

NUOVA PISTA CICLABILE TRA VIA BETTOLE E VIA BOSE

CUP: C81B23000070004

fase: PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

committente:

Comune di Brescia



Piazza della Loggia, 1 - 25123 Brescia

t: +39 030 29771

trasformazioneurbana@comune.brescia.it - www.comune.brescia.it

Responsabile Unico del Procedimento: Arch. Gianpiero Ribolla

progettista:

Brescia Infrastrutture s.r.l.



Via Triumplina, n° 14 - 25123 Brescia

t: +39 030 3061400 f: +39 030 3061401

info@bresciainfrastrutture.it - www.bresciainfrastrutture.it

direttore tecnico: ing. Alberto Merlini

responsabile del progetto: arch. Stefano Bordoli

gruppo di progettazione: arch. Alessandro Facchi
arch. Paola Daleffe
arch. Andrea Piu
arch. Stefano Morini
geom. Francesco Penocchio

strutture: ing. Massimo Torquati

elaborato: 85_TIC109 | D-E | 602 | ST 6.02 | 00 | P | progetto: relazione di calcolo strutture in c.a.

scala: 1:500

revisione:	REVISIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	DESCRIZIONE
	00	23/02/2023	Facchi	Bordoli	PRIMA EMISSIONE
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-

Sommario

1 – DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3 – CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
3.1 – Calcestruzzo per fondazioni.....	4
3.2 – Acciaio.....	5
4 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	6
A) PALI ILLUMINAZIONE H = 4 m	6
5 a) Azioni.....	6
5.1 a) Carichi permanenti.....	6
5.2 a) Azione del vento.....	7
5.2.1 a) Determinazione della pressione di picco.....	7
6 a) Determinazione azioni agenti	11
6.1 a) Azione concentrata del vento sulla sommità del palo – corpo illuminante.....	11
6.2 a) Azione lungo il palo	12
6.3 b) Azione sismica.....	14
7 a) Valutazione azioni sulla struttura	16
8 a) Verifiche	17
8.1 a) Verifica al ribaltamento	18
8.2 a) Verifica a scorrimento.....	19
8.3 a) Verifica sismica – ribaltamento	19
8.4 b) Verifica sismica.....	20
8.5 a) Verifica a capacità portante.....	21
9 a) Armatura	27
B) PALI ILLUMINAZIONE H = 8 m	28
5 b) Azioni.....	28
5.1 b) Carichi permanenti.....	28
5.2 b) Azione del vento	28
5.2.1 b) Determinazione della pressione di picco	29
6 b) Determinazione azioni agenti	33
6.1 b) Azione concentrata del vento sulla sommità del palo – corpo illuminante	33
6.2 b) Azione lungo il palo	34
6.3 b) Azione sismica.....	36
7 b) Valutazione azioni sulla struttura.....	38
8 b) Verifiche.....	39

8.1 b) Verifica al ribaltamento.....	39
8.2 b) Verifica a scorrimento	40
8.3 b) Verifica sismica – ribaltamento	41
8.4 b) Verifica sismica.....	41
8.5 b) Verifica a capacità portante	43
9 b) Armatura.....	48

1 – DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente relazione di calcolo riguarda le verifiche delle sole fondazioni dei pali di illuminazione di sezione tronco conica e altezza di 4 e 8 m fuori terra. La struttura di fondazione sarà realizzata con un plinto in c.a. di cui verranno indicate le dimensioni in pianta ed in altezza. Tali opere sono da realizzarsi all'interno dell'area di un tratto di pista ciclabile di collegamento tra Via Bettole e Via Bose in frazione Bettole a sud-est di Brescia.



Area di intervento

La presente relazione è valida per elementi che abbiano le caratteristiche esposte nella presente relazione, pertanto si dovrà procedere, in caso di difformità, ad una nuova verifica in funzione delle nuove caratteristiche. La presente relazione prende in considerazione solo i plinti dei pali di illuminazione, per i pali sarà cura della D.L. fornire, in funzione del palo e del fornitore utilizzato, la specifica relazione di calcolo.

2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono stati condotti facendo riferimento alle seguenti normative:

- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 Gennaio 2018 (G.U. 20 Febbraio 2018 n. 29 – Suppl. Ord.) " *Norme tecniche per le Costruzioni*".

- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7 del ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 Febbraio 2009 n.5 – Suppl. Ord.)

L'azione del vento è stata calcolata facendo riferimento a:

- CNR-DT 207 R1/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

3 – CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 – Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza C25/30

Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 249 \text{ daN/cm}^2$

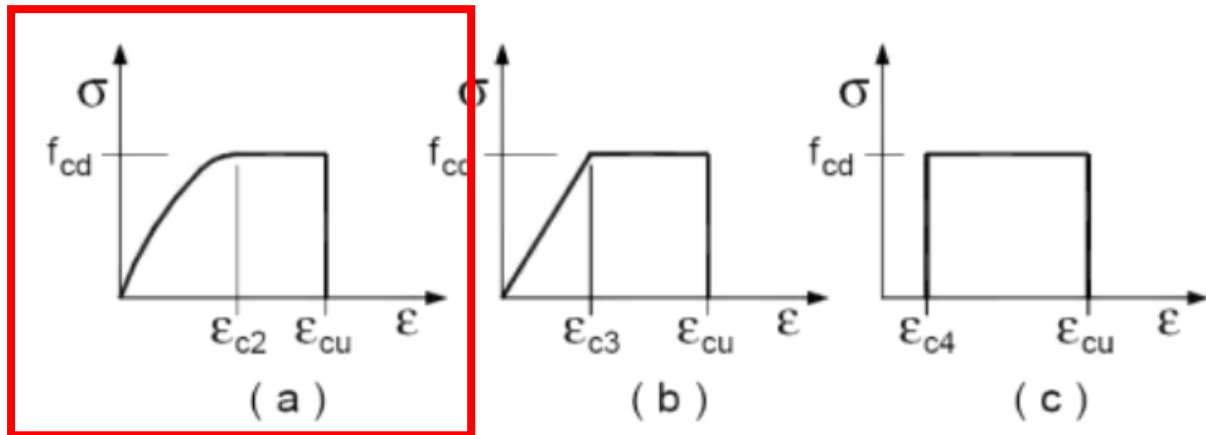
Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = 141.10 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ $\alpha_{cc} = 0.85$ $\gamma_c = 1.50$

Modulo elastico secante: $E_{cm} = 2200 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31475 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$ $f_{cm} = (f_{ck} + 8) \text{ N/mm}^2$

Durabilità del calcestruzzo:

- Contenuto minimo di cemento: 300 Kg/m^3 ,
- Diametro max inerte: 32 mm;
- Classe di esposizione: XC2;
- Rapporto acqua cemento: $A/C = 0.60$;
- Classe di consistenza: S4;
- Copriferro minimo: 30 mm.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in figura sottostante, fig. (a):



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

3.2 – Acciaio

Acciaio tipo B450C controllato in stabilimento;

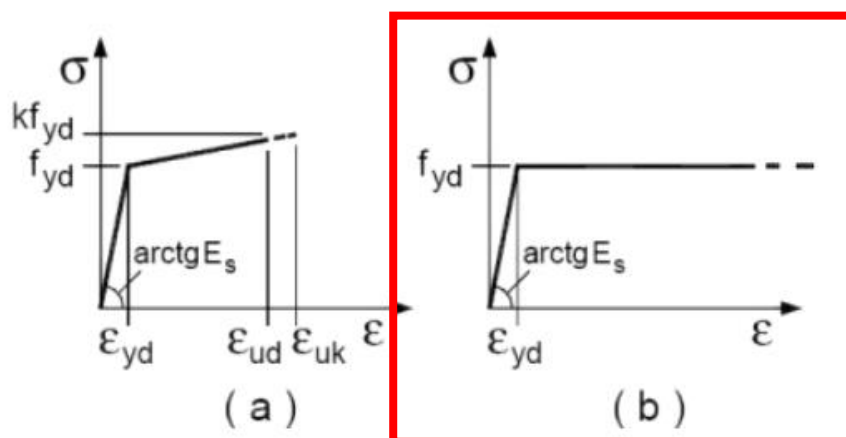
Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 4500 \text{ daN/cm}^2$;

tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} > 5400 \text{ daN/cm}^2$;

Diagramma tensioni – deformazioni:

$$\epsilon_{uk} = 7.50\% - \epsilon_{ud} = 6.75\% - \epsilon_{yd} = 0.20\%$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b):



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.

4 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le caratteristiche geologiche e geotecniche sulla tipologia del terreno sono state ipotizzate sulla base di interventi simili adottando dei valori cautelativi non avendo a disposizione nessun approfondimento specialistico. La D.L. in fase di lavori dovrà verificare la congruità con le ipotesi adottate e se del caso provvedere a nuove verifiche ed approfondimenti.

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$\Phi = 25$$

Categoria di sottosuolo: D

A) PALI ILLUMINAZIONE $H = 4 \text{ m}$

Il palo di illuminazione in esame ha una sezione troncoconica con diametro alla base $\varnothing 105 \text{ mm}$ spessore 3 mm con altezza complessiva 4.50 m con altezza fuori terra 4.00 m . Il palo è dotato di un corpo illuminante in sommità del tipo 3352 Garda 3 Disano. Il peso del palo è 27 Kg , mentre il corpo illuminante ha un peso di $5,44 \text{ kg}$.

5 a) Azioni

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

- Carichi permanenti della struttura (pesi propri dei materiali, carichi permanenti non strutturali);
- Azione del vento;
- Azione sismica.

5.1 a) Carichi permanenti

Pesi propri degli elementi strutturali:

Carichi G1		
y_cls	25	KN/m ³
Lx plinto	0,9	m
Ly plinto	0,9	m
Lz plinto	1	m
G peso proprio	20,25	KN

Riduzione peso plinto dovuto alla presenza di fori

Fori tubature

d-Palo	0,2	m	Profondità	0,5	m	Gpalo =	0,39	KN
d-Cavi	0,63	m	Profondità	0,33	m	Gcavi =	2,57	KN

Se sono presenti ulteriori fori aggiungere formula e agganciarla in C14

G plinto	17,29	KN
-----------------	--------------	-----------

Peso singolo apparecchio luminoso 5,44 Kg (ipotizzato tipo Disano Garda 3 –3352).

5.2 a) Azione del vento

L'azione del vento esercita una doppia pressione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sui corpi illuminanti e sullo sbraccio (se presente);
- 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 sopra citate è necessario determinare la pressione di picco esercitata dal vento.

5.2.1 a) Determinazione della pressione di picco

Velocità base di riferimento:

La velocità base di riferimento V_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, V_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

V_b = velocità base di riferimento;

$V_{b,0}$ = velocità base di riferimento al livello del mare;

C_a = coefficiente di altitudine;

a_s = altitudine sul livello del mare ove sorge la costruzione; 149 m s.l.m.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	g_e (m)	k_e
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$$V_b = V_{b,0} \times C_a$$

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento V_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

$$V_r = V_b \times C_r$$

Dove:

- V_b è la velocità base di riferimento, di cui al punto precedente;
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

Per $T_R = 50$ anni il coefficiente C_r assume valore pari a 1;

Pressione del vento

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

$q_r \times C_e$ = pressione cinetica di picco;

C_e = coefficiente di esposizione;

C_p = coefficiente di pressione, dipende dalla tipologia e dalla geometria del manufatto;

C_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

$P = \text{densità dell'aria} = 1,25 \text{ Kg/m}^3$;

$$q_r = \frac{1}{2} \rho * v_r^2$$

$q_p(z) = q_r * C_e$ pressione cinetica di picco

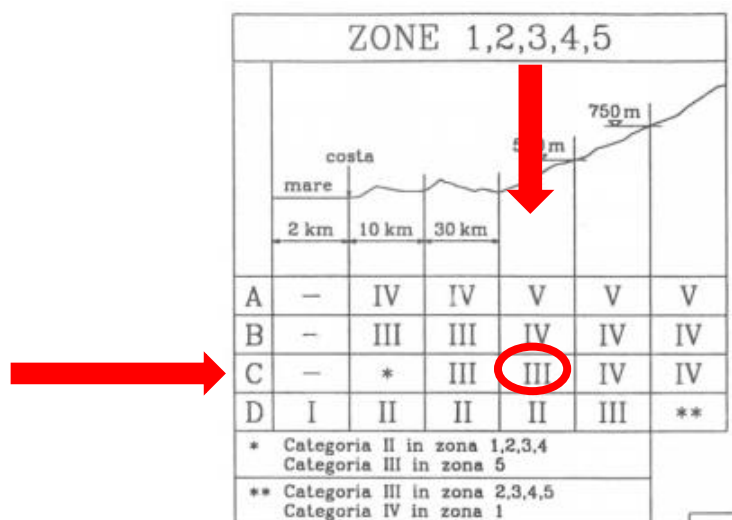
C_e = coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)



C_t = coefficiente di topografia = 1

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$q_p(z) = q_r \times C_e$$

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico C_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

$$\text{Azioni statiche equivalenti} = \text{Azioni aerodinamiche di picco} \times c_d$$

Forze per unità di lunghezza (coefficienti aereodinamici)

Le azioni aereodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante forze ortogonali f_x e f_y per unità di lunghezza. Esse sono fornite dalle seguenti relazioni:

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

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

l = dimensione di riferimento;

c_{fx} e c_{fy} = coefficienti di forza.

$$c_{fx} = c_{fx0} \cdot \psi_\lambda$$

$$c_{fy} = c_{fy0} \cdot \psi_\lambda$$

C_{fx0} e C_{fy0} = coefficienti di forza per unità di lunghezza;

ψ_λ = coefficiente di snellezza che tiene conto degli effetti riduttivi di bordo;

Applicando le formule precedenti si ottiene:

VENTO				
Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m/s]	ka
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto fiuli Venezia Giulia (no Trieste)	25	1000	0,4
vb,0				
	Altitudine sul livello del mare dove sorge costruzione	149	s.l.m.	
	(Inserire valore in metri)			
Ca	Coefficiente di altitudine	1		
Vb	Velocità di base	25	m/s	
Tr	Tempo di ritorno di progetto			
5 < Tr < 50				
50	<----- Inserire n° anni T di ritorno			
Cr	Coefficiente di ritorno	1		
Vr	Velocità di riferimento di progetto	25	m/s	
Classe di rugosità del terreno				
C	Area con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni); aree con rugosità non riconducibile di Classi A,B,D			
Categoria di esposizione sito				
III	Valori da tabella 3.3.II	Kr 0,2	z0 0,1	zmin 5
Coefficiente topografico		Ct		
		1		
Coefficiente di esposizione	z palo < zmin	Ce	1,71	
	SI			
Coefficiente dinamico	Cautelativo	1		
Densità dell'aria	Valore della densità media, valore standard	1,25	Kg/m^3	
qr		390,625	N/m^2	
qp	Pressione cinetica di picco	0,6680	KN/m^2	
Coefficiente di forza	Per cartelloni pubblicitari	1,8		
Pressione del vento p		0,67		

6 a) Determinazione azioni agenti

Come già illustrato precedentemente, l'azione del vento esercita una doppia pressione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sui corpi illuminanti e sullo sbraccio (se presente);
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

6.1 a) Azione concentrata del vento sulla sommità del palo – corpo illuminante

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

qp = pressione di picco;

z e L dimensione di riferimento;

C_{Fx} = coefficiente di forza;

Il coefficiente di forza viene assunto pari a 1,8 in maniera analoga al caso delle insegne.

6.2 a) Azione lungo il palo

La forza distribuita lungo il palo esercitata dal vento può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{FX}$$

q_p = pressione di picco;

z e L dimensione di riferimento;

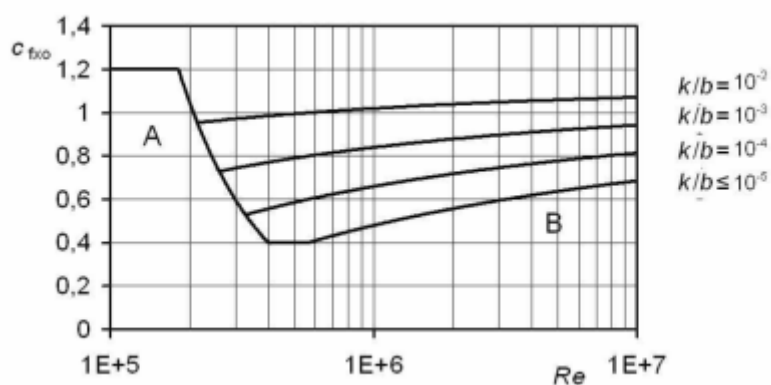
C_{FX} = coefficiente di forza;

Per la valutazione del coefficiente di forza e delle dimensioni di riferimento ad esso associati si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare. Il coefficiente di forza è funzione del rapporto k/b , essendo k la scabrezza della superficie e b il diametro della struttura, e del numero di Reynolds.

$$c_{FX0} = \frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \leq 1,2 \quad (\text{curva A})$$

$$c_{FX0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5}) \quad (\text{curva B})$$

La scelta della curva A e B è eseguita tenendo presente l'andamento dei diagrammi seguenti:



Superficie	k [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	0,2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo lisciato	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	2,0
Superfici arrugginite	
Murature	3,0

Scabrezza della superficie assunto $k = 0,20 \text{ mm}$

$b = 105 \text{ mm}$

Il numero di Reynolds in funzione dell'altezza z sul suolo è dato dalla seguente formula:

$$Re(z) = \frac{l \cdot v_m(z)}{\nu}$$

l = dimensione caratteristica della costruzione $0,212 \text{ m}$

V_m = velocità media del vento

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z)$$

ν = viscosità cinematica dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione può essere assunto pari a $15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_{r,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5})$$

a vantaggio della sicurezza si trascura la riduzione della forza dovuta al coefficiente di snellezza, pertanto

$c_{fx} = c_{fx0}$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

F_c	Forza su apparecchio/i luminoso/i	0,09	KN
F_t	Forza su traversa (se presente)	0	KN
Scabrezza k	In base al materiale del palo definibile nel foglio "Materiali"	Materiale della superfice Acciaio galvanizzato	K [mm] 0,2
k/b	Rapporto tra scabrezza e valore della dimensione caratteristica del palo	0,00190476	[/]
Viscosità aria v	Viscosità cinematica dell'aria, valore standard	0,000015	[m^2/s]
Coefficiente profilo medio	z palo < zmin	0,78	
Velocità media del vento	SI	18	m/s
Numero di Reynolds		126000	
cfx0	Coefficiente di forza, si trascura per sicurezza la riduzione dovuta al coefficiente di snellezza Cfx0 > 0,4 OK	0,72	
Fp	Cfx0 OK Forza agente sul palo	0,05	[KN/m]

6.3 b) Azione sismica

Si verifica la struttura in esame con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), in cui la costruzione conserva una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie (...)" (§ 2.4 delle NTC). La vita nominale risulta pertanto $VN > 50$ anni.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe II". Il coefficiente d'uso risulta quindi $CU = 1$.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 1 = 50 \text{ anni.}$$

Le probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

ag il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F0 e TC* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

I valori dei parametri ag, F0 e TC* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti dalle NTC in funzione del TR assunto:

Regione: Lombardia – località Brescia

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
45.54486951	10.22028117			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
45.546644	10.221393			
Altitudine (mt)	0			
Classe dell'edificio				
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼				
Vita Nominale Struttura	50 ▼			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F₀ [-]	T_c* [s]
Operatività	30	0.040	2.479	0.210
Danno	50	0.054	2.457	0.234
Salvaguardia Vita	475	0.149	2.430	0.278
Prevenzione Collasso	975	0.194	2.446	0.285

Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, a favore di sicurezza si assume una categoria C. Da ciò si ricava il parametro $S = SS \cdot ST$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed ST il coefficiente di amplificazione topografica. Si ha quindi $SS = 1,86$ e $ST = 1$ (T1) da cui si ottiene $S = 1,86$.

Metodo di analisi

L'azione sismica agente sul palo di illuminazione è stata considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alle forze di inerzia generate dal sisma ed è stata applicata in sommità del palo.

Si verifica la condizione dell'applicabilità del metodo d'analisi scelta:

$$T_1 < 2,5T_c = 2,5C_c * T_c^*$$

Ove T1 viene valutato secondo la seguente espressione:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0,050 * 4^{3/4} \text{ con } H \text{ altezza del palo}$$

$$T_1 < 2,5T_c$$

$$T_1 < TD = 4 * \frac{a_g}{g} + 1,60$$

La forza sismica è uguale a :

$$F_h = S_d(I_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

W= peso della struttura

λ =coefficiente pari a 1

$$S_d(T_1) = \frac{a_g * S * F_0}{q} \quad \text{fattore di struttura } q=1$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

Vita nominale	Azione sismica	50		
Classe d'uso	II	Cu	1	
Periodo di riferimento	Vr	50		
Valori pericolosità sismica	Definiti dalle NTC	a/g	Fo	T*c
Salvaguardia Vita		0,149	2,43	0,278
Categoria di sottosuolo	Ss	Cc		
D	1,86	2,37		
Coefficiente St	Coefficiente amplificazione stratigrafica	1		
Parametro S	Tiene conto della categoria di sottosuolo e di quella topografica	S	1,86	
Coefficiente C1		C1	0,05	
Primo periodo		T1	0,14	
Periodo Tc	Verifica che $T1 < 2,5 * Tc$	Tc	0,65886	VERIFICATO
Periodo Td		Td	2,196	
Peso della struttura		W	0,325	
Landa		L	1	
Fattore di struttura		q	1	
		Sd(T1)	6,606546	
Forza sismica	Forza sismica applicata in sommità del palo	Fh	0,218871	[KN]

7 a) Valutazione azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018.

SLU:



Condizione sismica: $E + G1 + G2 + P + \Sigma \Psi_{2J} * Q_{KJ}$

Per le azioni allo SLU si adottano i seguenti coefficienti parziali di combinazione:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{01}	Ψ_{21}	Ψ_{31}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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_{Q1}	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.

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state combinate con i coefficienti di tipo STR (A1);

Per la verifica a ribaltamento sono stati considerati i coefficienti di tipo EQU;

Le verifiche di scorrimento e capacità portante sono state condotte secondo l'Approccio2 A1+M1+R3.

8 a) Verifiche

Caratteristiche plinto di fondazione:

altezza plinto $h=1,00$ m

base plinto $0,90$ m x $0,90$ m

$G_{plinto}=17,29$ KN

Peso apparecchio luminoso $0,055$ KN

Peso palo tronco-conico sp. 3mm $P_p=0,27$ KN

Forza vento agente sul palo risulta $F_p=0,05$ KN/m

forza vento agente sui corpi illuminanti $F_c=0,41$ KN

forza vento agente sulla traversa $F_t=0,09$ KN

8.1 a) Verifica al ribaltamento

Momenti ribaltanti:

$$M_{r1} = \gamma_{Q1} * (F_p * H * (\frac{H}{2} + h' + h)) \text{ dovuto alla forza del vento lungo il palo}$$

$$M_{r2} = \gamma_{Q1} * F_c * (H + h' + h + h'') \text{ dovuto alla forza del vento sui corpi illuminanti n° 1;}$$

$$M_{r,tot} = M_{r1} + M_{r2} + M_{r3}$$

Momenti stabilizzante:

$$M_{stab2} = \gamma_{G1} * G * x_1$$

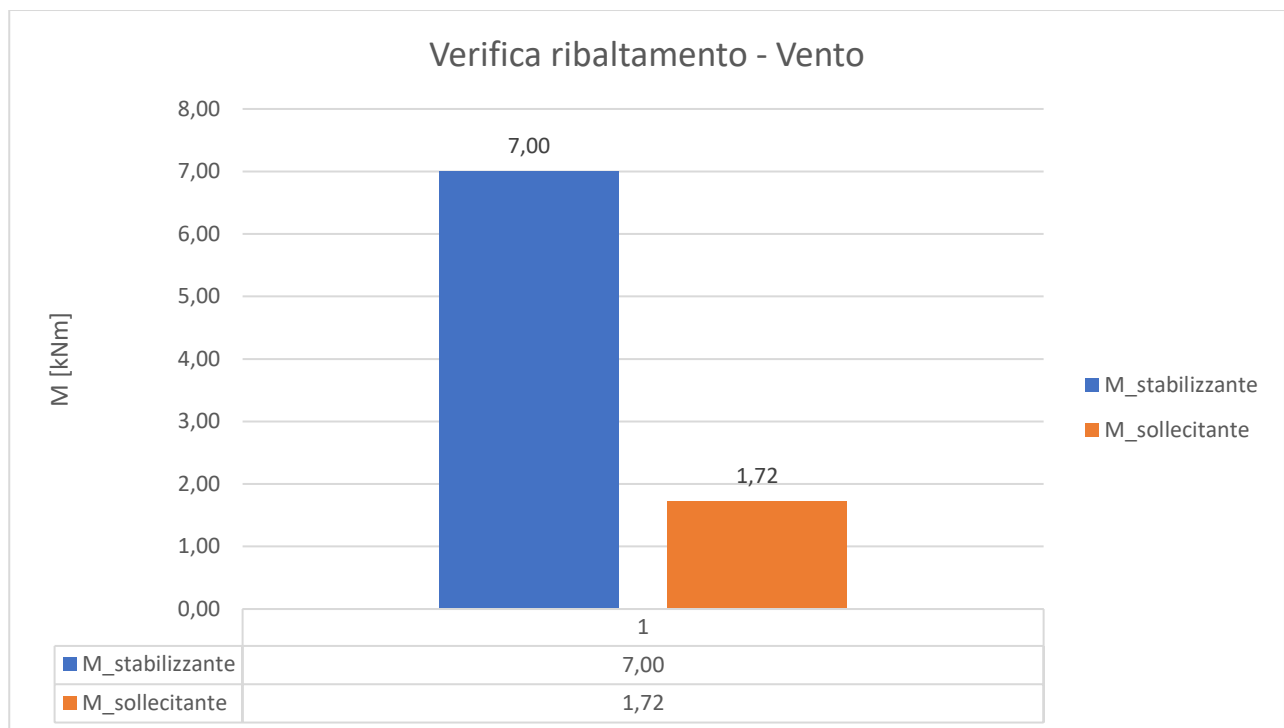
$$H = 4 \text{ m}$$

$$h' = 0,3 \text{ m (distanza tra intradosso plinto e pavimento finito)}$$

$$h = 1,00 \text{ m (altezza plinto)}$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

VERIFICHE			
RIBALTAMENTO			
Mr1	Forza agente sul palo	1,00	KNm
Mr2	Forza agente su corpo illuminante	0,72	KNm
Mr3	Forza agente sulla traversa	0,00	KNm
Mtot		1,72	KNm
Mstab	Braccio (L2/2)	7,00	KNm
Mst/Mrib	Non considero fattori stabilizzanti come peso terreno, peso palo e rastremazione	4,08	OK



8.2 a) Verifica a scorrimento

$$F_{scorrimento} = \gamma_{Q1} * (F_p * H + F_c + Ft)$$

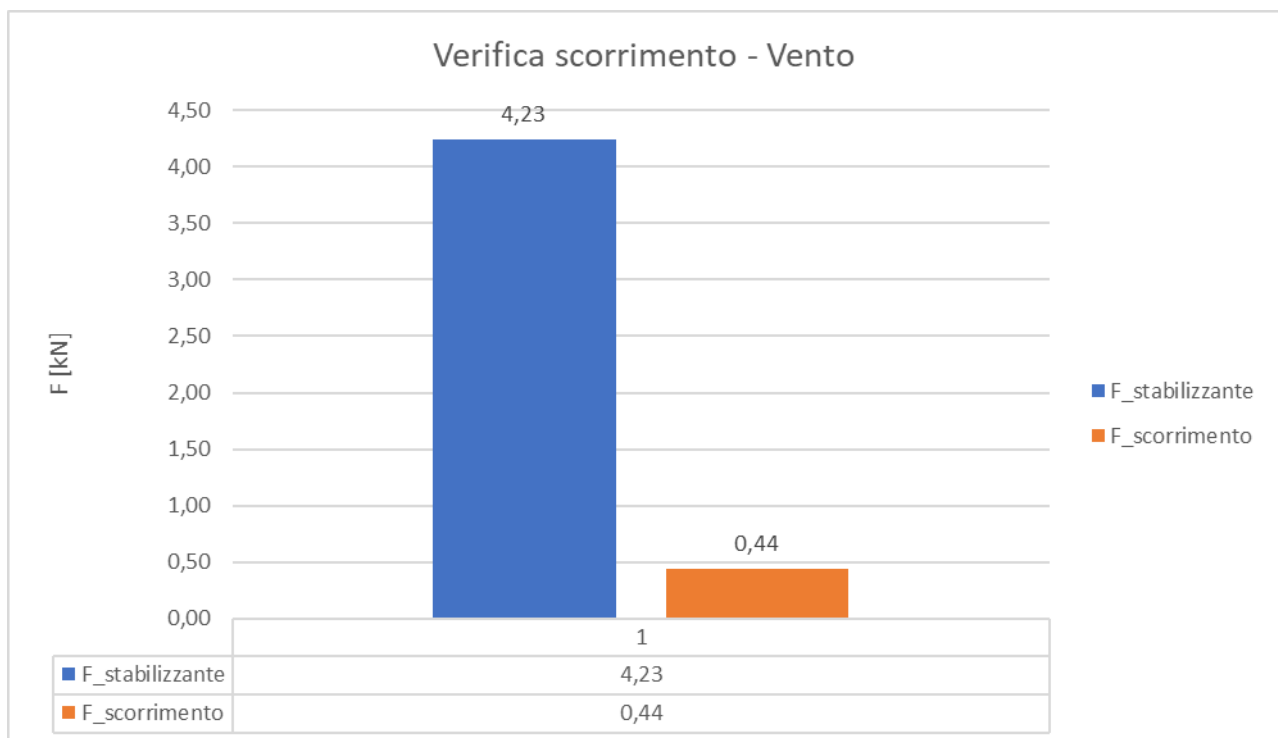
Ptot= G si considera solo il peso proprio del plinto di fondazione e si trascura il peso del palo

$$F_{stabilizzante} = (\gamma_{G1} * P_{tot} * \tan(\frac{2}{3}\varphi)) * \frac{1}{\gamma_R} \quad \gamma_R = 1,10$$

$$F_{stabilizzate} > F_{scorrimento}$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

SCORRIMENTO			
Fi	Angolo attrito del terreno	25	°
2/3 Fi		16,66666667	°
		0,290888209	rad
Yr	Coefficiente di sicurezza	1,1	
Fscorrimento		0,44	KN
Fstab		4,23	KN
Fstab/Fscorr		9,67	OK



8.3 a) Verifica sismica – ribaltamento

Condizione sismica: $E + G1 + G2 + P + \sum \Psi_{2J} * Q_{KJ}$

Il coefficiente di combinazione del vento risulta pari a 0.

Fh forza sismica applicata in sommità del palo

Momenti ribaltanti:

$$M_{r1} = F_h * (H + h + h')$$

dovuto alla forza sismica

Momenti stabilizzante:

$$M_{stab2} = G * x_1$$

$$\frac{M_{stab.tot}}{M_{r1}} > 1$$

8.4 b) Verifica sismica

$$F_{scorrimento} = F_h.$$

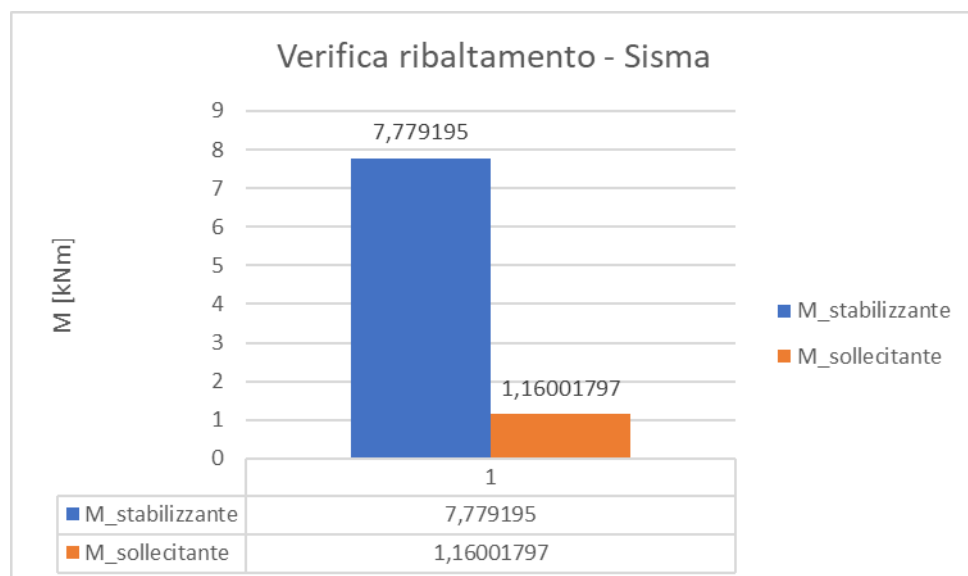
$$P_{tot} = G$$

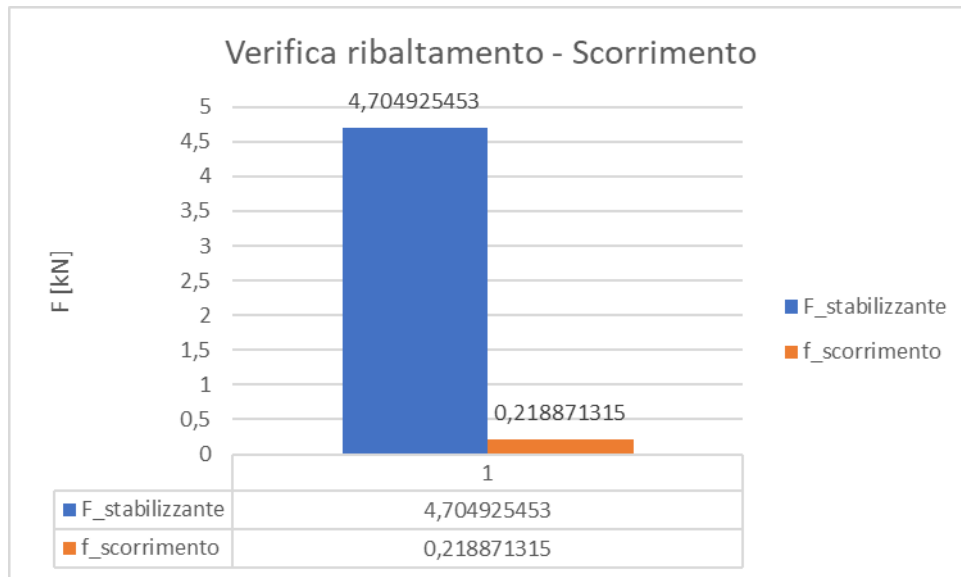
$$F_{stabilizzante} = (P_{tot} * \tan(\frac{2}{3}\varphi)) * \frac{1}{\gamma_R} = . \quad \gamma_R = 1,10$$

$$F_{stabilizzate} > F_{scorrimento}$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

VERIFICHE		
RIBALTAMENTO		
Mrib	1,16001797	KNm
Mstab	7,779195	KNm
Mstab/Mrib	6,71	OK
SCORRIMENTO		
Fi	25	°
2/3 Fi	16,66666667	°
	0,290888209	rad
Yr	1,1	
Fscorr	0,218871315	[KN]
Fstab	4,704925453	KN
Fstab/Fscorr	21,5	OK





8.5 a) Verifica a capacità portante

Approccio 2 A1+M1+R3

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

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' = larghezza ridotta della suola di fondazione;

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, Ψ, r = coefficienti correttivi.

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

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

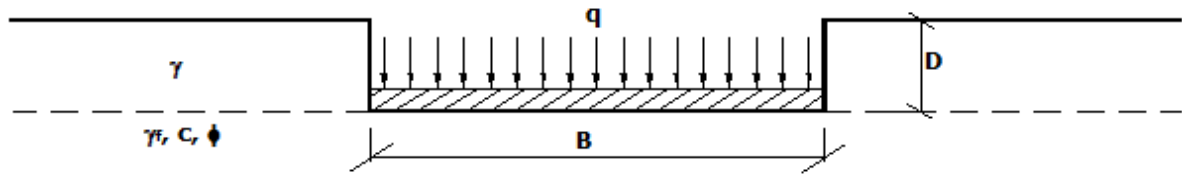
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c , N_q , N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

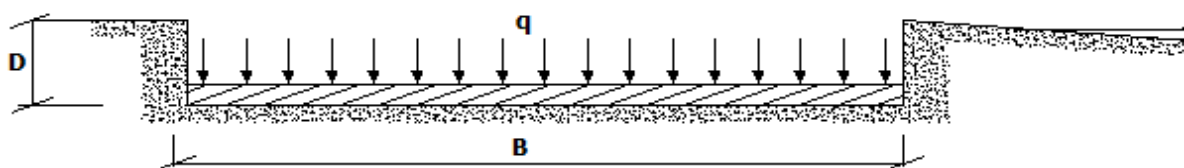
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$



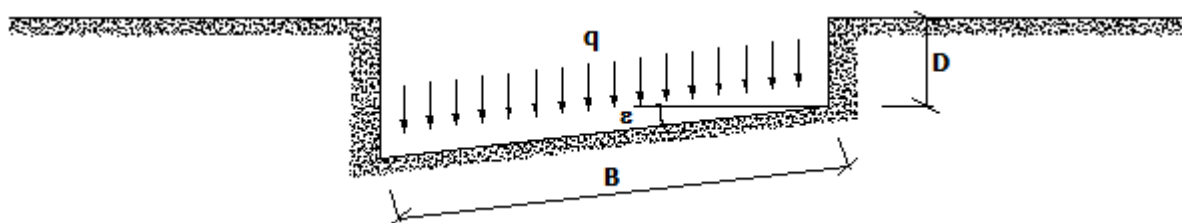
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BR. HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	0.90 m	[L] Lunghezza (dir x):	0.90 m
			[D] Profondità (dir z):	1.30 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-15.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	ϕ	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	18.00	0.00	25.0	0.00	0.00	10.00	50000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Legenda

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y _{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
y _{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
ϕ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kPa)
c _u	: Coesione non drenata (kPa)
H _{str}	: Spessore dello strato (m)
E _{ed}	: Modulo edometrico (kPa)
D _r	: Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 1.30 m e 3.10 m

y	ϕ	c'	c _u	E _{ed}	D _r
---	--------	----	----------------	-----------------	----------------

18.00	25.0	0.00	50000.00	0.90
-------	------	------	----------	------

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$Q_{ult}=c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot p_\gamma \cdot e_\gamma \quad Q_{ult}=Q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Fattori di forma (Direzione B - Set B)

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot i_{\gamma B} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B' \quad K = D/B', \quad D > B' \quad K = \arctan(D/B')$$

$$d_{\gamma B} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_\gamma / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{\gamma B} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_\gamma / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)}$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_\gamma = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} \cdot (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{\gamma L} = 1 - 0.4 \cdot i_{\gamma L} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{\gamma L} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_\gamma / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{\gamma L} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_\gamma / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di punzonamento

$$p_c = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_q = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_\gamma = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

Fattori riduttivi per sisma

$$e_c = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

$$e_q = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

$$e_\gamma = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

q': pressione litostatica alla profondità D (1.30 m) di imposta fondazione: 23.40 kPa

I valori di γ , φ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B', L': Dimensioni efficaci della fondazione ($B' = B - 2 \cdot M_x / N$ - $L' = L - 2 \cdot M_y / N$) (se $B' > L'$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

Se $s_{cB} \cdot d_{cB} \cdot i_{cB} < s_{cL} \cdot d_{cL} \cdot i_{cL}$ nel primo e nel secondo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati i fattori del Set L

Se $i_{\gamma B} \cdot B' < i_{\gamma L} \cdot L'$ nel terzo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati quelli del Set L, e nel terzo termine il valore di B' è scambiato con L'

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	20.721	$N_q =$	10.662	$N_\gamma =$	6.758
$c' =$	0.00 kPa	$q =$	23.40 kPa	$\gamma =$	18.00 kN/m³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - statica

	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)		
	17.29	1.72				Riferimento globale	B'=0.70 m
	17.29	1.72				Riferimento locale	L'=0.90 m
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e
c	1.363	1.369	1.000	1.000	1.000		Globali
q	1.329	1.335	1.000	1.000	1.000		1.867
y	0.688	1.000	1.000	1.000	1.000		1.774
							0.688

$$q_{ult} = 471.94 \text{ kPa}$$

$$Q_{ult} = 297.77 \text{ kN}$$

$$R = Q_{ult}/N = 17.222 > R_3 = 2.3$$

9 a) Armatura

Si decide di inserire un'armatura per garantire il peso del calcestruzzo armato (25 kN/m^3) e per ridurre gli effetti del ritiro pari a n° 6 Ø 12 in ambo le direzioni andando a crearne una gabbia.

B) PALI ILLUMINAZIONE H = 8 m

Il palo di illuminazione in esame ha una sezione tronco conica con diametro alla base Ø138 e diametro in sommità Ø60 e spessore 4 mm con altezza complessiva 8 m e in sommità è prevista l'installazione di una traversa da 1,50 m su cui viene installato un corpo illuminante tipo Disano Sella 1 -HP.

5 b) Azioni

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

- Carichi permanenti della struttura (pesi propri dei materiali, carichi permanenti non strutturali);
- Azione del vento;
- Azione sismica.

5.1 b) Carichi permanenti

Pesi propri degli elementi strutturali:

Carichi G1		
y_cls	25	KN/m ³
Lx plinto	1,15	m
Ly plinto	1,15	m
Lz plinto	1,2	m
G peso proprio	39,675	KN

Riduzione peso plinto dovuto alla presenza di fori

Fori tubature

d-Palo	0,2	m	Profondità	0,8	m	Gpalo =	0,63	KN
d-Cavi	0,63	m	Profondità	0,45	m	Gcavi =	3,51	KN

Se sono presenti ulteriori fori aggiungere formula e agganciarla in C14

G plinto	35,54	KN
-----------------	--------------	-----------

Peso dell'apparecchio luminoso 8,30Kg (ipotizzato tipo Disano Sella 1 –3296).

5.2 b) Azione del vento

L'azione del vento esercita una doppia pressione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sui corpi illuminanti e sullo sbraccio (se presente);
- 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 sopra citate è necessario determinare la pressione di picco esercitata dal vento.

5.2.1 b) Determinazione della pressione di picco

Velocità base di riferimento:

La velocità base di riferimento V_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, V_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

V_b = velocità base di riferimento;

$V_{b,0}$ = velocità base di riferimento al livello del mare;

C_a = coefficiente di altitudine;

a_s = altitudine sul livello del mare ove sorge la costruzione; 149 m s.l.m.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$$V_b = V_{b,0} \times C_a$$

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento V_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

$$V_r = V_b \times C_r$$

Dove:

- V_b è la velocità base di riferimento, di cui al punto precedente;
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

Per $T_R = 50$ anni il coefficiente C_r assume valore pari a 1;

Pressione del vento

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

$q_r \times C_e$ = pressione cinetica di picco;

C_e = coefficiente di esposizione;

C_p = coefficiente di pressione, dipende dalla tipologia e dalla geometria del manufatto;

C_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

P = densità dell'aria = 1,25 Kg/m³;

$$q_r = \frac{1}{2} \rho * v_r^2$$

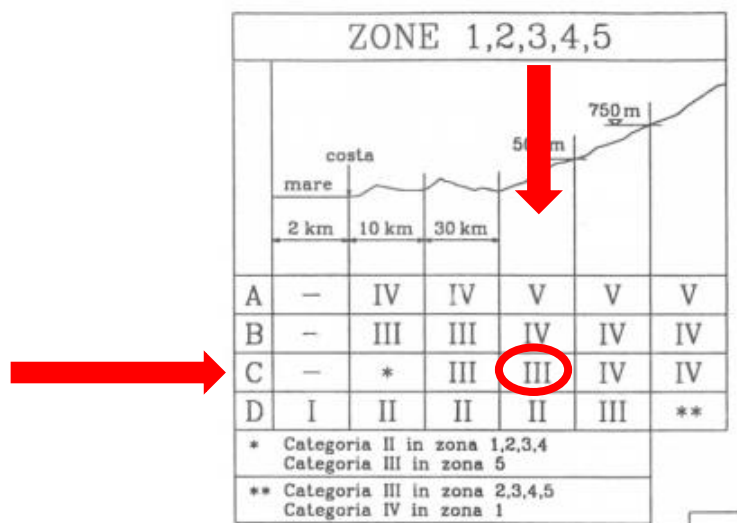
$$q_p(z) = q_r * C_e \text{ pressione cinetica di picco}$$

C_e = coefficiente di esposizione

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_t^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned}$$

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)



Ct = coefficiente di topografia = 1

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$q_p(z) = q_r \times C_e$$

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico C_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

$$\text{Azioni statiche equivalenti} = \text{Azioni aerodinamiche di picco} \times c_d$$

Forze per unità di lunghezza (coefficienti aereodinamici)

Le azioni aereodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante forze ortogonali f_x e f_y per unità di lunghezza. Esse sono fornite dalle seguenti relazioni:

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

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

l = dimensione di riferimento;

c_{fx} e c_{fy} = coefficienti di forza.

$$c_{fx} = c_{fx0} \cdot \psi_\lambda$$

$$c_{fy} = c_{fy0} \cdot \psi_\lambda$$

c_{fx0} e c_{fy0} = coefficienti di forza per unità di lunghezza;

ψ_λ = coefficiente di snellezza che tiene conto degli effetti riduttivi di bordo;

Applicando le formule precedenti si ottiene:

VENTO				
Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m/s]	ka
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto fiuli Venezia Giulia (no Trieste)	25	1000	0,4
vb,0				
	Altitudine sul livello del mare dove sorge costruzione	149	s.l.m.	
	(Inserire valore in metri)			
Ca	Coefficiente di altitudine	1		
Vb	Velocità di base	25	m/s	
Tr	Tempo di ritorno di progetto			
5 < Tr < 50				
50	<----- Inserire n° anni T di ritorno			
Cr	Coefficiente di ritorno	1		
Vr	Velocità di riferimento di progetto	25	m/s	
Classe di rugosità del terreno				
C	Area con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni); aree con rugosità non riconducibile di Classi A,B,D			
Categoria di esposizione sito				
III	Valori da tabella 3.3.II	Kr 0,2	z0 0,1	zmin 5
Coefficiente topografico		Ct		
		1		
Coefficiente di esposizione	z palo > zmin	Ce	2,07	
	SI			
Coefficiente dinamico	Cautelativo	1		
Densità dell'aria	Valore della densità media, valore standard	1,25	Kg/m^3	
qr		390,625	N/m^2	
qp	Pressione cinetica di picco	0,8086	KN/m^2	
Coefficiente di forza	Per cartelloni pubblicitari	1,8		
Pressione del vento p		0,81		

6 b) Determinazione azioni agenti

Come già illustrato precedentemente, l'azione del vento esercita una doppia pressione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sui corpi illuminanti e sullo sbraccio (se presente);
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

6.1 b) Azione concentrata del vento sulla sommità del palo – corpo illuminante

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

qp = pressione di picco;

z e L dimensione di riferimento;

C_{FX} = coefficiente di forza;

Il coefficiente di forza viene assunto pari a 1,8 in maniera analoga al caso delle insegne.

6.2 b) Azione lungo il palo

La forza distribuita lungo il palo esercitata dal vento può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{FX}$$

q_p = pressione di picco;

z e L dimensione di riferimento;

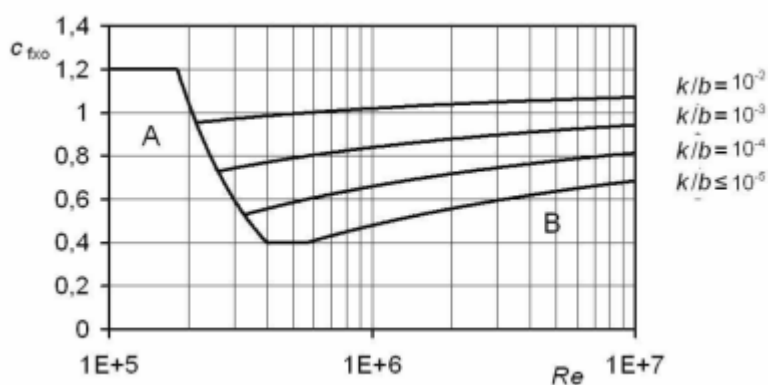
C_{FX} = coefficiente di forza;

Per la valutazione del coefficiente di forza e delle dimensioni di riferimento ad esso associati si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare. Il coefficiente di forza è funzione del rapporto k/b , essendo k la scabrezza della superficie e b il diametro della struttura, e del numero di Reynolds.

$$c_{FX0} = \frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \leq 1,2 \quad (\text{curva A})$$

$$c_{FX0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5}) \quad (\text{curva B})$$

La scelta della curva A e B è eseguita tenendo presente l'andamento dei diagrammi seguenti:



Superficie	k [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	0,2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo lisciato	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	2,0
Superfici arrugginite	
Murature	3,0

Scabrezza della superficie assunto $k = 0,20$ mm

$b = 105$ mm

Il numero di Reynolds in funzione dell'altezza z sul suolo è dato dalla seguente formula:

$$Re(z) = \frac{l \cdot v_m(z)}{\nu}$$

l = dimensione caratteristica della costruzione 0,212 m

V_m = velocità media del vento

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z)$$

ν = viscosità cinematica dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione può essere assunto pari a $15 \cdot 10^{-6}$ m²/s;

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5})$$

a vantaggio della sicurezza si trascura la riduzione della forza dovuta al coefficiente di snellezza, pertanto $c_{fx} = c_{fx0}$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

F_c	Forza su apparecchio/i luminoso/i	0,25	KN
F_t	Forza su traversa (se presente)	0,13	KN
Scabrezza k	In base al materiale del palo definibile nel foglio "Materiali"	Materiale della superficie Acciaio galvanizzato	K [mm] 0,2
k/b	Rapporto tra scabrezza e valore della dimensione caratteristica del palo	0,00144928	[/]
Viscosità aria v	Viscosità cinematica dell'aria, valore standard	0,000015	[m^2/s]
Coefficiente profilo medio	z palo > zmin	0,9	
Velocità media del vento	SI	22	m/s
Numero di Reynolds		202400	
c_{fx0}	Coefficiente di forza, si trascura per sicurezza la riduzione dovuta al coefficiente di snellezza		
	C _{fx0} > 0,4 OK	0,74	
F_p	C _{fx0} OK Forza agente sul palo	0,08	[KN/m]

6.3 b) Azione sismica

Si verifica la struttura in esame con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), in cui la costruzione conserva una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie (...)" (§ 2.4 delle NTC). La vita nominale risulta pertanto $VN > 50$ anni.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe II". Il coefficiente d'uso risulta quindi $CU = 1$.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

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, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso CU :

$$V_R = V_N \times CU = 50 \text{ anni} \times 1 = 50 \text{ anni.}$$

Le probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

ag il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F0 e TC* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

I valori dei parametri ag, F0 e TC* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti dalle NTC in funzione del TR assunto:

Regione: Lombardia – località Brescia

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
45.54486951	10.22028117			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
45.546644	10.221393			
Altitudine (mt)	0			
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼			
Vita Nominale Struttura	50 ▼			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F₀ [-]	T_c* [s]
Operatività	30	0.040	2.479	0.210
Danno	50	0.054	2.457	0.234
Salvaguardia Vita	475	0.149	2.430	0.278
Prevenzione Collasso	975	0.194	2.446	0.285

Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, a favore di sicurezza si assume una categoria C. Da ciò si ricava il parametro $S = SS \cdot ST$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed ST il coefficiente di amplificazione topografica. Si ha quindi $SS = 1,86$ e $ST = 1$ (T1) da cui si ottiene $S = 1,86$.

Metodo di analisi

L'azione sismica agente sul palo di illuminazione è stata considerata mediante

l'applicazione di una forza statica equivalente alle forze di inerzia generate dal sisma ed è stata applicata in sommità del palo.

Si verifica la condizione dell'applicabilità del metodo d'analisi scelta:

$$T_1 < 2,5T_c = 2,5C_c * T_c^*$$

Ove T1 viene valutato secondo la seguente espressione:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0,050 * 10^{3/4} \text{ con H altezza del palo}$$

$$T_1 < 2,5T_c$$

$$T_1 < TD = 4 * \frac{ag}{g} + 1,60$$

La forza sismica è uguale a:

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

W= peso della struttura

λ =coefficiente pari a 1

$$S_d(T_1) = \frac{a_g * S * F_0}{q} \quad \text{fattore di struttura } q=1$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

Azione sismica				
Vita nominale		50		
Classe d'uso		II	Cu	1
Periodo di riferimento		Vr	50	
Valori pericolosità sismica	Definiti dalle NTC			
Salvaguardia Vita		a/g	Fo	T*c
		0,149	2,43	0,278
Categoria di sottosuolo		Ss	Cc	
D		1,86	2,37	
Coefficiente St	Coefficiente amplificazione stratigrafica	1		
Parametro S	Tiene conto della categoria di sottosuolo e di quella topografica	S	1,86	
Coefficiente C1		C1	0,05	
Primo periodo		T1	0,26	
Periodo Tc	Verifica che T1<2,5*Tc	Tc	0,65886	
		VERIFICATO		
Periodo Td		Td	2,196	
Peso della struttura		W	0,943	
Landa		L	1	
Fattore di struttura		q	1	
		Sd(T1)	6,606546	
Forza sismica	Forza sismica applicata in sommità del palo	Fh	0,635064	[KN]

7 b) Valutazione azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018.

SLU: 

Condizione sismica: $E + G1 + G2 + P + \Sigma \Psi_{2J} * Q_{KJ}$

Per le azioni allo SLU si adottano i seguenti coefficienti parziali di combinazione:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{01}	Ψ_{11}	Ψ_{21}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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_{Q1}	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.

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state combinate con i coefficienti di tipo STR (A1);

Per la verifica a ribaltamento sono stati considerati i coefficienti di tipo EQU;

Le verifiche di scorrimento e capacità portante sono state condotte secondo l'Approccio2 A1+M1+R3.

8 b) Verifiche

Caratteristiche plinto di fondazione:

altezza plinto $h=1,20$ m

base plinto $1,15$ m x $1,15$ m

$G_{plinto}=35,54$ KN

Peso apparecchio luminoso $0,083$ KN

Peso palo tronco-conico $P_p=0,76$ KN

Forza vento agente sul palo risulta $F_p=0,08$ KN/m

forza vento agente sui corpi illuminanti $F_c=0,25$ KN

forza vento agente sulla traversa $F_t=0,13$ KN

8.1 b) Verifica al ribaltamento

Momenti ribaltanti:

$M_{r1} = \gamma_{Q1} * (F_p * H * (\frac{H}{2} + h' + h))$ dovuto alla forza del vento lungo il palo

$M_{r2} = \gamma_{Q1} * F_c * (H + h' + h + h'')$ dovuto alla forza del vento sui corpi illuminanti n° 1;

$$M_{r,tot} = M_{r1} + M_{r2} + M_{r3}$$

Momenti stabilizzante:

$$M_{stab2} = \gamma_{G1} * G * x_1$$

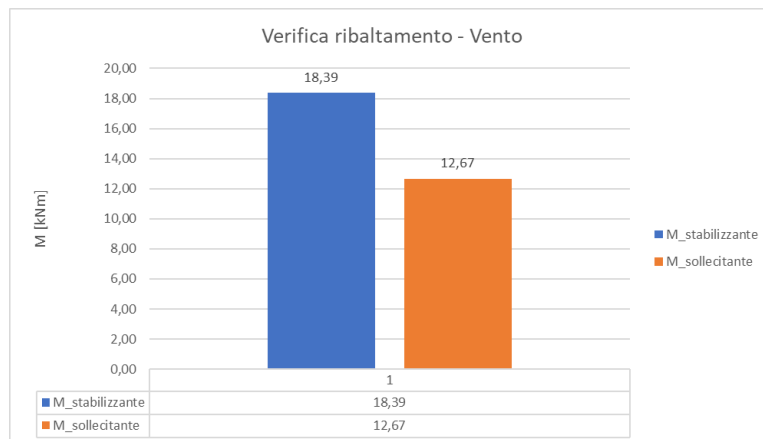
H = 9 m

h' = 0,3 m (distanza tra intradosso plinto e pavimento finito)

h = 1,20 m (altezza plinto)

Applicando le formule precedenti si ottiene:

VERIFICHE			
RIBALTAMENTO			
Mr1	Forza agente sul palo	6,69	KNm
Mr2	Forza agente su corpo illuminante	3,94	KNm
Mr3	Forza agente sulla traversa	2,05	KNm
Mtot		12,67	KNm
Mstab	Braccio (L2/2)	18,39	KNm
Mst/Mrib	Non considero fattori stabilizzanti come peso terreno, peso palo e rastremazione	1,45	OK



8.2 b) Verifica a scorrimento

$$F_{scorrimento} = \gamma_{Q1} * (F_p * H + F_c + Ft)$$

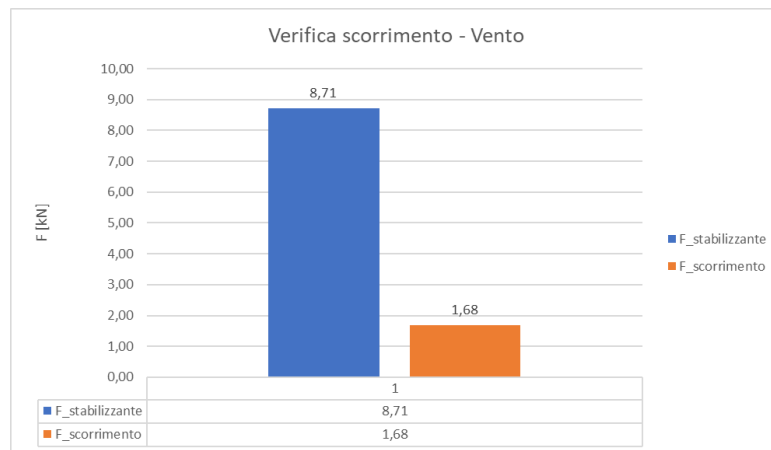
Ptot= G si considera solo il peso proprio del plinto di fondazione e si trascura il peso del palo

$$F_{stabilizzante} = (\gamma_{G1} * P_{tot} * \tan(\frac{2}{3}\varphi)) * \frac{1}{\gamma_R} \quad \gamma_R = 1,10$$

$$F_{stabilizzate} > F_{scorrimento}$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

SCORRIMENTO			
Fi	Angolo attrito del terreno	25	°
2/3 Fi		16,66666667	°
Yr		0,290888209	rad
Fscorrimento	Coefficiente di sicurezza	1,1	
Fstab		1,68	KN
Fstab/Fscorr		8,71	KN
		5,17	OK



8.3 b) Verifica sismica – ribaltamento

Condizione sismica: $E + G1 + G2 + P + \Sigma \Psi_{2J} * Q_{KJ}$

Il coefficiente di combinazione del vento risulta pari a 0.

Fh forza sismica applicata in sommità del palo

Momenti ribaltanti:

$M_{r1} = F_h * (H + h + h')$. dovuto alla forza sismica

Momenti stabilizzante:

$M_{stab2} = G * x_1$

$$\frac{M_{stab.tot}}{M_{r1}} > 1$$

8.4 b) Verifica sismica

$F_{scorrimento} = F_h$.

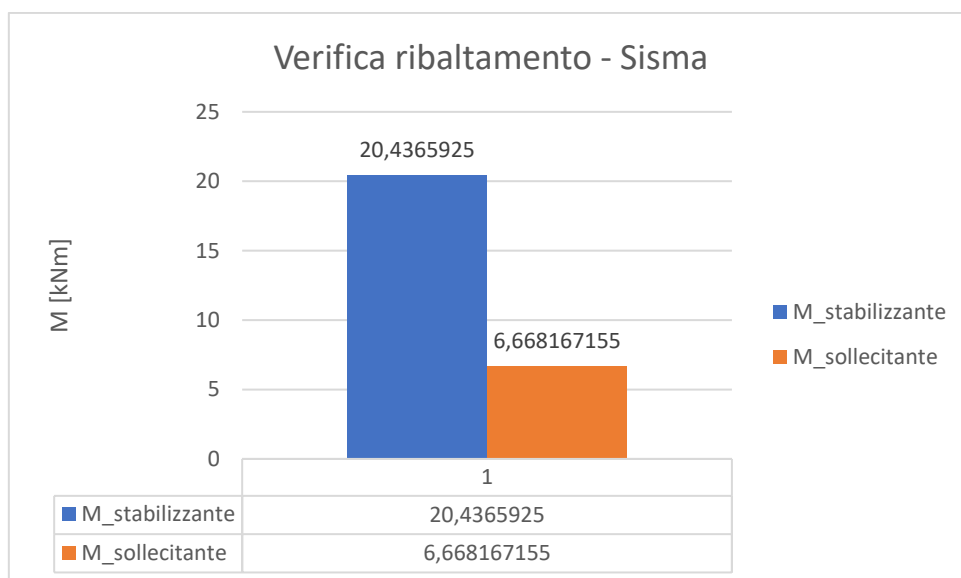
Ptot= G

$$F_{stabilizzante} = (P_{tot} * \tan(\frac{2}{3}\varphi)) * \frac{1}{\gamma_R} =. \quad \gamma_R = 1,10$$

$$F_{stabilizzate} > F_{scorrimento}$$

Applicando le formule precedenti si ottiene:

VERIFICHE		
RIBALTAMENTO		
Mrib	6,668167155	KNm
Mstab	20,4365925	KNm
Mstab/Mrib	3,06	OK
SCORRIMENTO		
Fi	25	°
2/3 Fi	16,66666667	°
	0,290888209	rad
Yr	1,1	
Fscorr	0,635063539	[KN]
Fstab	9,673223962	KN
Fstab/Fscorr	15,23	OK



8.5 b) Verifica a capacità portante

Approccio 2 A1+M1+R3

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

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' = larghezza ridotta della suola di fondazione;

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, ψ, r = coefficienti correttivi.

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

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

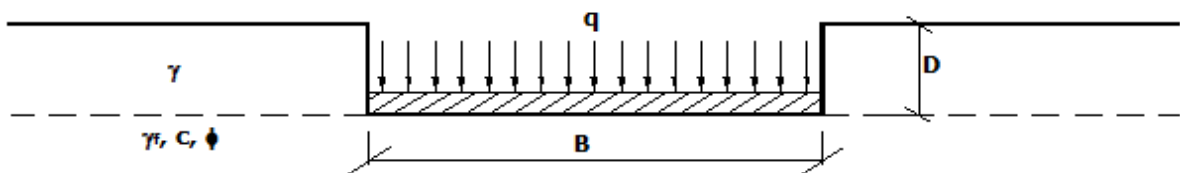
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$

$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1 ;$$

$$K = \arctg \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1 .$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

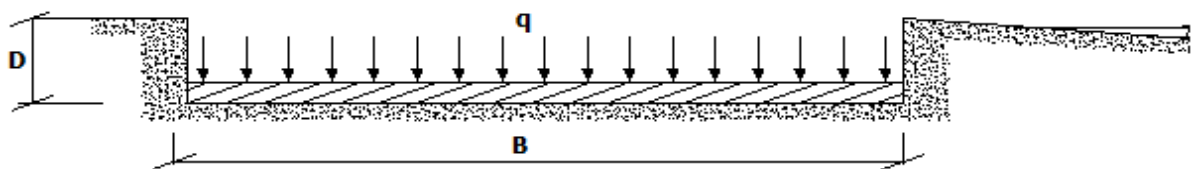
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$



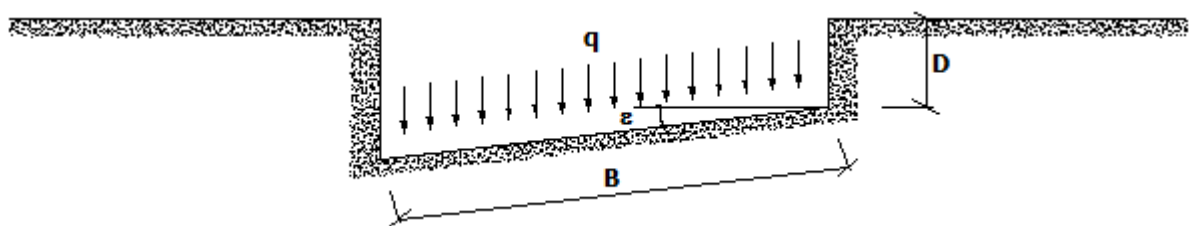
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$

Si definisce l'*indice di rigidità* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BR. HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	1.15 m	[L] Lunghezza (dir x):	1.15 m
			[D] Profondità (dir z):	1.50 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-10.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	γ_{nat}	γ_{sat}	ϕ	c'	c_u	H_{str}	E_{ed}	D_r
1	18.00	0.00	25.0	0.00	0.00	10.00	50000.00	0.90

Legenda

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
γ_{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
γ_{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
ϕ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kPa)
c_u	: Coesione non drenata (kPa)
H_{str}	: Spessore dello strato (m)
E_{ed}	: Modulo edometrico (kPa)
D_r	: Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 1.50 m e 3.80 m

y	ϕ	c'	c_u	E_{ed}	D_r
18.00	25.0	0.00		50000.00	0.90

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot p_\gamma \cdot e_\gamma$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2(\pi / (4 + \phi/2))$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$$

Fattori di forma (Direzione B - Set B)

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot i_{\gamma B} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \quad D < B' \quad K = D/B', \quad D > B' \quad K = \arctan(D/B')$$

$$d_{\gamma B} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_\gamma / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

$$i_{\gamma B} = (1 - (0.7 - v/7.853816) \cdot V_\gamma / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\phi)))^5$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)} \quad \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\phi)}$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_\gamma = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cl} = s_{ql} \cdot (1 - s_{ql}) / (N_q - 1)$$

$$s_{ql} = 1 + i_{ql} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yl} = 1 - 0.4 \cdot i_{yl} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cl} = d_{ql} \cdot (1 - d_{ql}) / (N_q - 1)$$

$$d_{ql} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D / L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D / L')$$

$$d_{yl} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cl} = i_{ql} \cdot (1 - i_{ql}) / (N_q - 1)$$

$$i_{ql} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yl} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di punzonamento

$$p_c = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_q = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

$$p_y = 1.0 \text{ (punzonamento non ritenuto possibile)}$$

Fattori riduttivi per sisma

$$e_c = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

$$e_q = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

$$e_y = 1.0 \text{ (sisma non considerato)}$$

q': pressione litostatica alla profondità D (1.50 m) di imposta fondazione: 27.00 kPa

I valori di γ , φ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B', L': Dimensioni efficaci della fondazione ($B' = B - 2 \cdot M_x / N$ - $L' = L - 2 \cdot M_y / N$) (se $B' > L'$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

Se $s_{cB} \cdot d_{cB} \cdot i_{cB} < s_{cl} \cdot d_{cl} \cdot i_{cl}$ nel primo e nel secondo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati i fattori del Set L

Se $i_{yB} \cdot B' < i_{yl} \cdot L'$ nel terzo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati quelli del Set L, e nel terzo termine il valore di B' è scambiato con L'

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	20.721	$N_q =$	10.662	$N_y =$	6.758
$c' =$	0.00 kPa	$q =$	27.00 kPa	$\gamma =$	18.00 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - statica

	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)		
	35.54	12.67				Riferimento globale	B'=0.44 m
	35.54	12.67				Riferimento locale	L'=1.15 m
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e
c	1.177	1.442	1.000	1.000	1.000		
q	1.161	1.400	1.000	1.000	1.000		
y	0.848	1.000	1.000	1.000	1.000		
q_{ult} =	490.37 kPa		Q_{ult} =	246.44 kN	R = Q_{ult} / N = 6.934 > R3 = 2.3		

9 b) Armatura

Si decide di inserire un'armatura per garantire il peso del calcestruzzo armato (25kN/m³) e per ridurre gli effetti del ritiro pari a n° 6 Ø 12 in ambo le direzioni andando a crearne una gabbia.