COMUNE DI SPINAZZOLA

PROVINCIA DI BARLETTA-ANDRIA-TRANI

Progetto per la realizzazione di un impianto agrivoltaico della potenza di 100 MW da immettere in rete, con potenza di picco lato DC di 120,8 MW, da ubicarsi nel Comune di Spinazzola in Località "San Vincenzo - Lo Murro" delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili.

PROGETTO DEFINITIVO

Calcoli preliminari delle strutture

COD. ID.				
Livello prog.	Tipo documentazione	N. elaborato	Data	Scala
PD	Definitiva	4.2.11.1	03 / 2024	-

Nome file	

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
00	MARZO 2024	PRIMA EMISSIONE	MAGNOTTA	MAGNOTTA	MAGNOTTA

COMMITTENTE:

FRV ITALIA S.R.L.

Via Rubicone, 11 00198
Roma (RM) Italia
fotowatio@hyperpec.it

PROGETTAZIONE:

MAXIMA INGEGNERIA S.R.L.

Direttore tecnico: Ing. Massimo Magnotta
via Marco Partipilo n.48 - 70124 BARI
pec: gpsd@pec.it
P.IVA: 06948690729

Documento firmato da:
Magnotta Massimo
22.03.2024 12:05:11
UTC

CONSULENTI:

Dott. Geol. Rocco Porsia
Via Tacito, 31, 75100 Matera (MT) Italia
Tel./fax. 0835 258004 - 347 7151670
e-mail: r.porsia@laboratorioterre.it

Dott. Antonio Mesisca
Via A. Moro, B/5, 82021 Apice (BN), Italia
Tel. 327 1616306
e-mail: mesisca.antonio@virgilio.it

Dott. Matteo Sorrenti
Via G. Bovio, 110, 76014 Spinazzola (BT), Italia
Tel. 328 0322256
e-mail: matteo.sorrenti@epap.conafpec.it - sorrenti.matteo@gmail.com

Ing. Sabrina Scaramuzzi
Viale Luigi De Laurentis, 6 int.20, 70124 Bari (BA) Italia
Tel./fax. 080 2082652 - 328 5589821
e-mail: progettoacustica@gmail.com - sabrina.scaramuzzi@ingpec.eu

INDICE

1. INFORMAZIONI INTRODUTTIVE 2
   1.1. PREMESSA 2
   1.2. RIFERIMENTI TECNICI 2
   1.3. METODO DI VERIFICA DELLA SICUREZZA 2
      1.3.1. Sicurezza strutturale 2
      1.3.2. Sicurezza geotecnica 3
2. DESCRIZIONE E LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA 3
3. CONTESTO GEOLOGICO E MODELLAZIONE GEOTECNICA 7
   3.1. CARATTERISTICHE GENERALI 7
   3.2. CAMPAGNA DI INDAGINE 7
   3.3. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO 8
4. VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTA PANNELLO 8
   4.1. VERIFICA A RIBALTAMENTO DEL COMPLESSO STRUTTURA / PANNELLI 8
   4.2. ULTERIORI ASPETTI STRUTTURALI RELATIVI ALLE OPERE PREFABBRICATE 12
5. VERIFICHE GEOTECNICHE CABINE DI CAMPO 12
   5.1. GENERALITÀ 12
   5.2. ANALISI DEI CARICHI 12
   5.3. MODELLO DI CALCOLO 13
      5.3.1. Metodi agli elementi finiti (F.E.M.) 13
      5.3.2. Condizioni al contorno 14
      5.3.3. Soluzione 14
      5.3.4. Informazioni sul codice di calcolo 14
   5.4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE 15
   5.5. ULTERIORI ASPETTI STRUTTURALI RELATIVI ALLE OPERE PREFABBRICATE 20

1. INFORMAZIONI INTRODUTTIVE

1.1. PREMESSA

Il presente documento riporta gli aspetti relativi al calcolo preliminare delle strutture dell'impianto agrivoltaico di potenza nominale complessiva pari a 120,8 MWp, sito nel territorio di Spinazzola (BT), precisamente in località "San Vincenzo-Lo Murro" e delle relative opere di connessione alla sottostazione utente, sita nel medesimo territorio comunale.

1.2. RIFERIMENTI TECNICI

Nel presente progetto strutturale viene fatto esplicito riferimento alla seguente documentazione tecnica e/o normativa:

- Verifiche strutturali e geotecniche:
  - D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" (nel seguito D.M. 17/01/2018);
  - Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21/01/2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.
- Stratigrafia, parametri geotecnici e geofisici del terreno di fondazione:
  - "Relazione geologica", a firma del dott. geol. Rocco Porsia.

1.3. METODO DI VERIFICA DELLA SICUREZZA

La sicurezza sarà valutata col metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza (Rif.: D.M. 17/01/2018, punto 2.3). Tale metodo consiste nello svolgimento dei seguenti passaggi.

1.3.1. Sicurezza strutturale

- Si valutano i parametri descrittivi delle prestazioni attese, della tipologia strutturale e della macrozonazione e microzonazione dell'opera necessari alla definizione dei carichi di progetto da applicare alla stessa;
- Si valutano le resistenze caratteristiche X_k dei materiali strutturali caratterizzati da $prob(X < X_k) = 0.05$ e le relative resistenze di calcolo X_d ottenute riducendo le prime con opportuni coefficienti di sicurezza $X_d = \frac{\eta X_k}{\gamma_M}$.
- Si valutano le azioni caratteristiche F_k, caratterizzate da $prob(F > F_k) = 0.05$, in funzione di macrozonazione, microzonazione e tipologia strutturale, per ciascun caso di carico significativo.
- Amplificando le azioni caratteristiche con opportuni coefficienti di sicurezza $\gamma_F \geq 1$ e $\psi_F \leq 1$, si determinano le azioni di calcolo per ciascuna combinazione di carico strutturale significativa:

$$F_d = \gamma_F \psi_F F_k$$

- Utilizzando un modello strutturale (di dimensioni a_d e materiali X_d) validato dai metodi della Scienza delle Costruzioni, si determinano gli effetti $E_d = E(F_d, a_d)$ delle azioni di calcolo F_d scegliendo opportunamente metodi di analisi e modellazione strutturale correlati alle tipologie di azione e struttura.

Le dimensioni a_d e i materiali X_d della struttura sono accettabili se, per ciascuno stato limite strutturale significativo *R*, le relative azioni di calcolo F_d provochino effetti E_d inferiori alle resistenze di calcolo $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ $(\gamma_R \geq 1)$:

$$E_d = E(\gamma_F \psi_F F_k, a_d) \leq R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\left(\eta \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right).$$

Nella precedente relazione si considerano le combinazioni di carico strutturali relative all'approccio 2 che prevede l'uso dei seguenti coefficienti parziali:

stati limite SLE: $\gamma_F = 1.00$

stati limite SLU tipo STR: γ_F = A1 ; γ_m = M1 ; γ_R = R1

stati limite SLU tipo EQU (equilibrio): γ_F = EQU ; γ_m = M2 ; γ_R = R1

stati limite SLU tipo FAT: $\gamma_F = 1.00$ per i carichi permanenti ; $\gamma_m = 1.00$

1.3.2. Sicurezza geotecnica

- Si descrivono i risultati delle indagini in sito e in laboratorio sul terreno di fondazione eseguiti in numero e profondità commisurate, rispettivamente, alla variabilità del terreno e all'estensione dell'opera; si valuta inoltre la stabilità dei versanti anche in funzione della morfologia del suolo e al regime delle acque;

- Dall'elaborato di "Relazione geologica" e dalla modellazione geotecnica si attingono i valori delle resistenze caratteristiche X_k dei terreni di fondazione, caratterizzate da $prob(X < X_k) = 0.05$ e le relative resistenze di calcolo X_d ottenute riducendo le prime con opportuni coefficienti riduttori $\eta \leq 1$ (letteratura tecnica) e di sicurezza $\gamma_M \geq 1$:

$$X_d = \frac{\eta X_k}{\gamma_M}$$

- Si determinano le azioni di calcolo $F_d = \gamma_F \psi_F F_k$ per ciascuna combinazione di carico geotecnica significativa;

- Utilizzando un modello geotecnico (di dimensioni a_d e materiali X_d) validato dai metodi della Geotecnica, si determinano gli effetti $E_d = E(F_d, a_d)$ delle azioni di calcolo F_d scegliendo opportunamente metodi di analisi e modellazione strutturale correlati alle tipologie di azione e di terreno.
  Le dimensioni a_d e i materiali X_d della struttura sono accettabili se, per ciascuno stato limite geotecnico significativo *R*, le relative azioni di calcolo F_d provochino effetti E_d inferiori alle resistenze di calcolo $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ $(\gamma_R \geq 1)$:

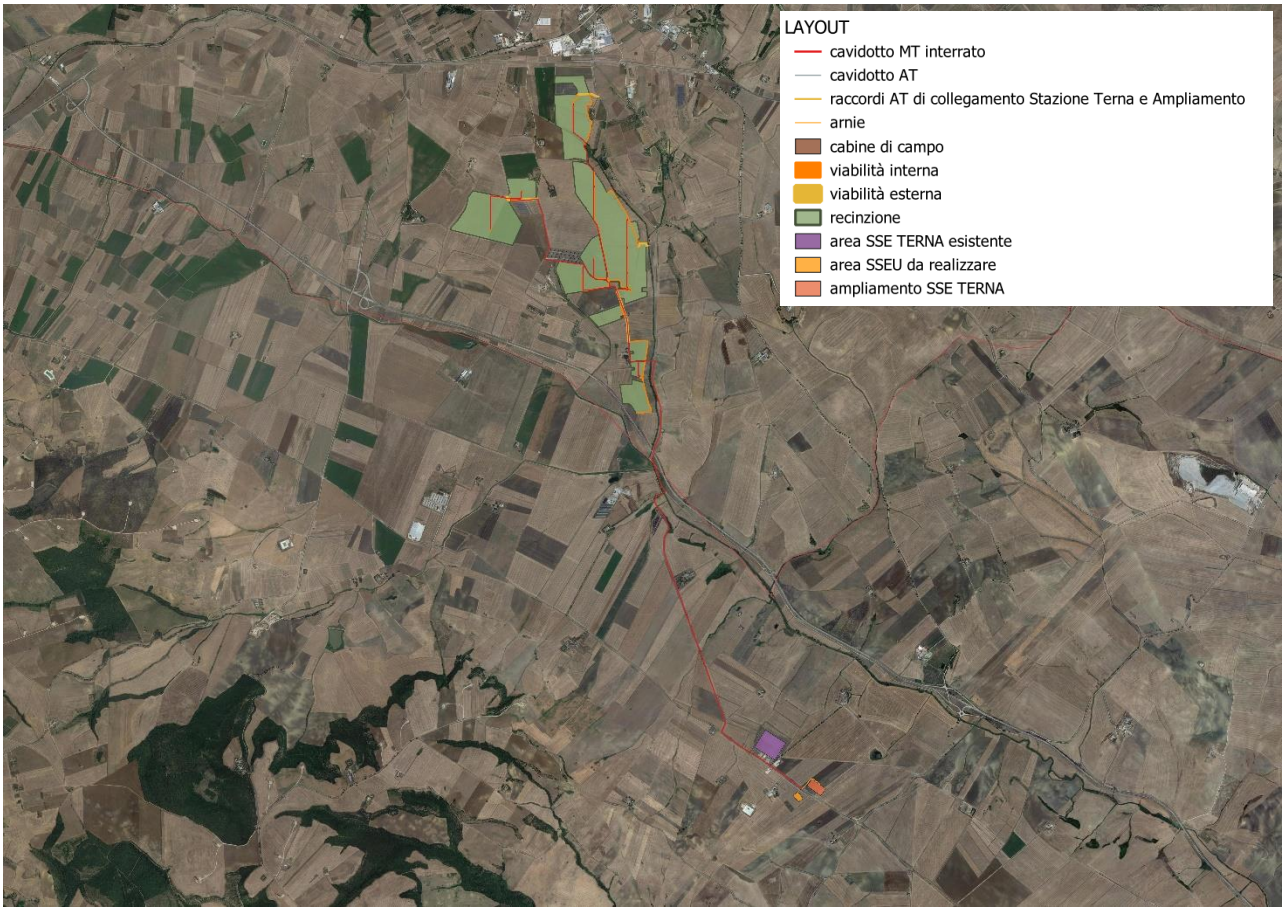
$$E_d = E(\gamma_F \psi_F F_k, a_d) \leq R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\left(\eta \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d\right).$$

2. DESCRIZIONE E LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'impianto fotovoltaico in progetto avrà una potenza di 120.8 MWp e sarà realizzato su un'area ubicata nel Comune di Spinazzola (BT).

L'area oggetto di intervento occupa una superficie complessiva di ca 168.5 ha ed è ubicata a sud del centro abitato del Comune di Spinazzola, in provincia BAT.

Di seguito è riportato un inquadramento a scala ampia dell'area.



Inquadramento dall'area su ortofoto

Di seguito si riportano le coordinate baricentriche (UTM 84-33N) dell'area di progetto.

COORDINATE UTM 33 WGS84			
Lotto	**Area**	**Longitudine**	**Latitudine**
Nord 1	Agricola	592173,16	4533621,14
Nord 2	Agricola	592206,95	4533201,81
Ovest 1	Agricola	591605,10	4532593,20
Ovest 2	Agricola	591246,49	4532241,48
Centrale	Agricola	592565,47	4531916,84
Sud	Agricola	592903,59	4530459,22

L'impianto agrivoltaico è situato nella zona agricola del Comune di Spinazzola, in provincia BAT, a sud dell'abitato del comune.
L'area è ben servita dalla viabilità esistente (strade provinciali, comunali e poderali), è adiacente alla SP197 e pertanto la lunghezza delle strade di nuova realizzazione è ridotta. Nella fattispecie, il sito si trova:

- Ad Est della SS 655;
- A Ovest della SP 197.

L'area di progetto si trova tra 360 e 430 m s.l.m. ed è situata ad una distanza di circa 2 km da Spinazzola, nell'Alta Murgia.

Al fine di ottimizzare la produzione di energia elettrica, l'impianto agrivoltaico sarà realizzato mediante strutture di inseguimento tracker monoassiale ad una distanza di 6 m. Il sistema di inseguimento consente una maggiore resa in termini di producibilità energetica e riduce eventuali fenomeni di ombreggiamento che potenzialmente potrebbero danneggiare la produzione energetica.
Tutti i moduli hanno una potenza pari a 635 Wp. I trackers sono tra loro distinti, per un totale della potenza installata di 120,8 MWp e sono suddivisi in n.6 sottocampi come di seguito:

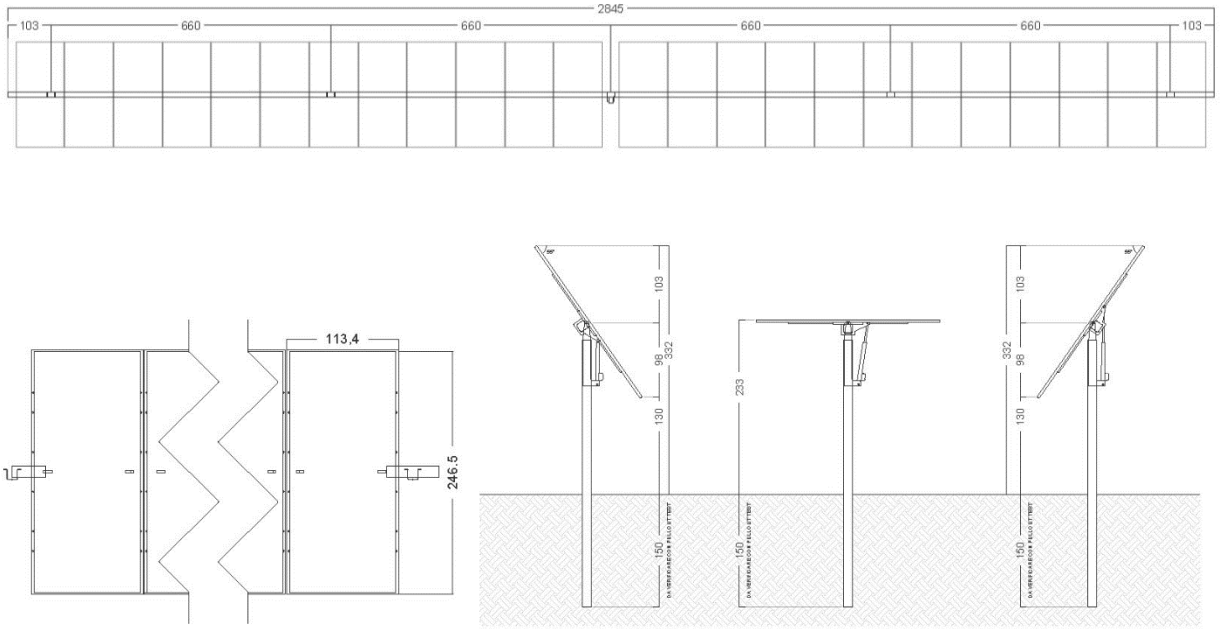
Sottocampo	N. Moduli Fotovoltaici	N. Stringhe 24 moduli	Inverter 18 Stringhe	Inverter 20 Stringhe	Inverter 22 Stringhe	Inverter 23 Stringhe	Inverter 24 Stringhe
Lotto Ovest 1	25.200	1.050	1	0	0	0	43
Lotto Ovest 2	17.184	716	0	1	0	0	29
Lotto Nord 1	16.992	708	2	0	0	0	28
Lotto Nord 2	12.480	520	1	0	1	0	20
Lotto Centrale	102.048	4.252	3	0	1	0	174
Lotto Sud	16.392	683	2	0	0	1	26
	190.296	**7.929**					

Nella zona occidentale dell'impianto, troviamo i sottocampi 1 e 2, dotati rispettivamente di due cabine di trasformazione da 7260 kVA e una da 9900 kVA. La sezione settentrionale, suddivisa in due sottocampi, ospita una cabina da 9900 kVA nel primo e una da 7260 kVA nel secondo. Il sottocampo centrale ospita sei cabine di trasformazione da 9900 kVA, mentre nel sottocampo meridionale è presente una cabina da 9900 kVA.

Il processo di conversione di potenza da DC a AC è realizzato tramite 333 inverter diffusi di stringa del modello HUAWEI SUN2000-330KTL-H1. Ciascun inverter è collegato a 18-20-22-23-24 stringhe, corrispondenti a 432-480-528-552-576 pannelli fotovoltaici (ogni stringa composta da 24 pannelli). La potenza prodotta dagli inverter è poi indirizzata alle cabine di trasformazione della tensione, che elevano la tensione da 800 V a 30 kV.

Gli inseguitori monoassiali di progetto sono strutture in carpenteria metallica, configurati per supportare 24 moduli FV (1 stringa elettrica) e farli ruotare su un asse. L'ingombro del tracker utilizzato nei 6 sottocampi, in pianta, è di m 28 x 2,465. L'asse di rotazione è ubicato a m 2,33 di altezza e l'inclinazione massima rispetto all'orizzontale è di 55°, pertanto l'altezza massima del bordo dei moduli sarà di m 3,32, esclusivamente nelle prime ore del mattino e nelle ultime della sera, mentre durante l'arco della giornata l'altezza massima del bordo dei moduli sarà inferiore.

Di seguito si riportano alcune viste laterali ed in pianta delle strutture mobili di sostegno dei moduli che saranno impiegate.



Disegni tipici strutture di sostegno

.

3. CONTESTO GEOLOGICO E MODELLAZIONE GEOTECNICA

3.1. CARATTERISTICHE GENERALI

Il territorio comunale di Spinazzola (BAT) all'interno del quale saranno realizzate le opere in oggetto ricade per intero nel Foglio n. 188 GRAVINA IN PUGLIA della Carta Geologica d'Italia in scala 1: 100.000, di cui in allegato si riporta uno stralcio in scala 1: 5.000.

La porzione di territorio che sarà interessata dall'installazione dei pannelli fotovoltaici, posta ad una distanza variabile tra 1.50 e 6.00 km circa a sud del centro abitato di Spinazzola, si estende su un'area molto ampia caratterizzata da rilievi collinari molto dolci, pianeggianti nelle porzioni sommitali e digradanti con pendenze più accentuate nelle zone sommitali, dove affiorano depositi conglomeratico-sabbiosi, che tendono a diminuire man mano che si scende verso le quote più basse dove in affioramento si rinvengono depositi limoso-argillosi.

La conformazione topografica delle aree individuate, le basse pendenze dei versanti su cui saranno realizzate tutte le opere in progetto e la costituzione litologica di tali aree consentono di asserire, come già ricordato in precedenza, che l'equilibrio geomorfologico dei versanti collinari su cui saranno realizzati gli interventi in programma è quasi esclusivamente legato ad interventi antropici e, solo occasionalmente, ad eventi atmosferici di natura straordinaria, pertanto, sono facilmente prevedibili e controllabili e tali da non destare preoccupazioni.

Mancano, infatti, condizioni predisponesti al dissesto così come non si rilevano elementi di instabilità in atto o potenziali.

3.2. CAMPAGNA DI INDAGINE

Le informazioni sui caratteri litologico-stratigrafici del sottosuolo e le principali caratteristiche geologiche, geotecniche ed idrogeologiche dei siti interessati dal progetto sono state estrapolate dalla vasta bibliografia relativa ai terreni affioranti in tali aree, mentre i caratteri morfologici sono stati raccolti nel corso di alcune ricognizioni di superficie effettuate nelle zone interessate e nelle zone limitrofe e confrontando i dati acquisiti con quelli desunti dalla bibliografia e dalla cartografia ufficiale esistente.

Le indagini sismiche con metodologia M.A.S.W. e quelle effettuate con il metodo della sismica a rifrazione in onda P eseguite nell'area in cui sarà realizzato il parco fotovoltaico al fine di verificare le caratteristiche sismiche del sedime dove saranno realizzati i suddetti lavori hanno consentito, altresì, di ricostruire, seppure in maniera indiretta, gli spessori e le caratteristiche litostratigrafiche dei terreni presenti nel sottosuolo di tali aree.

Le indagini sismiche effettuate e lo studio geologico generale dell'area in cui saranno realizzati i lavori in oggetto sono state utilizzate per effettuare la ricostruzione del modello geotecnico del volume di terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione delle opere in progetto e che a loro volta influenzeranno il comportamento delle opere stesse.

Il comportamento meccanico dei terreni affioranti nelle aree di sedime dipende da diversi fattori tra cui lo stato di addensamento, la granulometria e lo stato di integrità chimico-fisica degli stessi.

Per qualsiasi calcolazione geotecnica che riguardi i terreni di fondazione, si consiglia di adottare i seguenti parametri geotecnici che, pur non essendo stati calcolati direttamente, sono stati dedotti dalla bibliografia esistente.
Le velocità misurate nei tre punti investigati (due nella zona del parco agrivoltaico ed uno nella zona della sottostazione) hanno consentito di definire che il sottosuolo in esame in tutti i casi può essere annoverato tra le categorie di suolo di fondazione di tipo B.
Data l'orografia del territorio nell'intorno del sito oggetto di intervento si può definire la categoria topografica T1.

3.3. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

Unità sabbioso-ghiaiosa superficiale:
- Peso di volume naturale $\gamma = 2.00$ t/m^3
- Peso di volume saturo $\gamma = 2.15$ t/m^3
- Angolo di attrito interno $\Phi' = 35° - 38°$
- Coesione $c' = 0.02 - 0.05$ kg/cm^2

Unità sabbioso-limosa:
- Peso di volume naturale $\gamma = 1.95$ t/m^3
- Peso di volume saturo $\gamma = 2.10$ t/m^3
- Angolo di attrito interno $\Phi' = 30° - 34°$
- Coesione $c' = 0.05 - 0.07$ kg/cm^2

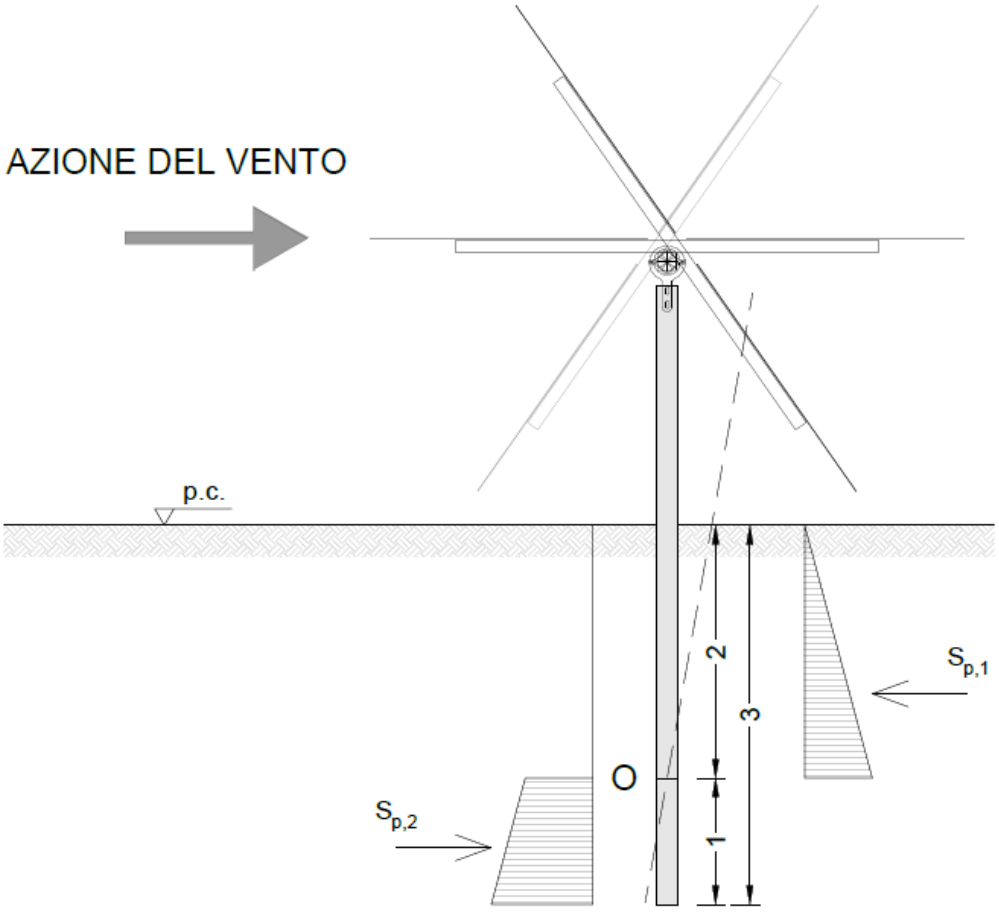
Unità argilloso-limosa:
- Peso di volume naturale $\gamma = 2.00$ t/m^3
- Peso di volume saturo $\gamma = 2.05$ t/m^3
- Angolo di attrito interno $\Phi' = 18° - 22°$
- Coesione $c' = 0.10 - 0.20$ kg/cm^2

4. VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTA PANNELLO

4.1. VERIFICA A RIBALTAMENTO DEL COMPLESSO STRUTTURA / PANNELLI

Di seguito si riportano le modalità di conduzione e le risultanze della verifica a ribaltamento del complesso pannello / struttura porta pannelli.
La verifica è condotta sul blocco di lunghezza di 28,45 metri, unica tipologia di struttura utilizzata per la costruzione del layout.
In via preliminare, la verifica di che trattasi è stata svolta in maniera speditiva in quanto la fase di progettazione strutturale preliminare ha il solo scopo di verificare la fattibilità tecnica delle opere in progetto dal punto di vista strutturale.

Considerando che le palancole sono infisse nel terreno per almeno 1,50 metri dal p.c. (da verificare a valle del pull-out test), si considera come punto di potenziale rotazione il punto "O" definito nella seguente figura e posto a 1/3 della lunghezza di infissione a partire dalla base.



Le azioni orizzontali ribaltanti che agiscono sulle strutture sono l'azione del vento e l'azione sismica. Considerando che l'azione del vento risulta preponderante rispetto all'azione sismica, dato le esigue masse in gioco, e considerando la scarsissima probabilità in cui entrambe le azioni si verifichino contemporaneamente e con la loro massima intensità possibile, si assume per la verifica a ribaltamento la sola l'azione del vento.

Il calcolo delle azione del vento è stato condotto come in appresso esplicitato.

Zona vento = 3

Velocità base della zona, Vb.o = 27 m/s (Tab. 3.3.I)

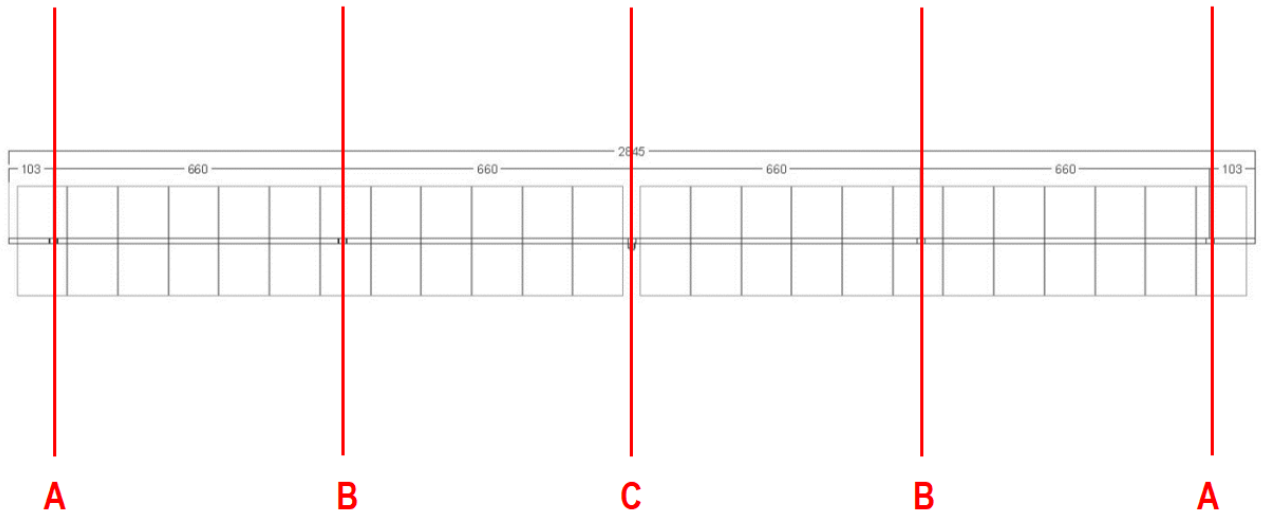
Altitudine base della zona, Ao = 500 m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, As = 420 m

Velocità di riferimento, Vb = 27,00 m/s (Vb = Vb.o per As ≤ Ao)

Periodo di ritorno, Tr = 20 anni
Cr = 0,75 (1 - 0,2 ln(-ln(1-1/Tr)))$^{1/2}$ = 0.947
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, Vr = Vb Cr = 25,57 m/s
Classe di rugosità del terreno: C
[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]
Esposizione: Cat. II - Zona costiera entro 10 km dal mare
(Kr = 0,19; Zo = 0,05 m; Zmin = 4 m)
Pressione cinetica di riferimento, qb = 40 daN/mq
Grado di bloccaggio (Φ) = 0,2
Coefficiente di forma, Cp = 2,13
Coefficiente dinamico, Cd = 1,00
Coefficiente di esposizione, Ce = 1,86
Coefficiente di esposizione topografica, Ct = 1,00
Altezza dell'edificio, h = 4,51 m
Pressione del vento, p = qb Ce Cp Cd = 158 daN/mq

Considerando la nomenclatura delle palancole come da immagine seguente, di seguito si riportano le calcolazioni esplicative della verifica a ribaltamento.



Pressione del vento	1.56	kN/mq
Azione complessiva del vento sul blocco tracker (pressione del vento applicata all'area dei pannelli investita dal vento, al netto delle apertura tra pannelli)	84	kN
Azione del vento sulle palancole A $F_{,A}$	11	kN
Azione del vento sulle palancole B $F_{,B}$	19	kN
Azione del vento sulle palancole C $F_{,C}$	39	kN
Altezza asse rotazione tracker	2.33	m
Momento ribaltante sulle palancole A $M_{rib,A}$	27	kN*m
Momento ribaltante sulle palancole B $M_{rib,B}$	45	kN*m
Momento ribaltante sulle palancole C $M_{rib,C}$	90	kN*m

Peso per unità di volume γ	20	kN/mc
Angolo di attrito interno φ'	30	°
Coefficiente di spinta passiva k_p (1+senφ / 1-senφ)	3.00	
Profondità di infissione dal p.c.	3	m
Profondità dal p.c. del punto di rotazione	2.0	m
Spinta passiva $S_{p,1}$	126	kN/m
Spinta passiva $S_{p,2}$	158	kN/m
Larghezza palancole	0.25	m
Spinta passiva Sp,1 sulle palancole $S_{p,1,p}$	32	kN
Spinta passiva Sp,2 sulle palancole $S_{p,2,p}$	39	kN
Momento stabilizzante sulle palancole $M_{stab,p}$	119	kN*m

Verifica a ribaltamento palancole A $M_{rib,A}$ / $M_{stab,p}$	0.22	<1
Verifica a ribaltamento palancole B $M_{rib,B}$ / $M_{stab,p}$	0.38	<1
Verifica a ribaltamento palancole C $M_{rib,C}$ / $M_{stab,p}$	0.76	<1

4.2. ULTERIORI ASPETTI STRUTTURALI RELATIVI ALLE OPERE PREFABBRICATE

Con riferimento ai manufatti prefabbricati in acciaio costituenti la struttura dei tracker, gli stessi saranno forniti da produttore che abbia depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore del Lavori Pubblici la documentazione inerente il possesso dei requisiti richiesti dal p.to 11.8.4 delle Norme Tecniche di cui al D.M. 17/01/2018 in relazione al processo produttivo ed al controllo di produzione in stabilimento. I manufatti saranno accompagnati da attestato di qualificazione per la produzione di componenti prefabbricati in serie dichiarata.
Per tutto quanto suddetto, quindi, i calcoli strutturali saranno forniti dal produttore dei manufatti prefabbricati e saranno depositati, assieme alla progettazione strutturale esecutiva, presso la competente struttura tecnica provinciale prima dell'inizio dei lavori.

5. VERIFICHE GEOTECNICHE CABINE DI CAMPO

5.1. GENERALITÀ

Di seguito si riportano le verifiche geotecniche relative alle cabine di campo. Il progetto, infatti, prevede l'installazione di n. 11 cabine elettriche di trasformazione costituite da container di involucro contenente apparecchiature elettromeccaniche quali inverter, trasformatore, quadri, contatori, servizi ausiliari, UPS, cavetteria, staffaggi e tutto quant'altro necessario per rendere l'opera correttamente funzionante.
Le cabine hanno le seguenti dimensioni:

- n. 12 cabine di dimensioni in pianta pari a 8.75 x 2.40 m e altezza pari a 3.23 m;

Tali cabine saranno posate in opera su piastra di fondazione in c.a.

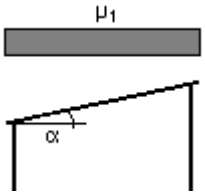
Per più dettagliate informazioni sulle opere in progetto si faccia utile riferimento agli elaborati grafici allegati.

Date le differenti dimensioni delle cabine di campo e considerato che la fase di progettazione strutturale preliminare ha il solo scopo di verificare la fattibilità tecnica delle opere in progetto dal punto di vista strutturale, per semplicità di trattazione la verifica è stata condotta solo sulla cabina di maggiori dimensioni (lunghezza di 8,75 m e larghezza di 2,40 m) ritenuta più significativo allo scopo.

5.2. ANALISI DEI CARICHI

I carichi permanenti strutturali da utilizzare per le verifiche geotecniche hanno un'incidenza per unità di superficie pari a 40 kN/m^2.
Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali, considerando la tipologia di apparecchiature che saranno allocate all'interno delle cabine, si considera una incidenza pari a 60 kN/m^2.
Di seguito si riporta il calcolo del carico neve.
Zona Neve = II
Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = qsk Ce = 102 daN/mq
Copertura ad una falda:
Angolo di inclinazione della falda α = 0,0°
μ1 = 0,80 => Q1 = 81 daN/m^2
Schema di carico:



5.3. MODELLO DI CALCOLO

5.3.1. Metodi agli elementi finiti (F.E.M.)

L'analisi strutturale viene effettuata con il Metodo degli Elementi Finiti (F.E.M.) in ambiente PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.
Tale metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. Ciascuno degli elementi finiti utilizzati per costruire il modello della struttura è un corpo solido caratterizzato da un materiale deifinito dai sopra riportati parametri:

coefficiente di Poisson	v [-]
modulo di Young tangenziale	G [daN/cm^2]
coefficiente di dilatazione termica	α [°K^{-1}]
peso specifico	γ [daN/cm^3]
modulo di Young longitudinale	E [daN/cm^2]

e da **m** nodi ciascuno dei quali ha **g** ≤ 6 gradi di libertà:

m = n° nodi

g ≤ 6 = n° g.d.l. per nodo (3 traslazioni u_1, u_2, u_3 e 3 rotazioni ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3, ovvero 3 forze f_1, f_2, f_3 e 3 momenti m_1, m_2, m_3)

n = m * g = n° g.d.l. dell'elemento finito.

ed è definito dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale.
Per ogni elemento finito esiste una matrice **n * n** di rigidezza $[K]_e$ che consente di definire il legame costitutivo dell'elemento finito tra il vettore delle forze $\{f\}_e$ e il vettore degli spostamenti $\{u\}_e$

$$[K]_e\{u\}_e = \{f\}_e \quad \textbf{(I)}$$

$$\{f\}_e = (\ldots, f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3, \ldots)$$

$$\{u\}_e = (\ldots, u_1, u_2, u_3, \phi_1, \phi_2, \phi_3, \ldots)$$

5.3.2. Condizioni al contorno

Ogni elemento finito è sede di un sistema di spostamenti-deformazioni-tensioni indotto da tutte le azioni esterne (carichi), le azioni interne (trasmesse dagli altri elementi finiti) e le condizioni di vincolo.
Le 6 componenti di forza f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z, nei nodi comuni a più elementi sono pari alla somma delle componenti relative a tali elementi (equilibrio).
Le 6 componenti di spostamento nodale u_x, u_y, u_z,ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z, nei nodi comuni a più elementi sono identiche (congruenza).

5.3.3. Soluzione

Dopo aver operato per ciascun elemento finito una trasformazione di spostamenti nodali, forze nodali e matrice di rigidezza, dalle coordinate locali (1,2,3) alle coordinate globali (x,y,z):

$$\{u\}_e \rightarrow \{u\}_e^* = \{\dots u_x, u_y, u_z, \phi_x, \phi_y, \phi_z, \}$$
$$\{f\}_e \rightarrow \{f\}_e^* = \{\dots f_x, f_y, f_x, m_x, m_y, m_z, \dots\}$$
$$[K]_e \rightarrow [K]_e^*,$$

le relazioni **(I)** diventano:

$$[K]_e^* \{u\}_e^* = \{f\}_e^*$$

e possono essere assemblate in un'unica equazione matriciale del tipo:

$$[K]\{u\} = \{f\} \Rightarrow \{u\} = [K]^{-1}\{f\} \textbf{ (II)}$$

che definisce il legame costitutivo della struttura forze nodali $\{f\}$ – spostamenti nodali $\{u\}$ nel riferimento globale (x,y,z).
Secondo il Metodo degli Spostamenti, le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi del vettore $\{u\}$ nel sistema di riferimento globale. La soluzione del problema si ottiene risolvendo il sistema di equazioni algebriche lineari **(II)** i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura $\{f\}$ opportunamente concentrati ai nodi:

1) determinazione degli spostamenti nodali $\{u\}$ della struttura risolvendo la relazione **(II)**, ovvero degli spostamenti u_x, u_y, u_z, ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z di ogni nodo;
2) per trasformazione di coordinate, si risale alle componenti di spostamento locale (u_1, u_2, u_3, ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3) dei nodi e quindi al vettore $\{u\}_e$ di ciascun elemento finito;
3) dagli spostamenti $\{u\}_e$, utilizzando il legame costitutivo dell'elemento finito **(I)** si risale alle forze nodali $\{f\}_e$, da cui è possibile dedurre sollecitazioni, deformazioni e tensioni dell'elemento, riferite alla terna locale (1, 2, 3) dell'elemento stesso.

5.3.4. Informazioni sul codice di calcolo

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo:

produttore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l., Ferrara
nome:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
versione:	PROFESSIONAL
codice utente:	001757/cli
nome utente:	Massimo Magnotta

codice licenza: dsi3641
numero seriale: H622163X84664H4

Affidabilità dei codici utilizzati:

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati:

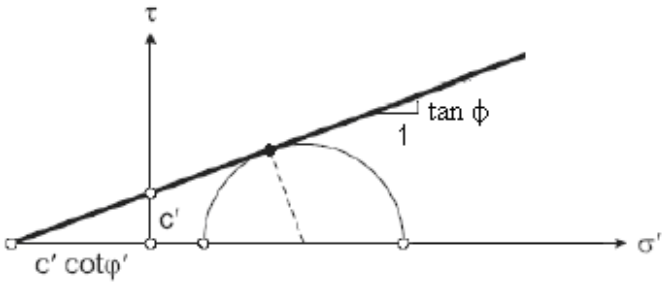
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l' elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

5.4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Per la modellazione agli elementi finiti, si è adottato per il terreno il modello alla Winkler.

Le verifiche di ciascuno stato limite ultimo (SLU) geotecnico consistono nel controllare che la sollecitazione di calcolo E_d sia inferiore alla sollecitazione resistente R_d in corrispondenza della quale si forma una superficie di rottura nei cui punti le tensioni tangenziali τ e perpendicolari efficaci σ' sono legate dalla relazione (Criterio di Mohr Coulomb):

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi$$



Criterio di rottura di Mohr-Coulomb

Per ogni tipo di SLU geotecnico, la teoria di calcolo adottata per determinare la sollecitazione resistente, fa un'ipotesi più o meno verosimile sulla forma della superficie di rottura in questione. Per il teorema cinematico dell'analisi limite, la differenza esistente tra la superficie di rottura ipotizzata e quella effettiva introduce un errore a vantaggio di sicurezza.

Inoltre, per ciascuno SLU geotecnico, la verifica deve essere eseguita in entrambe le condizioni:

- non drenate (a breve termine dall'applicazione del carico):

$$c = c_u \qquad \varphi = 0 \qquad \gamma = \gamma$$

- drenate (a lungo termine dall'applicazione del carico):

$$c = c' \qquad \varphi = \varphi' \qquad \gamma = \gamma'$$

Per la stima dei cedimenti, occorre definire la profondità *H* dello strato deformabile al di sotto del quale si può considerare il terreno infinitamente rigido. Tale profondità è tale che al di sotto di essa si possano trascurare gli incrementi di tensione efficace $\Delta\sigma'$, perché inferiori ad una certa aliquota (ad esempio il 15%) della tensione geostatica $\sigma_0 = \gamma \cdot z$.

La verifica a carico limite verticale è soddisfatta se:

$$N_d \leq N \frac{1}{\gamma_{R\,lim\,lim}}$$

dove:

q_{lim}	carico limite unitario;
B e L	dimensioni della fondazione;
γ_R	coefficiente di sicurezza R2.

Il calcolo del carico limite avviene modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q1_{q_q q_q q_q c_c c_c c_c} \qquad \frac{1}{2}{}_{2\gamma_\gamma \gamma_\gamma \gamma_\gamma \gamma_{lim}}$$

dove:

D	profondità del piano di posa;
γ_0	peso di volume del terreno a profondità $< D$;
c	coesione;
γ	peso di volume del terreno a profondità $> D$;
Nq, Nc, Nγ	fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno;
s_q, s_c, s_γ	fattori di forma;
d_q, d_c, d_γ	fattori di approfondimento;
i_q, i_c, i_γ	fattori di inclinazione carico;
b_q, b_c, b_γ	fattori di inclinazione piano di posa;
g_q, g_c, g_γ	fattori di inclinazione piano campagna.

Nel caso di carico eccentrico, secondo il Meyerhof, si riducono le dimensioni della superficie di contatto tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \qquad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \qquad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni. Nel caso in esame si è adottata la formulazione di Vesic (1975) di seguito riportata:

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\phi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\phi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\phi)$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$

$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\phi) \cdot \left(1 - sen(\phi)\right)^2 \cdot \Theta$ $d_\gamma = 1.0$ $d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$

$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)}\right]^m$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)}\right]^{m+1}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$s_q = 1.0$ $s_\gamma = 1.0$ $s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$

$d_q = 1.0$ $d_\gamma = 1.0$ $d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$

$i_q = 1.0$ $i_\gamma = 1.0$ $i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$

nel caso in cui $\varphi = 0$ => $N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2+\pi$

nelle precedenti relazioni:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione).

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa, si effettua anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti, la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale oltre alle due componenti ora citate può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione, questa però fino ad un massimo del 30%. In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- Sp spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione;
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva;
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione.

Va da se che tale tipo di verifica deve essere effettuata per entrambe le direzioni.

Di seguito si riportano le modalità di conduzione e le risultanze delle verifiche. Date le caratteristiche prevalentemente non coesive dei litotipi di fondazione, la verifica è condotta in condizioni drenate (lungo termine).

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:
- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :
- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Effetti inerziali (Paolucci-Pecker):
- Coeff. sismico orizzontale Kh = 0,000
- Angolo d'attrito alla quota di fond.= 20,0
- Fattore correttivo Zc = 1,000
- Fattore correttivo Zq = 1,000

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE e SLD nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:
APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan(fi) (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan(fi) (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1

- Coeff. M1 per Cu sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante: 2,30
- Coeff. R3 scorrimento: 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:
- Fattore per l'adesione (6 < Ca < 10): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione (5 < Delta < 10): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1
Numero strati: 1

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0,0 a -2000,0 cm	2000,0 cm	001 / Depositi di natura sabbioso-ghiaiosa

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Depositi di natura sabbioso-ghiaiosa**
Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Dens.Rel.	Poisson
daN/cmc	Gradi°	daN/cmq	daN/cmq	%	%
1,765 E-3	26,000	0,000	506,600	60,0	0,350

I tabulati che seguono riportano, per le combinazioni di carico agli SLU, i valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali e la relativa verifica. La simbologia adoperata è la seguente:

- Qlim q: valore del termine relativo al sovraccarico nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim g: valore del termine relativo alla larghezza della base di fondazione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim c: valore del termine relativo alla coesione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qres T: valore della capacità portante relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Tale valore risulta non nullo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim: valore della capacità portante totale quale somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres T;
- Qmax / Qlim: rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale e il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- Cmb: numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- TBlim: valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;

- T.B / TBlim: rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- TLlim: valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- T.L / TLlim: rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);

Elemento: Platea n. 1

Cmb.	Qmax	Qlim	Qmax/Qlim	TB	TBlim	TB/TBlim	TL	TLlim	TL/TLlim	Stato
n.	daN/cm^2	daN/cm^2		daN	daN		daN	daN		
1	1.0770	1.2898	0.835	0.0	19336.4	0.000	0.0	19362.3	0.000	Ok

Risultati più gravosi:
Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1203 daN/cm^2
Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.6872 + 0.3845 + 0.2181 + 0.0000
Qmax / Qlim = 1.0770 / 1.2898 = 0,835 Ok (Cmb 01 SLU)
TB / TBlim = 0.0 / 19362.3 = 0,000 Ok (Cmb 01 SLU)
TL / TLlim = 0.0 / 19336.4 = 0,000 Ok (Cmb 01 SLU)

La verifica di capacità portante risulta verificata.

5.5. ULTERIORI ASPETTI STRUTTURALI RELATIVI ALLE OPERE PREFABBRICATE

Con riferimento ai manufatti prefabbricati in c.a. o in acciaio costituenti le cabine elettriche, gli stessi saranno forniti da produttore che abbia depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore del Lavori Pubblici la documentazione inerente il possesso dei requisiti richiesti dal p.to 11.8.4 delle Norme Tecniche di cui al D.M. 17/01/2018 in relazione al processo produttivo ed al controllo di produzione in stabilimento. I manufatti saranno accompagnati da attestato di qualificazione per la produzione di componenti prefabbricati in serie dichiarata.
Per tutto quanto suddetto, quindi, i calcoli strutturali saranno forniti dal produttore dei manufatti prefabbricati e saranno depositati, assieme alla progettazione strutturale esecutiva, presso la competente struttura tecnica provinciale prima dell'inizio dei lavori.