

OGGETTO

PARCO EOLICO MAGLIANO IN TOSCANA



PROGETTO

REALIZZAZIONE DI IMPIANTO EOLICO IN AREE TOTALMENTE IDONEE (D.Lgs. n°199/2021 e Allegato 1b del PIT Regione Toscana) COMPOSTO DA 13 AEROGENERATORI CON POTENZA COMPLESSIVA DI 72.8 MW

VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE

CONSULENZA



SINTECNICA ENGINEERING S.R.L.
Piazza IV Novembre, 4
Milano - 20124
P.I. 10246080963

Progettisti:

ING. LUCA TRIPPANERA



Gruppo di Lavoro:

ANDREA COLUCCI
GIULIO GORINI
MATTEO FARULLI
SAMUELE GIRAFFA

PROPONENTE



GRUPPO VISCONTI MAGLIANO S.R.L.
Via Giuseppe Ripamonti, 44
Milano - 20141
P.I. 13357760969

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Numero attività
395.GVI.23

Codice Documento
R.CV.395.GVI.23.103.01

Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato
00	15.05.2024	Emissione	L.T.	D.M.	L.T.
01	24.05.2024	Aggiornamento	L.T.	D.M.	L.T.
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

Località
**COMUNI DI
MAGLIANO IN TOSCANA E ORBETELLO**
Provincia di Grosseto
Regione Toscana

PROGETTO PARCO EOLICO MAGLIANO
COMUNI DI MAGLIANO IN TOSCANA E DI ORBETELLO
PROVINCIA DI GROSSETO - REGIONE TOSCANA

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE OPERE DI FONDAZIONE



Sommario

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
	2.1 NORME GENERALI	4
	2.2 NORMATIVE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE	4
	2.3 NORMATIVE SPECIFICHE RELATIVE ALLE OPERE GEOTECNICHE	4
	2.4 NORMATIVA SPECIFICA PER TORRI EOLICHE	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
	3.1 ACCIAIO DI ARMATURA ORDINARIA	5
	3.2 CALCESTRUZZI	5
	3.3 PRESCRIZIONI PER CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	7
5	GEOMETRIA	8
	5.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI	8
6	CARICHI TRASMESSI DALL’AEROGENERATORE.....	9
	6.1 Carichi ultimi alla base della fondazione	9
	6.1.1 Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina	9
	6.1.2 Carichi dovuti al peso della fondazione e del terreno considerando i seguenti pesi specifici	10
	6.1.3 Carichi totali	11
7	VERIFICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
	7.1 Capacità portante	11

1 INTRODUZIONE

Il presente documento ha lo scopo di definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e di pericolosità delle aree su cui si intende installare gli elementi di progetto del "Parco Eolico di Magliano", in provincia di Grosseto, situato nei comuni di Magliano in Toscana e Orbetello, con una potenza totale di 72,8 MW e una produzione annua stimata pari a 203.840 MWh/a.

L'impianto si compone di 13 aerogeneratori GE-158, ognuno con una potenza pari a 5,6 MW e distribuiti in modo lineare da Nord a Sud lungo una linea di circa 11 km.

L'impianto è collocato in due Comuni:

- Nell'area ricadente nel comune di Magliano in Toscana, sono ubicati gli aerogeneratori WTG-1, WTG-2, WTG-3, WTG-4, WTG-5, WTG-6, WTG-7, WTG-8, WTG-9, WTG-10 e la sottostazione elettrica, tramite la quale avverrà l'immissione dell'energia prodotta, nella RTN.
- Nell'area Sud, nel comune di Orbetello sono locati gli aerogeneratori WTG-11, WTG-12, e WTG-13

Le opere di connessione alla rete elettrica, prevedono la realizzazione di un cavidotto MT interrato, della lunghezza di circa 30 km, che giungerà alla nuova Sottostazione Elettrica (SSE) 132 kV della RTN ubicata nelle vicinanze della località di Poggio Maestrino, all'incrocio tra la S.P. 16 di Montiano e la S.P. 9 di Aione, allacciata all'elettrodotto da 132 kV di Montiano - Orbetello.

Le turbine eoliche di modello GE-158 hanno una lunghezza della pala di 80 m, un'altezza al mozzo pari a 120 m ed un'altezza al top della pala pari a 200 m.

Per le caratteristiche geologiche e geomorfologiche delle aree interessate si rimanda al documento di riferimento "R_CV_395_GVI_23_112_01_RELAZIONE_GEOLOGICA_MAGLIANO".

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 NORME GENERALI

- *L. n°1086 5 novembre 1971*: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

2.2 NORMATIVE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE

- *D.Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018*: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- *Circolare 21/01/2019 n.7*: Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- *UNI EN 1992-1-1*: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte a-1: Regole generali e regole per gli edifici.

2.3 NORMATIVE SPECIFICHE RELATIVE ALLE OPERE GEOTECNICHE

- *D.Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018*: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- *Circolare 21/01/2019 n.7*: Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- *UNI EN 1998-5*: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- *Associazione Geotecnica Italiana*: Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984.

2.4 NORMATIVA SPECIFICA PER TORRI EOLICHE

- *GL Rule and Guidelines, edition 2003 with supplements 2004*;
- *IEC61400-1 Edition 3*.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 ACCIAIO DI ARMATURA ORDINARIA

Acciaio B450 (secondo NTC 2018 DM 17/01/2018):

- Tensione caratteristica a snervamento f_{yk} 450 MPa
- Tensione caratteristica a rottura f_{tk} 540 MPa

3.2 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo per fondazioni - piedistallo (secondo EN206) C45/55

- Classi di esposizione XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
- Resistenza caratteristica cilindrica minima 45,0 MPa
- Resistenza caratteristica cubica minima 55,0 MPa
- Copriferri minimi 50 mm contro cassaforma

Calcestruzzo per fondazioni - plinto (secondo EN206) C35/45

- Classi di esposizione XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
- Resistenza caratteristica cilindrica minima 35,0 MPa
- Resistenza caratteristica cubica minima 45,0 MPa
- Copriferri minimi 50 mm contro cassaforma

Magrone di Fondazione C12/15

- Resistenza caratteristica cilindrica minima 12,0 MPa
- Resistenza caratteristica cubica minima 15,0 MPa

3.3 PRESCRIZIONI PER CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE

Prescrizioni per gli ingredienti utilizzati per il confezionamento del conglomerato:

A1) Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008;

A2) Additivo superfluidificante conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI-EN 934-2;

A3) Additivo ritardante (eventuale solo per getti in climi molto caldi) conforme al prospetto 2 della UNI-EN 934-2;

A4) Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. In particolare:

Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520/2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2;

A5) Cemento LH a basso sviluppo di calore in accordo al punto 7 della norma UNI-EN 197/1-2006 con calore di idratazione unitario a 7 giorni inferiore a 270 J/g (determinato in accordo alla UNI-EN 196-8);

A6) Ceneri volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

Prescrizioni per il calcestruzzo

B1) Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);

- B2) Classi di esposizione ambientale: XC4/XD1/XS1/XF3/XA1
- B3) Rapporto a/c max: 0.50
- B4) Dosaggio minimo di cemento 320 Kg/m³
- B5) Classe di resistenza a compressione minima: C(32/40-45/55)
- B6) Controllo di accettazione: tipo A (tipo B per volumi complessivi di calcestruzzo superiori a 1500 m³)
- B7) Aria intrappolata: max 2,5%
- B8) Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)
- B9) Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4
- B10) Classe di consistenza al getto S3
- B11) Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1% Prescrizioni per la struttura
- C1) Copriferro minimo: 50 mm
- C2) Controllo dell'esecuzione dell'opera: (Rck minima in opera valutata su carote h/d=1): C(x/y)opera >0,85 C(x/y)
- C3) Maturazione umida da effettuare mediante ricoprimento della superficie non cassetata con geotessile bagnato ogni 24 ore
- C4) Acciaio B450C conforme al D.M. 14/09/2005.

4 PARAMETRI GEOTECNICI

A seguito di una analisi dei risultati delle indagini geologiche pregresse in siti limitrofi, è stato definito in via preliminare il seguente modello geotecnico di sottosuolo:

- Terreno 1: presente fino alla profondità di 6,6 m;
- Terreno 2: presente fino alla profondità di 12,8 m;
- Terreno 3: a profondità maggiore di 12,8 m.

Solo a seguito di una campagna di indagini geognostiche puntuali secondo quanto definito nel piano di indagini, sarà possibile definire più accuratamente il modello geotecnico del sottosuolo.

A circa 11,0 m dal piano campagna vi è presenza di falda freatica, da definire l'escursione annuale nella campagna di indagini.

Il Terreno 1 è composto da regolite di Macigno che va fino a 6,6 m, il Terreno 2 è lo strato di Macigno fratturato con siltiti prevalenti che arriva fino a 12,8 metri di profondità, ed infine il Terreno 3 è caratterizzato da Macigno compatto che va oltre i 12,8 m di profondità.

Regolite di Macigno

Peso di volume	γ_k	= 22,00 KN/mc
Coesione apparente	$c_{a,k}$	= 1,14 Mpa
Angolo di attrito apparente	$\phi_{a,k}$	= 21°,88
Resistenza a compressione uniassiale	UCS_k	= 0,22 Mpa
Resistenza a taglio totale	σ_k	= 3,37 Mpa
Modulo di Young	My_k	= 0,88 GPa

Macigno fratturato con siltiti prevalenti

Peso di volume	γ_k	= 25,82 KN/mc
Coesione apparente	$c_{a,k}$	= 0,40 Mpa
Angolo di attrito apparente	$\phi_{a,k}$	= 27°,53
Resistenza a compressione uniassiale	UCS_k	= 0,54 Mpa
Resistenza a taglio totale	σ_k	= 1,33 Mpa
Modulo di Young	My_k	= 3,01 GPa

Macigno compatto

Peso di volume	γ_k	= 25,31 KN/mc
Coesione apparente	$c_{a,k}$	= 36,38 Mpa
Angolo di attrito apparente	$\phi_{a,k}$	= 63°,00
Resistenza a compressione uniassiale	UCS_k	= 0,54 Mpa
Resistenza a taglio totale	σ_k	= 71,95 Mpa
Modulo di Young	My_k	= 77,80 GPa
Rapporto di Poisson	ν_k	= 0,33

Il piano di posa del plinto di fondazione è stato posizionato a 3,5 m di profondità dal piano campagna, quindi nelle verifiche geotecniche delle fondazioni superficiali sono stati considerati i parametri dello strato di Terreno 1.

Dal punto di vista sismico il terreno rientra nella categoria di sottosuolo E.

Per maggiori dettagli sulle caratteristiche geomorfologiche del suolo si rimanda alla relazione geologica di riferimento.

Data la natura del suolo, si considerano idonee tipologie di fondazione superficiali e non profonde, salvo eventuali casi imprevisti da approfondire a valle dei risultati delle indagini geognostiche.

5 GEOMETRIA

5.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il plinto di fondazione presenta una forma tronco piramidale a base quadrata con piano di posa a 3,5 m di profondità, in particolare la base maggiore ha lato pari a 20 m, mentre quella minore 7,10 m; l'altezza varia invece da 1 m alle estremità a 3 m centralmente.

Di seguito si riassumono le caratteristiche geometriche del plinto:

Tabella 1 – Caratteristiche fondazione superficiale

L_p [m]	20,0
l_p [m]	7,10
$hp1$ [m]	1,0
$hp2$ [m]	3,0
α [°]	17,0

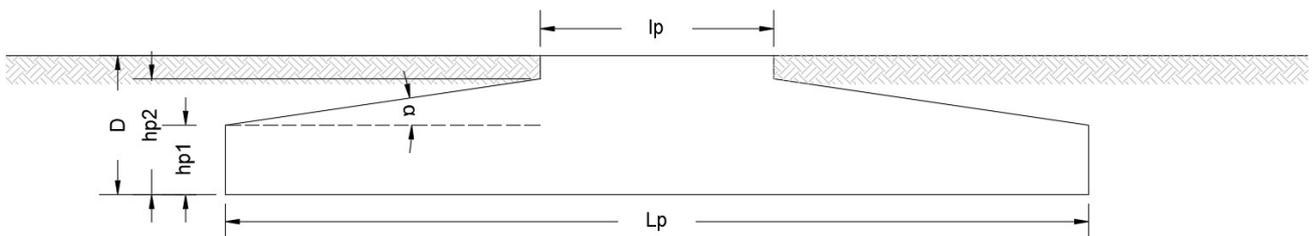


Figure 1 -Caratteristiche fondazione superficiale

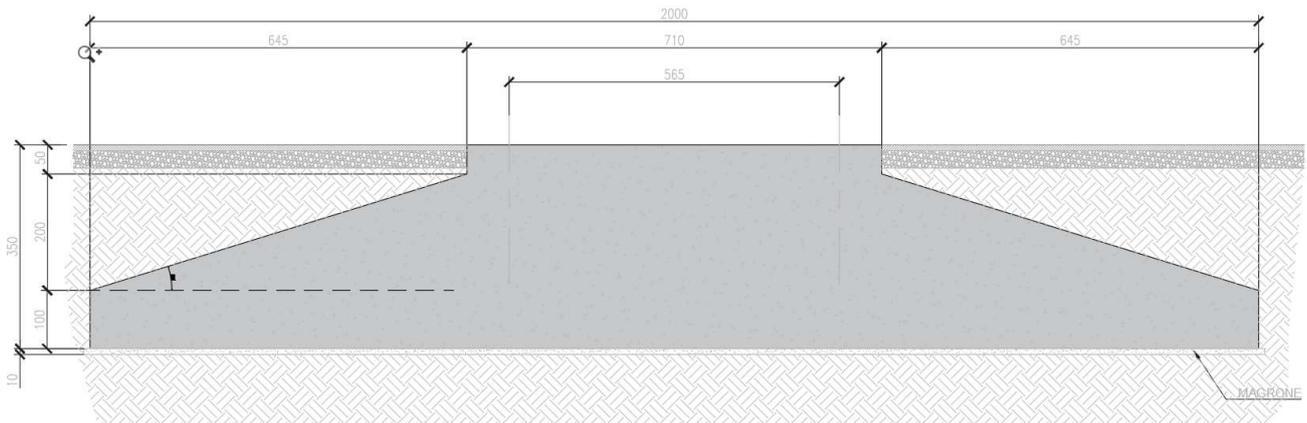


Figure 2 - Fondazione superficiale (misure in cm)

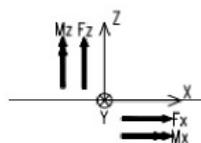
Il plinto di fondazione presenta una forma tronco piramidale a base quadrata con piano di posa a 3,5 m di profondità, in particolare la base maggiore ha lato pari a 20 m, mentre quella minore 7,10 m; l'altezza varia invece da 1 m alle estremità a 3 m centralmente.

6 CARICHI TRASMESSI DALL'AEROGENERATORE

6.1 Carichi ultimi alla base della fondazione

6.1.1 CARICHI DOVUTI AL VENTO E AL PESO DELLA TORRE E DELLA TURBINA

Poiché il fornitore degli aerogeneratori di progetto non è in grado ad oggi di fornire con esattezza gli scarichi alla base, sono stati considerati i seguenti carichi estratti dalla scheda tecnica "Combine Foundation Loads V150" di Vestas, con torre di altezza pari a 125m, calcolati per una quota dal suolo di 0,20 m con il seguente sistema di riferimento:



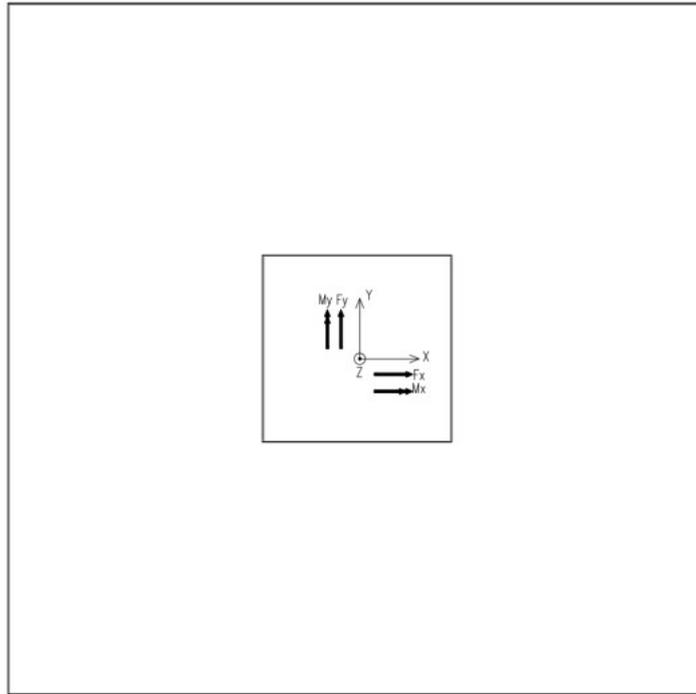


Figure 3 - Sistema di riferimento per i carichi

Tabella 2 - Carichi dovuti al vento e al peso della torre e della turbina

γ_{aerog} [-]	γ_{masse} [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_{xy} [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_{xy} [kNm]	M_z [kNm]
1,35	1,35	0	0	1449	-7787	0	0	162690	-18201

In fase di progettazione esecutiva verranno allineati

6.1.2 CARICHI DOVUTI AL PESO DELLA FONDAZIONE E DEL TERRENO CONSIDERANDO I SEGUENTI PESI SPECIFICI

Nei seguenti calcoli sono stati utilizzati i pesi specifici descritti nella tabella di seguito:

Tabella 3 -Pesi specifici calcestruzzo e terreno

Load	[kN/m ³]
Peso specifico del calcestruzzo, γ_c	25,0
Peso specifico del terreno STRATO 1, γ_{s2}	22,0

Nel caso di fondazioni superficiali si hanno i seguenti carichi:

Tabella 4 – carichi dovuti ai pesi propri del calcestruzzo e del terreno nel caso di fondazioni superficiali

Load	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
Peso del calcestruzzo, Wc	0	0	0	-20503,62	0	0	0	0
Peso del terreno (strato 12), Ws	0	0	0	-12756,81	0	0	0	0

6.1.3 CARICHI TOTALI

I carichi totali alla base della fondazione sono i seguenti:

- Per fondazioni superficiali

Tabella 5 – carichi ultimi totali per fondazioni superficiali

γ_{aerog} [-]	γ_{masse} [-]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]
1,35	1,35	0	0	1956,15	-50949,15	0	0	163000	-18201

7 VERIFICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI

7.1 Capacità portante

Per quanto riguarda la capacità portante della fondazione si è fatto riferimento a dei valori medi di parametri geotecnici essendo che il meccanismo di rottura coinvolge anche lo strato sotto il piano di posa della fondazione. Per questa valutazione si è valutata una profondità $H = D+2B$.

SUBSTRATO 1

Dati geometrici:

 $\phi := 21,88^\circ$ angolo d'attrito $c' := 1140 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ coesione $\gamma := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ peso del terreno 1 $B := L_p = 20 \text{ m}$ lato fondazione quadrata $L := B = 20 \text{ m}$ $q := \gamma \cdot D = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ sovraccarico $e_p := \frac{M_{XY}}{F_z} = 3,19 \text{ m}$ $B' := B - 2 \cdot e_p = 13,61 \text{ m}$ base ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico $L' := L - 2 \cdot e_p = 13,61 \text{ m}$ larghezza ridotta per tener conto dell'eccentricità del carico

Secondo quanto stabilito dal DM 17/01/2018 NTC le verifiche sulle fondazioni possono essere eseguite utilizzando il seguente approccio:

- (A1 + M1 + R3)

dove A1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle azioni, M1 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle resistenze del terreno ed R3 sono dei coefficienti di sicurezza da applicare sulle diverse aliquote della capacità portante.

- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽⁴⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

- Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali

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

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A1 + M1 + R3

Fattori di capacità portante:

$$N_q := \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 7,73$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) = 16,75$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) = 7,01$$

Fattori che tengono conto della forma della fondazione:

$$s_q := 1 + \tan(\phi) = 1,4$$

$$s_c := 1 + \frac{N_q}{N_c} = 1,46$$

$$s_\gamma := 0,60$$

Fattori che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$m' := \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = 1,5$$

$$i_q := \left(1 - \frac{F_{xy}}{F_z + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot(\phi)} \right)^{m'} = 0,99$$

$$i_c := i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} = 0,9942$$

$$i_V := \left(1 - \frac{F_{xy}}{F_z + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot(\phi)} \right)^{m' + 1} = 0,99$$

Fattori che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$\omega := 0^\circ \quad \text{angolo d'inclinazione del piano campagna}$$

$$\beta_q := (1 - \tan(\omega))^2 \cdot \cos(\omega) = 1$$

$$\beta_c := \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} = 1$$

$$\beta_V := \frac{\beta_q}{\cos(\omega)} = 1$$

Carico limite in condizioni drenate

$$q_{lim,A,k} := N_q \cdot q \cdot s_q \cdot i_q \cdot \beta_q + N_c \cdot c' \cdot s_c \cdot i_c \cdot \beta_c + \frac{1}{2} \cdot N_V \cdot \gamma \cdot B' \cdot s_V \cdot i_V \cdot \beta_V = 29194,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\gamma_r := 2,30 \quad \text{Capacità portante}$$

$$q_{lim,A,d} := \frac{q_{lim,A,k}}{\gamma_r} = 12693,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Ed,A} := \frac{F_z}{B' \cdot L'} = 274,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$FS_A := \frac{\sigma_{Ed,A}}{q_{lim,A,d}} = 0,02$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Coefficienti di sicurezza

$$\gamma_\phi := 1,00$$

$$\gamma_{r,s} := 1,10 \quad \text{Scorrimento}$$

$$\gamma_{cu} := 1$$

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

Condizioni drenate

$$H_{Sd} := F_{xy} = 1956,15 \text{ kN}$$

H_{Sd} è l'azione orizzontale agente, assunta pari alla forza F_{xy}

$$H_{Rd} := \frac{0,9 \cdot F_z \cdot \tan\left(\frac{\phi}{\gamma_\phi}\right)}{\gamma_{r,s}} = 16740,63 \text{ kN}$$

$$H_{Sd} < H_{Rd}$$

$$FS_{S,A} := \frac{H_{Sd}}{H_{Rd}} = 0,1169$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$Y_{rib} := 1,1$$

$$M_{ribaltante} := M_{XY} = 1,6269 \cdot 10^5 \text{ kN m}$$

momento ribaltante =
momento flettente agente in sommità
plinto

$$M_{stabilizante} := 0,9 \cdot \frac{F_z}{Y_{rib}} \cdot \frac{L'}{2} = 2,8375 \cdot 10^5 \text{ kN m}$$

momento stabilizzante