

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO**

**LINEA POTENZA - FOGGIA - AMMODERNAMENTO**

**SOTTOPROGETTO: LOTTO 1.2 - ELETTRIFICAZIONE ROCCHETTA-POTENZA**

**ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE – POSIZIONAMENTO DELLE APPARECCHIATURE STES PER QUATTRO GALLERIE DI LUNGHEZZA MAGGIORE A 1.000 M**

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I A B H	0 0	F	7 8	C L	0 C 0 0 0 0	0 0 2	A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	PINI GROUP	Ottobre 2022	G. Romano S. Palmirotta	Ottobre 2022	A. Amato	Ottobre 2022	F. Sacchi 28 ottobre 2022

File: IABH00F78CLOC0000002A.docx

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
DIREZIONE TECNICA  
Dott. Ing. Francesco Sacchi  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 23172 Sez. A

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
3	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....	5
4	DESCRIZIONE DEI MATERIALI.....	7
4.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE DI RIEMPIMENTO O LIVELLAMENTO .....	7
4.2	CALCESTRUZZO PER OPERE IN FONDAZIONE/ELEVAZIONE .....	7
4.3	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	9
4.4	COPRIFERRI MINIMI .....	9
5	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	10
6	MODELLO DI CALCOLO .....	14
7	ANALISI DEI CARICHI .....	16
7.1	AZIONE SISMICA .....	16
7.2	CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA IN C.A. ....	17
7.2.1	<i>Sovraccarico permanente</i> .....	17
7.2.2	<i>Sovraccarico accidentale</i> .....	17
7.2.1	<i>Azione del Vento</i> .....	17
7.2.2	<i>Azione della Neve</i> .....	20
8	SCENARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	22
8.1	STATO LIMITE ULTIMO E DI SALVAGUARDIA DELLA VITA .....	23
8.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	25
8.3	CONDIZIONI DI CARICO .....	26
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO DI PROGETTO .....	27

9	VERIFICHE.....	27
9.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	27
9.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	28
9.3	VERIFICA A CARICO LIMITE .....	28
9.4	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	29
10	ELABORAZIONI EFFETTUATE .....	30
10.1	SOLLECITAZIONI .....	30
10.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	33
10.3	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	35
10.4	VERIFICA A CARICO LIMITE .....	37
	10.4.1 Verifica a carico limite .....	39
	10.4.1 Verifica a carico limite (sisma +) .....	41
	10.4.1 Verifica a carico limite (sisma -) .....	43
10.5	VERIFICA STRUTTURALE.....	45
	CONCLUSIONI.....	47

## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici del Progetto di fattibilità tecnico-economica di ammodernamento della linea ferroviaria Potenza - Foggia. Esso ha come oggetto la realizzazione di piazzali di emergenza e relative viabilità di accesso in corrispondenza degli imbocchi delle gallerie Cardinale, Quattrocchi, Appennino e Pietracolpa facenti parte del Lotto 1.2- tratta Rocchetta-Potenza.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra tra le opere civili generali previste in progetto.

In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento del blocco di fondazione dei pali dell'illuminazione.

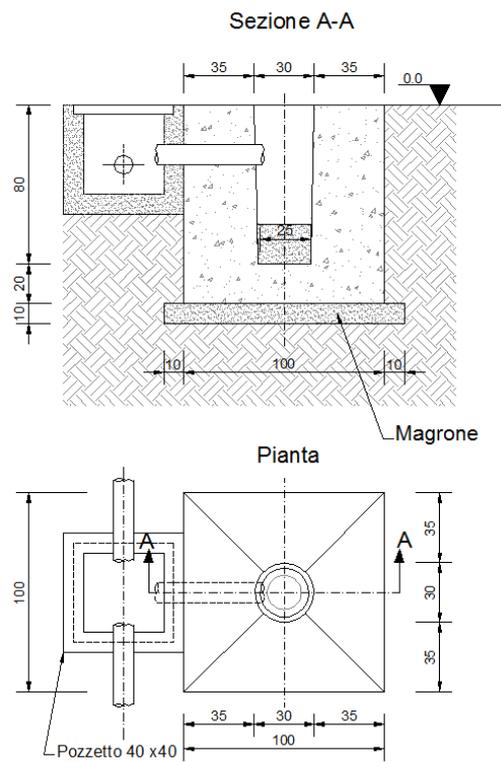
## 2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- [N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 E Dicembre 2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

### 3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

I pali di sostegno degli apparecchi illuminanti saranno in vetroresina ed avranno forma troncoconica dritta.

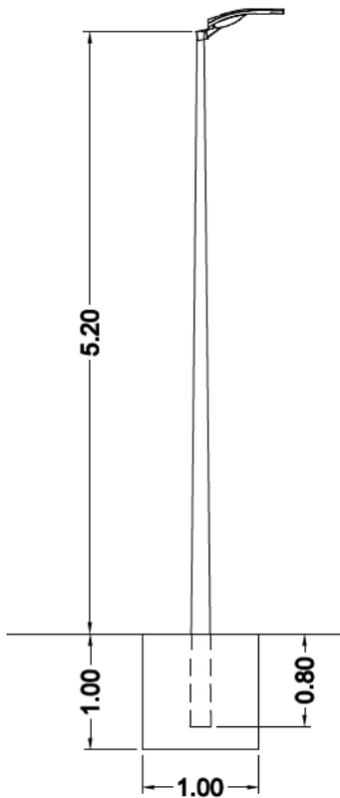
Essi saranno installati ad infissione in blocchi di fondazione in c.a., di forma parallelepipedica, di dimensione 1,0 x 1,0 x 1,0 m, come di seguito rappresentato.



**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

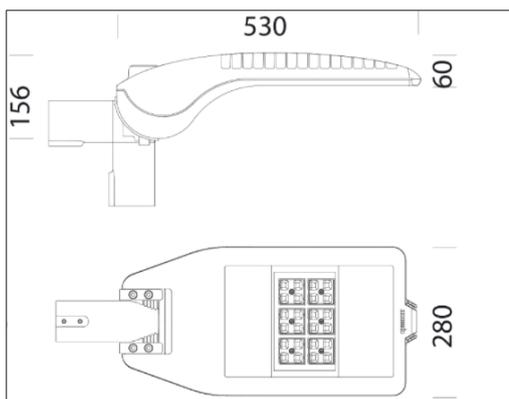
COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	6 di 47

Il palo in vetroresina, invece, ha le seguenti caratteristiche geometriche:



altezza totale:	5.20m;
diametro di base:	177 mm;
diametro di sommità:	77 mm;
spessore:	4 mm.
peso	20 kg
infissione nel plinto	100 cm

L'armatura da installare, invece, ha un peso pari a **200 N**.



## 4 DESCRIZIONE DEI MATERIALI

I materiali che costituiscono l'opera nel suo complesso sono:

- ✓ Calcestruzzo armato.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche.

### 4.1 Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di tipo G classe di esposizione X0 e classe di resistenza minima C12/15.

### 4.2 Calcestruzzo per opere in fondazione/elevazione

Per il plinto di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo con le seguenti caratteristiche (cfr. UNI EN 206-1 - Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104 - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

Classe di resistenza	<b>C25/30 (R<sub>ck</sub> ≥ 30 MPa)</b>	
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza slump	S4	
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc	
Rapporto acqua/cemento	≤ 0.60	
Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620	
Massima dimensione aggregato:	25 mm	
Acqua :	Conforme a UNI EN 1008	
Cemento :	CEM II/A-LL 42.5 R (Conforme alla UNI-EN 197/1)	
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	= 30.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 25.00 MPa
Valor medio resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 33.00 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	= 14.17 MPa
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 15.00 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	8 di 47

Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	= 3.08 MPa
Resistenza a trazione (5%)	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):	$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	= 3.33 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 2.22 MPa
Modulo di elasticità longitudinale	$E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3}$	= 31476 MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.1$	
Coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$	
Densità	$\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$	
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$	= 14.17 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c$	= 1.20 MPa
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_c = 1,00$	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck}$	= 15.00 MPa
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck}$	= 11.25 Mpa

### 4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C, secondo DM 17.01.2018, controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq 450 \text{MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq 540 \text{MPa}$
Modulo elastico		$E_s = 206.000 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo		$\geq 7,5\%$ (frattile 10%)
Rapporto $f_{tk}/f_{yk}$		$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$ (frattile 10%)
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$		$\leq 1,25$ (frattile 10%)
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$

### 4.4 Copriferri minimi

Opere di fondazione	→	$c \geq 40 \text{mm}$
Opere in elevazione in vista	→	$c \geq 35 \text{mm}$
Opere in elevazione interrato o non ispezionabili	→	$c \geq 40 \text{mm}$ .

È stato considerato per il calcolo un copriferro pari a 50 mm.

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Si definiscono dunque i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi numeriche mostrate nel seguito.

- Peso dell'unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
- Coesione efficace  $c' = 0 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito  $\phi' = 26 \text{ deg}$
- Falda  $-8,20 \text{ m da p.c.}$
- Categoria di sottosuolo **C**

È stato considerato per il calcolo della spinta attiva un terreno dotato dei seguenti parametri geotecnici:

**angolo di attrito 35°, coesione nulla e peso del terreno 19 kN/mc.**

da cui si ottiene un valore del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  pari:

$$K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) = 0.271$$

Ai fini della verifica a traslazione del piano di posa si è ritenuto opportuno considerare il contributo della resistenza di terreno antistante la fondazione. Si ritiene infatti che la presenza di terreno antistante il blocco rappresenti una condizione del reale stato dei luoghi vista la permanenza di tale contributo, come previsto dal NTC2018. Ad ogni modo tale contributo è stato assunto pari alla condizione di stato a riposo del terreno al fine di evitare spostamenti elevati. Tale valore risulta a favore di sicurezza rispetto al caso in cui si considerasse una aliquota del 50% della spinta passiva. Si riporta il calcolo del coefficiente a riposo.

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 0.426$$

Il calcolo della pressione esercitata dal terreno sul plinto, simile alla spinta idrostatica, è determinata con la seguente formula:

$$p = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno e **K** è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e di attrito terra-plinto, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Esistono due modalità di calcolo della spinta:

- Spinta attiva: quando il plinto subisce una rotazione, sia pure piccola, verso l'esterno (valle).
- Spinta passiva: quando il plinto subisce una rotazione, sia pure piccola, premendo contro il terrapieno (monte). Si considera un coefficiente di spinta a riposo per le motivazioni sopra riportate.

**In condizioni sismiche (SLV)**, l'analisi delle spinte delle terre è eseguita attraverso metodi pseudo-statici.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera

di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di  $\beta_m$  incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e

comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente  $k_{as}$  è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terrapieno;

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno – muro;

$\theta$  = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

---

**Coefficienti di spinta attiva**

<b>kas<sup>+</sup></b> =	<b>0,3274</b>	<b>(-)</b>
--------------------------	---------------	------------

<b>kas<sup>-</sup></b> =	<b>0,3421</b>	<b>(-)</b>
--------------------------	---------------	------------

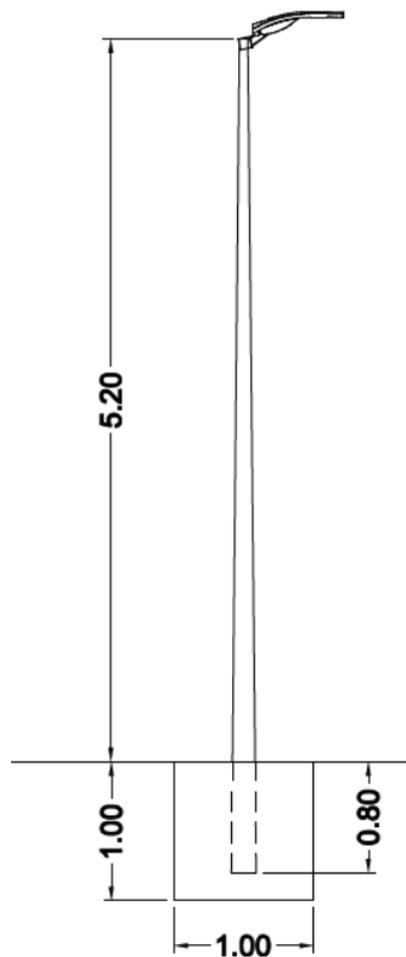
---

## 6 MODELLO DI CALCOLO

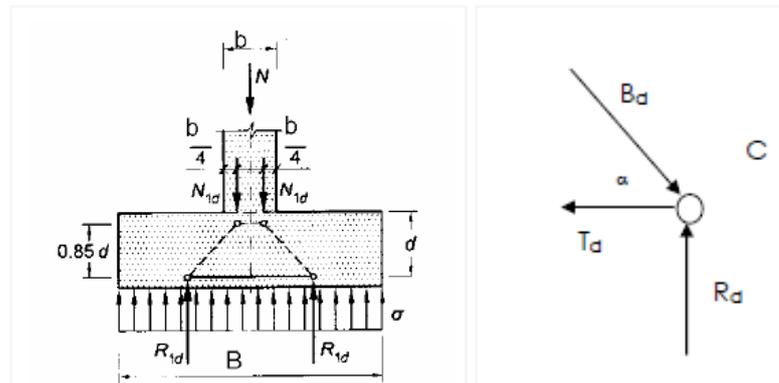
Per il calcolo delle sollecitazioni alla base del sostegno, si è fatto ricorso allo schema di mensola incastrata di altezza 5,2 m.

Le reazioni alla base vengono articolate come segue:

- N: reazione nella direzione parallela alla generatrice del palo (asse z);
- L: reazione nella direzione x (asse x);
- V: reazione nella direzione y (asse y);
- $M_y$ : momento reagente intorno all'asse y (piano xz);
- $M_x$ : momento reagente intorno all'asse x (piano yz).



Per il calcolo delle armature si fa riferimento al procedimento previsto per le *mensole tozze*, dimensionando l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio. Il meccanismo resistente è costituito da bielle compresse di cls e tiranti orizzontali posti alla base del plinto:



$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1} \alpha = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{B-b}{0.85d}$$

Definito il valore della forza  $T_d$ , l'armatura necessaria è calcolata attraverso la formula:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Si riepilogano nel seguito i carichi agenti sulla struttura (Peso proprio degli elementi strutturali - palo; Sovraccarichi permanenti verticali - proiettore; Sovraccarichi variabili – neve, vento e carico da traffico veicolare) per ognuno dei siti di interesse.

Si riepilogano di seguito i carichi agenti sulla struttura che saranno calcolati nel dettaglio nei paragrafi successivi:

Peso palo	<b>0,20 KN</b>
Peso proiettore	<b>0,20 KN</b>
Carico da neve	<b>1,40 KN</b>
Carico vento	<b>1,76 KN/mq</b>
Carico da traffico veicolare	<b>20,00 KN/mq</b>

### 7.1 Azione sismica

Dati sismici:

Latitudine	40.674547
Longitudine	15.811483
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	ag	[g]		0.248	0.097
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.433	2.414
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.411	0.338
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.337	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione $\beta_m$	kh	kv
Ultimo	0.380	0.126	0.063
Ultimo - Ribaltamento	0.570	0.189	0.094
Esercizio	0.470	0.175	0.087

## 7.2 Carichi agenti sulla struttura in c.a.

### 7.2.1 Sovraccarico permanente

I carichi permanenti agenti sulla struttura in oggetto sono rappresentati dal palo in vetroresina e dal corpo illuminante. Il peso complessivo delle strutture sopra menzionate è pari a **0,40 KN**.

### 7.2.2 Sovraccarico accidentale

Considerato che il piazzale potrebbe essere interessato da traffico veicolare, si è considerato un carico accidentale pari a **20 KN/mq**.

### 7.2.1 Azione del Vento

#### AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

##### DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

$a_s$  (altitudine sul livello del mare della costruzione):

750	[m]
-----	-----

Distanza dalla costa

50	[km]
----	------

$T_R$  (Tempo di ritorno):

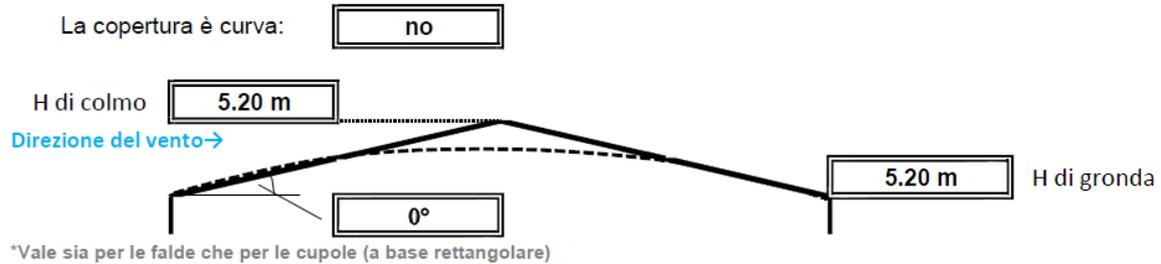
50	[anni]
----	--------

Categoria di esposizione

III
-----

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	18 di 47


**CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.**

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_a$
3	27	500	0.37	1.185

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$c_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$   
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m

$v_b$  (velocità base di riferimento) **32.00 m/s**

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Cr coefficiente di ritorno **1.00**

$v_r$  (velocità di riferimento) **32.02 m/s**

**PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.**

$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento  $q_r$  **640.74 [N/m²]**

**CALCOLO DEI COEFFICIENTI**

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

$C_d$

**Il coefficiente topografico vale:  $c_t$  1.00**

**Coefficiente di esposizione [§3.3.7]**

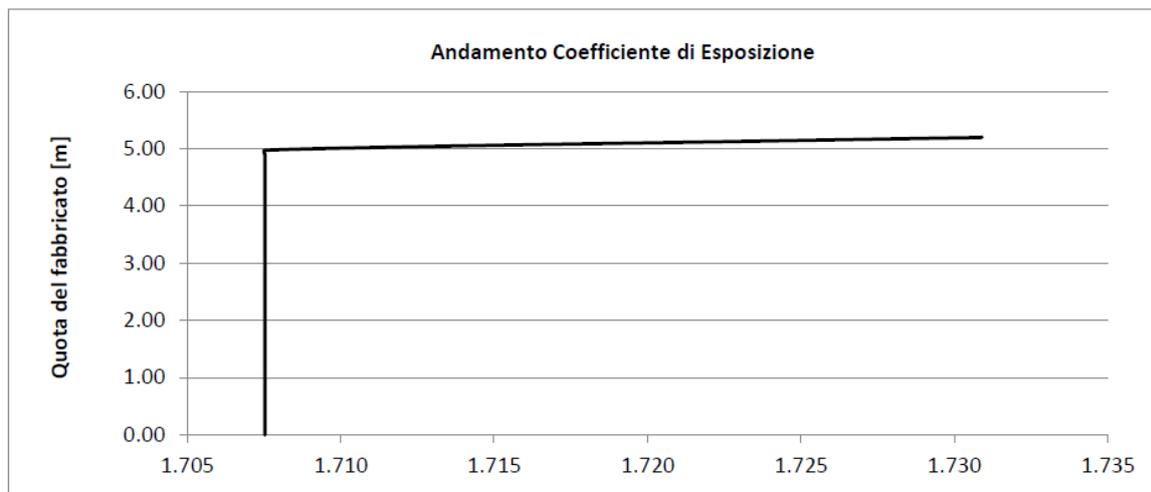
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di  $z=200m$  valgono le seguenti espressioni

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

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

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0.20	0.10	5.00

<b>Coefficiente di esposizione minimo</b>	$c_{e,\min}$	<b>1.71</b>	$z < 5.00$
<b>Coefficiente di esposizione alla gronda</b>	$c_{e,\text{gronda}}$	<b>1.73</b>	$z = 5.20$
<b>Coefficiente di esposizione al colmo</b>	$c_{e,\text{colmo}}$	<b>1.73</b>	$z = 5.20$



Si applica un coefficiente di forma pari a  $c_f = 2,40$  come previsto dalla circolare esplicativa delle NTC 2018 al par. C3.3.8.7 torri con elementi tubolari a sezione circolare.

In definitiva, per la pressione del vento sia sul palo che sul braccio si assume il valore:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_f \cdot c_d = 0,64074 \cdot 1,731 \cdot 2,40 = \mathbf{2.66 \text{ kN/m}^2}$$

L'azione del vento è stata schematizzata come una forza puntuale applicata in sommità

Da quanto sopra, **l'azione del vento** trasmessa attraverso il palo della luce al plinto di fondazione vale:

$$V_v = p \times \text{area palo} \times \text{lunghezza palo} = 2.66 \text{ kN/mq} \times 0,127 \text{ m} \times 5,20 \text{ m} = \mathbf{1.76 \text{ kN}}$$
 - azione tagliante alla base al plinto

$$M_v = V_v \times \text{braccio} = 1.76 \text{ kN} \times 2,60 \text{ m} = \mathbf{4.58 \text{ kNm}}$$
 - momento flettente alla base al plinto

## 7.2.2 Azione della Neve

### AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

#### 1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota  $a_s \leq 1500$  m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini  $a_s \geq 1500$  m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1  $a_s$  (altitudine sul livello del mare):  [m]

1.2 zona:

<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forli-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona III</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

#### 2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo **1.75** [kN/m<sup>2</sup>]

### 3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

#### 3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta  $C_e=1$ . Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

##### 3.1.1 Classe di topografia:

Normale
---------

##### Il coefficiente di esposizione vale:

$C_E$	1.00
-------	------

#### 3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

##### Il coefficiente topografico vale:

$C_t$	1.00
-------	------

#### 3.2 Coefficiente di forma

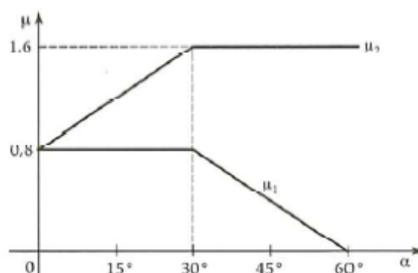
##### 3.2.1 Inclinazione della falda $\alpha$ (1)

0 [deg]
---------

##### 3.2.2 Inclinazione della falda $\alpha$ (2)

0 [deg]
---------

##### 3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0.80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0.80
$\mu_2 (\alpha)$	0.80

L'azione della neve sul proiettore al plinto di fondazione vale:

$$N = q_{sk} \times \mu \times \text{area proiettore} = 1,75 \text{ kN/mq} \times 0,80 \times (0,53 \times 0,28) \text{ mq} = \mathbf{0,21 \text{ kN}}$$

L'azione della neve sul plinto vale:

$$N = q_{sk} \times \mu \times \text{area plinto} = 1,75 \text{ kN/mq} \times 0,80 \times 1,00 \text{ mq} = \mathbf{1,4 \text{ kN}}$$

## 8 SCENARI E COMBINAZIONI DI CARICO

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

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Sono state effettuate tutte le verifiche (strutturali e geotecniche) secondo l'Approccio 1 definito dal D.M. 17 Gennaio 2018. Nelle relative tabelle sono riportati, in funzione dei carichi agenti sulla struttura e dell'approccio scelto per la verifica, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari dovuti ai coefficienti parziali delle azioni  $\gamma$ . Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$ , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

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

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

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

**Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Sono stati considerati i seguenti Stati Limite.

## 8.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta pretensione e precompressione;

$Q$  azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

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

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 6.2.I del DM 17 gennaio 2018;

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

**Tab. 6.2.I D.M 17/01/2018**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula precedente).

**In zona sismica**, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

$G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P_k$  rappresenta pretensione e precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$  (i valori da attribuire sono indicati nel paragrafo 8.2) ;

$Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

## 8.2 Stati Limite di Esercizio

le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione  
caratteristica o rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione  
frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione  
permanente

quasi

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

$G_{Kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;

$P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

$Q_{k1}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

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

$\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

$\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq$ 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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento, sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

### 8.3 Condizioni di carico

Nel caso specifico la struttura è stata risolta per le condizioni di carico elementari di seguito definite:

Condizioni di carico							
N	Condizioni Carico Utente			Tipologia Carico Accidentale			
	Descrizione	AgS	Alt	Descrizione	$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$
1	Spinta del vento	NO	NO	Spinta del vento	0,6	0,2	0,0
2	Carico permanente	SI	NO	Carico permanente	1,0	1,0	1,0
3	Carico da neve	SI	NO	Carico da neve $\leq$ 1000 m s.l.m.	0,5	0,2	0,0
4	Carico Verticale	SI	NO	Traffico Veicolare	0,7	0,5	0,3

#### LEGENDA Condizioni di carico

- N** Numero identificativo della condizione di carico.
- AgS** Indica se la condizione di carico considerata è Agente con il Sisma.
- Alt** Indica se la condizione di carico è Alternata (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.
- $\psi 0$**  Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (Carichi rari).
- $\psi 1$**  Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (Carichi frequenti).
- $\psi 2$**  Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (Carichi frequenti e quasi permanenti).

## 8.4 Combinazioni di carico di progetto

Le verifiche sono state condotte considerando le combinazioni di carico più gravose, ottenute facendo ruotare i rispettivi coefficienti di combinazione.

## 9 VERIFICHE

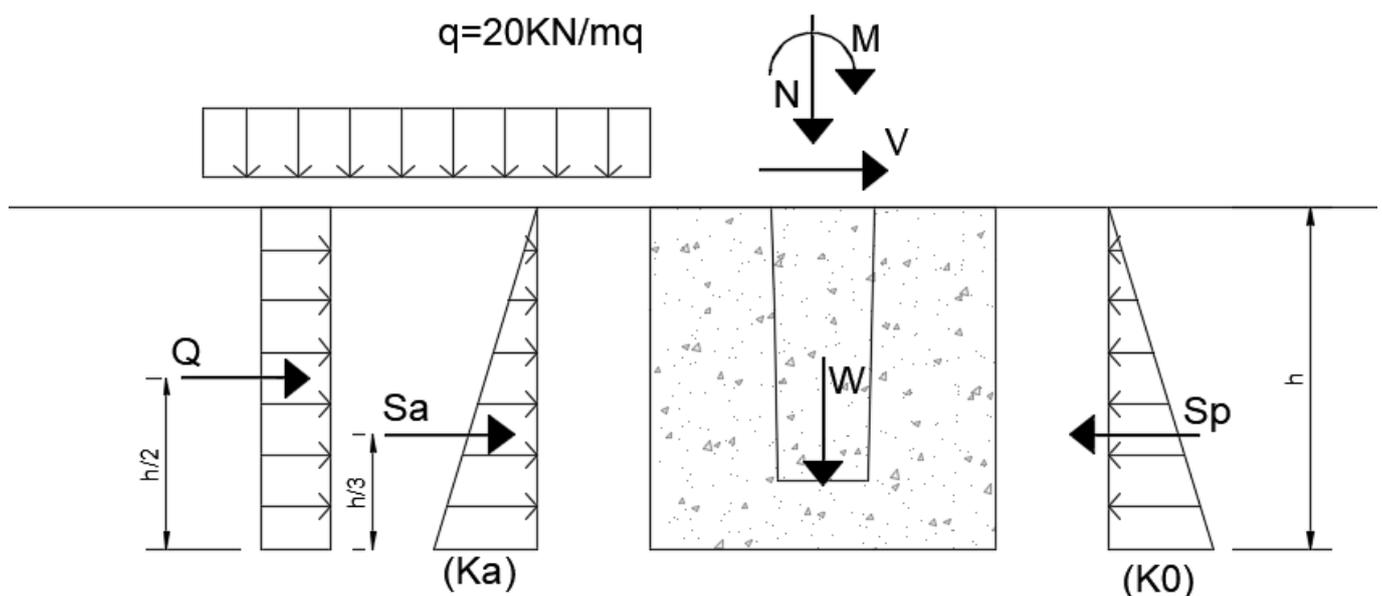
### 9.1 Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

- Il Momento Ribaltante ( $M_{rblt}$ ) è dovuto alla componente orizzontale della spinta, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento.
- Il Momento Stabilizzante ( $M_{stbl}$ ) è dovuto al peso proprio del plinto, del terreno su esso agente a tergo del plinto, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante / Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido. Il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Ribaltamento.

Affinchè la verifica sia soddisfatta, è necessario che il coefficiente di sicurezza  $M_{stbl}/M_{rblt}$ , sia maggiore di 1.15, dove, con riferimento alla figura seguente si ritiene possibile (soprattutto ai fini di ottenere il rispetto dei coefficienti minimi di sicurezza nelle verifiche a scorrimento) considerare a tergo del plinto il contributo stabilizzante della spinta di terreno prendendo a riferimento il 50% di  $k_0$ .



## 9.2 Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La **Forza Agente** è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La **Forza Resistente** è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente.

Affinché la verifica sia soddisfatta, è necessario che il coefficiente di sicurezza  $f_s N_{tot}$ , sia maggiore di 1.1, dove  $f_s$  è il coefficiente di attrito pari a  $\tan(\phi)$ .

Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

Ai fini della verifica a traslazione del piano di posa si è ritenuto opportuno considerare il contributo della resistenza di terreno antistante il blocco di fondazione; tale condizione è rappresentativa del reale stato dei luoghi. Ad ogni modo, tale contributo è stato assunto pari alla condizione di stato a riposo del terreno, al fine di evitare spostamenti elevati necessari per mobilitare la spinta passiva che potrebbero essere non compatibili con le prestazioni attese dall'opera.

## 9.3 Verifica a Carico Limite

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al **Brich Hansen**, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

La formula adottata è la seguente:

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

## 9.4 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Le sollecitazioni per le successive verifiche vengono calcolate in una serie di sezioni predefinite. Esse sono in genere a passo costante, ma se esistono delle singolarità, come ad es. gradoni, speroni, mensole esse vengono opportunamente posizionate in corrispondenza di tali punti.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Viene ipotizzata un'armatura iniziale che rispetti i minimi normativi, quindi per tutte le coppie (N, Mx), individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il momento ultimo in funzione di N, quindi il coefficiente di sicurezza rapportando tale momento ultimo a Mx.

Se per almeno una di queste coppie il coefficiente di sicurezza risulta inferiore a 1 si incrementa l'armatura e si ripete il procedimento fino a che per tutte le coppie (N, Mx) il coefficiente di sicurezza risulta al più pari a 1.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la coppia (N, Mx) che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda le verifiche al Taglio è stata utilizzata la formulazione riportata al § 4.1.2.1.3.1 valida per elementi senza armatura resistente a taglio in quanto non sono state utilizzate armature specifiche per l'assorbimento del taglio. Anche qui per tutte le combinazioni di carico è stata controllata la relazione (4.1.13) ed è stato riportato il minimo coefficiente di sicurezza fra tutti i rapporti  $V_{rd}/V_{ed}$ .

## 10 ELABORAZIONI EFFETTUATE

### 10.1 Sollecitazioni

Si riportano i valori caratteristici delle azioni in gioco, in cui N è positiva se diretta verso l'alto.

Caratteristiche terreni e parametri geotecnici	Formula	parametro	valore	u.m.
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione		$\gamma$	<b>19</b>	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito terreno di fondazione		$\varphi'$	<b>26</b>	°
Angolo di attrito terreno di fondazione		rad.	0.45	
Quota falda da p.c.		$Z_w$	-8	m
Categoria di sottosuolo		CAT <sub>s</sub>	C	-
Peso dell'unità di volume rilevato		$\gamma_t$	<b>19</b>	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito rilevato		$\varphi'_t$	<b>35</b>	°
Angolo di attrito rilevato		rad.	0.61	
Coefficiente di spinta in quiete		$K_0$	0.426	
Coefficiente di spinta attiva		$K_a$	0.260	-
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 0,5 K_0$	$K_p$	0.213	-
Coefficiente riduzione $a_{max}$ SLV		$\beta_{m,SLV}$	<b>0.38</b>	-
Coefficiente riduzione $a_{max}$ SLD		$\beta_{m,SLD}$	<b>0.47</b>	-
Coefficiente riduzione $a_{max}$ SLV - Ribaltamento (NTC 7.11.6.2.1)	$1,5 \beta_{m,SLV}$	$\beta_{m,SLV-RIB}$	<b>0.57</b>	
Accelerazione sismica		$a_g/g$	0.248	
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico - SLV		$S_{S-SLV}$	1.337	
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico - SLD		$S_{S-SLD}$	1.50	
Coefficiente Amplificazione Topografico		$S_T$	1.0	
Coefficiente sismico orizzontale - SLV		kh	0.126	
Coefficiente sismico verticale - SLV		kv	0.063	
Coefficiente sismico orizzontale - SLV-RIB		kh	0.189	
Coefficiente sismico verticale - SLV-RIB		kv	0.094	
Coefficiente sismico orizzontale - SLD		kh	0.175	
Coefficiente sismico verticale - SLD		kv	0.087	
Coefficiente di spinta attiva sismica (+)		$k_{as+}$	0.327	-
Coefficiente di spinta attiva sismica (-)		$k_{as-}$	0.342	-

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	31 di 47

Si riportano i valori caratteristici delle azioni sismiche in gioco, in cui Sisma è positivo se diretto verso il basso.

<b>Forze agenti e momenti ribaltanti - Statica</b>	<b>Formula</b>	<b>parametro</b>	<b>valore</b>	<b>u.m.</b>
<u>Peso del plinto</u>		$P_{plinto}$	-25.00 kN	
Braccio della forza rispetto allo spigolo		$b_{P,plinto}$	0.50 m	
Momento ribaltante		$M_{palo}$	-12.50 kN/m	
<u>Peso del palo</u>		$P_{palo}$	-0.40 kN	
Braccio della forza rispetto allo spigolo		$b_{P,palo}$	0.50 m	
Momento ribaltante		$M_{plinto}$	-0.20 kN/m	
<u>Spinta attiva</u>		$S_a$	2.47 kN	
Braccio spinta attiva	$1/3 h_{plinto}$	$B_a$	0.33 m	
Momento della spinta attiva		$M_{sa}$	0.82 kN/m	
<u>Spinta passiva</u>		$S_p$	-2.03 kN	
Braccio spinta passiva	$1/3 h_{plinto}$	$b_{sp}$	0.33 m	
<b>Momento spinta passiva</b>		<b><math>M_{sp}</math></b>	<b>-0.68 kN/m</b>	
<u>Sovraccarico accidentale</u>		$q$	<b>20.00 kN/m<sup>2</sup></b>	
Spinta dovuta a sovraccarico	$S_q = q K_a h_p$	$S_q$	5.19 kN	
Braccio spinta sovraccarico	$1/2 h_{plinto}$	$B_{sv}$	0.50	
<b>Momento ribaltante spinta sovraccarico</b>		<b><math>M_q</math></b>	<b>2.60 kNm</b>	
<u>Vento su palo</u>		$q_v$	1.76 kN	
Braccio vento su palo		$b_v$	2.60 m	
<b>Momento vento su palo</b>		<b><math>M_v</math></b>	<b>4.58 kNm</b>	
<u>Carico da neve per unità di superficie</u>		$q_n$	1.75 kN/m <sup>2</sup>	
Coefficiente di forma		$\mu$	0.80 -	
Carico da neve su plinto	$P_{neve} = q_n \mu A_{plinto}$	$P_{n-plinto}$	-1.40 kN	
Carico da neve su proiettore	$P_{neve} = q_n \mu A_{proiett}$	$P_{n-proiett}$	-0.21 kN	

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	32 di 47

<b>Forze inerziali agenti e momenti ribaltanti - Sismica (-)</b>	<b>Formula</b>	<b>parametro</b>	<b>valore</b>	<b>u.m.</b>
Forza d'inerzia dei montanti - Componente verticale		N	0.025 KN	
Forza d'inerzia dei montanti - Componente orizzontale		V	0.050 KN	
Momento generato da forza d'inerzia dei montanti - Componente verticale (-)		M <sub>v</sub>	0.013 kNm	
Momento generato da forza d'inerzia dei montanti - Componente orizzontale		M <sub>N</sub>	0.181 kNm	
<b>Momento generato da forza d'inerzia dei montanti - Risultante</b>	<b> M<sub>N</sub>  +  M<sub>v</sub> </b>	<b>M<sub>v+n</sub></b>	<b>0.194 kNm</b>	
Forza d'inerzia del plinto - Componente verticale		N	1.57 KN	
Forza d'inerzia del plinto - Componente orizzontale		V	3.15 KN	
Momento generato da forza d'inerzia del plinto - Componente verticale (-)		M <sub>v</sub>	0.79 kNm	
Momento generato da forza d'inerzia del plinto - Componente orizzontale		M <sub>n</sub>	1.57 kNm	
<b>Momento generato da forza d'inerzia del plinto - Risultante</b>	<b> M<sub>N</sub>  +  M<sub>v</sub> </b>	<b>M<sub>tot</sub></b>	<b>2.36 kNm</b>	
<b>Forze inerziali agenti e momenti ribaltanti - Sismica (+)</b>				
Forza d'inerzia dei montanti - Componente verticale		N	-0.025 KN	
Forza d'inerzia dei montanti - Componente orizzontale		V	0.050 KN	
Momento generato da forza d'inerzia dei montanti - Componente verticale (+)		M <sub>v</sub>	-0.013 kNm	
Momento generato da forza d'inerzia dei montanti - Componente orizzontale		M <sub>N</sub>	0.181 kNm	
Forza d'inerzia del plinto - Componente verticale		N	-1.57 KN	
Forza d'inerzia del plinto - Componente orizzontale		V	3.15 KN	
Momento generato da forza d'inerzia del plinto - Componente verticale (+)		M <sub>v</sub>	-0.79 kNm	
Momento generato da forza d'inerzia del plinto - Componente orizzontale		M <sub>n</sub>	0.96 kNm	
<b>Spinte sismiche agenti e momenti ribaltanti</b>				
Spinta sismica totale K <sub>v</sub> (+)	$1/2 \gamma K_{as+} H^2 (1+k_v)$	S <sub>a,E+</sub>	3.31 kN	
Spinta sismica totale K <sub>v</sub> (-)	$1/2 \gamma K_{as-} H^2 (1-k_v)$	S <sub>a,E-</sub>	3.05 kN	
Incremento spinta sismica (+)	S <sub>a,E+</sub> - S <sub>a</sub>	ΔS <sub>a,E+</sub>	0.84 kN	
Incremento spinta sismica (-)	S <sub>a,E-</sub> - S <sub>a</sub>	ΔS <sub>a,E-</sub>	0.58 kN	
Momento generato da incremento spinta sismica (+)		M <sub>ΔS<sub>a,E+</sub></sub>	0.28 kNm	
Momento generato da incremento spinta sismica (-)		M <sub>ΔS<sub>a,E-</sub></sub>	0.19 kNm	

## 10.2 Verifica a ribaltamento

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 9.1.

Si riporta la verifica a ribaltamento allo SLU e SLV, per l'approccio 2, combinazione A1+M1+R3 considerando l'azione del vento principale,

<b>(A1+M1+R3) - VERIFICA RIBALTAMENTO - Vento principale</b>					
<b>Azione</b>		<b>M kNm</b>	<b>γ -</b>	<b>ψ -</b>	<b>γ x M kNm</b>
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.2	0.8	1.0	-0.16
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-12.50	1.0	1.0	-12.50
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	-0.68	1.0	1.0	-0.68
<b>Momento stabilizzante M<sub>stab</sub> [kNm] =</b>					<b>-13.34</b>
<b>Azione</b>		<b>M kNm</b>	<b>γ -</b>	<b>ψ<sub>0j</sub> -</b>	<b>γ x M kNm</b>
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.82	1.3	1.0	1.07
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	2.60	1.5	0.7	2.73
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	4.58	1.5	1.0	6.86
<b>Momento ribaltante M<sub>rib</sub> [kNm] =</b>					<b>10.66</b>
<b>CS = M<sub>stab</sub> / M<sub>rib</sub> &gt; 1.15</b>					<b>1.25</b>

**(SLV) - VERIFICA RIBALTAMENTO - SISMA (-)**

Azione		M kNm	$\gamma$ -	$\psi$ -	$\gamma \times M$ kNm
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.2	0.8	1.0	-0.16
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-12.50	1.0	1.0	-12.50
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	-0.68	1.0	1.0	-0.68
<b>Momento stabilizzante M<sub>stab</sub> [kNm] =</b>					<b>-13.34</b>
Azione		M kNm	$\gamma$ -	$\psi_{2j}$ -	$\gamma \times M$ kNm
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.82	1.3	1.0	1.07
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale (rimesse cat. G)	2.60	1.5	0.3	1.17
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti (sisma -)	0.19	1.3	1.0	0.25
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto (sisma -)	2.36	1.3	1.0	3.07
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica (sisma -)	0.19	1.5	1.0	0.29
<b>Momento ribaltante M<sub>rib</sub> [kNm] =</b>					<b>5.85</b>
<b>CS = M<sub>stab</sub> / M<sub>rib</sub> &gt; 1.15</b>					<b>2.28</b>

**(SLV) - VERIFICA RIBALTAMENTO - SISMA (+)**

Azione		M kNm	$\gamma$ -	$\psi$ -	$\gamma \times M$ kNm
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.2	0.8	1.0	-0.16
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-12.5	1.0	1.0	-12.50
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	-0.68	1.0	1.0	-0.68
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti (sisma +)	0.01	1.0	1.0	0.01
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto (sisma +)	0.79	1.0	1.0	0.79
<b>Momento stabilizzante M<sub>stab</sub> [kNm] =</b>					<b>-13.34</b>
Azione		M kNm	$\gamma$ -	$\psi_{2j}$ -	$\gamma \times M$ kNm
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.82	1.3	1.0	1.07
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale (rimesse cat. G)	2.60	1.5	0.3	1.17
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti (sisma +)	0.18	1.3	1.0	0.24
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto (sisma +)	0.96	1.3	1.0	1.25
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica (sisma +)	0.28	1.5	1.0	0.42
<b>Momento ribaltante M<sub>rib</sub> [kNm] =</b>					<b>4.14</b>
<b>CS = M<sub>stab</sub> / M<sub>rib</sub> &gt; 1.15</b>					<b>3.22</b>

### 10.3 Verifica a scorrimento

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 9.2.

Si riporta la verifica per la combinazione di carico n. 36 (A1+M1+R3) che risulta essere quella con un coefficiente di sicurezza più basso:

STR (A1+M1+R3) - VERIFICA SCORRIMENTO							
Azione		N kN	V kN	$\gamma$ -	$\Psi_{0j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	0.8	1.0	-0.32	0.00
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-25.00	0.00	1.0	1.0	-25.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	1.3	1.0	0.00	3.21
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	1.5	1.0	0.00	7.79
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	1.0	1.0	0.00	-2.03
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	1.5	0.6	0.00	1.58
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.0	0.5	0.00	0.00
Forza di scorrimento F <sub>sc</sub> [kN] =						10.55	
Angolo d'attrito $\varphi$ [°] =						35	
Forza resistente F <sub>res</sub> [kN] = N*tan( $\varphi$ ) =						-17.73	
CS = M <sub>stab</sub> / M <sub>rib</sub> > 1.1						1.68	

SISMA (A1+M1+R3) - VERIFICA SCORRIMENTO - SISMA (-)							
Azione		N kN	V kN	$\gamma$ -	$\Psi_{2j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-25.00	0.00	1.0	1.0	-25.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	1.0	1.0	0.00	2.47
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	1.0	0.3	0.00	1.56
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	1.0	1.0	0.00	-2.03
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	1.5	0.0	0.00	0.00
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti	0.03	0.05	1.0	1.0	0.03	0.05
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto	1.57	3.15	1.0	1.0	1.57	3.15
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica	0.00	0.58	1.0	1.0	0.00	0.58
Forza di scorrimento F <sub>sc</sub> [kN] =						5.78	
Angolo d'attrito $\varphi$ [°] =						35	
Forza resistente F <sub>res</sub> [kN] = N*tan( $\varphi$ ) =						-16.66	
CS = M <sub>stab</sub> / M <sub>rib</sub> > 1.1						2.88	

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	36 di 47

**SISMA (A1+M1+R3) - VERIFICA SCORRIMENTO - SISMA (+)**

Azione		N kN	V kN	$\gamma$ -	$\Psi_{2j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-25.00	0.00	1.0	1.0	-25.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	1.0	1.0	0.00	2.47
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	1.0	0.3	0.00	1.56
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	1.0	1.0	0.00	-2.03
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	1.5	0.0	0.00	0.00
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti	-0.03	0.05	1.0	1.0	-0.03	0.05
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto	-1.57	3.15	1.0	1.0	-1.57	3.15
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica	0.00	0.84	1.0	1.0	0.00	0.84
<b>Forza di scorrimento F<sub>sc</sub> [kN] =</b>						<b>6.04</b>	
<b>Angolo d'attrito <math>\varphi</math> [°] =</b>						<b>35</b>	
<b>Forza resistente F<sub>res</sub> [kN] = N*tan(<math>\varphi</math>) =</b>						<b>-18.91</b>	
<b>CS = M<sub>stab</sub> / M<sub>rib</sub> &gt; 1.1</b>						<b>3.13</b>	

### 10.4 Verifica a carico limite

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 9.3.

Si precisa che il valore relativo alla colonna  $Q_{lim}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$  (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018. Si precisa inoltre che, nella sottostante tabella:

- $Q_{med}$  rappresenta la tensione media del terreno, ossia il valore della tensione del terreno in corrispondenza del baricentro della sezione di impronta (sezione reagente) della fondazione;
- La coppia  $Q_{med}$  e  $Q_{lim}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

**STR (A1+M1+R3) - VERIFICA CARICO LIMITE**

Azione		N kN	V kN	M kNm	$\gamma$ -	$\Psi_{0j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN	$\gamma \times M$ kN
$G_{palo}$	peso del palo	-0.40	0.00	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00	0.00
$S_{terr}$	spinta del terreno	0.00	2.47	0.82	1.3	1.0	0.00	3.21	1.07
$S_{acc}$	spinta accidentale	0.00	5.19	2.60	0.0	0.7	0.00	0.00	0.00
$S_{pass}$	spinta passiva	0.00	-2.03	-0.68	1.0	1.0	0.00	-2.03	-0.68
$Q_{vento}$	vento su palo	0.00	1.76	4.58	1.5	1.0	0.00	2.64	6.86
$Q_{neve}$	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.00	1.5	0.5	-1.21	0.00	0.00
							-1.61	3.82	7.26

**SISMA (A1+M1+R3) - VERIFICA CARICO LIMITE - SISMA (-)**

Azione		N kN	V kN	M kNm	$\gamma$ -	$\Psi_{2j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN	$\gamma \times M$ kN
$G_{palo}$	peso del palo	-0.40	0.00	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00	0.00
$S_{terr}$	spinta del terreno	0.00	2.47	0.82	1.0	1.0	0.00	2.47	0.82
$S_{acc}$	spinta accidentale	0.00	5.19	2.60	1.0	0.3	0.00	1.56	0.78
$S_{pass}$	spinta passiva	0.00	-2.03	-0.68	1.0	1.0	0.00	-2.03	-0.68
$Q_{vento}$	vento su palo	0.00	1.76	4.58	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
$Q_{neve}$	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.00	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
$S_{mont}$	forza d'inerzia dei montanti	0.03	0.05	0.18	1.0	1.0	0.03	0.05	0.18
$S_{plinto}$	forza d'inerzia del plinto	1.57	3.15	0.96	1.0	1.0	1.57	3.15	0.96
$S_{st}$	incremento spinta dinamica	0.00	0.58	0.19	1.0	1.0	0.00	0.58	0.19
							1.20	5.78	2.26

**SISMA (A1+M1+R3) - VERIFICA CARICO LIMITE - SISMA (+)**

Azione		N kN	V kN	M kNm	$\gamma$ -	$\Psi_{2j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN	$\gamma \times M$ kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	0.82	1.0	1.0	0.00	2.47	0.82
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	2.60	1.0	0.3	0.00	1.56	0.78
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	-0.68	1.0	1.0	0.00	-2.03	-0.68
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	4.58	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.00	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti	-0.03	0.05	0.18	1.0	1.0	-0.03	0.05	0.18
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto	-1.57	3.15	0.96	1.0	1.0	-1.57	3.15	0.96
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica	0.00	0.84	0.28	1.0	1.0	0.00	0.84	0.28
							-2.00	6.04	2.35

Per quanto riguarda la verifica a carico limite è stato trascurato l'effetto del sovraccarico laterale in quanto avrebbe prodotto un effetto stabilizzante a favore di sicurezza.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le diverse condizioni di carico.

### 10.4.1 Verifica a carico limite

Tipo di verifica - SLU	Capacità portante		
Approccio (Nel caso di fondazioni superficiali: GEO (App.2), mentre STR(App.1))	Appr. 2		
Coefficienti di combinazione	A1+M1+R3		
Gruppo coefficienti M1	$\gamma_s$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$
	1.00	1.00	1.00
Gruppo coefficienti R3	$\gamma_R$		$\gamma_g$
	2.30		1.00

Parametri geotecnici del terreno (valori caratteristici)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'_k$	36.00	[°]
Coesione drenata	$c'_k$	0.00	[kPa]
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	0.00	[kPa]
Peso dell'unità di volume del terreno	$\gamma_k$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

Parametri geotecnici del terreno (valori di progetto)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Angolo di resistenza a taglio di progetto	$\phi'_d$	36.00	[°]
Coesione drenata di progetto	$c'_d$	0.00	[kPa]
Resistenza non drenata di progetto	$c_{ud}$	0.00	[kPa]
Peso dell'unità di volume di progetto del terreno	$\gamma_d$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

<b>Tipologia di fondazione:</b>	Plinto	Circolare o quadrata
---------------------------------	--------	----------------------

Parametri meccanici e geometrici della fondazione			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Base della fondazione	$B_F$	1.00	[m]
Lunghezza della fondazione	$L_F$	1.00	[m]
Spessore della fondazione	$S_F$	1.00	[m]
Affondamento della fondazione	$D_F$	1.00	[m]
Peso dell'unità di volume di progetto del terreno sotto falda	$\gamma_d'$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Rapporto $D_h / B$ (se $> 1$ : la falda non interferisce; se $>= 0 <= 1$ : la falda interferisce)	$R$	0.00	[-]
Peso specifico del materiale della struttura di fondazione	$\gamma_F$	25.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso della fondazione	$P_F$	25.00	[kN]

Carico agente in fondazione			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Sforzo normale agente in testa alla fondazione	$N$	1.61	[kN]
Sovraccarico laterale	$q_0$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Momento agente in fondazione in direz.B	$M_B$	7.26	[kNm]
Azione orizzontale in fondazione in direz.B	$H_B$	3.82	[kN]
Sforzo normale totale in fondazione	$N'$	26.61	[kN]
Momento agente in fondazione in direz.B	$M'_B$	7.26	[kNm]
Momento agente in fondazione in direz.L	$M'_L$	7.26	[kN]
Eccentricità nel piano lungo L	$e_L$	0.27	[m]
Eccentricità nel piano lungo B	$e_B$	0.27	[m]
Base equivalente della fondazione	$B'$	0.45	[m]
Lunghezza equivalente della fondazione	$L'$	0.45	[m]
Affondamento della fondazione	$D$	1.00	[m]
Inclinazione del piano di campagna	$\omega$	0.00	[°]
Inclinazione del piano di posa	$\alpha$	0.00	[°]

Capacità portante (Formula di Brinch-Hansen - Condizioni drenate)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Coefficiente di riduzione (sup. di scorrimento mono-laterale = 0.5 altrimenti =1)	$\eta_r$	0.50	[-]
Fattore di capacità portante $N_q$	$N_q$	18.88	[-]
Fattore di capacità portante $N_c$	$N_c$	24.60	[-]
Fattore di capacità portante $N_\gamma$	$N_\gamma$	19.48	[-]
Fattori di forma [min(Vesic 1975, Meyerhof 1963)]:	$s_q$	1.73	[-]
	$s_c$	1.77	[-]
	$s_g$	0.60	[-]
Fattori profondità (Vesic 1975):	$d_q$	1.28	[-]
	$d_c$	1.30	[-]
	$d_g$	1.00	[-]
Angolo fra la direzione del carico e la direzione di L	$\theta$	90.00	[°]
Parametro $m_B$	$m_B$	1.50	[-]
Parametro mL	mL	1.50	[-]
Parametro m	m	1.50	[-]
Fattori di inclinazione del carico (Vesic 1975):	$i_q$	0.79	[-]
	$i_c$	0.78	[-]
	$i_g$	0.68	[-]
Fattori di inclinazione del piano di posa (Hansen 1970):	$b_q$	1.00	[-]
	$b_c$	1.00	[-]
	$b_g$	1.00	[-]
Fattori di inclinazione del piano di campagna (Hansen 1970):	$g_q$	1.00	[-]
	$g_c$	1.00	[-]
	$g_g$	1.00	[-]
Fattore complessivo $k_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$	$k_q$	1.76	[-]
Fattore complessivo $k_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$	$k_c$	1.79	[-]
Fattore complessivo $k_g = s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$	$k_g$	0.41	[-]
Carico limite del complessivo fondazione-terreno	$q_{Lim,k}$	663.71	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\gamma_R$	2.30	[-]
	$q_{Lim,d}$	2.89	[kg/cm <sup>2</sup> ]

Verifica capacità portante (GEO)			
Area agente	$A_d$	1.00	[m <sup>2</sup> ]
Carico di progetto	$q_{E,d}$	1.29	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico limite (GEO)	$q_{Lim,d}$	2.89	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza (<1: Verifica soddisfatta)	CS	0.45	[-]

RIEPILOGO VERIFICHE			
Verifica capacità portante (GEO)	CS	0.45	[-]

### 10.4.1 Verifica a carico limite (sisma +)

<b>Tipo di verifica - SLV (sisma-)</b>	Capacità portante		
Approccio (Nel caso di fondazioni superficiali: GEO (App.2), mentre STR(App.1))	Appr. 2		
Coefficienti di combinazione	A1+M1+R3		
Gruppo coefficienti M1	$\gamma_{\lambda}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{cu}$
	1.00	1.00	1.00
Gruppo coefficienti R3	$\gamma_R$		$\gamma_G$
	2.30		1.00

Parametri geotecnici del terreno (valori caratteristici)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'_k$	36.00	[°]
Coesione drenata	$c'_k$	0.00	[kPa]
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	0.00	[kPa]
Peso dell'unità di volume del terreno	$\gamma_k$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

Parametri geotecnici del terreno (valori di progetto)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Angolo di resistenza a taglio di progetto	$\phi'_d$	36.00	[°]
Coesione drenata di progetto	$c'_d$	0.00	[kPa]
Resistenza non drenata di progetto	$c_{ud}$	0.00	[kPa]
Peso dell'unità di volume di progetto del terreno	$\gamma_d$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

<b>Tipologia di fondazione:</b>	Plinto	Circolare o quadrata
---------------------------------	--------	----------------------

Parametri meccanici e geometrici della fondazione			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Base della fondazione	$B_F$	1.00	[m]
Lunghezza della fondazione	$L_F$	1.00	[m]
Spessore della fondazione	$S_F$	1.00	[m]
Affondamento della fondazione	$D_F$	1.00	[m]
Peso dell'unità di volume di progetto del terreno sotto falda	$\gamma_d'$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Rapporto $D_h / B$ (se $> 1$ : la falda non interferisce; se $\geq 0 \leq 1$ : la falda interferisce)	$R$	0.00	[-]
Peso specifico del materiale della struttura di fondazione	$\gamma_F$	25.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso della fondazione	$P_F$	25.00	[kN]

Carico agente in fondazione			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Sforzo normale agente in testa alla fondazione	$N$	-1.20	[kN]
Sovraccarico laterale	$q_0$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Momento agente in fondazione in direz.B	$M_B$	2.26	[kNm]
Azione orizzontale in fondazione in direz.B	$H_B$	5.78	[kN]
Sforzo normale totale in fondazione	$N'$	23.80	[kN]
Momento agente in fondazione in direz.B	$M'_B$	2.26	[kNm]
Momento agente in fondazione in direz.L	$M'_L$	2.26	[kN]
Eccentricità nel piano lungo L	$e_L$	0.09	[m]
Eccentricità nel piano lungo B	$e_B$	0.09	[m]
Base equivalente della fondazione	$B'$	0.81	[m]
Lunghezza equivalente della fondazione	$L'$	0.81	[m]
Affondamento della fondazione	$D$	1.00	[m]
Inclinazione del piano di campagna	$\omega$	0.00	[°]
Inclinazione del piano di posa	$\alpha$	0.00	[°]

Capacità portante (Formola di Brinch-Hansen - Condizioni drenate)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Coefficiente di riduzione (sup. di scorrimento mono-laterale = 0.5 altrimenti =1)	$\eta_r$	0.50	[-]
Fattore di capacità portante $N_q$	$N_q$	18.88	[-]
Fattore di capacità portante $N_c$	$N_c$	24.60	[-]
Fattore di capacità portante $N_\gamma$	$N_\gamma$	19.48	[-]
Fattori di forma [min(Vesic 1975, Meyerhof 1963)]:	$s_q$	1.73	[-]
	$s_c$	1.77	[-]
	$s_g$	0.60	[-]
Fattori profondità (Vesic 1975):	$d_q$	1.22	[-]
	$d_c$	1.23	[-]
	$d_g$	1.00	[-]
Angolo fra la direzione del carico e la direzione di L	$\theta$	90.00	[°]
Parametro $m_B$	$m_B$	1.50	[-]
Parametro $m_L$	$m_L$	1.50	[-]
Parametro $m$	$m$	1.50	[-]
Fattori di inclinazione del carico (Vesic 1975):	$i_q$	0.66	[-]
	$i_c$	0.64	[-]
	$i_g$	0.50	[-]
Fattori di inclinazione del piano di posa (Hansen 1970):	$b_q$	1.00	[-]
	$b_c$	1.00	[-]
	$b_g$	1.00	[-]
Fattori di inclinazione del piano di campagna (Hansen 1970):	$g_q$	1.00	[-]
	$g_c$	1.00	[-]
	$g_g$	1.00	[-]
Fattore complessivo $k_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$	$k_q$	1.39	[-]
Fattore complessivo $k_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$	$k_c$	1.39	[-]
Fattore complessivo $k_g = s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$	$k_g$	0.30	[-]
Carico limite del complessivo fondazione-terreno	$q_{Lim,k}$	542.47	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\gamma_R$	2.30	[-]
	$q_{Lim,d}$	2.36	[kg/cm <sup>2</sup> ]

Verifica capacità portante (GEO)			
Area agente	$A_d$	1.00	[m <sup>2</sup> ]
Carico di progetto	$q_{E,d}$	0.36	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico limite (GEO)	$q_{Lim,d}$	2.36	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza (<1: Verifica soddisfatta)	CS	0.15	[-]

RIEPILOGO VERIFICHE			
Verifica capacità portante (GEO)	CS	0.15	[-]

### 10.4.1 Verifica a carico limite (sisma -)

<b>Tipo di verifica - SLV (sisma +)</b>	Capacità portante		
Approccio (Nel caso di fondazioni superficiali: GEO (App.2), mentre STR(App.1))	Appr. 2		
Coefficienti di combinazione	A1+M1+R3		
Gruppo coefficienti M1	$\gamma_s$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$
	1.00	1.00	1.00
Gruppo coefficienti R3	$\gamma_R$		$\gamma_g$
	2.30		1.00

Parametri geotecnici del terreno (valori caratteristici)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'_k$	36.00	[°]
Coesione drenata	$c'_k$	0.00	[kPa]
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	0.00	[kPa]
Peso dell'unità di volume del terreno	$\gamma_k$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

Parametri geotecnici del terreno (valori di progetto)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Angolo di resistenza a taglio di progetto	$\phi'_d$	36.00	[°]
Coesione drenata di progetto	$c'_d$	0.00	[kPa]
Resistenza non drenata di progetto	$c_{ud}$	0.00	[kPa]
Peso dell'unità di volume di progetto del terreno	$\gamma_d$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

<b>Tipologia di fondazione:</b>	Plinto	Circolare o quadrata
---------------------------------	--------	----------------------

Parametri meccanici e geometrici della fondazione			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Base della fondazione	$B_F$	1.00	[m]
Lunghezza della fondazione	$L_F$	1.00	[m]
Spessore della fondazione	$S_F$	1.00	[m]
Affondamento della fondazione	$D_F$	1.00	[m]
Peso dell'unità di volume di progetto del terreno sotto falda	$\gamma_d'$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Rapporto $D_h / B$ (se $> 1$ : la falda non interferisce; se $>= 0 <= 1$ : la falda interferisce)	$R$	0.00	[-]
Peso specifico del materiale della struttura di fondazione	$\gamma_F$	25.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso della fondazione	$P_F$	25.00	[kN]

Carico agente in fondazione			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Sforzo normale agente in testa alla fondazione	$N$	2.00	[kN]
Sovraccarico laterale	$q_0$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Momento agente in fondazione in direz.B	$M_B$	2.35	[kNm]
Azione orizzontale in fondazione in direz.B	$H_B$	6.04	[kN]
Sforzo normale totale in fondazione	$N'$	27.00	[kN]
Momento agente in fondazione in direz.B	$M'_B$	2.35	[kNm]
Momento agente in fondazione in direz.L	$M'_L$	2.35	[kN]
Eccentricità nel piano lungo L	$e_L$	0.09	[m]
Eccentricità nel piano lungo B	$e_B$	0.09	[m]
Base equivalente della fondazione	$B'$	0.83	[m]
Lunghezza equivalente della fondazione	$L'$	0.83	[m]
Affondamento della fondazione	$D$	1.00	[m]
Inclinazione del piano di campagna	$\omega$	0.00	[°]
Inclinazione del piano di posa	$\alpha$	0.00	[°]

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	44 di 47

Capacità portante (Formula di Brinch-Hansen - Condizioni drenate)			
Descrizione	Quantità	Valore	U.M.
Coefficiente di riduzione (sup. di scorrimento mono-laterale = 0.5 altrimenti =1)	$\eta_r$	0.50	[-]
Fattore di capacità portante $N_q$	$N_q$	18.88	[-]
Fattore di capacità portante $N_c$	$N_c$	24.60	[-]
Fattore di capacità portante $N_\gamma$	$N_\gamma$	19.48	[-]
Fattori di forma [min(Vesic 1975, Meyerhof 1963)]:	$s_q$	1.73	[-]
	$s_c$	1.77	[-]
	$s_g$	0.60	[-]
Fattori profondità (Vesic 1975):	$d_q$	1.22	[-]
	$d_c$	1.23	[-]
	$d_g$	1.00	[-]
Angolo fra la direzione del carico e la direzione di L	$\theta$	90.00	[°]
Parametro $m_B$	$m_B$	1.50	[-]
Parametro $m_L$	$m_L$	1.50	[-]
Parametro $m$	$m$	1.50	[-]
Fattori di inclinazione del carico (Vesic 1975):	$i_q$	0.68	[-]
	$i_c$	0.67	[-]
	$i_g$	0.53	[-]
Fattori di inclinazione del piano di posa (Hansen 1970):	$b_q$	1.00	[-]
	$b_c$	1.00	[-]
	$b_g$	1.00	[-]
Fattori di inclinazione del piano di campagna (Hansen 1970):	$g_q$	1.00	[-]
	$g_c$	1.00	[-]
	$g_g$	1.00	[-]
Fattore complessivo $k_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$	$k_q$	1.44	[-]
Fattore complessivo $k_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$	$k_c$	1.45	[-]
Fattore complessivo $k_g = s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$	$k_g$	0.32	[-]
Carico limite del complessivo fondazione-terreno	$q_{Lim,k}$	564.30	[kN/m <sup>2</sup> ]
	$\gamma_R$	2.30	[-]
	$q_{Lim,d}$	2.45	[kg/cm <sup>2</sup> ]

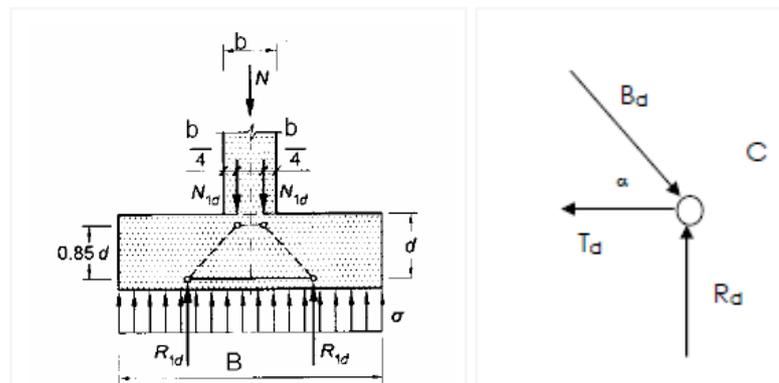
Verifica capacità portante (GEO)			
Area agente	$A_d$	1.00	[m <sup>2</sup> ]
Carico di progetto	$q_{E,d}$	0.40	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico limite (GEO)	$q_{Lim,d}$	2.45	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza (<1: Verifica soddisfatta)	CS	0.16	[-]

RIEPILOGO VERIFICHE			
Verifica capacità portante (GEO)	CS	0.16	[-]

### 10.5 Verifica strutturale

Si riportano nella tabella seguente le risultanze delle verifiche considerando le azioni più gravose condotte con riferimento alla metodologia descritta al paragrafo 5 che si riporta qui di seguito:

Per il calcolo delle armature si fa riferimento al procedimento previsto per le *mensole tozze*, dimensionando l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio. Il meccanismo resistente è costituito da bielle compresse di cls e tiranti orizzontali posti alla base del plinto:



$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1} \alpha = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{B-b}{0.85d}$$

#### SLU - VERIFICA STRUTTURALE

Azione		N kN	V kN	M kNm	γ	ψ <sub>0j</sub>	γ x N kN	γ x V kN	γ x M kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00	0.00
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-25.00	0.00	0.00	1.0	1.0	-25.00	0.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	0.82	1.3	1.0	0.00	3.21	1.07
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	2.60	0.0	0.7	0.00	0.00	0.00
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	-0.68	1.0	1.0	0.00	-2.03	-0.68
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	4.58	1.5	1.0	0.00	2.64	6.86
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.00	1.5	0.5	-1.21	0.00	0.00
							-26.61	3.82	7.26

**RELAZIONE DI CALCOLO BLOCCO PALI  
ILLUMINAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IABH	00	F	78	CL	OC0000	002	A	46 di 47

**SLV - VERIFICA STRUTTURALE SISMA (-)**

Azione		N kN	V kN	M kNm	$\gamma$ -	$\Psi_{2j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN	$\gamma \times M$ kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00	0.00
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-25.00	0.00	0.00	1.0	1.0	-25.00	0.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	0.82	1.0	1.0	0.00	2.47	0.82
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	2.60	1.0	0.3	0.00	1.56	0.78
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	-0.68	1.0	1.0	0.00	-2.03	-0.68
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	4.58	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.00	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti	0.03	0.05	0.18	1.0	1.0	0.03	0.05	0.18
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto	1.57	3.15	0.96	1.0	1.0	1.57	3.15	0.96
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica	0.00	0.58	0.19	1.0	1.0	0.00	0.58	0.19
							-23.80	5.78	2.26

**SLV - VERIFICA STRUTTURALE SISMA (+)**

Azione		N kN	V kN	M kNm	$\gamma$ -	$\Psi_{2j}$ -	$\gamma \times N$ kN	$\gamma \times V$ kN	$\gamma \times M$ kN
G <sub>palo</sub>	peso del palo	-0.40	0.00	0.00	1.0	1.0	-0.40	0.00	0.00
G <sub>plinto</sub>	peso del plinto	-25.00	0.00	0.00	1.0	1.0	-25.00	0.00	0.00
S <sub>terr</sub>	spinta del terreno	0.00	2.47	0.82	1.0	1.0	0.00	2.47	0.82
S <sub>acc</sub>	spinta accidentale	0.00	5.19	2.60	1.0	0.3	0.00	1.56	0.78
S <sub>pass</sub>	spinta passiva	0.00	-2.03	-0.68	1.0	1.0	0.00	-2.03	-0.68
Q <sub>vento</sub>	vento su palo	0.00	1.76	4.58	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
Q <sub>neve</sub>	neve su proiettore	-1.61	0.00	0.00	1.0	0.0	0.00	0.00	0.00
S <sub>mont</sub>	forza d'inerzia dei montanti	-0.03	0.05	0.18	1.0	1.0	-0.03	0.05	0.18
S <sub>plinto</sub>	forza d'inerzia del plinto	-1.57	3.15	0.96	1.0	1.0	-1.57	3.15	0.96
S <sub>st</sub>	incremento spinta dinamica	0.00	0.84	0.28	1.0	1.0	0.00	0.84	0.28
							-27.00	6.04	2.35

Si riporta il calcolo solo per la combinazione SLV SISMA (+) in quanto dimensionante.

Definito il valore della forza  $T_d$ , l'armatura necessaria è calcolata attraverso la formula:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

$$T_{sd} = 27,00/8 \cdot (0.8/(0.85 \cdot 0.954)) = 3.54 \text{ KN}$$

Il plinto sarà armato con 4  $\phi 14$  in direzione x e 4  $\phi 14$  in direzione y.

$$T_{rd} = 391.30 \text{ N/mm}^2 \cdot 616 \text{ mm}^2 = 241 \text{ KN}$$

Tenuto conto di tale quantitativo di armatura è stata stimata un'incidenza pari a 50 Kg/m<sup>3</sup>, tenuto conto di eventuali sovrapposizioni, ancoraggi e armature di parete.

## CONCLUSIONI

In virtù di tutto quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla sezione dei vari elementi strutturali;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- ai carichi agenti (permanenti, variabili, e sismici);
- alle verifiche geotecniche;

si conclude che la struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le azioni sismiche.