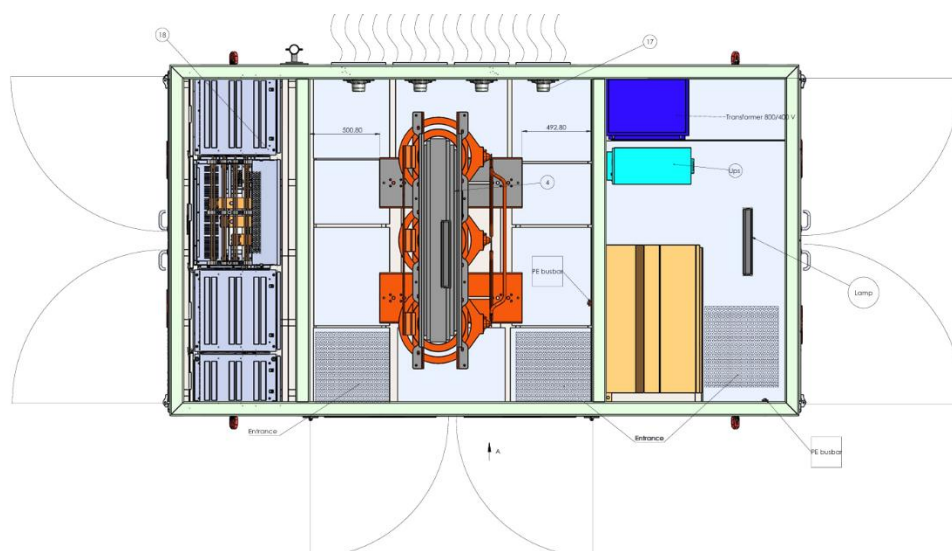


Figure 3- Cabina di campo. Pianta.

Sulla base delle dimensioni della cabina, per il calcolo della platea si è previsto un incremento di 0,50 m su ciascun lato. Di conseguenza, la platea avrà dimensioni finali pari a 5 m x 9 m e uno spessore di 0,25 m.

Il piano di posa sarà previsto a quota -0,60 m dal piano campagna, considerato che la vasca della cabina è interrata di 0,35 m, oltre allo spessore della platea di 0,25 m.

Sotto la platea si prevede uno strato di magrone di 10 cm.

3.1 CARICHI PERMANENTI

Il carico totale della struttura portante della cabina (compresa vasca) è:

$$P_{cabina} = 2500 \text{ kg} = 24,52 \text{ kN} \quad \text{valore dato dal fornitore}$$

Il peso della platea è calcolato nel modo seguente:

$$P_{platea} = (L_{fond.} \cdot B_{fond.} \cdot S_{fond.}) \cdot \gamma_{cls} = (5 \cdot 9 \cdot 0,25) \cdot 25 = 281,25 \text{ kN}$$

Il carico G1 (carico permanente strutturale) in fondazione è pari a:

$$G1_{totale} = 24,52 + 281,25 = 305,77 \text{ kN}$$

All'interno della cabina saranno presenti il trasformatore, la cella di media, il quadro di bassa tensione e altra apparecchiatura. All'incirca si considerano i seguenti pesi:

Table 2-Carichi permanenti non strutturali

	Peso
Trasformatore	5000 kg
Cella di media tensione	1020 kg
Quadra di bassa tensione	800 kg
Totale	6820 kg= 66,90 kN

3.2 CARICHI VARIABILI

Il carico dovuto alla presenza di eventuale neve sulla copertura è stato calcolato mediante la seguente formula, estratta dalle NTC2018 (3.4.1):

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,72 \frac{kN}{mq}$$

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, pari a 1,00 kN/mq essendo Codigoro (CFE) considerata appartenente alla zona II - con altitudine $a_s=3$ m s.l.m.
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura. Dato che la copertura è assimilabile a piana, $\mu_i=0,8$.
- C_e è il coefficiente di esposizione, che tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso particolare, si tratta di un'area pianeggiante non ostruita ed esposta su tutti i lati. $C_e=0,9$.
- C_t è il coefficiente termico, che tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa. In assenza di uno studio specifico è pari a 1.

Dato che il carico della neve risulta $72 \text{ kg/mq} < 489 \text{ Kg/mq}$ (= carico neve DG 2061) si adotta il valore carico neve minimo prescritto da ENEL nel DG 10061 e 5 al cap. 4.2. corrispondente a $q_s = 489 \frac{kg}{mq} = 4,79 \frac{kN}{mq}$.

Considerando che l'area della cabina è pari a 32 mq, il carico neve in kN è pari a 153,50 kN.

3.3 AZIONE SOLLECITANTE

Il carico esterno ed il carico sul terreno indotto dal peso della costruzione e dai carichi variabili previsti sulla copertura e sulla soletta di calpestio interna, oltre al peso della fondazione medesima, risultano dalla seguente analisi considerata per lo Stato Limite (geotecnica GEO) di Resistenza del Terreno ai sensi del punto 2.6.1 delle NTC con i coefficienti parziali colonna A1 nell'approccio progettuale 2 (A1+M1+R3) del 2.6.1. e del 6.4.2.1.

Il carico sollecitante che arriva in fondazione è pari a:

$$q_{ed} = \gamma_{g1} \cdot G1 + \gamma_{g2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q = 1,3 \cdot 305,77 + 1,5 \cdot 66,90 + 1,5 \cdot 153,50 \\ = 728,12 \text{ kN}$$

L'area di impronta della fondazione è pari a 45 mq, di conseguenza il carico sollecitante in fondazione è pari a:

$$q_{ed} = \frac{q_{ed,calcolato}}{A_{impronta}} = \frac{728,12}{45} = 16,18 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$$

3.4 CAPACITA' PORTANTE TERRENO

Il carico unitario limite (il massimo carico che il terreno può sopportare prima di andare in rottura), in condizioni non drenate, è pari a:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 + q = 39,22 \cdot 5,14 \cdot 1,11 \cdot 1,048 + 8,45 = 243,19 \text{ kN/mq}$$

Dove:

- $s_c^0 = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \frac{5}{9} = 1,11$ è un coefficiente di forma perché sto considerando la fondazione come nastriforme.
- i_c^0 coefficiente di inclinazione del carico; il valore è 1 perché il carico è verticale.
- $d_c^0 = 1 + \frac{0,4D}{B}$ se $D < B$; $d_c^0 = 1 + \frac{0,4 \text{tg}^{-1} D}{B}$ se $D > B$ coefficiente di profondità; in questo caso $D=0,6$ m e $B=5$ m, di conseguenza $d_c^0 = 1 + \frac{0,4 \cdot 0,6}{5} = 1,048$.
- b_c^0 coefficiente per l'inclinazione della base; in questo caso non c'è ed è uguale a 1.
- g_c^0 coefficiente di inclinazione del piano campagna; in questo caso non c'è ed è uguale a 1.
- $q = \gamma D$ è il sovraccarico laterale del terreno accanto allo scavo; la fondazione attraversa più strati, quindi $q = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 19 \cdot 0,3 + 9,19 \cdot 0,3 = 8,45 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$. Dato che ho la falda, per il secondo strato (0,2 m + 0,1 m del primo strato sotto la falda) si valuta il $\gamma'_{2,somm.} = \gamma_{sat.} - \gamma_w =$

$19 - 9,81 = 9,19 \frac{kN}{mc}$ mentre per il primo strato (0,3 m sopra falda) si considera il peso di volume naturale.

- $N_c = 2 + \pi = 5,14$ coefficiente di capacità portante
- C_u coesione non drenata; non essendo presente nella geologica il valore della coesione per il primo strato, si considera $C_u = 39,22 kN/mq$ del secondo strato.

Considerando un coefficiente parziale (R3), $\gamma_R = 2,3$ della Tab. 6.4.I, relativo all'approccio 2 (A1+M1+R3), si ottiene una capacità portante limite ammissibile del terreno pari a:

$$q_{amm.} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{243,19}{2,3} = 105,73 \frac{kN}{mq}$$

3.5 VERIFICA A BREVE TERMINE

Essendo la pressione applicata (16,18 kN/mq) molto inferiore alla capacità che il terreno può sopportare (105,73 kN/mq), la verifica a capacità portante a breve termine è pienamente soddisfatta.

3.6 CAPACITÀ PORTANTE A LUNGO TERMINE

La capacità portante a lungo termine è stata calcolata come riportato di seguito. Si precisa che per il secondo strato sono stati considerati il peso specifico sommerso $\gamma'_{2,somm.}$ (calcolato al punto 3.4) e la coesione efficace c' , in conformità alla stratigrafia. I coefficienti N_c , N_q e N_γ sono i coefficienti di capacità portante, determinati secondo la teoria di Vesic (1975), e per un angolo di attrito di 20° ⁵ assumono i valori rispettivamente di 14,83; 6,40; 5,39. Il sovraccarico laterale del terreno è calcolato al punto 3.4.

⁵ Non essendo fornito dalla stratigrafia, l'**angolo di attrito** del secondo strato è stato assunto, a titolo precauzionale, pari a 20° , considerando che si tratta di un limo.

$$\begin{aligned}
 qlim &= \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{2, \text{somm.}} \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 9,19 \cdot 5 \cdot 5,39 \cdot 1,12 + 3,92 \cdot 14,83 \cdot 1,22 \cdot 1,04 + 8,45 \cdot 6,40 \cdot 1,12 \cdot 1,03 \\
 &= 274,90 \text{ kN/mq}
 \end{aligned}$$

Dove:

- $s_c = 1 + 0,2 \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \frac{1+\sin 20}{1-\sin 20} \cdot \frac{5}{8} = 1,22$ è un coefficiente di forma perché sto considerando la fondazione come nastriforme.
- $s_{\gamma} = s_{\gamma} = 1 + 0,1 \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \frac{1+\sin 20}{1-\sin 20} \cdot \frac{5}{8} = 1,12$ è un coefficiente di forma perché sto considerando la fondazione come nastriforme.
- $d_q = 1 + 2tg\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \cdot \frac{D}{B} = 1,03$ se $D < B$ coefficiente di profondità
- $d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot tg\varphi} = 1,04$ coefficiente di profondità
- B larghezza della fondazione

Considerando un coefficiente parziale (R3), $\gamma_R = 2,3$ della Tab. 6.4.I, relativo all'approccio 2 (A1+M1+R3), si ottiene una capacità portante limite ammissibile del terreno pari a:

$$q_{amm.} = \frac{qlim}{\gamma_R} = \frac{274,90}{2,3} = 119,52 \frac{kN}{mq}$$

3.7 VERIFICA LUNGO TERMINE

Essendo la pressione applicata (16,18 kN/mq) molto inferiore alla capacità che il terreno può sopportare (119,52 kN/mq), la verifica a capacità portante è pienamente soddisfatta.

3.8 CALCOLO ARMATURA

In conformità con le prescrizioni normative, l'armatura minima da prevedere per la platea è pari allo $p=0,20\%$ dell'area della sezione trasversale per ciascuna delle direzioni principali.

$$A_{min,armatura} = B \cdot s \cdot p_{min.} = 500 \cdot 25 \cdot 0,002 = 25 \text{ cmq}$$

Si prevede l'installazione di una doppia rete elettrosaldata $\Phi 10$ mm (disposta sia all'estradosso che all'intradosso) con passo 20x20 in entrambe le direzioni. Considerando il passo di 20 cm su una larghezza di 500 cm, si posizionano 25 barre per ogni strato (2 strati)

Area totale: Moltiplicando l'area della singola barra per il numero totale di barre sui due strati ($25 + 25 = 50$ barre), si ottiene:

$$A_{\Phi 10} = 0,79 \text{ cmq}$$

$$A_{50\Phi 10} = 50 \cdot 0,79 = 39,5 \text{ cmq}$$

La soluzione proposta soddisfa ampiamente il requisito di armatura minima:

$$25 \text{ cmq} = A_{min,armatura} < A_{tot,armatura} = 39,5 \text{ cmq}$$

In considerazione dell'ambiente di esposizione della fondazione e della presenza di falda a quota ridotta, si prescrive un **copriferro netto pari a 5 cm**, garantendo così la protezione delle barre contro la corrosione e la durabilità dell'opera nel tempo.

Brescia, aprile 2026

Il progettista
Ing. Marco Paterlini

