



Impianto di produzione di energia elettrica da fonte solare e relative opere connesse della potenza di 24,586 MWp


Provincia di Piacenza
Comune di Cortemaggiore, Località Morlenzo

RELAZIONE DI CALCOLO E SISMICA DELLE STRUTTURE –
PROGETTO DEFINITIVO

Firmato digitalmente da:
BIZZARRI GIACOMO
Data: 05/12/2024 14:47:59





29/10/2024	00	Emissione finale	G. Bizzarri	L. Marabeti G. D'Amico	F. Boni Castagnetti
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale			ID Documento Committente		
			CoD055_FV_00034_BCR_ RELAZIONE DI CALCOLO E SISMICA DELLE STRUTTURE – PROGETTO DEFINITIVO		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale			ID Documento Appaltatore		
Futuro Solare 1 S.r.L.					

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 2 / 27
		Numero Revisione
		00

Sommario


1	Introduzione	4
2	Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche.....	5
3	Normativa tecnica utilizzata.....	8
4	Parametri di progetto statici e sismici	9
5	Criteri di progettazione	13
6	Combinazione delle azioni.....	15
7	Criteri di verifica	18
8	Rappresentazione delle deformate e delle sollecitazioni più significative e sintesi delle verifiche	19
8.1	FONDAZIONI PER CABINE DI RACCOLTA E LOCALI DI CONVERSIONE E TRASFORMAZIONE	19
8.2	PALI DI FONDAZIONE PER PANNELLI FOTOVOLTAICI.....	20
9	ELABORATO GRAFICI	27

	<p>ID Documento Committente</p> <p>CoD055_FV _00034_BCR</p>	<p>Pagina 3 / 27</p>
		<p>Numero Revisione</p>
		<p>00</p>

	ID Documento Committente CoD055_FV _00034_BCR	Pagina 4 / 27
		Numero Revisione
		00

1 Introduzione

La presente relazione è relativa al dimensionamento strutturale dei pali di fondazione a sostegno dell'impianto e delle fondazioni a sostegno dei vari locali accessori.

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 5 / 27
		Numero Revisione
		00

2 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche

Dal punto di vista geologico si è proceduto ad eseguire una ricostruzione della stratigrafia mediante un rilievo geologico-geomorfologico di superficie, la consultazione delle note bibliografiche disponibili e acquisendo i dati di una serie di prove penetrometriche eseguite nell'area di intervento come indicato nel dettaglio all'interno della relazione redatta dal dott. Geol. Andrea Carpena. I risultati hanno evidenziato la seguente stratigrafia:

Livello 0: si tratta di una miscela eterogenea di terreno in prevalenza vegetale/humifero, che si estende da piano campagna sino ad una profondità massima di circa $0,6 \div 1,2$ metri. È caratterizzato da una resistenza media alla punta R_p compresa fra 0,5 e 6 MPa.

Livello A: si tratta di terreno in prevalenza coesivo (argilla e argilla limosa a plasticità medio-alta) mediamente consistente, che si estende sino a profondità variabile da circa 3,5 a 6,5 metri da piano campagna. È caratterizzato da una resistenza media alla punta R_p compresa fra 1 e 3,5 MPa.

Livello A': si tratta di un livello discontinuo di terreno in prevalenza granulare (limi sabbiosi e sabbie limose), localmente inglobato all'interno del Livello A, che si estende generalmente dalla profondità di $2,5 \div 3$ metri fino a $4 \div 4,5$ metri da piano campagna. È caratterizzato da una resistenza media alla punta R_p compresa fra 3,5 e 9 Mpa.

Livello B: si tratta di terreno in prevalenza granulare (sabbie e limi sabbiosi), moderatamente addensati, che si estende sino a profondità variabile da circa 9 a 11,5 metri da piano campagna. È caratterizzato da una resistenza media alla punta R_p compresa fra 5 e 15 Mpa.

Livello C: si tratta di terreno in prevalenza granulare (sabbie e sabbie limose), addensate, che si estende sino a profondità di $20 \div 22$ metri da piano campagna. È caratterizzato da una resistenza media alla punta R_p compresa fra 9 e 19 Mpa e da valori di NSPT compresi tra 29 e 38.

Nel corso dell'indagine non è stata accertata la presenza di una acqua e si ritiene che la soggiacenza della falda si collochi a circa 8-9 m dal piano campagna.

In base alle risultanze dell'indagine sismica Down Hole eseguita la velocità di propagazione delle onde sismiche nei primi trenta metri (V_{s30}) è stata quantificata in **243 m/sec**. In ottemperanza con quanto prescritto dalla normativa, viste le caratteristiche del primo

sottosuolo e operando a favore di sicurezza, il suolo di fondazione può essere assimilato alla categoria C di azione sismica.

In aggiunta è stata eseguita un'analisi sismica di terzo livello. Si riporta di seguito il dettaglio di quanto ottenuto che evidenzia una sostanziale sintonia tra i due spettri in particolare per i primi periodi di vibrazione.

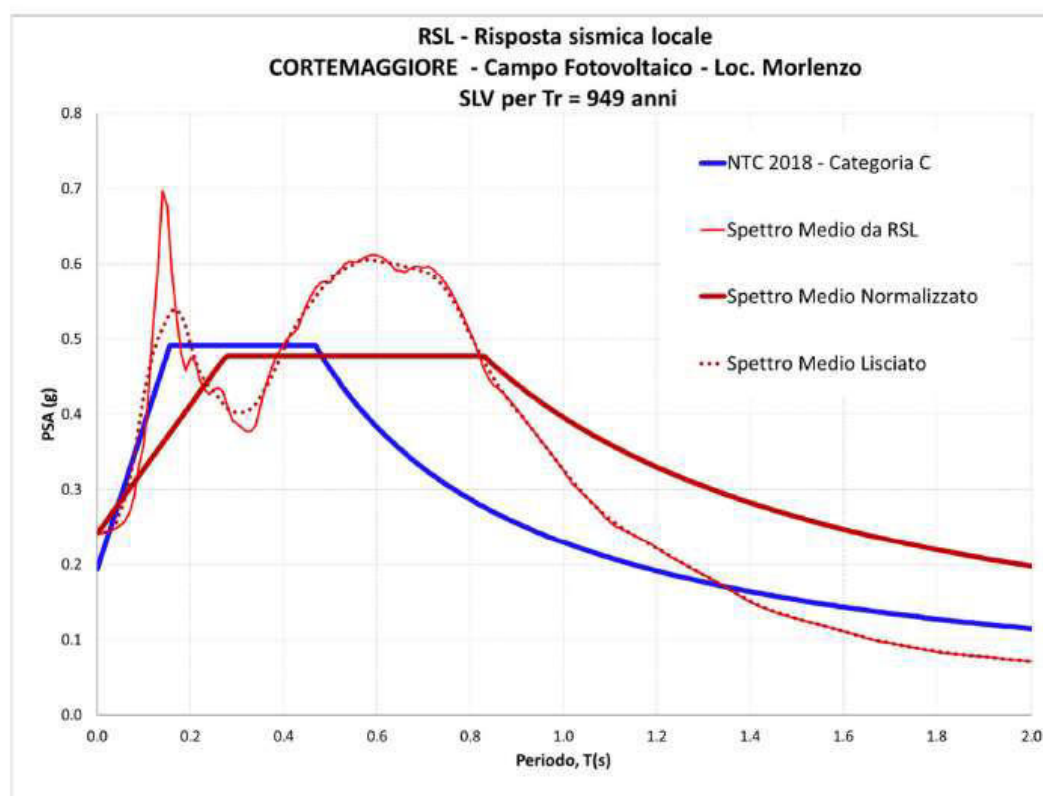



Figura 49: Grafico di sintesi che rappresenta lo spettro di output dello studio di RSL messo a confronto con lo spettro della categoria sismica di sottosuolo ricavato da procedura semplificata.


La verifica a liquefazione eseguita all'interno della citata relazione ha evidenziato un rischio basso.

	ID Documento Committente	Pagina 7 / 27
	CoD055_FV_00034_BCR	Numero Revisione
		00

In conclusione, non sono state riscontrate criticità al momento presenti e le caratteristiche del terreno si ritengono idonee all'intervento in oggetto.



Figura 1: Inquadramento area di impianto e opere connesse su ortofoto

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 8 / 27
		Numero Revisione
		00

3 Normativa tecnica utilizzata

D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

Riferimenti tecnici:

Circolare 21.01.2019, n.7: "Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018.

EuroCodici: per quanto non diversamente specificato nel D.M.17.01.2018, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici


Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 9 / 27
		Numero Revisione
		00

4 Parametri di progetto statici e sismici

Le strutture in oggetto sono dimensionate assumendo come condizioni d'uso la **classe d'uso IV** ed un **coefficiente d'uso pari a 2**. Come vita nominale del fabbricato è stata assunto 50 anni.

Di seguito si leggano le azioni statiche da progetto:

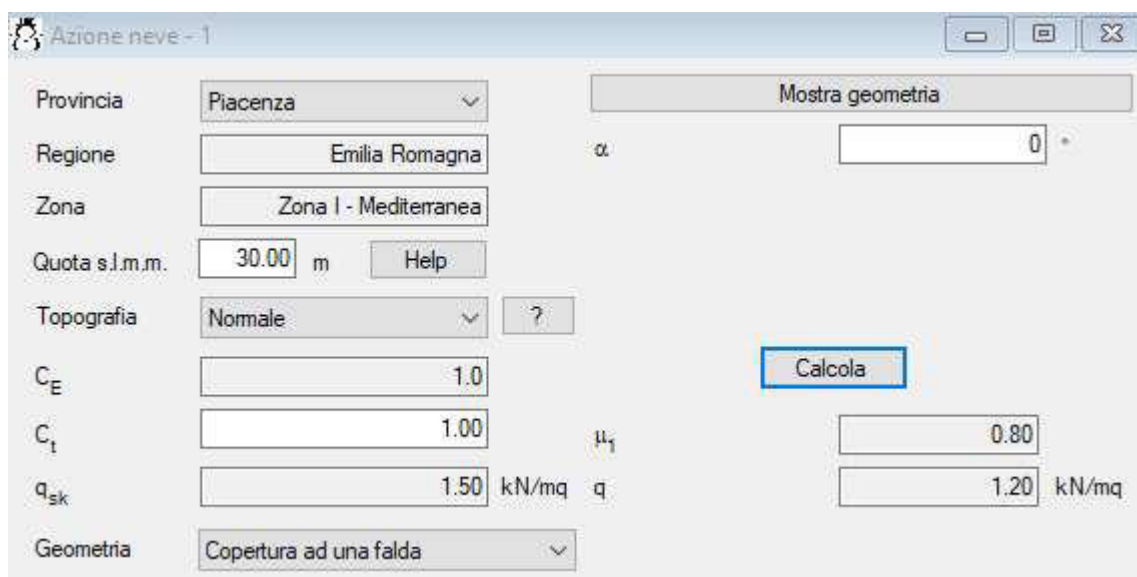
Peso pannelli fotovoltaici

Peso singolo pannello compresa sottostruttura = 38 kg

Dimensioni pannello 1.13*2.38 m

Peso = 15 kg/mq

Calcolo dell'azione della neve secondo NTC2018 (passaggi più importanti):



The screenshot shows the 'Azione neve - 1' window with the following parameters:

- Provincia: Piacenza
- Regione: Emilia Romagna
- Zona: Zona I - Mediterranea
- Quota s.l.m.m.: 30.00 m
- Topografia: Normale
- C_E : 1.0
- C_t : 1.00
- q_{sk} : 1.50 kN/mq
- Geometria: Copertura ad una falda
- α : 0°
- μ_1 : 0.80
- q : 1.20 kN/mq

A 'Calcola' button is visible next to the q result.

Q_v (Vento in depressione) = $q_b \cdot C_e \cdot C_f = -98.6 \text{ kg/mq}$

Parametri di calcolo sismici per le determinazioni delle azioni sismiche di progetto

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 9.92300 LATITUDINE: 45.00800

☐ Ricerca per comune

REGIONE: Valle d'Aosta PROVINCIA: Aosta COMUNE: Allein

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 2 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 100 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:

- SLO - $P_{VR} = 81\%$: 60
- SLD - $P_{VR} = 63\%$: 101

Stati limite ultimi - SLU:

- SLV - $P_{VR} = 10\%$: 949
- SLC - $P_{VR} = 5\%$: 1950

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: C info

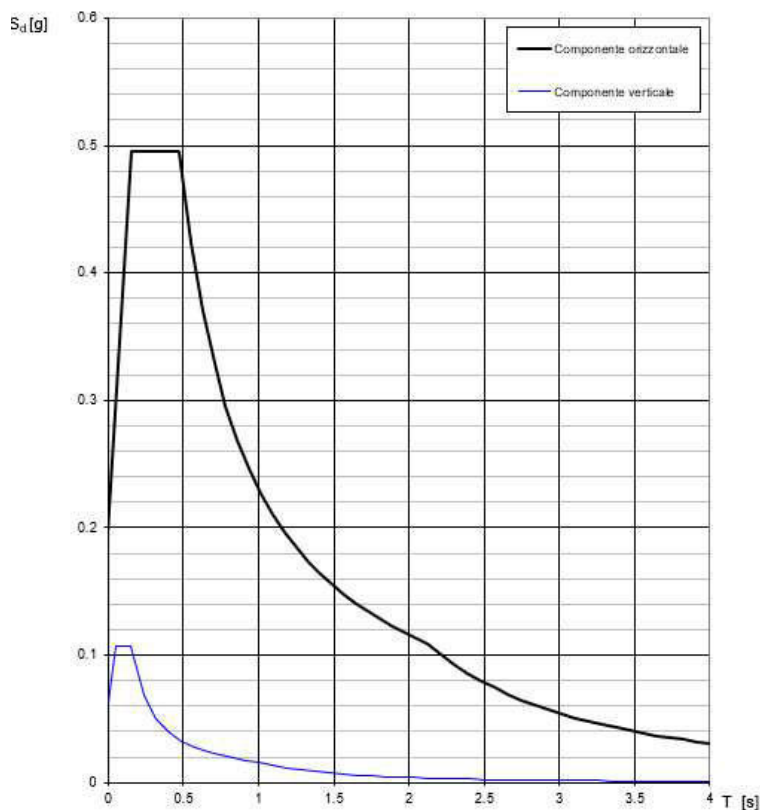
Categoria topografica: T1 info

$S_s = 1.500$ $C_U = 1.564$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.130 g
F_a	2.537
T_C	0.299 s
S_d	1.500
C_d	1.564
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.156 s
T_C	0.468 s
T_D	2.120 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.05(5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_d \cdot T_B \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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


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

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

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 η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.195
0.156	0.495
0.468	0.495
0.546	0.424
0.625	0.370
0.704	0.329
0.782	0.296
0.861	0.269
0.940	0.246
1.019	0.227
1.097	0.211
1.176	0.197
1.255	0.185
1.333	0.174
1.412	0.164
1.491	0.155
1.569	0.148
1.648	0.140
1.727	0.134
1.806	0.128
1.884	0.123
1.962	0.118
2.042	0.113
2.120	0.109
2.210	0.101
2.299	0.093
2.389	0.086
2.478	0.080
2.568	0.074
2.657	0.070
2.747	0.065
2.836	0.061
2.926	0.057
3.015	0.054
3.105	0.051
3.194	0.048
3.284	0.046
3.373	0.043
3.463	0.041
3.552	0.039
3.642	0.037
3.731	0.035
3.821	0.034
3.910	0.032
4.000	0.031

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 13 / 27
		Numero Revisione
		00

5 Criteri di progettazione

Per la struttura in esame devono essere valutati i seguenti stati limite per carichi statici:

Stati limite ultimi:

stato limite ultimo SLU

Stati limite di esercizio:

stato limite di esercizio SLE

Per le verifiche nei confronti del sisma:

Stati limite ultimi:


stato limite di salvaguardia della vita SLV

Stati limite di esercizio:

stato limite di danno SLD


In particolare, si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU/SLV**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quando previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (**SLE**) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati di seguito nei risultati del calcolo.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica.

	ID Documento Committente CoD055_FV _00034_BCR	Pagina 14 / 27
		Numero Revisione
		00

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

La progettazione è stata realizzata mediante fogli excel o semplici calcoli manuali.

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 15 / 27
		Numero Revisione
		00

6 Combinazione delle azioni

Le verifiche sono condotte applicando il metodo degli stati limite in accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018.

Si definiscono le seguenti combinazioni di carico, oggetto di verifica.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \gamma_{Qi} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_k + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k : il valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{k1} : il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ki} : i valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente

ψ : coefficiente che tiene conto della durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile.

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti parziali da impiegare per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, nella presente relazione si adotta l'approccio progettuale "**Approccio 2**" nel quale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali che geotecniche. In particolare si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e eventualmente per la resistenza globale del sistema (R). Le verifiche sono effettuate nei confronti lo stato limite di resistenza della struttura (STR) e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO).

Per la valutazione dei coefficienti si fa riferimento alle seguenti tabella estratte dal D.M. 17.01.2018:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
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	1,0	1,0



	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 17 / 27
		Numero Revisione
		00

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per quanto concerne i coefficienti di sicurezza parziali sui materiali si fa riferimento a quanto indicato nei paragrafi precedenti.

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 18 / 27
		Numero Revisione
		00

7 Criteri di verifica


Tutte le verifiche sono effettuate in termini di resistenza.

Per raggiungere livelli di sicurezza adeguati tutti gli elementi strutturali sono stati dimensionati e verificati seguendo sia gli stati limite ultimi (SLU) che di esercizio (SLE) per le verifiche statiche, mentre per le verifiche nei confronti del sisma è stato seguito lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e lo stato limite di danno SLD.

Generalmente per ogni verifica è stato determinato un coefficiente di sicurezza determinato dal rapporto tra resistenza e azione (o rapporto tra azione e resistenza). Questo rapporto maggiore di 1 (o minore di uno) rappresenta la verifica di sicurezza soddisfatta.

Per l'esecuzione delle verifiche sono stati utilizzati semplici fogli excel.

Tutte le verifiche sono eseguite in accordo a quanto previsto dal DM 17/01/2018.

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 19 / 27
		Numero Revisione
		00

8 Rappresentazione delle deformate e delle sollecitazioni più significative e sintesi delle verifiche

8.1 FONDAZIONI PER CABINE DI RACCOLTA E LOCALI DI CONVERSIONE E TRASFORMAZIONE

Si prevede la realizzazione di locali di trasformazione e cabina di raccolta. Queste strutture saranno realizzate con locali prefabbricati delle dimensioni di 12*2.5 m altezza 3 m ed all'interno dei locali di trasformazione saranno collocati trasformatori e inverter per un peso totale di 22 tonnellate.

Le fondazioni di tutti i locali saranno realizzate con una platea in c.a. posizionata su uno strato di magrone che ha il compito di trasferire i carichi agli strati di terreno idonei a sopportarli.

Viene svolta la verifica della portata del terreno, essendo la platea sostanzialmente caricata in modo uniforme le verifiche di resistenza risultano superflue,

Peso trasformatori ed inverter = 22000 kg

Peso locale prefabbricato = 5000 kg


Peso proprio platea = $2500 \cdot 0.3 \cdot 3 \cdot 13 = 29250$ kg

Peso misto stabilizzato = $1800 \cdot 0.4 \cdot 3 \cdot 13 = 28080$ kg

Peso totale SLU = $84330 \cdot 1.3 = 109630$ kg

$\sigma_{t,max} = 109630 / (300 \cdot 1300) = 0.28$ kg/cm²

Tale pressione si ritiene largamente ammissibile per i terreni in oggetto.

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 20 / 27
		Numero Revisione
		00

8.2 PALI DI FONDAZIONE PER PANNELLI FOTOVOLTAICI

Per la determinazione del massimo carico si considera la contemporanea presenza dell'azione del vento e della neve. In questa situazione si considera altresì che l'azione della neve è massima per inclinazioni del pannello inferiori ai 30°, mentre quella del vento aumenta con l'inclinazione. La condizione più gravosa per le azioni di pressione si ha quando l'inclinazione del pannello è quindi di 30° e pertanto si considera agente il carico neve di base e l'azione del vento ricavata per questa inclinazione.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico ritenute le più gravose:

Carico verticale massimo

$$1.3*PP+1.5*Neve+1.5*0.6*Vento = Q_{tot} = 276 \text{ kg/mq}$$

Carico verticale minimo

$$1*PP+0*Neve+1.5*Vento = Q_{tot} = -133 \text{ kg/mq}$$

Combinazione sismica

$$1*PP = 15 \text{ kg/mq}$$

Per il dimensionamento dei pali si considera l'elemento avente area di influenza maggiore rappresentato dal palo per le vele da 24 moduli.

$$\text{Area influenza} = (7/2+7/2)*2.38 = 16.66 \text{ mq}$$


Si ricava pertanto

$$\text{COMB.1} \quad N_{\text{max}} = 4600 \text{ kg (compressione)}$$

$$\text{COMB.1} \quad N_{\text{min}} = 2216 \text{ kg (trazione)}$$

$$\text{COMB.3} \quad N_{\text{sisma}} = 250 \text{ kg (compressione)}$$

Per ricavare la massima azione tagliante in sommità al palo dovuta al sisma si moltiplica il carico verticale in condizione sismica per l'ag,max del sito. Operando a favore di sicurezza

	ID Documento Committente CoD055_FV_00034_BCR	Pagina 21 / 27
		Numero Revisione
		00

si considera il valore di ag/g in corrispondenza del plateau dello spettro di risposta ($ag/g_{max} = 0.495$)

$$H_{sisma} = N_{sisma} * ag/g = 250 * 0.495 = 124 \text{ kg}$$

Considerando una altezza fuori terra massima di 1.6 m si applica l'azione di taglio al fine di ricavare il massimo momento flettente in testa al palo

$$M_{sisma} = H_{sisma} * h = 124 * 1.6 = 198 \text{ kgm.}$$

Per ricavare la massima azione tagliante in sommità al palo dovuta al vento si considera la condizione più gravosa rappresentata dall'inclinazione del pannello a 55° . In questa condizione si ricava la massima componente orizzontale della spinta.

$$H_{vento} = Q_{vento} * A_{infl} * \cos \alpha = 143 * 16.66 * \cos 55^\circ = 1367 \text{ kg}$$

Considerando una altezza fuori terra massima di 1.6 m si applica l'azione di taglio al fine di ricavare il massimo momento flettente in testa al palo

$$M_{vento} = H_{vento} * h = 1367 * 1.6 = 2187 \text{ kgm}$$

VERIFICA DI RESISTENZA DEL PALO

Si riporta la verifica a SLU del palo per le 3 condizioni di carico definite sopra.

Tipo di acciaio utilizzato

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche del profilo

Sezione trasversale del tubolare

Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	219.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	4.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		219 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		4 [mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.60 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	2.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	2.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{or,y}$	3200.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{or,z}$	3200.00 [mm]

Caratteristiche di sollecitazione

Nota: la forza assiale è POSITIVA se di compressione

Comb. [n°]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	T_{Ed} [kNm]	Verifica [-]
1	46.00	14.00		22.00			✓ 0.61
2	-22.16						✓ 0.04
3	2.50	1.24		2.00			✓ 0.05

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO

Si considerano le seguenti caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione ricavate dalla citata relazione geologica (a favore di sicurezza si considerano i risultati relativi al settore orientale in quanto presenta caratteristiche inferiori).

LIVELLO 0 (da p.c. a circa 0,6 ÷ 1,2 m da p.c.)

Materiale in prevalenza vegetale/humifero

$$\gamma = 17,5 - 19,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_K = 18,0 \text{ kN/m}^3$$

LIVELLO A (da circa 0,6 ÷ 1,2 m da p.c. a 3,5 ÷ 6,5 m da p.c.)

Materiale coesivo prevalentemente argilloso mediamente consistente

$$\gamma = 17,5 - 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_K = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$C_u = 30 - 120 \text{ kPa}$$

$$C_{uk} = 55 \text{ kPa}$$

$$M_{ed} = 2,5 - 6,5 \text{ MPa}$$

$$M_{edk} = 4,5 \text{ MPa}$$

$$\phi' = 19,5 - 24^\circ$$

$$\phi_{K'} = 21,5^\circ$$

dove:

γ = peso di volume naturale del terreno;

C_u = coesione in termini di sforzi totali,

c' = coesione in termini di sforzi efficaci,

M_{ed} = modulo edometrico;

E = modulo elastico

ϕ' = angolo di attrito in termini di sforzi efficaci (valore stimato).

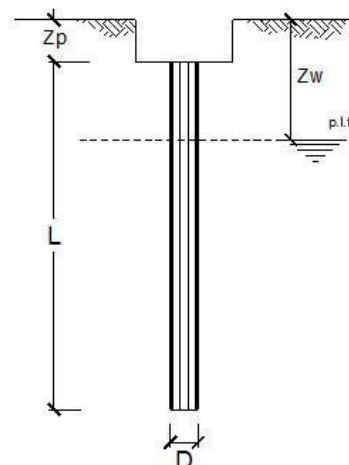
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN COMPRESSIONE

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.22 (m) Area del Palo (A_p): 0.038 (m²)
Quota testa Palo dal p.c. (Z_p): 0.60 (m) Quota falda dal p.c. (Z_w): 8.00 (m)
Carico Assiale Permanente (G): 46 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
Numero di strati 1 $\frac{1}{2}$ L_{palo} = 3.40 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	temporanee variabili γ _Q	ξ	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo (EC7)	○	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.50	1.15	1.15



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
(-)	(m)		γ (kN/m ³)	c* (kPa)	φ* (°)	c _u (kPa)
1	3.40		18.50	0.0	21.5	55.0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.39		0.65

Risultati				
Q _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
83.63	0.00	9.00	569.0	21.4

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base R_{bm} = (kN)
laterale R_{sm} = 83.6 (kN)
totale R_{cm} = 83.6 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Q_d = Q_{bm}/(ξ·γ_b) + Q_{lm}/(ξ·γ_s)
Q_d = 48.5 (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_g · γ_g + N_q · γ_q
N_d = 46.0 (kN)

F_s = Q_d / N_d
F_s = 1.05

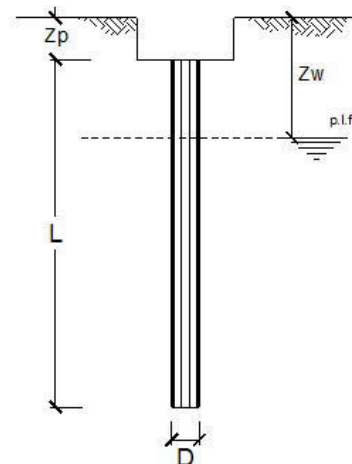
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN TRAZIONE

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.22 (m) Area del Palo (Ap): 0.038 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (Z_p): 0.60 (m) Quota falda dal p.c. (Z_w): 8.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 22.16 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 1 $\frac{1}{2}$ Lpalo = 3.40 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	temporanee variabili γ_Q	γ_s	γ_b	γ_s
Stato limite ultimo (EC7)	○	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.50	1.15	1.25



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)
1	3.40		18.50	0.0	21.5	55.0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.39		0.65

Risultati				
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
83.63	0.00	9.00	569.0	21.4

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} =$ (kN)
 laterale $R_{sm} =$ 83.6 (kN)
 totale $R_{cm} =$ 83.6 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d =$ 44.6 (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$
 $N_d =$ 22.2 (kN)
 $F_s = Q_d / N_d$
 $F_s =$ 2.01

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A TAGLIO

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:

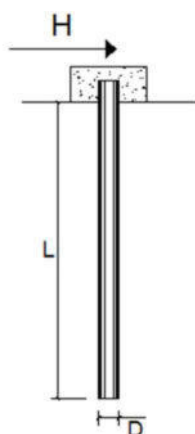
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



DATI DI IMPUT:

L =	4.00	(m)
D =	0.22	(m)
M_y =	41.00	(kN m)
F_s =	1.00	(-)
ϕ' =	21.50	(°)
k_p =	2.16	(-)
γ =	18.50	(kN/m ³)

Palo corto:

$$H1 = 209.74 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:


$$H2 = 80.16 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3 = 58.34 \quad (\text{kN})$$

$$H = \min(H1, H2, H3) = 58.34 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$H > H_{\text{vento}}$ VERIFICATO

	ID Documento Committente CoD055_FV _00034_BCR	Pagina 27 / 27
		Numero Revisione
		00

9 ELABORATO GRAFICI

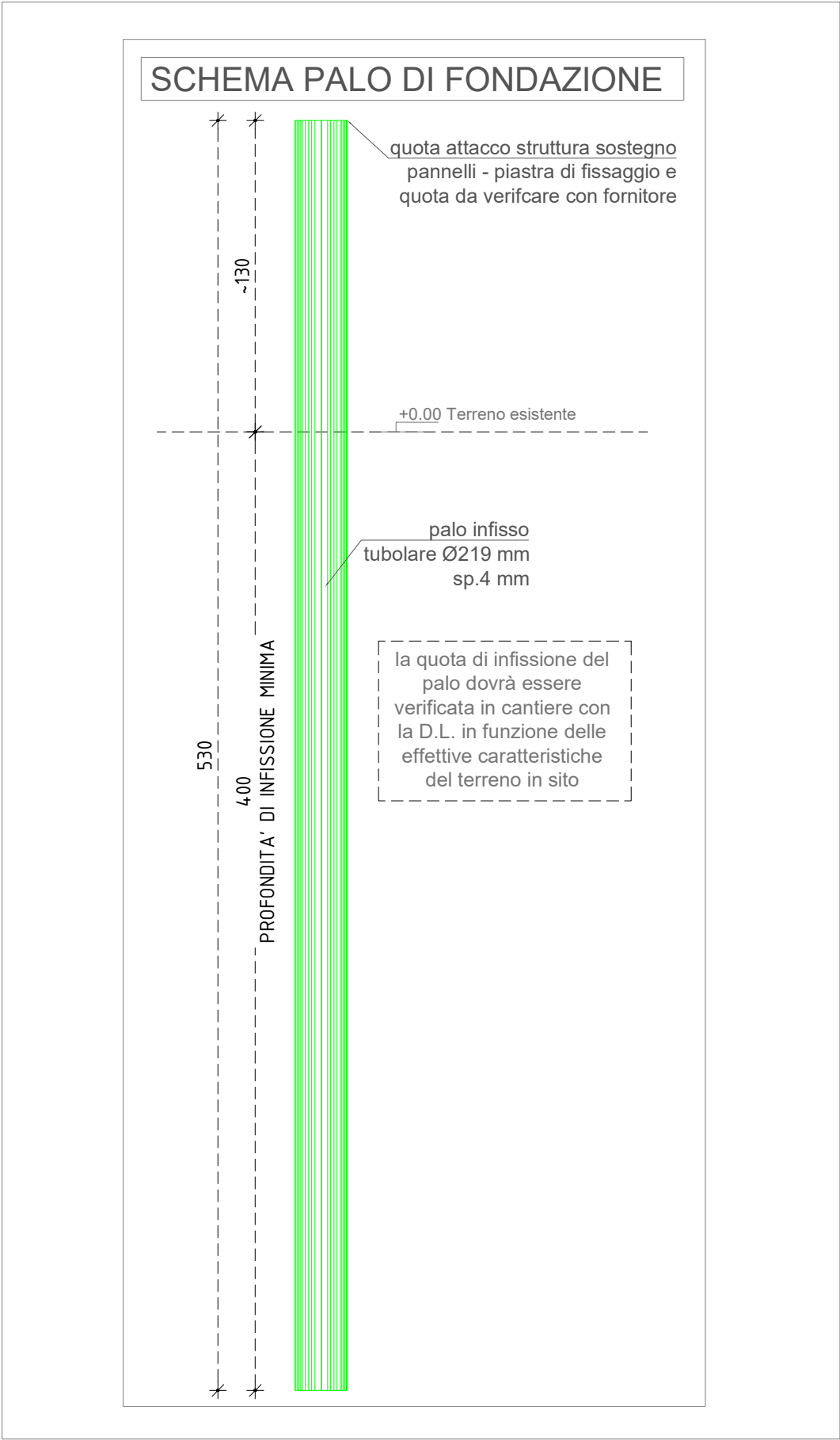
SCHEMA PALI DI FONDAZIONE

Scala 1:25

PRESCRIZIONI

ACCIAIO DA CARPENTERIA: S235jr
zincato a caldo
BULLONERIA AD ALTA RESISTENZA: classe 8.8
Gioco foro bullone:
bulloni M12/M14: 1 mm
bulloni da M16 a M24: 2 mm

SALDATURE:
Dove non indicato diversamente, le saldature s'intendono a cordoni d'angolo
con lato pari a 0.7 volte lo spessore minimo tra le due lamiere collegate.
DOVE NON INDICATO DIVERSAMENTE TUTTE LE UNIONI SI INTENDONO SALDATE



FONDAZIONE LOCALI

Scala 1:25/50

PRESCRIZIONI

CALCESTRUZZO:

INDICAZIONI COMUNI PER CLS:

- diam.max inerti Magrone 35mm
- diam.max inerti Fondazioni 32mm
- consistenza minima S4

CLS Magrone min. C12-15 (Rck150)
- classe esposizione X0

CLS Fondazioni min. C25-30 (Rck300)
- classe esposizione XC2

COPRIFERRO FONDAZIONI: 30mm

ACCIAIO D'ARMATURA: B450C

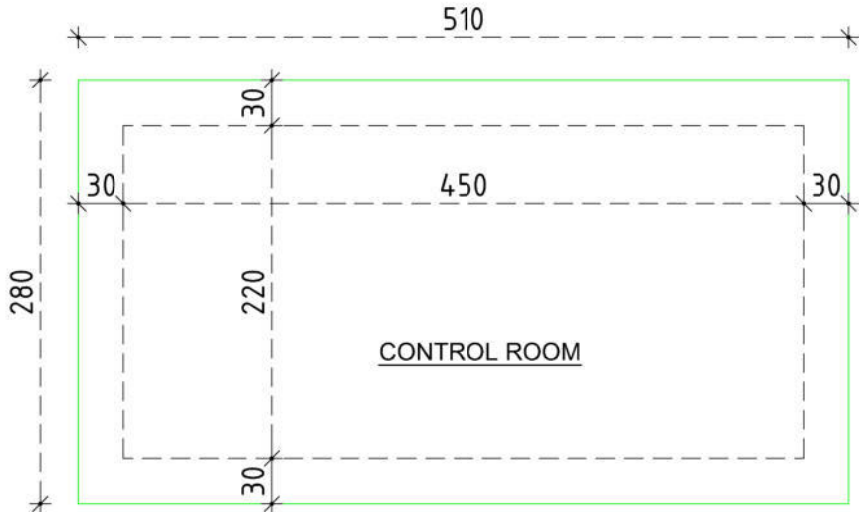
Ø Mandrino di piegatura:

- barre ≤ Ø16: 4Ø
- barre > Ø16: 7Ø
- Sovrapposizione barre: ≥ 55 Ø

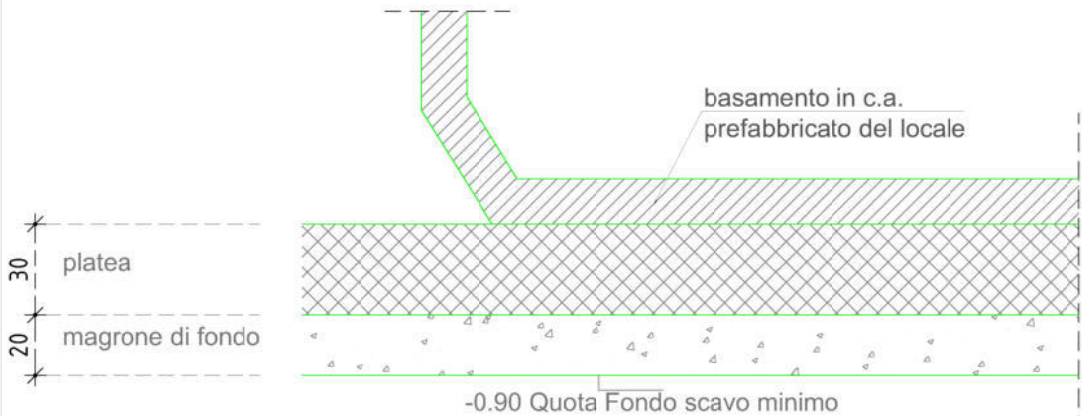
PIANTA FONDAZIONI CONTROL ROOM 1:50

La quota di posa delle nuove fondazioni dovrà essere verificata in cantiere con la D.L. in funzione delle effettive caratteristiche del terreno rilevate in sito.

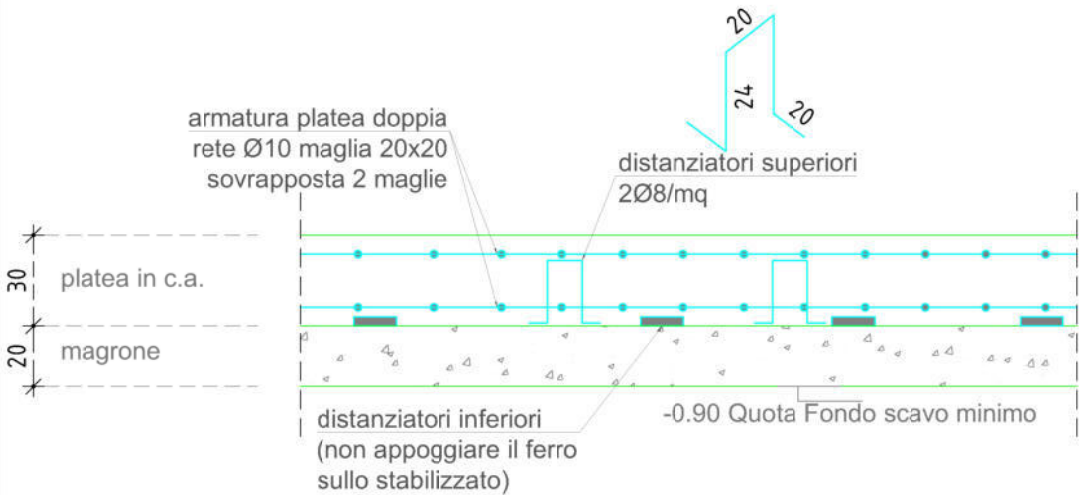
Dovrà essere verificata la presenza di passaggi o predisposizione interne alla platea in funzione delle richieste impiantistiche.



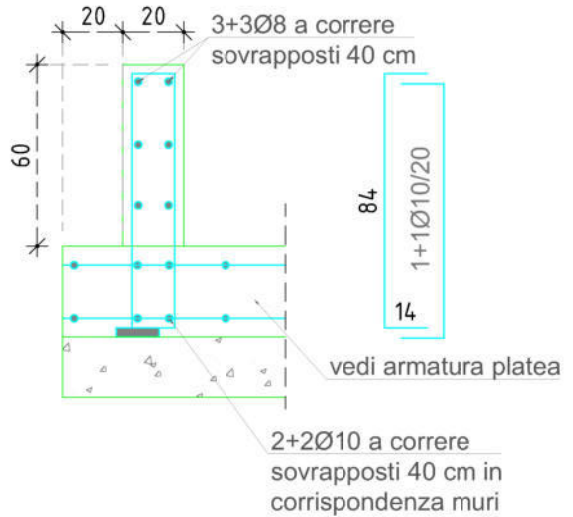
DETTAGLIO PLATEA LOCALI PREFABBRICATI 1:25



ARMATURA PLATEA 1:25



ARMATURA RIALZO IN C.A. 1:25



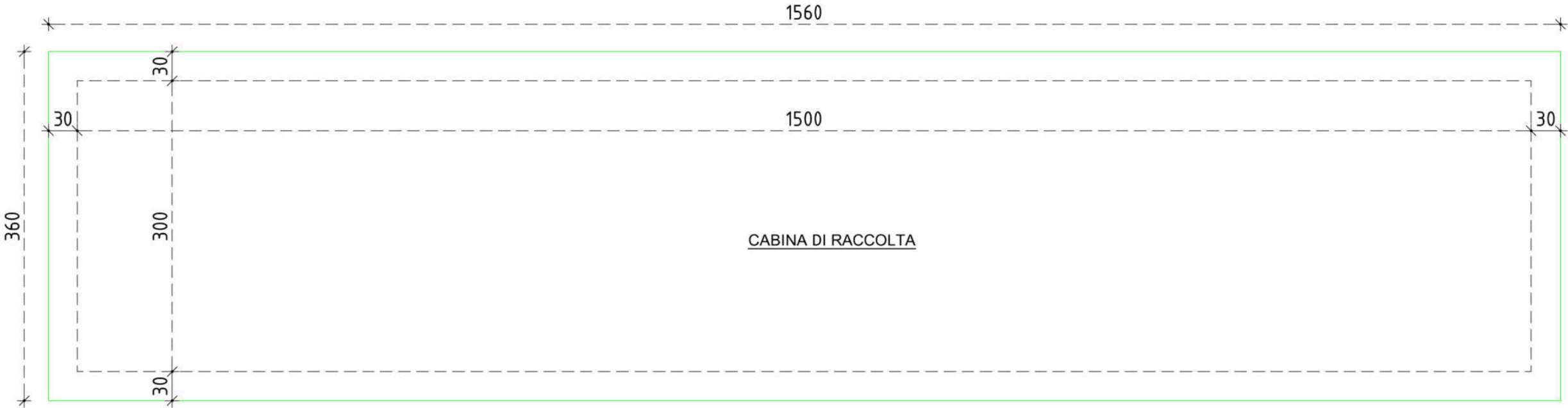
FONDAZIONE LOCALI

Scala 1:25/50

PIANTA FONDAZIONI CCABINE DI RACCOLTA 1:50

La quota di posa delle nuove fondazioni dovrà essere verificata in cantiere con la D.L. in funzione delle effettive caratteristiche del terreno rilevate in sito.

Dovrà essere verificata la presenza di passaggi o predisposizione interne alla platea in funzione delle richieste impiantistiche.



FONDAZIONI LOCALI DI TRASFORMAZIONE 1:50

La quota di posa delle nuove fondazioni dovrà essere verificata in cantiere con la D.L. in funzione delle effettive caratteristiche del terreno rilevate in sito.

Dovrà essere verificata la presenza di passaggi o predisposizione interne alla platea in funzione delle richieste impiantistiche.

