



COMUNE DI ANGRI

Provincia di Salerno

UNITA' OPERATIVA COMPLESSA LL. PP.

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA ED ADEGUAMENTO FUNZIONALE DI
VIA SALICE E STRADE LIMITROFE - OPERA CORRELATA ALLA
SOSTITUZIONE P.L. AL KM 30+845 E AL KM 29+133 DELLA LINEA
FERROVIARIA

☐ PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO



Tavola n°:

E.E.14

Elaborati:

CALCOLO DELLE STRUTTURE

Scale util. :

- ☐ 1:2000
- ☐ 1:1000
- ☐ 1:500
- ☐ 1:250
- ☐ 1:200
- ☐ 1:100
- ☐ 1:50
- ☐ 1:20
- ☐ 1:10

Luogo e Data:

ANGRI, MAGGIO 2018

Il Progettista:

**IL RESPONSABILE
DELL'UNITA' OPERATIVA COMPLESSA
"PROGRAMMAZIONE, SVILUPPO
E GESTIONE TERRITORIALE"
Ing. Vincenzo Ferraloli**

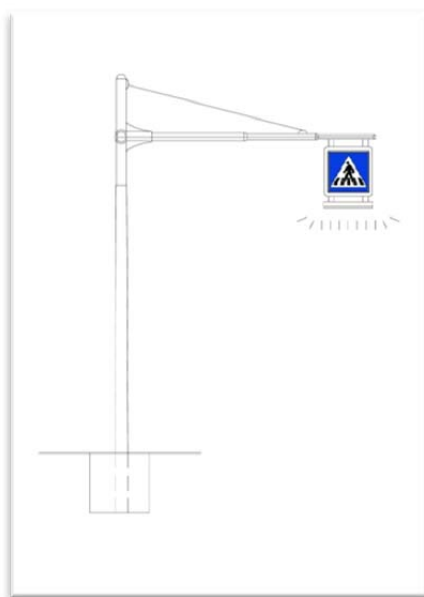
**Il Responsabile del
Procedimento:**



RELAZIONE CALCOLI STATICI PLINTO PER PALO DI ILLUMINAZIONE PUBBLICA

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo a sbraccio in acciaio di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 7,90 mt e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 15,80 cm., mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 4 mm. Alla quota di 6,90 m di altezza verso la sommità il palo presenta uno sbraccio di 4,00 m con tirante con un pannello luminoso ed armatura illuminante a led del peso di circa 14 kg. La struttura di fondazione è composta da un plinto in c.a. di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008 *“Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni”* e dalla Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. *“Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni”*; per il calcolo dell'azione del vento è stato fatto riferimento alla CNR-DT 207/2008 *“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”*.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

- 1) LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197
- 2) AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620
- 3) ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2
- 4) ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008

- 5) ACCIAIO PER ARMATURA: B450C
- 6) ACCIAIO PER PALO: S275 J0

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:

CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm
- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60
- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO S4
- AGGREGATI D < 30 mm
- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m³

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.14/01/2008.

4 AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

4.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

4.2 Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNRDT207/2008 *"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"*.

In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento (v_b) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 49 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO:

Altitudine del sito	$a_s = 49 \text{ m}$
Altezza massima della costruzione	$z = 9.00 \text{ m}$
Lunghezza del palo (fuori terra)	$L = 9.00 \text{ m}$
Zona	Campania = Zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m.	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$
Parametro Tab. 3.I	$a_0 = 500 \text{ m}$
Parametro Tab. 3.I	$k_a = 0,020 \text{ s}^{-1}$
Coefficiente di altitudine	$C_a = 1$
Velocità base di riferimento (TR=50 anni)	$v_b = C_a * v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$
Classe di rugosità del terreno (Tab. 3.III)	B
Distanza dalla costa	<30 km
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	III
Coefficiente Tab. 3.III	$k_r = 0,20$
Coefficiente Tab. 3.III	$z_0 = 0,10 \text{ m}$
Coefficiente Tab. 3.III	$z_{min} = 5 \text{ m}$
Coefficiente di topografia	$C_t = 1$
Coefficiente di esposizione	$C_e = 2.07$
Coefficiente aerodinamico	$C_p = 0.90$
Pressione cinetica di picco	$q_p = (1/2) * \rho * v_b^2 * C_e * C_p =$
	848.83 N/m²
	86.53 Kg/m²

Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_x = q_p(z) \cdot L^2 \cdot C_{fx}$$

in cui:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

z è l' altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

L è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;

C_{fx} è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

L'area di riferimento L^2 è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.

Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO:

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale.

Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Coefficiente di forza	$C_{FX} = 1.8$
Larghezza del faro	$b = 0.20 \text{ m}$
Spessore del faro	$L = 0.50 \text{ m}$
Area di riferimento	$A = b \cdot s = 0.10 \text{ m}^2$
Forza puntuale del vento	$F_X = 2 \cdot q_p \cdot C_{FX} \cdot A = 305.58 \text{ N}$ 31.15 kg

Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

in cui:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

z è la quota sul suolo;

l è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;

c_{fx} è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza.

Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Diametro del palo (medio)	$d = 0.109 \text{ m}$
Dimensione di riferimento	$l = d = 0.109 \text{ m}$
Coefficiente di profilo medio del vento	0.99
Velocità media del vento	$V_m = C_m \cdot V_b = 26.73 \text{ m/s}$
Viscosità cinematica dell'aria	$\nu = 0.000015 \text{ m}^2/\text{s}$
Numero di Reynolds	$Re = l \cdot V_m / \nu = 194238$
Scabrezza della superficie (Tab.G.XVII)	$k = 0.20 \text{ mm}$
Parametro	$k/d = 0.0018$
Coefficiente di forza ideale (curva A)	$C_{fx0,A} = 1.0913$
Coefficiente di forza ideale (curva B)	$C_{fx0,B} = 0.7610$
Coefficiente di forza ideale (Fig.G.51)	$C_{fx0} = C_{fx0,B} = 0.7610$
Snellezza effettiva (Tab.G.XIX)	$\lambda = 82.57$
Coefficiente di snellezza (Formule G.23)	$\Psi_\lambda = 0.9292$
Coefficiente di forza	$C_{fx} = C_{fx0} \cdot \Psi_\lambda = 0.7071$

Forza del vento per unità di lunghezza

$$f_x = q_p * c_{fx} * l = 70.41 \text{ N/m} \\ 7.18 \text{ kg/m}$$

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

4.3 Azione sismica

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$ anni.

La costruzione in oggetto è una struttura di "**Classe III**", così definita:

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso.

Si ottiene quindi: $V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75$ anni

AZIONE SISMICA

L'azione sismica sul palo di illuminazione è stata considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo.

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1 , è stato valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 è pari a 0,050 nel caso in esame.

L'entità della forza si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la sua distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare in sommità del palo è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame è stato considerato lo stato limite SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita).

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria B e dato che il palo dell'illuminazione si trova in zona pianeggiante, ricade nella categoria T₁.

Per la determinazione dell'azione sismica le coordinate dell'ubicazione dell'opera in oggetto sono: latitudine 40,35329 e longitudine 18,17401; con tali valori si ricavano, per lo stato limite SLV, i seguenti parametri:

$$\begin{aligned}
 C_1 &= 0.050 \\
 H &= 9.00 \text{ m} \\
 T_1 &= C_1 \cdot H^{3/4} = 0.260 \\
 T^*_c &= 0.526 \\
 C_c &= 1.25 \\
 F_0 &= 2.420 \\
 a_g/g &= 0.0554 \\
 S_T &= 1.00 \\
 S_S &= 1.20 \\
 S &= S_T \cdot S_S = 1.20 \\
 \text{verifica } T_1 &< 2,5 \cdot C_c \cdot T^*_c = 1.642 \text{ verificato} \\
 \text{verifica } T_1 &< T_D = 1.822 \text{ verificato} \\
 q &= 1.00 \\
 S_d(T_1) &= a_g \cdot S \cdot F_0/q = 1.578 \\
 W &= 102 \text{ kg} \\
 \lambda &= 1.00 \\
 F_h &= S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 16.41 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 9,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

5.1 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

AZIONI DI CALCOLO:

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_P \cdot P + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + Y_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento (EQU)
- verifica a scorrimento (GEO)
- verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

VERIFICHE:

1) PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del palo	$L = 9.00 \text{ m}$
Diametro di base del palo	$D = 15.80 \text{ cm}$
Spessore sezione trasversale	$t = 4.00 \text{ mm}$
Tensione di snervamento acciaio S275 J0	$f_y = 2750.00 \text{ kg/cm}^2$

• Verifica a flessione

Parametro sezione trasversale	$D/t = 39.50$
Parametro resistenza	$\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2} = 0.924$
Classe sezione trasversale	$= I \text{ (} D/t \leq 50 * \epsilon^{1/2} = 42.69 \text{)}$
Coefficiente STR carichi accidentali	$\gamma_Q = 1.50 \text{ (sfavorevoli)}$
Momento massimo dovuto a f_x	$M_f = \gamma_Q * f_x * L/2 = 436.18 \text{ kgm}$
Momento massimo dovuto a F_x	$M_F = \gamma_Q * F_x * L = 420.53 \text{ kgm}$
Coeff. parz. di sicurezza per la resistenza	$\gamma_{M0} = 1.05$
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = (D^3 - (D - 2*t)^3)/6 = 48.67 \text{ cm}^3$
Momento resistente di progetto	$M_{c, Rd} = (W_{pl} * f_y) / \gamma_{M0} = 1274.69 \text{ kgm VERIFICATO}$
Momento sollecitante alla base del palo	$M_{sd} = M_f + M_F = 856.71 \text{ kgm}$

2) PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto	$h = 100 \text{ cm}$
Base del plinto	$b = 100 \text{ cm}$
Peso specifico cls	$\gamma_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = 74 \text{ kg}$

Peso dello sbraccio	$N_s = 14 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{faro} = 14 \text{ kg}$
Altezza palo	$L = 9.00 \text{ m}$

• Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante, M_s , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere: $M_s/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente EQU carichi permanenti	$\gamma_G = 0.90$ (favorevoli)
Coefficiente EQU carichi accidentali	$\gamma_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Momento massimo dovuto a f_x	$M_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L/2 = 436.18 \text{ kgm}$
Momento massimo dovuto a F_x	$M_F = \gamma_Q \cdot F_x \cdot L = 420.53 \text{ kgm}$
Taglio massimo dovuto a f_x	$T_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L = 96.93 \text{ kg}$
Taglio massimo dovuto a F_x	$T_F = \gamma_Q \cdot F_x = 46.73 \text{ kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = \gamma_G \cdot N_p = 66.60 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = \gamma_G \cdot N_s = 12.60 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{faro} = \gamma_G \cdot N_{faro} = 12.60 \text{ kg}$
Peso del plinto	$P = \gamma_G \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} = 2250.00 \text{ kg}$
Momento alla base del palo	$M_{sd} = M_f + M_F = 856.71 \text{ kgm}$
Taglio alla base del palo	$T_{sd} = T_f + T_F = 143.66 \text{ kg}$
Compressione alla base del palo	$N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} = 91.80 \text{ kg}$
Momento stabilizzante	$M_s = (N_p + P) \cdot b/2 = 1158.30 \text{ kgm VERIFICATO}$
Momento ribaltante	$M_R = M_{sd} + T_{sd} \cdot h = 1000.37 \text{ kgm}$

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 ($A1+M1+R3$).

Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante, F_{stab} ,

dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha_r}) / \gamma_R$$

Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_G = 1.00$ (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali	$\gamma_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri	$\gamma_{\phi} = 1.00$
Geotecnici	
Coefficiente R3 scorrimento	$\gamma_R = 1.10$
Taglio massimo dovuto a f_x	$T_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L = 96.93 \text{ kg}$
Taglio massimo dovuto a F_x	$T_F = \gamma_Q \cdot F_x = 46.73 \text{ kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = \gamma_G \cdot N_p = 74.00 \text{ kg}$

Peso dello sbraccio

$$N_s = \gamma_G \cdot N_s = 14.00 \text{ kg}$$

Peso del faro

$$N_{faro} = \gamma_G \cdot N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$$

Peso del plinto

$$P = \gamma_G \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} = 2500.00 \text{ kg}$$

Angolo di attrito terreno-cls

$$\delta = 2/3 \cdot \phi' = 20.00^\circ$$

Forza resistente

$$F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(\delta / \gamma_{\phi'}) / \gamma_R = 860.95 \text{ kg VERIFICATO}$$

Forza di scorrimento

$$F_s = T_f + T_r = 143.66 \text{ kg}$$

• Verifica della capacità portante

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Categoria suolo di fondazione

B

Peso specifico

$$\gamma = 1700.00 \text{ kg/m}^3$$

Angolo di attrito

$$\phi' = 30.00^\circ$$

Coesione efficace

$$c' = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ϕ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L .

Si riporta il valore dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$$N_c = 30.14$$

$$s_c = 1.14$$

$$d_c = 1.02$$

$$i_c = 0.91$$

$$g_c = 1.00$$

$$\begin{aligned}
b_c &= 1.00 \\
N_q &= 18.40 \\
s_q &= 1.13 \\
d_q &= 1.29 \\
i_q &= 0.92 \\
g_q &= 1.0 \\
b_q &= 1.0 \\
N_\gamma &= 22.40 \\
s_\gamma &= 0.91 \\
d_\gamma &= 1.00 \\
i_\gamma &= 0.88 \\
g_\gamma &= 1.00 \\
b_\gamma &= 1.00 \\
q_{lim} &= 9.32 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).
Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente A1 carichi permanenti	$\gamma_G = 1.00$ (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali	$\gamma_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante	$\gamma_R = 2.30$
Momento massimo dovuto a f_x	$M_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L_2 / 2 = 436.18 \text{ kgm}$
Momento massimo dovuto a F_x	$M_F = \gamma_Q \cdot F_x \cdot L = 420.53 \text{ kgm}$
Taglio massimo dovuto a f_x	$T_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L = 96.93 \text{ kg}$
Taglio massimo dovuto a F_x	$T_F = \gamma_Q \cdot F_x = 46.73 \text{ kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = \gamma_G \cdot N_p = 74.00 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = \gamma_G \cdot N_s = 14.00 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{faro} = \gamma_G \cdot N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$
Peso del plinto	$P = \gamma_G \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} = 2500.00 \text{ kg}$
Momento alla base del plinto	$M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) \cdot h = 1000.37 \text{ kg}$
Compressione alla base del plinto	$N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P = 2602.00 \text{ kg}$
Eccentricità	$e = M_{pl} / N_{pl} = 0.384 \text{ m}$
<u>Tensione di compressione massima</u>	$\sigma_{max} = 2 \cdot N_{pl} / 3 \cdot b \cdot (b/2 - e) = 1.49 \text{ kg/cm}^2$ VERIFICATO
<u>Tensione di compressione ammissibile</u>	$\sigma_{max} = q_{lim} / \gamma_R = 4.05 \text{ kg/cm}^2$

5.2 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G₁ carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G₂ carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;

P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj};

Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj}.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente ψ₂=0,0 in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

VERIFICHE:

1) PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del palo	L= 9.00 m
Diametro di base del palo	D= 15.80 cm
Spessore sezione trasversale	t= 4.00 mm
Tensione di snervamento	f _y = 2750.00 kg/cm ²

• Verifica a flessione

Parametro sezione trasversale	D/t= 39.50
Parametro resistenza	ε=(235/f _{yk}) ^{1/2} = 0.924
Classe sezione trasversale	= I (D/t≤50*ε ² =42.69)
Momento massimo dovuto a F _h	M _F =F _h *L= 147.69 kgm
Coeff. parz. di sicurezza per la resistenza	γ _{M0} = 1.05
Modulo di resistenza plastico	W _{pl} =(D ³ -(D-2*t) ³)/6= 48.67 cm ³
Momento resistente di progetto	M _{c, Rd} =(W _{pl} *f _y)/γ _{M0} = 1274. 69 kgm VERIFICATO
Momento sollecitante alla base del palo	M _{Sd} =M _F = 147. 69 kgm

2) PLINTO DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Altezza del plinto	h= 100 cm
Base del plinto	b= 100 cm
Peso specifico cls	γ _{cls} = 2500 kg/m ³
Peso del palo (solo fusto)	N _p = 74 kg
Peso dello sbraccio	N _s = 14 kg

Peso del faro	$N_{faro} = 14 \text{ kg}$
Altezza palo	$L = 9.00 \text{ m}$

• Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU. I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante, M_s , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a $\gamma_R = 1,0$.

Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere: $M_s/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Momento massimo dovuto a F_h	$M_F = F_h \cdot L = 147.69 \text{ kgm}$
Taglio massimo dovuto a F_h	$T_F = F_h = 16.41 \text{ kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = 74.00 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = 14.00 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$
Peso del plinto	$P = \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} = 2500.00 \text{ kg}$
Momento alla base del palo	$M_{sd} = M_F = 147.69 \text{ kgm}$
Taglio alla base del palo	$T_{sd} = T_F = 16.41 \text{ kg}$
Compressione alla base del palo	$N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} = 102.00 \text{ kg}$
Momento stabilizzante	$M_s = (N_p + P) \cdot b/2 = 1287.00 \text{ kgm VERIFICATO}$
Momento ribaltante	$M_R = M_{sd} + T_{sd} \cdot h = 164.10 \text{ kgm}$

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all'azione sismica, e la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a

$$F_{stab} = (\gamma_{G1F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\gamma_R}) / \gamma_R$$

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a $\gamma_R = 1,0$.

Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente M2	$\gamma_\phi = 1.25$
Coefficiente R2 scorrimento	$\gamma_R = 1.10$
Taglio massimo dovuto a F_h	$T_F = F_h = 16.41 \text{ kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = 74.00 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = 14.00 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$
Peso del plinto	$P = \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} = 2500.00 \text{ kg}$
Angolo di attrito terreno-cla	$\delta = 20.00^\circ$
Forza resistente	$F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(\delta / \gamma_\phi) / \gamma_R = 678.28 \text{ kg VERIFICATO}$
Forza di scorrimento	$F_s = T_F = 16.41 \text{ kg}$

• Verifica della capacità portante

In presenza di sisma la formula di Brinch-Hansen per il calcolo della pressione limite diventa:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

$$\begin{aligned} N_c &= 30.14 \\ S_c &= 1.60 \\ d_c &= 1.02 \\ i_c &= 0.99 \\ g_c &= 1.00 \\ b_c &= 1.00 \\ N_q &= 18.40 \\ S_q &= 1.57 \\ d_q &= 1.29 \\ i_q &= 0.99 \\ g_q &= 1.0 \\ b_q &= 1.0 \\ N_\gamma &= 22.40 \\ s_\gamma &= 0.60 \\ d_\gamma &= 1.00 \\ i_\gamma &= 0.99 \\ g_\gamma &= 1.00 \\ b_\gamma &= 1.00 \\ \beta_s &= 0.20 \\ K_{hk} &= \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.01 \\ c_\gamma &= (1 - K_{hk} / \tan \phi')^{0.45} = 0.99 \\ k_{hi} &= S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.07 \\ z_\gamma &= (1 - k_{hi} / \tan \phi')^{0.35} = 0.96 \\ z_q &= z_\gamma = 0.96 \\ z_c &= 1 - 0.32 \cdot k_{hi} = 0.98 \\ q_{lim} &= 14.24 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a $\gamma_R = 2,3$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Momento massimo dovuto a F_h	$M_F = F_h \cdot L = 147.69 \text{ kgm}$
Taglio massimo dovuto a F_h	$T_F = F_h = 16.41 \text{ kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = 74.00 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = 14.00 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$
Peso del plinto	$P = \gamma_{cls} \cdot V_{plinto} = 2500.00 \text{ kg}$
Momento alla base del plinto	$M_{pl} = M_F + T_F \cdot h = 164.10 \text{ kgm}$

Compressione alla base del plinto $N_{pl}=N_p+N_s+N_{faro}+P= 2602.00 \text{ kg}$
 Eccentricità $e=M_{pl}/N_{pl}= 0.063 \text{ m}$
 Tensione di compressione massima $\sigma_{max}=N_{pl}/(b^2)+6*M_{pl}/(b^3)= 0.261 \text{ kg/cm}^2 \text{ VERIFICATO}$
 Tensione di compressione ammissibile $\sigma_{max}= q_{lim}/\gamma_R= 6.19 \text{ kg/cm}^2$

DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA:

Il plinto in oggetto lavora prettamente a compressione per cui non si ritiene necessario il progetto/verifica dell'armatura. Tuttavia, onde evitare eventuali fessurazioni nel calcestruzzo, si prescrive un'armatura minima costituita da staffe $\Phi 12/20$ in direzione X e Y. Dunque, essendo le dimensioni del plinto $100 \times 100 \times 100 \text{ cm}$, adottando un copriferro di 5 cm , si avranno 5 staffe quadrate in direzione X e altrettante in direzione Y.

____ ANGRI lì ____ MAGGIO 2018

Il tecnico

**IL RESPONSABILE
DELL'UNITÀ OPERATIVA COMPLESSA
"PROGRAMMAZIONE, SVILUPPO
E GESTIONE TERRITORIALE"**

 Ing. Vincenzo Ferraioli

