

COMUNI DI BELCASTRO E CUTRO

Provincia di Catanzaro e Crotone



Progetto parco eolico "Cantorato"

Elaborato: CA_R11	CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE
Scala: Documento	
Data: 24.06.2023	

Committente:

Energia Levante S.r.l.

Il Progettista

Ferraro architetto Francesco



Società del gruppo:

N°REVISIONE	Data revisione	Elaborato	Controllato	Approvato	Note
1			F.F.	G.M.	

E' vietata la copia anche parziale del presente elaborato

ENERGIA LEVANTE S.r.l.

Via Luca Gaurico n°9/11 - Regus Eur 4° piano - Cap. 00143 ROMA (Italia)

P.IVA 10240591007- REA RM1219825 - PEC: energialevantesrl@legalmail.it

Indirizzo email: www.sserenewables.com - Telefono (+39) 0654832107

Elaborato: calcolo preliminare delle strutture

Committente: ENERGIA LEVANTE S.r.l., Via Luca Gaurico n°9/11 – Regus Eur 4° piano – Cap. 00143 ROMA (Italia) P.IVA 10240591007- REA RM1219825 – PEC: energialevantesrl@legalmail.it Indirizzo email: www.sserenewables.com – Telefono (+39) 0654832107.

1 PREMESSA

Il calcolo preliminare delle strutture, di proprietà della società Energia Levante srl, individua le sollecitazioni agenti lungo la torre di sostegno e di determinare le dimensioni delle fondazioni che verranno calcolate con pali trivellati; il calcolo delle flange bullonate e dei tronchi conici che sarà oggetto di relazione di calcolo in fase esecutiva. La progettazione delle strutture sul territorio italiano è regolata dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 e dalla Circolare applicativa n.7 del 21 Gennaio 2019, e richiede la definizione delle caratteristiche meccaniche del terreno e dei parametri di riferimento del sito, con interpolazioni adottate dalle NTC 2018, per la determinazione del modello di riferimento riferito al sito di progettazione.

2 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA IN ESAME

Il progetto è composto da venti aerogeneratori della potenza di 6,2MW, per una potenza complessiva di 124MW, della tipologia e dimensioni riportate nella specifica tecnica del costruttore.

Le componenti principali della struttura dell'aerogeneratore sono le seguenti:

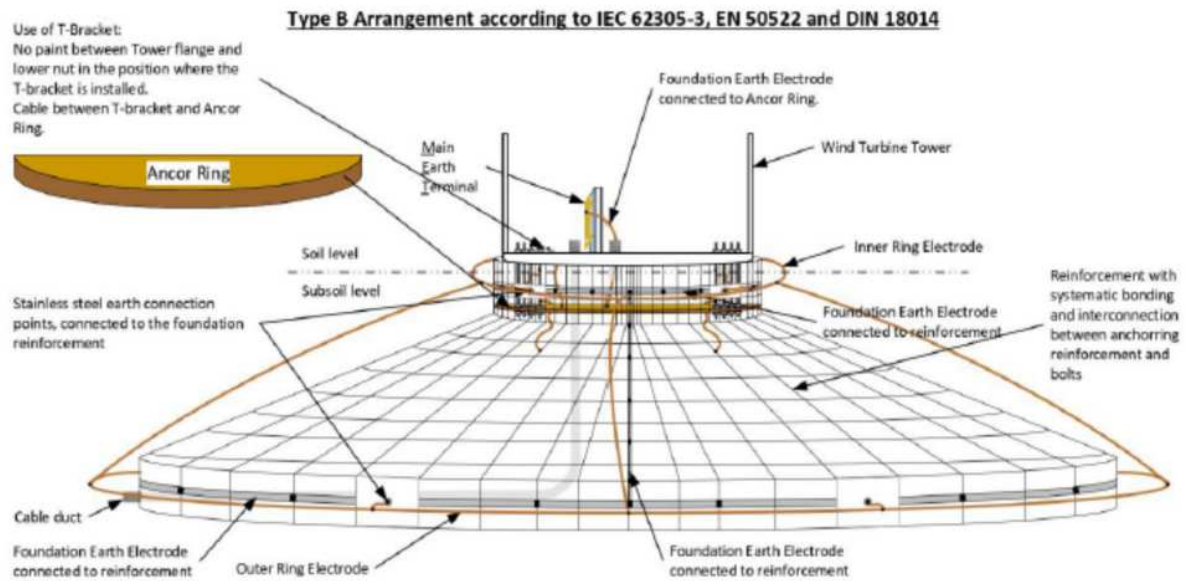
- Tubolare di sostegno in acciaio;
- Navicella;
- Lame costituite da infusione di fibra di vetro e componenti stampati infusione di carbonio.

La struttura di sostegno è costituita da cinque conci conici in acciaio. Il cono di base è fissato, tramite una flangia circolare ed un sistema di tirafondi, alla fondazione in calcestruzzo armato. I conci superiori sono fissati al cono inferiore tramite una flangia bullonata. Le caratteristiche dimensionali dei conci sono riportate nella Specifica tecnica tabellata dal produttore che elenca le geometrie dei componenti le caratteristiche dimensionali dei conci di torre. Il complesso pale-rotore-navicella è fissato al cono superiore tramite una flangia bullonata. Alla base della torre è collocata la fondazione superficiale, plinto (in calcestruzzo) con forma a tronco di cono di dimensioni di diametro 24.00 metri con altezza di circa 3.25 metri.

Caratteristiche dimensionali conci di torre

	Element	W (kg)	L (m)	Ø Lower flange (m)	Ø Upper Flange (m)
50A	Section 1	84,960	13.56	4.70	4.70
	Section 2	84,330	18.20	4.70	4.44
	Section 3	84,550	23.80	4.44	4.43
	Section 4	71,770	26.88	4.43	4.02
	Section 5	63,860	29.97	4.02	3.50

Tipico della fondazione – in allegato alla specifica tecnica predisposta dal produttore-



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 5/11/1971 n°1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

Legge 2/2/1974 n°64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. 12/2/1982 e successiva Circ. Min. del 24/5/82 Istruzioni C.N.R.-UNI10022/84 “Profilati formati a freddo: istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”; Istruzioni C.N.R.-UNI10011/88 “Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”; D.M.14/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni” e circolare applicativa n.7 del 21 Gennaio 2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti ; Euro codice 2-EC2.

4 METODI DI CALCOLO

Nella relazione di calcolo si è utilizzato il “Metodo semiprobabilistico agli stati limite” Le unità di misura adottate sono T, kg, kN, N, m, cm e mm. Il tronco conico è stato schematizzato con elementi a mensola, deformabile assialmente, a flessione e taglio. Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui alle NTC2018. L’analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per quanto riguarda le azioni sismiche, il metodo di analisi utilizzato è l’analisi lineare statica (punto 7.3.3.2 delle NTC2018). Considerata la isostaticità della struttura, “elemento a mensola”.

5 TIPOLOGIA DELLE OPERE

Nell’elaborato verranno calcolate: Fondazioni Aerogeneratori; Fondazioni Cabina di Raccolta e Control Room e muro di recinzione; Fondazioni SSE: Edificio quadri; Edificio magazzino; muro di recinzione.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

Di seguito si riporta la tabella con i parametri geotecnici più cautelativi e rappresentativi ricavati dalle prove di laboratorio allegate alla Relazione Geologica (caratteristiche meccaniche dei terreni):

Caratteri geotecnici						
Spessore	Unità litotecnica	Peso volume (t/mc)	Angolo di attrito (°)	Coesione (Kg/cm2)	Coesione non renata(kg/cm2)	Modulo edometrico (kg/cm2)
0,6/0,8m	Terreno vegetale	-	-	-	-	-
3,20/4,0m	Calcarenite	2.10	32	-	-	80
10,40-10,60	argilla	1.90	24	0.155	2.7	110

7 STATI LIMITE ADOTTATI IN RELAZIONE ALLE PRESTAZIONI ATTESE

Gli stati limite considerati, sono quelli prescritti ai punti 2.2.1 e 2.2.2 del D.M.14/01/2018. I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono quelli della tabella 2.6.1 del D.M.14/01/2018, considerando le due combinazioni previste dall'Approccio 1. Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio sono state adottate le indicazioni contenute nel Capitolo 4 delle, per le condizioni non sismiche, e nel Capitolo 7, per le condizioni sismiche del D.M.14/01/2018. I coefficienti adottati sono di seguito riportati:

		Peso proprio strutture	Azioni sismiche	Azioni sismiche (sggravanti)	Azione del vento
STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA STR					
1	fondamentale SLU	1	0	0	0
2	fondamentale SLU	1.3	0	0	0
3	fondamentale SLU	1	0	0	1.5
4	fondamentale SLU	1.3	0	0	1.5
5	sismica SLU	1	1	0	0
6	sismica SLU	1	0	1	0
STATO LIMITE DI ESERCIZIO					
1	SLE Frequente	1	0	0	0
2	SLE Frequente	1	0	0	0.2
3	SLE Quasi permanente	1	0	0	0
4	SLE Sismica	1	1	0	0
5	SLE Sismica	1	0	1	0

Coefficienti moltiplicativi dei carichi

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELLE AREE DI PROGETTO

Le azioni sismiche assunte alla base dei calcoli riportati nel presente elaborato sono state determinate secondo quanto previsto dalla normativa attualmente vigente (NTC2018). Le Norme Tecniche per le costruzioni del 2018 forniscono, per l'intero territorio nazionale, i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica. Tali parametri sono forniti in corrispondenza dei nodi, posti ad una distanza massima di 10 km, all'interno di un reticolo che copre l'intero territorio nazionale. I valori forniti di a_g , T_r , F_0 e T_c da utilizzare per la risposta sismica del sito sono riferiti al substrato, inteso come litotipo con $V_s > 800$ m/sec. Di seguito si riporta la tabella con alcuni dei parametri caratteristici del sito e dell'opera. Si riportano di seguito i parametri di definizione degli spettri di risposta per gli stati limite considerati dell'aerogeneratori.

WTG	Vita nomin. Vn	Classe d'Uso Cu	Categoria del suolo	Categoria topografia	Latitudine WGS84	Longitudine WGS84
CU1	50	II	C	T1	670825	431881
CU2	50	II	C	T1	669204	431886
CU3	50	II	C	T1	669144	431799
CU4	50	II	C	T1	669766	431746
CU5	50	II	C	T1	669611	431657
CU6	50	II	C	T1	670671	431619
CU7	50	II	C	T1	671250	431664
CU8	50	II	C	T1	668456	431704
CU9	50	II	C	T1	670472	431714

Tab.4-Parametri di determinazione degli spettri di risposta.

WTG	Vita nomin. Vn	Classe d'Uso Cu	Categoria del suolo	Categoria topografia	Latitudine WGS84	Longitudine WGS84
CA1	50	II	C	T1	664006	4313697
CA2	50	II	C	T1	663481	4313528
CA3	50	II	C	T1	662183	4313215
CA4	50	II	C	T1	662232	4314284
CA5	50	II	C	T1	661739	4314189
CA6	50	II	C	T1	661083	4315322
CA7	50	II	C	T1	662067	4315296
CA8	50	II	C	T1	662918	4315134
CA9	50	II	C	T1	662256	4316035
CA10	50	II	C	T1	660762	4316208
CA11	50	II	C	T1	659920	4316121

Tab.4-Parametri di determinazione degli spettri di risposta.

8.1 SPETTRI DI PROGETTO AEROGENERATORI: CU2-CU3-CU4-CU5-CU6-CU7-CU8-CU9.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,057 g
F_0	2,351
T_C	0,310 s
S_S	1,500
C_C	1,545
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,160 s
T_C	0,479 s
T_D	1,829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,086
$T_B \leftarrow$	0,160	0,202
$T_C \leftarrow$	0,479	0,202
	0,544	0,178
	0,608	0,159
	0,672	0,144
	0,736	0,131
	0,801	0,121
	0,865	0,112
	0,929	0,104
	0,993	0,097
	1,058	0,091
	1,122	0,086
	1,186	0,082
	1,250	0,077
	1,315	0,074
	1,379	0,070
	1,443	0,067
	1,508	0,064
	1,572	0,062
	1,636	0,059
	1,700	0,057
	1,765	0,055
$T_D \leftarrow$	1,829	0,053
	1,892	0,047
	2,036	0,043
	2,139	0,039
	2,242	0,035
	2,346	0,032
	2,449	0,029
	2,553	0,027
	2,656	0,025
	2,759	0,023
	2,863	0,022
	2,966	0,020
	3,069	0,019
	3,173	0,018
	3,276	0,016
	3,380	0,015
	3,483	0,015
	3,586	0,014
	3,690	0,013
	3,793	0,012
	3,897	0,012
	4,000	0,011

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,169 g
F_0	2,381
T_C	0,363 s
S_S	1,458
C_C	1,467
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,458
η	1,000
T_B	0,178 s
T_C	0,533 s
T_D	2,278 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,247
T_B ←	0,178	0,588
T_C ←	0,533	0,588
	0,616	0,509
	0,699	0,448
	0,782	0,401
	0,865	0,362
	0,948	0,330
	1,031	0,304
	1,114	0,281
	1,197	0,262
	1,280	0,245
	1,364	0,230
	1,447	0,216
	1,530	0,205
	1,613	0,194
	1,696	0,185
	1,779	0,176
	1,862	0,168
	1,945	0,161
	2,028	0,154
	2,111	0,148
	2,194	0,143
T_D ←	2,278	0,137
	2,360	0,128
	2,442	0,120
	2,524	0,112
	2,606	0,105
	2,688	0,099
	2,770	0,093
	2,852	0,088
	2,934	0,083
	3,016	0,078
	3,098	0,074
	3,180	0,071
	3,262	0,067
	3,344	0,064
	3,426	0,061
	3,508	0,058
	3,590	0,055
	3,672	0,053
	3,754	0,051
	3,836	0,048
	3,918	0,046
	4,000	0,045

8.3 SPETTRI DI PROGETTO AEROGENERATORI: CU2-CU3-CU4-CU5-CU6-CU7-CU8-CU9.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,057 g
F_0	2,351
T_C	0,310 s
S_S	1,500
C_C	1,545
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,160 s
T_C	0,479 s
T_D	1,829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right.$$

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \right.$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,088
$T_B \leftarrow$	0,160	0,202
$T_C \leftarrow$	0,479	0,202
	0,544	0,178
	0,608	0,159
	0,672	0,144
	0,736	0,131
	0,801	0,121
	0,865	0,112
	0,929	0,104
	0,993	0,097
	1,058	0,091
	1,122	0,086
	1,186	0,082
	1,250	0,077
	1,315	0,074
	1,379	0,070
	1,443	0,067
	1,508	0,064
	1,572	0,062
	1,636	0,059
	1,700	0,057
	1,765	0,055
$T_D \leftarrow$	1,829	0,053
	1,892	0,047
	2,036	0,043
	2,139	0,039
	2,242	0,035
	2,346	0,032
	2,449	0,029
	2,553	0,027
	2,656	0,025
	2,759	0,023
	2,863	0,022
	2,966	0,020
	3,069	0,019
	3,173	0,018
	3,276	0,016
	3,380	0,015
	3,483	0,015
	3,586	0,014
	3,690	0,013
	3,793	0,012
	3,897	0,012
	4,000	0,011

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,169 g
F_0	2,381
T_C	0,363 s
S_S	1,458
C_C	1,467
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,458
η	1,000
T_B	0,178 s
T_C	0,533 s
T_D	2,278 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,247
$T_B \leftarrow$	0,178	0,588
$T_C \leftarrow$	0,533	0,588
	0,616	0,509
	0,699	0,448
	0,782	0,401
	0,865	0,362
	0,948	0,330
	1,031	0,304
	1,114	0,281
	1,197	0,262
	1,280	0,245
	1,364	0,230
	1,447	0,216
	1,530	0,205
	1,613	0,194
	1,696	0,185
	1,779	0,176
	1,862	0,168
	1,945	0,161
	2,028	0,154
	2,111	0,148
	2,194	0,143
$T_D \leftarrow$	2,278	0,137
	2,360	0,128
	2,442	0,120
	2,524	0,112
	2,606	0,105
	2,688	0,099
	2,770	0,093
	2,852	0,088
	2,934	0,083
	3,016	0,078
	3,098	0,074
	3,180	0,071
	3,262	0,067
	3,344	0,064
	3,426	0,061
	3,508	0,058
	3,590	0,055
	3,672	0,053
	3,754	0,051
	3,836	0,048
	3,918	0,046
	4,000	0,045

8.4 SPETTRI DI PROGETTO AEROGENERATORI: CA1-CA2-CA3-CA4-CA5-CA6-CA7-CA8-CA9-CA10-CA11.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,057 g
F_0	2,351
T_C	0,310 s
S_S	1,500
C_C	1,545
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,160 s
T_C	0,479 s
T_D	1,829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right.$$

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \right.$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,086
$T_B \leftarrow$	0,160	0,202
$T_C \leftarrow$	0,479	0,202
	0,544	0,178
	0,608	0,159
	0,672	0,144
	0,736	0,131
	0,801	0,121
	0,865	0,112
	0,929	0,104
	0,993	0,097
	1,058	0,091
	1,122	0,086
	1,186	0,082
	1,250	0,077
	1,315	0,074
	1,379	0,070
	1,443	0,067
	1,508	0,064
	1,572	0,062
	1,636	0,059
	1,700	0,057
	1,765	0,055
$T_D \leftarrow$	1,829	0,053
	1,893	0,047
	2,036	0,043
	2,139	0,039
	2,242	0,035
	2,346	0,032
	2,449	0,029
	2,553	0,027
	2,656	0,025
	2,759	0,023
	2,863	0,022
	2,966	0,020
	3,069	0,019
	3,173	0,018
	3,276	0,016
	3,380	0,015
	3,483	0,015
	3,586	0,014
	3,690	0,013
	3,793	0,012
	3,897	0,012
	4,000	0,011

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,189 g
F_0	2,381
T_C	0,363 s
S_S	1,458
C_C	1,467
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,458
η	1,000
T_B	0,178 s
T_C	0,533 s
T_D	2,278 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,247
$T_B \leftarrow$	0,178	0,588
$T_C \leftarrow$	0,533	0,588
	0,616	0,509
	0,699	0,448
	0,782	0,401
	0,865	0,362
	0,948	0,330
	1,031	0,304
	1,114	0,281
	1,197	0,262
	1,280	0,245
	1,364	0,230
	1,447	0,216
	1,530	0,205
	1,613	0,194
	1,696	0,185
	1,779	0,176
	1,862	0,168
	1,945	0,161
	2,028	0,154
	2,111	0,148
	2,194	0,143
$T_D \leftarrow$	2,278	0,137
	2,360	0,128
	2,442	0,120
	2,524	0,112
	2,606	0,105
	2,688	0,099
	2,770	0,093
	2,852	0,088
	2,934	0,083
	3,016	0,078
	3,098	0,074
	3,180	0,071
	3,262	0,067
	3,344	0,064
	3,426	0,061
	3,508	0,058
	3,590	0,055
	3,672	0,053
	3,754	0,051
	3,836	0,048
	3,918	0,046
	4,000	0,045

9 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

- Calcestruzzo:

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C45/55 ($R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$), mentre per i pali di fondazione si utilizzerà un calcestruzzo in classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$). Per ciascuna tipologia di calcestruzzo si riportano, di seguito, le rispettive caratteristiche meccaniche.

Calcestruzzo classe C45/55 ($R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$):

Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 550 \text{ daN/cm}^2$;

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 25,5 \text{ N/mm}^2$ Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$ Calcestruzzo classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$):

Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$;

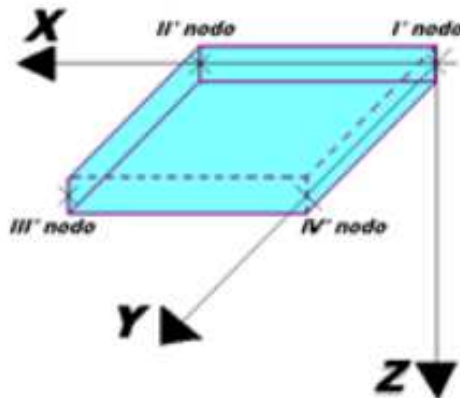
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 14,16 \text{ N/mm}^2$ Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$.

- Acciaio per calcestruzzo: L'acciaio utilizzato per le barre di armatura sarà in classe B450C, con le seguenti caratteristiche:
Tensione caratteristica di rottura $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica di snervamento $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$.

10 SISTEMI DI RIFERIMENTO

Il sistema di riferimento locale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X e l'asse Y giacente nel piano e l'asse Z in direzione verso il basso:



Sistema di riferimento

- Carichi e reazioni vincolari P.

Peso delle componenti $N = F_z$ Carico verticale positivo verso il basso $T_x = F_x$ Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti. $T_y = F_y$ Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti. M_x Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario. M_y Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

- Sollecitazioni

M_x Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).

M_y Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).

11 ANALISI DEI CARICHI

Nelle valutazioni che seguono il fine è quello di giustificare le dimensioni assunte per la fondazione degli aerogeneratori; il calcolo delle sollecitazioni e delle resistenze sui vari tronchi della torre di sostegno non verrà considerato in quanto sarà oggetto dei calcoli da presentare in fase esecutiva di progetto ovvero prima dell'inizio dei lavori.

	Element	W (kg)	L (m)	Ø Lower flange (m)	Ø Upper Flange (m)
50A	Section 1	84,960	13.56	4.70	4.70
	Section 2	84,330	18.20	4.70	4.44
	Section 3	84,550	23.80	4.44	4.43
	Section 4	71,770	26.88	4.43	4.02
	Section 5	63,860	29.97	4.02	3.50

Caratteristiche dimensionali e pesi torre di sostegno

Nel proseguo della trattazione si indicherà con T1, T2, T3, T4, T5 i tronchi della torre rispettivamente dal basso verso l'alto e con P1,P2,P3, P4, P5 i pesi corrispondenti.

- Azioni Assiali dovute al Peso proprio rotore-navicella-pale da adesso in poi indicato con PNAV
Pnav=314,298 (T)

Quote di calcolo(m)	
Quota baricentro navicella rispetto alla flangia superiore T5 (m)	2,56
Quota baricentro navicella rispetto alla flangia inferiore T5 (m)	32,56
Quota baricentro navicella rispetto alla flangia inferiore T4 (m)	59,44
Quota baricentro navicella rispetto alla flangia inferiore T3 (m)	83,24
Quota baricentro navicella rispetto alla flangia inferiore T2 (m)	101,44
Quota baricentro navicella rispetto alla flangia inferiore T1 (m)	115,00

Quota di calcolo

Componente	Azione assiale N(T)
Carico assiale su flangia superiore T5	$P_{NAV}=314,29$
Carico assiale su flangia inferiore T5	$P_{NAV}+P5=378,15$
Carico assiale su flangia inferiore T4	$P_{NAV}+P5+P4=449,92$
Carico assiale su flangia inferiore T3	$P_{NAV}+P5+P4+P3=534,47$
Carico assiale su flangia inferiore T2	$P_{NAV}+P5+P4+P3+P2=618,80$
Carico assiale su flangia inferiore T1	$P_{NAV}+P5+P4+P3+P2+P1=703,76$

Azione assiale peso proprio.

- Azioni sismiche sulle flange L'entità della forza sismica di progetto da tenere in conto sugli aerogeneratori dipende dal corrispondente spettro di risposta.

Dai dati ricavati al capitolo n.7 di questa relazione si evince che non vi è differenza apprezzabile tra gli spettri di risposta ricavati per le aree in esame (in quanto sono molto vicine tra di loro e la geologia dei terreni è simile).

Pertanto, in questa fase non esecutiva del progetto, si assume un calcolo unico per tutti gli aerogeneratori. Rimandando alla fase esecutiva il calcolo dettagliato per tutti gli aerogeneratori. La Forzante sismica verrà calcolata con la seguente formula:

$$F=S(T)*W*I/g$$

$$I=1$$

W massa eccitata

$$S(T)=ag*S*F0*(Tc/T)$$

Il fattore di struttura q è assunto di valore pari a 2 come riportato alla tabella 7.5.II del paragrafo 7.5.2.2 delle NTC 2018.

Accelerazioni desunte dallo spettro di risposta orizzontale:

$$S(T)=ag*S*F0*(Tc/T)/q \quad \text{SLD} \quad 0,1065g \quad \text{Si veda spettro SLD}$$

$$S(T)=ag*S*F0*(Tc/T)/q \quad \text{SLV} \quad 0,3085g \quad \text{Si veda spettro SLV .}$$

- Azioni sismiche su flangia superiore T5

Componente dell'aerogeneratore	Pesi(T)
Massa navicella	314,298
Massa concioT5	63,86
Componente dell'aerogeneratore	Quote rispetto alla navicella(m)
Quota navicella rispetto a flangia superiore T5	2,59
Quota flangia inferiore T5 rispetto alla navicella	32,56

Stato Limite	Componente	Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
SLV	Flangia superiore T5	314,298	96,96	251,12
SLD	Flangia superiore T5	314,298	33,47	86,69

- Azioni sismiche su flangia inferiore T5

Componente dell'aerogeneratore	Pesi(T)
Massa navicella	314,298
Massa concioT5	63,86
Componente dell'aerogeneratore	Quote rispetto alla navicella(m)
Quota flangia inferiore T5 rispetto alla navicella	32,56
Quota baricentro concio T5 rispetto a flangia inferiore T5	14,985

Stato Limite	Componente		Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
SLV	Flangia inferiore T5		378,158	116,66	3452,26
SLD	Flangia inferiore T5		378,158	40,27	1191,78

- Azioni sismiche su flangia inferiore T4

Componente dell'aerogeneratore	Pesi(T)
Massa navicella	314,298
Massa concio T5	63,86
Massa concio T4	71,77
Componente dell'aerogeneratore	Quote rispetto alla navicella(m)
Quota flangia inferiore T4 rispetto alla navicella	59,44
Quota flangia inferiore T4 rispetto al baricentro concio T5	41,865
Quota flangia inferiore T4 rispetto al baricentro concio T4	13,44

Stato Limite	Componente	Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
SLV	Flangia inferiore T4	449,928	138,80	6789,61
SLD	Flangia inferiore T4	449,928	47,91	2343,90

- Azioni sismiche su flangia inferiore T4

Componente dell'aerogeneratore	Pesi(T)
Massa navicella	314,298
Massa concio T5	63,86
Massa concio T4	71,77
Massa concio T3	84,55
Componente dell'aerogeneratore	Quote rispetto alla navicella(m)
Quota flangia inferiore T3 rispetto alla navicella	83,24
Quota flangia inferiore T3 rispetto al baricentro concio T5	65,665
Quota flangia inferiore T3 rispetto al baricentro concio T4	37,24
Quota flangia inferiore T3 rispetto al baricentro concio T3	11,90

Stato Limite	Componente	Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
SLV	Flangia inferiore T3	534,478	164,88	10499,71
SLD	Flangia inferiore T3	534,478	56,92	3624,66

- Azioni sismiche su flangia inferiore T2

Componente dell'aerogeneratore	Pesi(T)
Massa navicella	314,298
Massa concio T5	63,86
Massa concio T4	71,77
Massa concio T3	84,55
Massa concio T2	84,33
Componente dell'aerogeneratore	Quote rispetto alla navicella(m)
Quota flangia inferiore T2 rispetto alla navicella	101,44
Quota flangia inferiore T2 rispetto al baricentro concio T5	83,865
Quota flangia inferiore T2 rispetto al baricentro concio T4	55,44
Quota flangia inferiore T2 rispetto al baricentro concio T3	30,10
Quota flangia inferiore T2 rispetto al baricentro concio T2	9,1

Stato Limite	Componente	Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
SLV	Flangia inferiore T2	618,808	190,90	13737,29
SLD	Flangia inferiore T2	618,808	65,90	4742,37

- Azioni sismiche su flangia inferiore T1

Componente dell'aerogeneratore	Pesi(T)
Massa navicella	314,298
Massa concio T5	63,86
Massa concio T4	71,77
Massa concio T3	84,55
Massa concio T2	84,33
Massa concio T1	84,96
Componente dell'aerogeneratore	Quote rispetto alla navicella(m)
Quota flangia inferiore T1 rispetto alla navicella	115,00
Quota flangia inferiore T1 rispetto al baricentro concio T5	97,425
Quota flangia inferiore T1 rispetto al baricentro concio T4	69,00
Quota flangia inferiore T1 rispetto al baricentro concio T3	43,66
Quota flangia inferiore T1 rispetto al baricentro concio T2	22,46
Quota flangia inferiore T1 rispetto al baricentro concio T1	6,78

Stato Limite	Componente	Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
SLV	Flangia inferiore T1	703,76	217,11	16503,63
SLD	Flangia inferiore T1	703,76	74,95	5697,36

- Calcolo parametri di determinazione delle azioni del vento, come per le azioni di origine sismica, anche le azioni determinate dalla forza del vento sono strettamente dipendenti dal sito (altitudine, coordinate geografiche, ecc.) in cui si trova l'aerogeneratore. A favore di sicurezza si prende in considerazione la maggiore tra le forze del vento convenzionale imposta dalle NTC2018 agente sugli aerogeneratori, ovvero quella che incide sull'aerogeneratore che si trova alla quota maggiore s.l.m. corrispondente all'aerogeneratore CA10.

PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER L'AREA IN ESAME (NTC2018)	
PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER L'AREA IN ESAME (NTC2018)	194.00
Altitudine di riferimento del sito a_0	500,00 m
Zona di riferimento	3
Velocità di riferimento base $v_{b,0}$	27,00m/sec
k_a	0,37
C_a	1
Velocità di base di riferimento v_b	27,00m/sec
Coefficiente di ritorno a_r (TR=50 anni)	1,0 Tempo di Ritorno assunto pari a TR=50 anni
Velocità di riferimento v_r	27,00m/sec
Densità dell'aria ρ	1,25 Kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento q_r	$0,5 * \rho * (v_b)^2 = 0,5 * 1,25 * 27^2 = 227,81 \text{N/m}^2$
Classe di rugosità	D
Categoria di esposizione del sito	II
K_r (Tab.3.3.II NTC2018)	0.19
Z_0 (Tab.3.3.II NTC2018)	0.05
Coefficiente Dinamico c_d (Valutato tramite studi specifico del CNR: CNR-DT207/2008)	1.34
Coefficiente di pressione c_p Circolare applicativa NTC2018 del 11/02/2019 C.3.3.8.7	2,4
Coefficiente di attrito c_f	0,01

La pressione cinetica di riferimento, ai sensi delle NTC 2018, assume un valore pari a:

$$q_r = 0,5 * \rho * v_{b,0}^2 = 227,81 \text{N/m}^2.$$

La pressione del vento, ai sensi delle NTC 2018, assume un valore che varia con l'altezza dal suolo in funzione del parametro $c_e(z)$ pari a:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d.$$

m	$C_e(z)$	N/m ²
0	2,738147055	4012,179498
9	2,738147055	4012,179498
18	2,738147055	4012,179498
27	3,018856226	4423,49984
36	3,22522111	4725,884241
45	3,389405097	4966,461394
54	3,526221875	5166,937651
63	3,643771227	5339,181541
72	3,746983873	5490,418
81	3,839092461	5625,383792
90	3,922335129	5747,358442
99	3,99832773	5858,709639
108	4,068276231	5961,204479
115	4,119101557	6035,67832

- **Calcolo Azioni generate dalla pressione del Vento sulla torre**

La Tabella riporta i valori delle azioni calcolate alle flange del tubolare di sostegno delle turbine dovute alla pressione convenzionale del vento sul tubolare in acciaio.

Torre	Larghezza media esposta al vento	Forza Orizzontale	Momento Flettente alla base	Momento rispetto a flangia inferiore T5	Momento rispetto a flangia inferiore T4	Momento rispetto a flangia inferiore T3	Momento rispetto a flangia inferiore T2
m	m	N	N*m	N*m	N*m	N*m	N*m
0,00	4,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6,00	4,60	15855,22	95131,32	0,00	0,00	0,00	0,00
10,00	4,44	15303,73	153037,35	0,00	0,00	0,00	0,00
13,56	4,44	16584,11	224880,58	0,00	0,00	0,00	0,00
26,76	4,44	19599,29	524477,06	0,00	0,00	0,00	258710,66
31,76	4,44	20393,33	647692,18	0,00	0,00	0,00	371158,62
44,76	4,44	22025,22	985848,70	0,00	0,00	286327,82	687186,76
55,56	4,30	22353,85	1241980,09	0,00	0,00	532021,71	938861,84
65,56	4,20	22613,20	1482521,71	0,00	226132,05	764326,32	1175886,65
75,56	4,15	23014,00	1738937,78	0,00	460279,98	1008013,17	1426867,95
82,44	3,80	21453,67	1768640,46	0,00	576674,62	1087271,94	1477728,71
99,00	3,80	22263,10	2204046,57	368676,88	967108,92	1496970,62	1902158,98
108,00	3,80	22652,58	2446478,32	578999,87	1187901,14	1727032,47	2139309,37
115,00	3,60	21728,44	2498770,82	707478,07	1291538,59	1808675,51	2204133,15
	Totale	265839,75	16012442,93	1655154,82	4709635,30	8710639,55	12582002,69

Azioni generate dal vento

- **Calcolo Azioni generate dalla pressione del Vento sulle lame.**

La Tabella seguente riporta i valori delle azioni calcolate alle flange del tubolare di sostegno delle turbine dovute alla pressione convenzionale del vento sulle lame. La superficie media esposta al vento, a favore di sicurezza, è stata assunta pari alla larghezza massima delle lame pari a L=4,5m.

Larghezza Pale 1-2	Distanza dal centro	angolo	altezza	ce(z)	Pressione P	F	Momento
m	m	°	m	m	N/m ²	N	N*m
4,50	0,00	60,00	115,00	4,12	1876,77	8445,45	971226,22
4,50	10,00	60,00	125,00	4,19	1907,71	8584,71	1073088,21
4,50	22,50	60,00	137,50	4,27	1943,37	8745,15	1202458,01
4,50	35,00	60,00	150,00	4,34	1976,18	8892,80	1333919,51
4,50	47,50	60,00	162,50	4,40	2006,58	9029,61	1467311,47
4,50	60,00	60,00	175,00	4,47	2034,92	9157,12	1602496,53
4,50	72,50	60,00	187,50	4,52	2061,46	9276,57	1739356,21
4,50	85,00	60,00	200,00	4,58	2086,43	9388,94	1877787,24
					Totale	71520,33	11267643,40

Azioni generate dal vento

Larghezza Pala 3	Distanza dal centro	angolo	altezza	ce(z)	Pressione P	F	Momento
m	m	°	m	m	N/m ²	N	N*m
4,50	0,00	60,00	200,00	4,58	2086,43	9388,94	1877787,24
4,50	10,00	60,00	187,50	4,52	2061,46	9276,57	1739356,21
4,50	22,50	60,00	175,00	4,47	2034,92	9157,12	1602496,53
4,50	35,00	60,00	162,50	4,40	2006,58	9029,61	1467311,47
4,50	47,50	60,00	150,00	4,34	1976,18	8892,80	1333919,51
4,50	60,00	60,00	137,50	4,27	1943,37	8745,15	1202458,01
4,50	72,50	60,00	125,00	4,19	1907,71	8584,71	1073088,21
4,50	85,00	60,00	115,00	4,12	1876,77	8445,45	971226,22
Totale						71520,33	11267643,40

Azioni generate dal vento

Di seguito la tabella riepilogativa delle azioni dovute al vento agenti sulla struttura.

Componente	Carico Assiale Fz(T)	Forza orizzontale Fy(T)	Momento flettente Mx(T*m)
Flangia superiore T5	0,00	14,30	2253,52
Flangia inferiore T5	0,00	20,95	2418,51
Flangia inferiore T4	0,00	27,67	2723,96
Flangia inferiore T3	0,00	32,10	3124,06
Flangia inferiore T2	0,00	36,10	3511,20
Flangia di base	0,00	40,88	3854,24

12 TABULATI DI CALCOLO CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLA SEZIONI DI BASE STATO LIMITE DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA

Il dimensionamento della fondazione presuppone la determinazione del valore di sollecitazione alla base della struttura e l'utilizzo delle combinazioni dei carichi prescritte dalle NTC2018.

Lo scopo della presente relazione è di determinare una valutazione di massima delle dimensioni delle fondazioni; il calcolo delle flange bullonate dei tronchi conici sarà oggetto di Relazione di Calcolo in fase esecutiva.

Carico assiale Fz flangia inferiore T1						
combinazione		G	Q1	Q2	valori di progetto Ton	valori di progetto KN
		Peso proprio strutture	Azioni sismiche	Azioni vento		
1	Fondamentale SLU	1	0	0	703,76	7037,60
2	Fondamentale SLU	1,3	0	0	914,88	9148,80
3	Fondamentale SLU	1	0	1,5	703,76	7037,60
4	Fondamentale SLU	1,3	0	1,5	914,88	9148,80
5	Sismica SLU	1	1	0	703,76	7037,60

Combinazioni di carico

Azione orizzontale Ty flangia inferiore T1						
		G	Q1	Q2		
combinazione		peso proprio strutture	Azioni sismiche	Azioni vento	valori di progetto Ton	valori di progetto KN
1	Fondamentale SLU	1	0	0	0	0
2	Fondamentale SLU	1,3	0	0	0	0
3	Fondamentale SLU	1	0	1,5	61,32	613,20
4	Fondamentale SLU	1,3	0	1,5	61,32	613,20
4	Fondamentale SLU	1,3	0	1,5	61,32	613,20

Combinazioni di carico

Momento flettente Mx flangia inferiore T1						
		G	Q1	Q2		
combinazione		peso proprio strutture	Azioni sismiche	Azioni vento	valori di progetto Ton*m	valori di progetto KN*m
1	Fondamentale SLU	1	0	0	0	0
2	Fondamentale SLU	1,3	0	0	0	0
3	Fondamentale SLU	1	0	1,5	5781,36	57813,60
4	Fondamentale SLU	1,3	0	1,5	5781,36	57813,60
5	Sismica SLU	1	1	0	16503,63	165036,30

Combinazioni di carico

13 TABULATI DI CALCOLO CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE SEZIONI RESISTENTI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.

- **Azione Orizzontale Fy sul fusto della torre.**

Torre	Azione caratteristica	Coefficiente parziale frequente	Coefficiente parziale rara	Forza orizzontale frequente	Forza orizzontale rara
m	N(N)			Ton	Ton
0,00	0,00	0,20	0,60	0,00	0,00
6,00	15855,22	0,20	0,60	0,32	0,95
10,00	15303,73	0,20	0,60	0,31	0,92
13,56	16584,11	0,20	0,60	0,33	1,00
26,76	19599,29	0,20	0,60	0,39	1,18
31,76	20393,33	0,20	0,60	0,41	1,22
44,76	22025,22	0,20	0,60	0,44	1,32
55,56	22353,85	0,20	0,60	0,45	1,34
65,56	22613,20	0,20	0,60	0,45	1,36
75,56	23014,00	0,20	0,60	0,46	1,38
82,44	21453,67	0,20	0,60	0,43	1,29
99,00	22263,10	0,20	0,60	0,45	1,34
108,00	22652,58	0,20	0,60	0,45	1,36
115,00	21728,44	0,20	0,60	0,43	1,30
	265839,75				

Azioni generate dal vento combinazioni di carico SLE.

14 STATI LIMITE DI TIPO GEOTECNICO E CALCOLO ARMATURA DEL PLINTO SLU.

I plinti circolari diretti sono ipotizzati a comportamento perfettamente rigido per quanto riguarda il calcolo delle pressioni di contatto con il terreno, quindi hanno un andamento linearmente variabile. Il terreno è simulato come una superficie reagente in maniera elastica lineare a compressione (modello di Winkler) e non reagente a trazione. La distribuzione e l'entità degli sforzi sul terreno è quindi funzione dell'eccentricità risultante di tutti gli sforzi che scaricano in fondazione, compreso il peso proprio del plinto.

Il calcolo dell'armatura del plinto è svolto con procedure semplificate, sufficientemente valide in quanto i plinti di fondazione sono abbastanza tozzi da potere ricondurre il comportamento a piastra a quello di quattro mensole indipendenti incastrate al piede dell'aerogeneratore, essendo tale schema in vantaggio di sicurezza rispetto a quello più esatto di piastra. L'armatura del grigliato di base è ottenuta dal calcolo a flessione semplice delle singole mensole, caricate dalla pressione del terreno che scaturisce dalla combinazione di carico più gravosa calcolata nei paragrafi precedenti per gli Stati Limite (SL).

- **DIMENSIONI PLINTO**

Le dimensioni del plinto, che ha forma di un tronco di cono, sono riportate nella figura che segue:

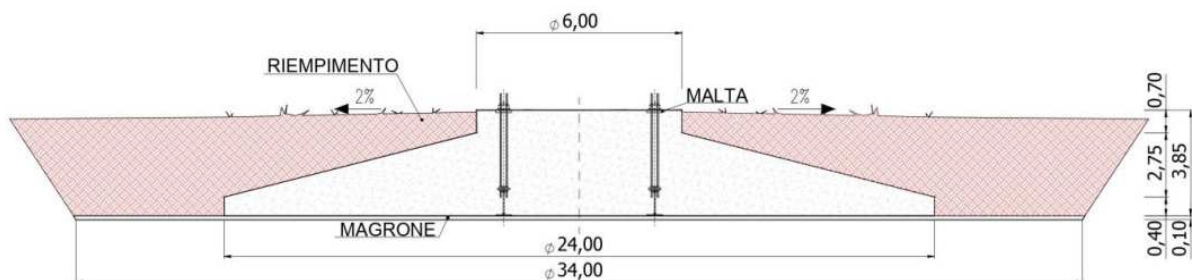
Base circolare R1=24,00m

Sommita' circolare R2=6,00m

Altezza minore h1=0,40m

Altezza maggiore h2=2,75m

Altezza sommità circolare h3=0,70m



Tipico fondazione diretta senza palificata

- **PESO PLINTO**

Il peso del plinto è calcolato moltiplicando l'area del plinto per il peso specifico del calcestruzzo pari a 2500kg/m³.

	Formula di calcolo	Volume(m ³)	Peso(T)
Volume cilindro della parte inferiore del plinto	$p \cdot R1^2 \cdot h1$	$3,14 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 0,4 = 180,86$	452,16
Volume tronco di cono della parte centrale del plinto	$p \cdot h2 \cdot (R1^2 + R1 \cdot R2 + R2^2) / 3$	$3,14 \cdot 2,75 \cdot (12 \cdot 12 + 12 \cdot 3 + 3 \cdot 3) / 3 = 544,01$	1360
Volume cilindro della parte superiore del plinto	$p \cdot R2^2 \cdot h3$	$3,14 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 0,7 = 19,78$	49,45
TOTALE	-	744,65	1861,62

Calcolo peso del plinto

Le verifiche di stabilità globale devono essere effettuate secondo l'approccio 1 Combinazione2: A2+M2+R2.
 Per tutte le altre verifiche sarà utilizzato l'approccio 2 (Collasso per Carico limite dell'insieme fondazione terreno, Collasso per scorrimento piano di posa)
 Combinazione 1: A1+M1+R3.

14.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO

Combinazione 5 SLU - Calcolo in condizioni non drenate per terreno a grana fine a favore di sicurezza

Combinazione 5SLU(si vedano le tabelle di capitolo 6)		
Fz=N+Nplinto(T)	Fy(T)	Mx(T*m)
703,76+1861,62=2565,38	0	16503,63

Valori delle azioni combinazione

Nella verifica si considera la base ridotta pari a $B^*=B-2e$ della fondazione per tener conto dell'eccentricità del carico e:

$$e=M/N=16503,63/2565,38=6,43m$$

$$B^*=B-2e=24-2*6,43=11,13m$$

Applicando la formula di Terzaghi si determina il valore del carico limite (si trascura, a favore di sicurezza, il peso del terreno attorno al plinto): nel nostro caso: $q_{LIM}=5,14*Cu$

In condizioni non drenate:

$$\phi=0^\circ$$

$$Cu=2,7Kg/cm^2$$

$$q_{LIM}=5,14*Cu=5,14*27000=138780,00Kg/m^2$$

$$q_{LIM}^*=N/(B^*XL)=2565380/(11,13*11,13*3,14)=6595,25Kg/m^2$$

$$Fs=138780/6595,25=21,04>2,3(\gamma_R)$$

VERIFICATA

14.2 COLLASSO PER SLITTAMENTO PIANO DI POSA

Per questa verifica bisogna considerare la combinazione n.5 del Capitolo 7.

Combinazione 5SLU(si vedano le tabelle di capitolo 7)		
Fz=N+Nplinto(T)	Fy(T)	Mx(T*m)
703,76+1861,62=2565,38	217,11	16503,63

Valori delle azioni combinazione n.5

La verifica è soddisfatta se:

$$F_y < R_d$$

$R_d = C_u \cdot A_{fondazione}$ Forza Resistente

$\gamma_R = 1,1$ Coefficiente di sicurezza

$$R_d = 27 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 3,14 / 1,1 = 11098,43(T)$$

$$F_y = 217,11(T) < 11098,47(T) = R_d$$

VERIFICATA

14.3 VERIFICA PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA

Si considerano due ulteriori combinazioni di carico (n°6 e n°7) rispetto a quelle già considerate:

Carico assiale Fz plinto						
		G	Q1	Q2		
combinazione		peso proprio strutture	azioni sismiche	azioni vento	valori di progetto Ton	valori di progetto KN
6	Fondamentale SLU	0,9	0	1,5	2495,00	24950,00
7	Sismica SLU	0,9	1	0	2495,00	24950,00

Combinazioni di carico

Azione orizzontale Ty plinto						
		G	Q1	Q2		
combinazione		peso proprio strutture	azioni sismiche	azioni vento	valori di progetto Ton	valori di progetto KN
6	Fondamentale SLU	0,9	0	1,5	61,32	613,20
7	Sismica SLU	0,9	1	0	217,11	2171,10

Combinazioni di carico

Momento flettente Mx plinto						
		G	Q1	Q2		
combinazione		peso proprio strutture	azioni sismiche	azioni vento	valori di progetto Ton	valori di progetto KN
		6	Fondamentale SLU	0,9	0	1,5
7	Sismica SLU	0,9	1	0	16503,63	165036,30

Combinazioni di carico

$N=633,38(T)$

$M=16503,63(T)$ ton*m

La condizione di verifica impone che $e=M/N$

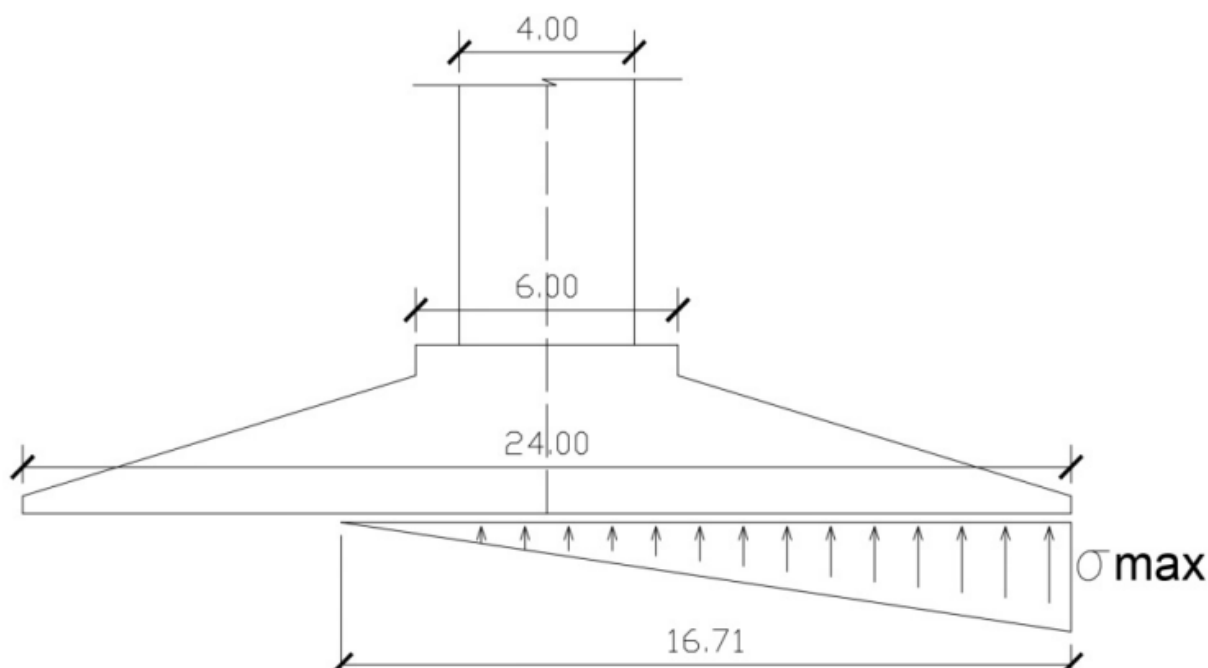
$D/3=24/3=8,00m$ $e=M/N=16503,63/2495=6,61 < B/3=8.00$ VERIFICATA

14.4 VERIFICA A FLESSIONE E DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE

La verifica a flessione è finalizzata a determinare il diametro ed il passo delle armature presenti nel plinto.

Per la verifica a flessione si utilizzerà la combinazione n.5.

Combinazione 5SLU(si vedano le tabelle di capitolo 6)		
$Fz=N+Nplinto(T)$	$Fy(T)$	$Mx(T*m)$
$703,76+1861,62=2565,38$	0	16503,63



Schema di calcolo verifica a flessione

Caratteristiche geometriche del plinto:

Momento di inerzia della base della fondazione: $J_y = \pi \cdot D^4 / 64$

Area della base della fondazione: $A = \pi \cdot D^2 / 4$

La sezione è parzializzata e pertanto si dovrà considerare una sezione equivalente ridotta tutta compresa di diametro pari a:

$$D' = 3 \cdot u = 3 \cdot (D/2 - M/N) = 3 \cdot (12 - 6,43) = 3 \cdot 5,57 = 16,71 \text{ (m)}$$

- **Sforzo massimo agente sul plinto:**

$$\sigma_{MAX} = 2 \cdot N / D \cdot D = 2 \cdot 2565,38 / (16,71 \cdot 24) = 12,79 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- **Sollecitazioni di progetto:**

$$N_d = \sigma_{MAX} \cdot 16,71 \cdot 24 / 2 = 2565,38 \text{ (T)}$$

$$M_{dx} = N \cdot (16,71 + 2 \cdot 7,3) / 6 = 13383,20 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

- **Dimensionamento di massima delle armature:**

$$A_f = M_{dx} \cdot \gamma_f / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) \text{ Area delle armature necessarie}$$

$$f_{yd} = f_y / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ Tensione massima di progetto acciaio B450C}$$

$$\gamma_f = 1,4 \text{ Coefficiente moltiplicativo}$$

d = altezza della sezione. essendo il plinto ad altezza variabile, si considera l'altezza media del plinto

equivalente di diametro D' pari a:

$$h_{media} = h_{base} + h_{tronco} \cdot 3/2 = 0,4 + 2,75 \cdot 3,7/9 = 153,0 \text{ (cm)}$$

$$A_f = M_{dx} \cdot \gamma_f / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 13383200000 \cdot 1,4 / (0,9 \cdot 153 \cdot 391) = 347998,45 \text{ mm}^2$$

- **Armatura necessaria a resistere alle sollecitazioni di progetto:**

Si disporranno in senso radiale 950 barre di armatura B450C di diametro 24mm:

$$\phi_{24} = 452,16 \text{ mm}^2$$

$$800 \phi_{24} = 361728 \text{ mm}^2$$

Interasse minimo armature (Anche in questo caso si considera un raggio ridotto corrispondente alla sezione ridotta che ha raggio pari a $R' = D'/2 = 16,71/2 = 8,35 \text{ (m)}$)

$$i = 2 \cdot \pi \cdot R / 800 = 2 \cdot 3,14 \cdot 835 / 800 = 6,5 \text{ cm}$$

- **Interasse delle armature di progetto:**

- **Verranno disposte armature incrociate superiori ed inferiori di diametro 24 mm in senso radiale ad interasse paria 6,5cm.**

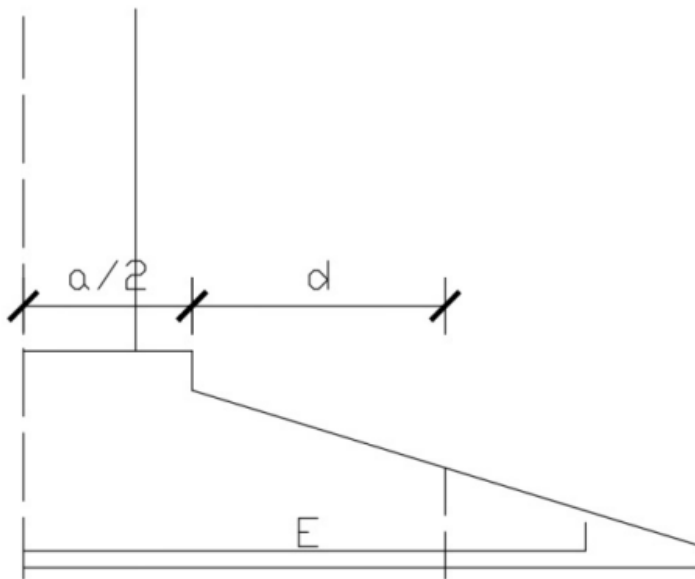
14.5 VERIFICAA TAGLIO

- Combinazione 4-SLU

Combinazione 5SLU (si vedano le tabelle di capitolo 6)		
Fz=N+Nplinto(T)	Fy(T)	Mx(T*m)
914,88+1861,62=2776,50	61,32	5781,36

Valori delle azioni combinazione n.5

La sezione di verifica è la E



Sezione di verifica al taglio

Per questa verifica si deve prendere in considerazione la sezione E rappresentata in figura n.8 che è posta ad una distanza pari all'altezza della fondazione.

Il riferimento normativo è il capitolo 4.1.2.1.3.2 delle NTC2018.

- **Taglio sollecitante di progetto**

$$VdE = Nd/D * ((D-a)/2 - d')$$

Parametri di calcolo taglio Resistente cap.4.1.2.1.3.2 NTC2018	
VdE	Taglio di calcolo in corrispondenza della sezione E
Diametro della sezione	D=24,00m
Diametro parte alta del plinto si veda figura n.8	a=6,00m
Distanza della sezione di verifica E (rottura a 45°)	d'=3,15m
Nd	2776,62(T)

$$VdE = 2776,50/24 * ((24-6)/2 - 3,15) = 676,77(T)$$

- **Resistenze al taglio del puntone in calcestruzzo compresso e dell'armatura tesa**

$$VRsd = 0,9 * d * Asw/s * fyd * (ctg\alpha + ctg\theta) * sen\alpha$$

$VRcd = 0,9 * d * bw * \alpha * f'cd * (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\alpha)$ La resistenza a taglio VRd della trave è la minore delle due sopra definite: **$Vrd = \min(VRsd, VRcd)$**

- **Determinazione dell'armatura a taglio e calcolo del taglio resistente**

Parametri di calcolo taglio Resistente cap.4.1.2.1.3.2 NTC2018	
Area staffe ϕ 24	$A_{sw}=452,16 \times 2=904,32 \text{mm}^2$
Tensione di progetto acciaio	$f_{yd}=391 \text{N/mm}^2$.
Altezza utile della sezione in corrispondenza della sezione E	$d=1530 \text{mm}$
Passo delle staffe	$s=65 \text{mm}$
Larghezza minima della sezione in corrispondenza della sezione E	$b_w=d'+a/2=3,15+3,0=6,15 \text{m}$
Area della sezione di calcestruzzo in corrispondenza della sezione E	$A_c=2 \cdot \pi \cdot d'^2=2 \cdot 3,14 \cdot 3150^2=62313300 \text{mm}^2$
Carico assiale N_{Ed} sulla sezione E corrispondente al taglio di progetto F_y di tabella n.32	$N_{Ed}=61,32(\text{T})=613200(\text{N})$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c=613200/(2 \cdot 3,14 \cdot 3150^2)=0,01 \text{N/mm}^2$
Resistenza a compressione del calcestruzzo d'anima	$f_{cd}=0,5 \cdot f_{cd}=12,75 \text{N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c=1+\sigma_{cp}/f_{cd}=1+0,01/25,5=1,00$

Parametri di calcolo Taglio

La disposizione di armatura scelta prevede delle staffe di collegamento ϕ 24 a passo 6,5cm tra le armature disposte radialmente.

$$V_{rds}=0,9 \times 1530 \times 904,32 / 65 \times 391 \times (0+1) / (1) = 7487998 \text{N} = 748,79(\text{T})$$

$$V_{rcd}=0,9 \times 1530 \times 6150 \times 1,00 \times 12,75 \times 1 / 1 = 107974012 \text{N} = 1079,74(\text{T})$$

$$V_{dE}=676,77(\text{T}) < V_{rds}=748,79(\text{T}) \quad \text{VERIFICATA}$$

14.6 VERIFICA A PUNZONAMENTO

- Combinazione 4-SLU

Combinazione 5SLU (si vedano le tabelle di capitolo 6)		
$F_z=N+N_{plinto}(\text{T})$	$F_y(\text{T})$	$M_x(\text{T} \cdot \text{m})$
$914,88+1861,62=2776,50$	61,32	5781,36

Valori delle azioni combinazione n.5

- In accordo con quanto prescritto dalla norma Eurocodice 2(EC2):
Lungo il perimetro di verifica posto a distanza $1,5d$ dal bordo esterno della torre di acciaio (critical perimeter) deve essere verificata la seguente relazione:

$V_{Ed} < V_{Rd,c}$ Se questa relazione è verificata non è necessario aggiungere armatura al punzonamento.

$$v_{Ed} = V_{Ed} \cdot \beta / (u \cdot d)$$

Parametri di calcolo punzonamento EC2	
u critical perimeter pari al perimetro di base della torre in acciaio di diametro D=4,5m	$u=\pi \times D=3,14 \times 4,5=14,13\text{m}$
Altezza utile della sezione alla distanza u	$D=b_y=b_z=1500\text{mm}$
e eccentricità del carico agente $e=N/M_x$	$e=5781,36/2776,50=2,08\text{m}$
Larghezza minima della sezione in corrispondenza della sezione E	$b_w=6,15\text{m}$
β è un coefficiente che dipende dall'eccentricità espressione 6.43 EC2	$\beta=1+1,8 \cdot ((e_y/b_z)^2+(e_z/b_y)^2)^{0,5}=1+1,8 \cdot (2 \cdot (2080/1500)^2)^{0,5}=4,52$
Resistenza a compressione del calcestruzzo d'anima	$f_{cd}=0,5 \cdot f_{cd}=12,75\text{N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c=1+\sigma_{cp}/f_{cd}=1+0,01/25,5=1,00$

Parametri di calcolo verifica al punzonamento

Parametri di calcolo taglio Resistente cap.4.1.2.1.3.2 NTC2018	
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	$\gamma_c=1,5$
$C_{Rd,c}=0,18/\gamma_c$	$C_{Rd,c}=0,18/1,5=0,12$
e eccentricità del carico agente $e=N/M_x$	$e=5781,36/2776,50=2,08\text{m}$
kfattorediforma $K=1+(200/d)^{0,5} \leq 2,0$ cond(inmm);	$K=1+(200/d)^{0,5}=1+(200/1500)^{0,5}=1,36$
Area sezione critica A_t	$A_t=9000 \cdot 1500=13500000 \text{ mm}^2$
Larghezza piastra L_p Si raccomanda di calcolare i valori di p_{ly} e p_{lz}	$L_p=\text{larghezza base aerogeneratore}+3 \cdot D=4,5+3 \cdot 1,5=9\text{m}$
come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato(EC2).	
rapporto geometrico di armatura $\rho_l=(\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})^{0,5} \leq 0,02$; Si raccomanda di calcolare i valori di p_{ly} e p_{lz} come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato.	n. armatura in un metro di piastra $n_{arm}=2 \cdot 100/6,5=31$ (approssimato) Area armature $=452,16 \cdot (9 \cdot 31)=126152\text{mm}^2/\text{m}$ $\rho_{lx}=452,16 \cdot (9 \cdot 31)/13500000=0,093$ $\rho_{ly}=379 \cdot (9 \cdot 31)/13500000=0,0093$
$\rho_l=(\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})^{0,5} \leq 0,02$	$\rho_l=(0,93 \cdot 0,093)^{0,5}=0,93$
Resistenza a compressione del calcestruzzo d'anima	$f_{cd}=0,5 \cdot f_{cd}=12,75\text{N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c=1+\sigma_{cp}/f_{cd}=1+0,01/25,5=1,00$

Parametri di calcolo verifica al punzonamento

$$\rho_l=(\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})^{0,5}=0,0093 \leq 0,02;$$

$$v_{Rd,c}=0,12 \cdot 1,36 \cdot (100 \cdot 0,0093 \cdot 45)^{1/3}=0,56\text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed}=0,56\text{N/mm}^2 < 5,92\text{N/mm}^2 v_{Rd,c} \quad \text{VERIFICATA}$$

Non è necessario aggiungere armatura a punzonamento.

15 STATI LIMITE DI TIPO GEOTECNICO E CALCOLO ARMATURA DI PLINTO SU PALI STATO LIMITE ULTIMO.

Nel caso in cui si renda necessario l'utilizzo di fondazioni profonde saranno utilizzati 24 pali trivellati fino alla profondità di trenta metri e di diametro pari a 120cm. Come evidenziato dalla Relazione geologica, che costituisce un allegato alla presente Relazione di calcolo preliminare, la sostanziale omogeneità delle stratigrafie del terreno per i siti di installazione degli aerogeneratori produce l'effetto di rendere valida la trattazione che segue per tutti gli aerogeneratori presenti, con l'avvertenza di tenere in conto che questo è solo un calcolo preliminare di massima che andrà poi approfondito e rielaborato per ciascuno degli otto siti di installazione.

Per il calcolo si è fatto uso di un idoneo software strutturale. Le dimensioni della struttura di fondazione fuori terra sarà la medesima del caso in assenza di pali. Lo scopo della trattazione che segue è quello di verificare la lunghezza ed il numero di pali richiesti per la struttura in esame.

Saranno dunque eseguite le sole verifiche SLU di tipo geotecnico necessarie a quantificare il numero e la lunghezza di pali di fondazioni rimandando alla progettazione esecutiva le verifiche SLU di tipo strutturale (cfr.6.4.3.1 NTC2018) necessarie a definire nel dettaglio l'armatura dei pali.

La struttura viene schematizzata come anelli concentrici con altezza variabile crescente verso il centro con sotto i pali di fondazione secondo la disposizione della distinta di carpenteria.

- **DIMENSIONI PLINTO**

Le dimensioni del plinto, che ha forma di un tronco di cono, sono riportate in figura n.1:

Base circolare R1=24,00m;

Sommita' circolare R2=6,00m;

Altezza minore h1=0,40m;

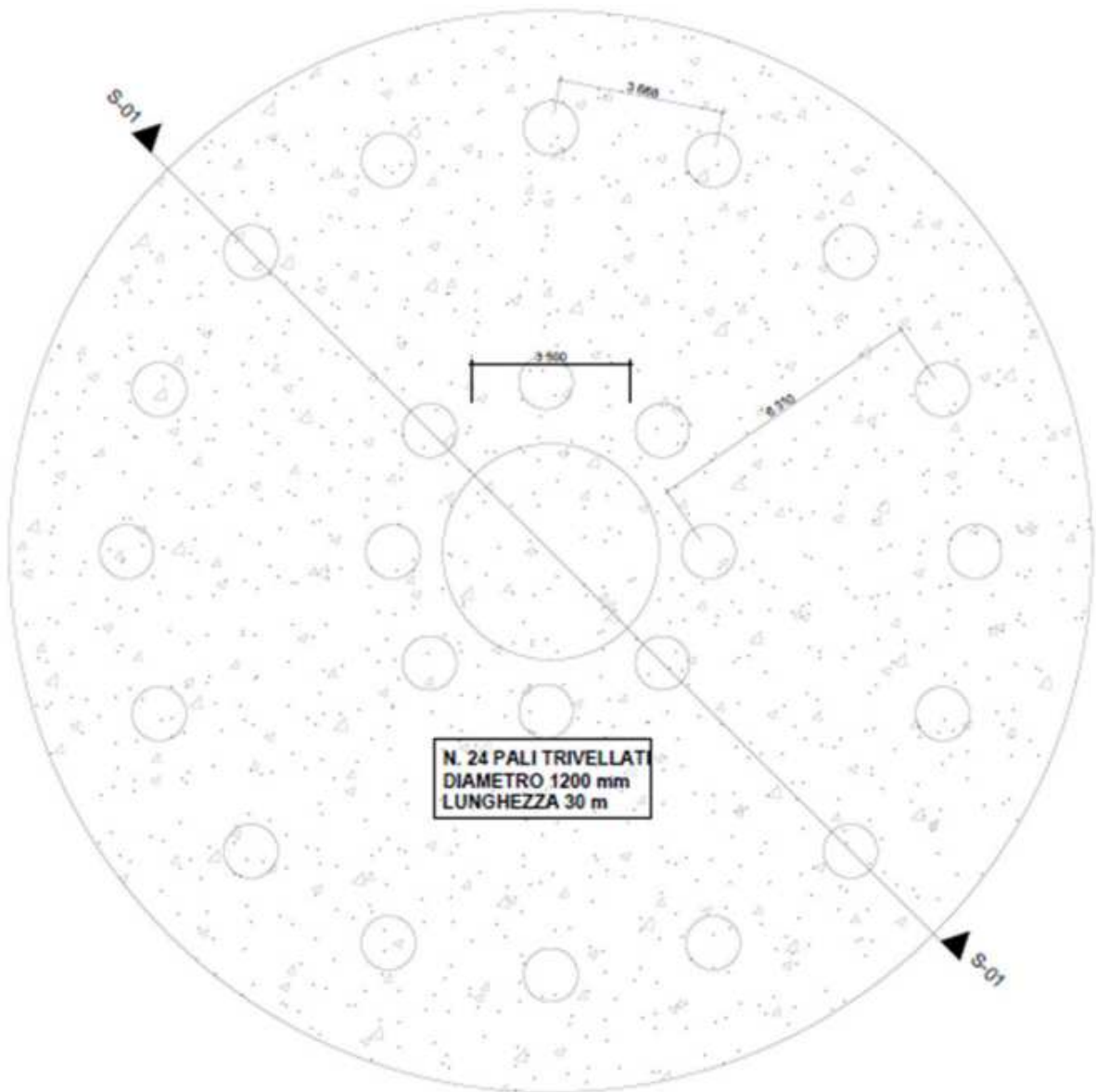
Altezza maggiore h2=2,75m;

Altezza sommità circolare h3=0,70m.

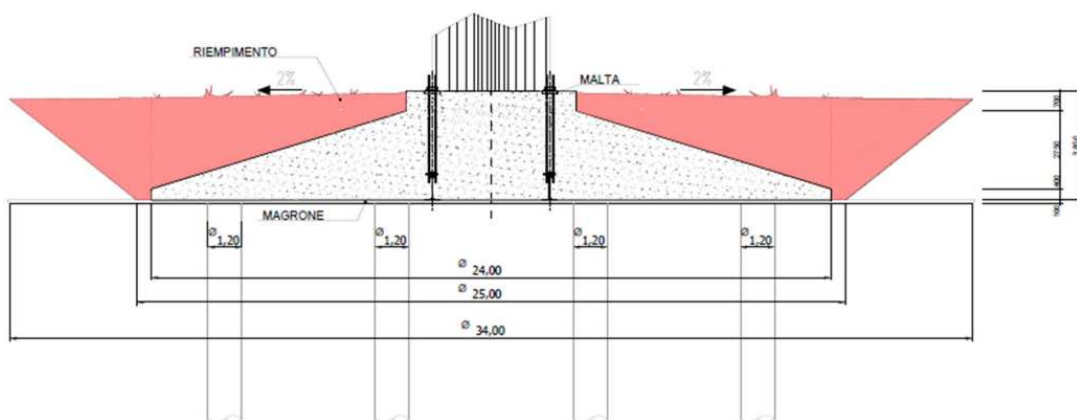
STRATIGRAFIA PLINTI																
Plin N.ro	Q.t.v. (m)	Q.t.d. (m)	Q.falda (m)	Incl Grd	Kw kg/cm ²	Num Str	Sp.str. (m)	Peso Sp kg/m ³	Fi' (Grd)	C' kg/cm ²	Cu kg/cm ²	Mod.El. kg/cm ²	Poisson	Coeff. Lambe	Gr.Sovr (%)	Mod.Ed. kg/cm ²
1	0,20	0,00		0		1	1,00	1900	20,00	0,00	0,00	50,00	0,20	0,00	1	50,00
						2	4,00	2100	32,00	0,00	0,00	800,00	0,20	0,00	1	80,00
						3		1900	24,00	0,155	2,70	200,00	0,20	0,00	3	110,00

DATI GENERALI			
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLA M1	TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,00		
Peso Specifico	1,00		
Coesione Efficace (c'k)	1,00		
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00		
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Su Pali Trivellati		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3

DATI GENERALI		
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA		
	TABELLA M1	TABELLA M2
Capacita' Portante		2,30



PARTICOLARE FONDAZIONE SU PALI



Tipico fondazione su pali trivellati

15.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

- CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI
- Il carico ultimo del palo a compressione risulta: $Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{later} - P_{palo} - P_{attr_neg}$.

Q punta: RESISTENZA ALLA PUNTA

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{punta} = C_{up} N_c A_p R_c$$

Essendo

C_{up} = coesione non drenata terreno alla quota della punta

N_c = coeff. di capacità portante = 9

σ_v = tensione verticale totale in punta

A_p = area della punta del palo

R_c = coeff. di Meyerhof per le argille S/C

$R_c = D+1/2 D +1$ per pali trivellati $R_c = D + 0,5/ 2D$ per pali infissi

D = diametro del palo

- In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo Vesic):

$$Q_{punta} = N_q c N_c A_p$$

Essendo:

$$\mu = \frac{1+2(1-\sin\phi')}{3}$$

$$N_q = \frac{3}{3-\sin\phi'} \exp \left[\left(\left(\frac{\pi}{2} - \phi' \right) \tan \phi' \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \times Irr^{\frac{4\sin\phi'}{3(1+\sin\phi')}} \right]$$

Irr = indice di rigidità ridotta

$$Irr \approx Ir = \text{indice di rigidità} = \frac{G}{c' + \sigma_v' \tan \phi'}$$

G = modulo elastico di taglio

σ_v = tensione verticale efficace in punta

$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$

- In terreni incoerenti (secondo Berezantzev):

$$Q_{punta} = \sigma_v \times \alpha_q \times N_q \times A_p$$

Essendo

α_q = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D ;

N_q = calcolato con ϕ^* secondo Kishida:

$$\phi^* = \phi' - 3^\circ \text{ per pali trivellati}$$

L = lunghezza del palo

Patr neg: CARICO DA ATTRITO NEGATIVO

Patr_neg = 0 in terreni coesivi in condizioni non drenate;

Patr_neg = ' As×β ×σ m in terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate.

Essendo:

β = coeff. di Lambe;

σ' m = pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile.

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Q_{amm} = \left(\frac{Q_{punta}}{\mu_P} + \frac{Q_{later} - P_{palo} - Patr_neg}{\mu_L} \right) \times E_g$$

dove:

μ P = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta

μ L = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale

Eg = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo:

-in terreni coesivi:

a) per plinti rettangolari (secondo Converse-La Barre):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Con

m= numero delle file dei pali nel gruppo:

n = numero di pali per ciascuna fila;

i = interasse fra i pali.

- in terreni incoerenti:

Eg = 2/3

per pali trivellati

15.2 TABULATI DI CALCOLO

1) SPECIFICHE CAMPI TABULATI DI CALCOLO PALI IN CONDIZIONI DRENATE:

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa della portanza delle fondazioni su pali in condizioni drenate.

- Palo** : Numero del palo
Quota : Quote significative del palo (testa, strati e punta)
StrNro : Numero dello strato
SgmEff : Tensione efficace alla quota attuale
CoeffKs : Coefficiente di spinta laterale lungo lo strato
CoeffAttr. : Coefficiente di attrito laterale lungo lo strato
Fi rid. : Attrito terreno alla punta del palo
Rig.rid. : Indice di rigidità ridotta
AlfaQBerez : Coefficiente di riduzione di Nq secondo Berentzanzev
EtaVVesic : Coefficiente di riduzione di Nq secondo Vesic
CoeffNq : Coefficiente di capacità portante
CoeffNc : Coefficiente di capacità portante
QultPu : Portanza ultima alla punta
QultLa : Portanza ultima laterale
Peso : Peso proprio del palo
Qneg : Carico perso per attrito negativo
Eff. : Coefficiente di efficienza della palificata
QlimCmp : Portanza limite per compressione
QlimTrz : Portanza limite per trazione
Comb. : Numero di combinazione per la quale è stata eseguita la verifica
Qpalo : Massimo sforzo agente sul palo. Se la portanza non verifica a trazione o compressione riporta il relativo valore di esercizio di trazione o compressione
Status Verif : **OK** oppure **NOVERIF** a seconda che il carico di esercizio sia inferiore o superiore alla relativa portanza ammissibile di trazione o compressione

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE																					
Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf l/mq	Coeff Ks	Coeff Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/7	111,64	OK
2	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/7	152,40	OK
3	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/5	251,44	OK
4	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/3	349,50	OK
5	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/3	386,48	OK
6	2,5	1	4,8	0,658	0,36																

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE																					
Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf l/mq	Coeff Ks	Coeff Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/9	345,67	OK
7	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	2,5	1	4,8	0,658	0,36																
	6,5	2	13,1	0,470	0,62																
	32,3	3	62,2	0,593	0,45	21,0	33	0,000	0,761	13,03	31,34	442,5	592,5	84,26	0,00	1,00	769,66	541,37	A1/9	249,45	OK

2) SPECIFICHE CAMPI TABULATI DI CALCOLO PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE:

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa della portanza delle fondazioni su pali in condizioni non drenate.

Plinto	: Numero del plinto
Quota	: Quote significative del palo (testa, strati e punta)
StrNro	: Numero dello strato
SgmTot	: Pressione totale alla quota attuale
AlfaC	: Coefficiente di riduzione della coesione lungo lo strato
Coeff.Nq	: Coefficiente di capacità portante
Coeff.Nc	: Coefficiente di capacità portante
QultPun	: Portanza ultima alla punta
QultLat	: Portanza ultima laterale
Peso	: Peso proprio del palo
EfPal	: Coefficiente di efficienza della palificata
QlimCmp	: Portanza limite per compressione
QlimTrz	: Portanza limite per trazione
Comb.	: Numero di combinazione per la quale è stata eseguita la verifica
Qpalo	: Massimo sforzo agente sul palo. Se la portanza non verifica a trazione o compressione riporta il relativo valore di esercizio di trazione o compressione.
Status Verif.	: OK oppure NOVERIF a seconda che il carico di esercizio sia inferiore o superiore alla relativa portanza ammissibile di trazione o compressione

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE															
PORTANZA PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE															
Plint N.ro	Quota m	Strat Nro	SgmTot l/mq	AlfaC	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultPun (t)	QultLat (t)	Peso (t)	EfPal	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	2,50	1	4,75	0,700											
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/7	111,64	OK
2	2,50	1	4,75	0,700											
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/7	152,40	OK
3	2,50	1	4,75	0,700											
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/5	251,44	OK
4	2,50	1	4,75	0,700											
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/3	349,50	OK
5	2,50	1	4,75	0,700											
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/3	386,48	OK
6	2,50	1	4,75	0,700											
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/9	345,67	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE															
PORTANZA PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE															
Plint N.ro	Quota m	Strat Nro	SgmTot t/mq	AlfaC	Coef. Nq	Coef. Nc	QuitPun (t)	QuitLat (t)	Peso (t)	EtPal	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
7	2,50	1	4,75	0,700	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/9	249,45	OK
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350											
8	2,50	1	4,75	0,700	1,00	9,00	131,37	540,68	84,26	1,00	494,20	499,95	A1/7	152,64	OK
	2,50	1	4,75	0,700											
	6,50	2	13,15	0,700											
	32,30	3	62,17	0,350											
9	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/7	-16,31	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
10	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/7	-8,76	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
11	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/7	14,01	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
12	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/5	51,23	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
13	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/5	93,18	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
14	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/3	135,06	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
15	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/3	171,91	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
16	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/3	197,26	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
17	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/3	207,25	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
18	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/9	199,74	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
19	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/9	175,88	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
20	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/9	138,50	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
21	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/9	93,68	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											
	31,00	3	59,70	0,350											
22	1,20	1	2,28	0,700	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/9	93,68	OK
	1,20	1	2,28	0,700											
	5,20	2	10,68	0,700											

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE																
PORTANZA PALI IN CONDIZIONI NON DRENATE																
Plint N.ro	Quota m	Strat Nro	SgmTot t/mq	AlfaC	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultPun (t)	QultLat (t)	Peso (t)	EfPal	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.	
	31,00	3	59,70	0,350	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/9	49,73	OK	
23	1,20	1	2,28	0,700												
	1,20	1	2,28	0,700												
	5,20	2	10,68	0,700												
	31,00	3	59,70	0,350	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/7	15,30	OK	
24	1,20	1	2,28	0,700												
	1,20	1	2,28	0,700												
	5,20	2	10,68	0,700												
	31,00	3	59,70	0,350	1,00	9,00	130,30	540,68	84,26	1,00	493,41	499,95	A1/7	-7,72	OK	

Portanza condizini drenante

SPECIFICHE CAMPI TABULATI DI CALCOLO PALI CARICO ORTOGONALE:

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate sia nella tabella di stampa della verifica della portanza dei pali al carico ortogonale:

- Filo N.** : *Filo fisso di riferimento.*
- Int.** : *Interasse minimo tra i pali (per alcune tipologie può risultare inferiore al valore assegnato come input).*
- Cmbort** : *Combinazione di carico più gravosa per la verifica alla portanza per carico ortogonale. La mancanza di questo dato e di quelli seguenti indica che non si è eseguito questo tipo di verifica.*
- Q** : *Carico ortogonale massimo.*
- CoeffGrupp** : *Coefficiente di riduzione della portata ortogonale per pali disposti in gruppo.*
- Qlim** : *Carico ortogonale limite, pari al carico ortogonale massimo moltiplicato per il coefficiente di gruppo.*
- Qeser** : *Carico ortogonale di esercizio agente in testa al palo più sollecitato del plinto.*
- CoeffSicur** : *Coefficiente di sicurezza per la portanza ortogonale del palo, pari al rapporto tra il carico limite e il carico ortogonale di esercizio.*
- Verifica** : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche di portanza.*

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE																	
PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE									PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE								
Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica	Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
66		A1/1	4459,777	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	68		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
70		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	72		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
74		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	76		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
78		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	80		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
162		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	163		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
164		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	165		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
166		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	167		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
168		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	169		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
170		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	171		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
172		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	173		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
174		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	175		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK
176		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK	177		A1/1	4459,778	1,00	3430,60	0,00	999,90	OK

Portanza a carico ortogonale

16 DIMENSIONAMENTO FONDAZIONE DELLA CABINA DI RACCOLTA E CONTROL ROOM.

La Cabina di Raccolta e la Control room sono state collocate all'interno di una recinzione a pianta quadrata di dimensioni 15X15 metri.

La Cabina di Raccolta ha dimensioni 8,08X2,38 metri mentre la Control room ha dimensioni 6,08X2,38 metri come si evince dalla Tavola ELT05 che è parte integrante del presente elaborato, entrambe le strutture sono prefabbricate in c.a.v..

In questa fase verranno dimensionate le platee di fondazione degli edifici descritti al capoverso precedente; mentre i calcoli relativi alle strutture in elevazioni saranno sottoposti ad approvazione in occasione della presentazione del progetto esecutivo.

La platea di fondazione di altezza complessiva pari ad un metro sarà poggiata sotto la coltre di terreno vegetale che come si evince dalla Relazione Geologica ha uno spessore di 70cm, mentre l'estradosso sarà posto in alto rispetto al piano campagna di 30 cm.

16.1 CABINA DI RACCOLTA

Per il calcolo della portanza della platea si procede propedeuticamente alla definizione dei pesi agenti sulla struttura.

Peso proprio Cabina di Raccolta	
Peso specifico pannelli perimetrali in c.a.v	2500kg/m ³
Superficie locale Cabina di Raccolta	S=8,08*2,38=19,23m ²
Peso pannello H=3,05m; L1=8,08m;s=0,15m	P1=2500*3,05*8,08*0,15=9241,50kg
Peso pannello H=3,05m; L2=2,38m;s=0,15m	P1=2500*3,05*2,38*0,15=2722,12kg
Peso solaio inferiore L1=8,08m;L2=2,308;s=0,15	P1=2500*8,08*2,38*0,15=7211,40kg
Peso proprio Totale struttura	PT=9241,5*2+2722,12*2+7211,4*2=38350,05kg

Peso proprio Cabina di Raccolta

Peso permanente ed accidentale Cabina di Raccolta	
Carico permanente mobili e strumenti interni	Pperm=100kg/m ²
Carico accidentale folla	Pfolla=200kg/m ²
Carico accidentale neve	Pneve=60kg/m ²

Determinazione dell'Azione Sismica SLV(si veda capitolo 11)	
$S(T)=ag*S*F0*(Tc/T)/q$	0,617/q
Periodo proprio approssimato della struttura (7.3.3.2.NTC2018)	$T=C1*H^{3/4}=0,075*3,05^{3/4}=0,17s$
Fattore di struttura q=1,1*3	q=3,3
$S(0,17)=0,617/3,3$	$S(0,17)=0,187g$
Fsismica agente sul solaio superiore Fsis: $Fsis=0,187*(PT+Pperm*S+Pfolla*S)$	$Fsis=0,187*(38350,05+100*19,23+200*19,23)$ $Fsis=8250,34kg$

- Azioni agenti sulla platea di Fondazione.

Determinazione dell’Azione Sismica SLV(si veda capitolo 11)	
Azione assiale $N=(38350,05+100*19,23)*1,3+200*19,23*1,5$	N=58123,97kg
Azione Tagliante T=F_{sis}	T=8250,34kg
Momento flettente M=8250,34*3,05	M=25163,56kg*m

16.1.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE TERRENO

- Calcolo in condizioni drenate per terreno a grana grossa.

Lo sforzo massimo agente sulla fondazione è pari a:

$$q_{max} = N/S + 6*M/L^2 * L_1^2 = 58123,97 / (19,23) + 6 * 25163 / (2,38 * 8,082) = 0,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Applicando la formula di Terzaghi si determina il valore del carico limite (si trascura, a favore di sicurezza, il peso del terreno attorno al plinto) per lo strato di calcareniti su cui sarà poggiata la platea:

$N_y = 30$ per angolo d’attrito $\phi = 32^\circ$

$N_c = 0$ per coesione posta cautelativamente pari

$c = 0$ per lo strato di calcareniti. $\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3$ peso specifico calcareniti

$$q_{LIM} = 1/2 * L_2 * \gamma * N_y = 0,5 * 8,08 * 2100 * 30 = 25,45 \text{ kg/cm}^2$$

$F_s = 25,45 / 0,3 > 2,3$ (γ_R)

VERIFICATA

16.2 CONTROL ROOM

Per il calcolo della portanza del plinto si procede propedeuticamente alla definizione dei pesi agenti sulla struttura.

Peso proprio Control Room	
Peso specifico pannelli perimentrali in c.a.v	2500 kg/m^3
Superficie locale Control Room	$S = 6,08 * 2,38 = 14,47 \text{ m}^2$
Peso pannello H=3,05m; L1=6,08m; s=0,15m	$P_1 = 2500 * 3,05 * 6,08 * 0,15 = 6954,0 \text{ kg}$
Peso pannello H=3,05m; L2=2,38m; s=0,15m	$P_2 = 2500 * 3,05 * 2,38 * 0,15 = 2722,12 \text{ kg}$
Peso solaio inferiore L1=6,08m; L2=2,308m; s=0,15m	$P_3 = 2500 * 6,08 * 2,38 * 0,15 = 5426,40 \text{ kg}$
Peso proprio Totale struttura	$PT = 6954 * 2 + 2722,12 * 2 + 5426,4 * 2 = 30205,05 \text{ kg}$

Peso permanente ed accidentale Cabina di Raccolta	
Carico permanente mobili e strumenti interni	Pperm=100kg/m ²
Carico accidentale folla	Pfolla=200kg/m ²
Carico accidentale neve	Pneve=60kg/m ²

Determinazione dell'Azione Sismica SLV(si veda capitolo 11)	
$S(T)=ag \cdot S \cdot F_0 \cdot (T_c/T)/q$	0,617/q
Periodo proprio approssimato della struttura (7.3.3.2.NTC2018)	$T=C_1 \cdot H^{3/4}=0,075 \cdot 3,05^{3/4}=0,17s$
Fattore di struttura $q=1,1 \cdot 3$	$q=3,3$
$S(0,17)=0,617/3,3$	$S(0,17)=0,187g$
F sismica agente sul solaio superiore F _{sis} : $F_{sis}=0,187 \cdot (PT+P_{perm} \cdot S+P_{folla} \cdot S)$	$F_{sis}=0,187 \cdot (30205,05+100 \cdot 14,47+200 \cdot 14,47)$ $F_{sis}=6460,11kg$

Determinazione dell'Azione Sismica SLV(si veda capitolo 11)	
Azione assiale $N=(30205,05+100 \cdot 14,47) \cdot 1,3+200 \cdot 14,47 \cdot 1,5$	N=45488,67kg
Azione Tagliante T=F_{sis}	T=6440,11kg
Momento flettente M=6440,11*3,05	M=19642,34kg*m

16.2.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO

Lo sforzo massimo agente sulla fondazione è pari a:

$$q_{max} = N/S + 6 \cdot M/L_2 \cdot L_1^2 = 48488,67 / (14,47) + 6 \cdot 19642,34 / (2,38 \cdot 6,082) = 0,33kg/cm^2$$

Applicando la formula di Terzaghi si determina il valore del carico limite (si trascura, a favore di sicurezza, il peso del terreno attorno al plinto) per lo strato di calcareniti su cui sarà poggiata la platea:

$$N_y = 30 \text{ per angolo d'attrito } \phi = 32^\circ$$

$$N_c = 0 \text{ per coesione posta cautelativamente pari}$$

$$c = 0 \text{ per lo strato di calcareniti.}$$

$$\gamma = 2100kg/m^3 \text{ peso specifico calcareniti}$$

$$q_{LIM} = 1/2 \cdot L_2 \cdot \gamma \cdot N_y = 0,5 \cdot 6,08 \cdot 2100 \cdot 30 = 19,15kg/cm^2$$

$$F_s = 19,15 / 0,33 > 2,3 (\gamma_R)$$

VERIFICATA

17 PORTANZA FONDAZIONE DELLA SOTTOSTAZIONE ELETTRICA LATO UTENTE

La sottostazione lato utente è costituita da:

- 1) Un prefabbricato 26,00 x 4,90 m ed altezza massima fuori terra di circa 3,40 m, e sarà destinato a contenere i quadri di comando e controllo della stazione.
 - 2) Una platea di fondazione su cui saranno imbullonati tramite piastre in acciaio le apparecchiature elettromeccaniche.
- Verifica platea fabbricato. Si assume una fondazione di altezza H=50cm

Peso proprio Cabina di Raccolta	
Peso specifico pannelli perimetrali in c.a.v	2500kg/m ³
Superficie locale Cabina di Raccolta	S=26,00*4,90=127,40m ²
Peso pannello H=3,40m; L1=26,00m;s=0,15m	P1=2500*3,40*26,00*0,15=33150,00kg
Peso pannello H=3,40m; L2=4,90m;s=0,15m	P1=2500*3,40*4,90*0,15=6247,50kg
Peso solaio inferiore L1=26,00m;L2=4,90;s=0,15	P1=2500*26,00*4,90*0,15=47775,00kg
Peso proprio Totale struttura	PT=33150*2+6247,50*2+47775*2=174345,00kg

Peso proprio Locale Tecnico Sottostazione elettrica

Peso permanente ed accidentale Cabina di Raccolta	
Carico permanente mobili e strumenti interni	Pperm=100kg/m ²
Carico accidentale folla	Pfolla=200kg/m ²
Carico accidentale neve	Pneve=60kg/m ²

Determinazione dell'Azione Sismica SLV(si veda capitolo 11)	
$S(T)=ag*S*F0*(Tc/T)/q$	0,641/q
Periodo proprio approssimato della struttura (7.3.3.2.NTC2018)	$T=C1*H^{3/4}=0,075*3,40^{3/4}=0,187s$
Fattore di struttura $q=1,1*3$	$q=3,3$
$S(0,187)=0,641/3,3$	$S(0,187)=0,194g$
Fsismica agente sul solaio superiore Fsis: $Fsis=0,187*(PT+Pperm*S+Pfolla*S)$	$Fsis=0,194*(174345+100*127,40+200*127,40)$ $Fsis=41237,61kg$

- Azioni agenti sulla platea di Fondazione.

Determinazione dell'Azione Sismica SLV(si veda capitolo 11)	
Azione assiale $N=(174345+100*127,40)*1,3+200*127,40*1,5$	N=281430,50kg
Azione Tagliante T=Fsis	T=41237,61kg
Momentoflettente M=41237,61*3,40	M=140207,87kg*m

17.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO

- Calcolo in condizioni drenate per terreno a grana grossa.

Lo sforzo massimo agente sulla fondazione è pari a:

$$q_{max} = N/S + 6 \cdot M / L_2 \cdot L_1^2 = 281430,50 / (127,40) + 6 \cdot 140207,87 / (4,90 \cdot 26,002) = 0,22 \text{ kg/cm}^2$$

Applicando la formula di Terzaghi si determina il valore del carico limite (si trascura, a favore di sicurezza, il peso del terreno attorno al plinto) per lo strato di arenarie su cui sarà poggiata la platea:

$$N_y = 25 \text{ per angolo d'attrito}$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$N_c = 0 \text{ per coesione posta cautelativamente pari}$$

$$c = 0 \text{ per lo strato di arenarie}$$

$$\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3 \text{ peso specifico calcareniti}$$

$$q_{LIM} = 1/2 \cdot L_2 \cdot \gamma \cdot N_y = 0,5 \cdot 26,00 \cdot 2100 \cdot 25 = 68,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 68,25 / 0,22 > 2,3 \text{ (}\gamma_R\text{)}$$

VERIFICATA

17.2 VERIFICA PORTANZA PLATEA DI FONDAZIONE APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE

- Verifica platea fabbricato. Si assume una fondazione di altezza H=50cm

Peso proprio apparecchiature elettromeccaniche	
Trasformatore 150/30kV	61400kg
Scaricatori di sovratensione	50kg cadauno
Interruttore tripolare	1900kg incluso il sostegno
TV induttivo	610kg
Sezionatore tripolare	120kg per le tre linee
Colonnino partenza cavi	50kg

Peso proprio Control room

La tabella, sopra riportata, evidenzia che i pesi delle opere elettromeccaniche sono molto esigui. Fa' eccezione il trasformatore il cui peso è distribuito su quattro pilastri in acciaio imbullonati alla platea di fondazione. La superficie di platea di influenza del trasformatore è pari a $S = 11,2 \cdot 5,4 = 60,48 \text{ m}^2$. Pertanto lo sforzo sul terreno è pari a $q = 61400 / 60,48 = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ che è un valore ampiamente sostenibile dall'interazione fondazione terreno per questo tipo di arenarie.

18 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

- L'elaborato è stato strutturato, nella esposizione dei contenuti, in modo da rispondere a quanto prescritto dalla normativa vigente (D.M.14/01/2008 ed NTC2018), riportando nello specifico i punti di seguito riassunti: descrizione dell'opera;
- individuazione vita nominale dell'opera progettata;
- stati limite adottati;
- tipo di analisi strutturale condotta e motivazioni (lineare, non lineare, statica, dinamica);

- origine e caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati.

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità e le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati. Nel caso della verifica della fondazione su pali, le sollecitazioni fornite dal solutore, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del software, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione degli elementi, secondo quanto descritto nel calcolo semplificato, allegato alla relazione. Sono state eseguite le verifiche degli elementi strutturali con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche codificate dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza dei risultati con i valori riportati dal software. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo, restano da eseguire i calcoli esecutivi in sequenza con l'effettiva modulazione delle carote di prelievo da eseguirsi da laboratorio specializzato ed autorizzato.

Da quanto in narrativa, si afferma che il tipo di calcolo, di proprietà della società Levante s.r.l., utilizzato per le strutture, per la stesura del progetto di grado definitivo e' rappresentativo della realtà fisica, in funzione delle modalità e sequenze costruttive degli elementi strutturali calcolati, sarà definito in maniera puntuale in seguito alle indagini dirette e puntuali nei modi e tempi previsti per legge.

Catanzaro 24.06.2023

Il progettista
Ferraro architetto Francesco