



**COMUNE DI POZZUOLI**  
Città Metropolitana di Napoli  
Direzione 4 - Lavori Pubblici

Programma Triennale delle Opere Pubbliche 2016 - 2018  
ANNUALITA' 2016

**LAVORI DI COMPLETAMENTO E RIQUALIFICAZIONE DI VIA  
MONTENUOVO LICOLA PATRIA**

(TRATTO VIA DOMITIANA - P.ZZA A. MORO)

**IMPORTO OPERE : € 350.000,00**



**PROGETTO ESECUTIVO**

Ing. Elia Puglia R.U.P.  
Geom. Luigi Ioffredo Progettista  
Geom. Aldo Praticò Progettista  
Arch. Santina Napolitano Dirigente Direzione 4

Elaborato:

**RELAZIONE DEI CALCOLI STRUTTURALI**

TAVOLA :

**ST02**

Data:

DICEMBRE 2017

Agg.

Rapp.

## INDICE DELLA RELAZIONE

1. PREMESSA E OGGETTO .....	3
2. MODELLO E DETERMINAZIONE DEGLI SCARICHI IN FONDAZIONE.....	4

## 1. PREMESSA E OGGETTO

La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento e la verifica delle strutture di fondazione necessarie per la realizzazione del nuovo impianto di pubblica illuminazione da realizzarsi nell'ambito del progetto di adeguamento, dal punto di vista igienico sanitario ed ambientale, della rete fognaria insistente su Via Montenuovo Licola Patria, tratto compreso tra la Via Domitiana e Piazza Aldo Moro sul lato destro idraulico.

I manufatti in oggetto possono così descriversi:

Pali per la pubblica illuminazione: Pali rastremati dritti in Acciaio S235 JR UNI EN 10219 (ex Fe360B) di altezza complessiva pari a 9.00 m di cui 8.20 m fuori terra e 0,80 m annegati nel plinto di fondazione. I pali saranno realizzati dalla CARPAL s.r.l. con sede in San Marco Evangelista (CE) - S.S. 265 Km 26,200. I pali saranno costituiti da n. 4 tronchi tubolari tra loro saldati oltre ad un cordolo sommitale di altezza pari a 180 mm per l'alloggio dei corpi illuminanti.

I tronchi saranno così costituiti (a partire dall'alto):

TRONCO [n]	Lunghezza totale [m]	Lunghezza fuori terra [m]	Diametro [mm]	Spessore [mm]
1	2,00	2,00	76,0	3
2	2,00	2,00	89,0	3
3	2,00	2,00	101,0	3
4	3,00	2,20	127,0	4

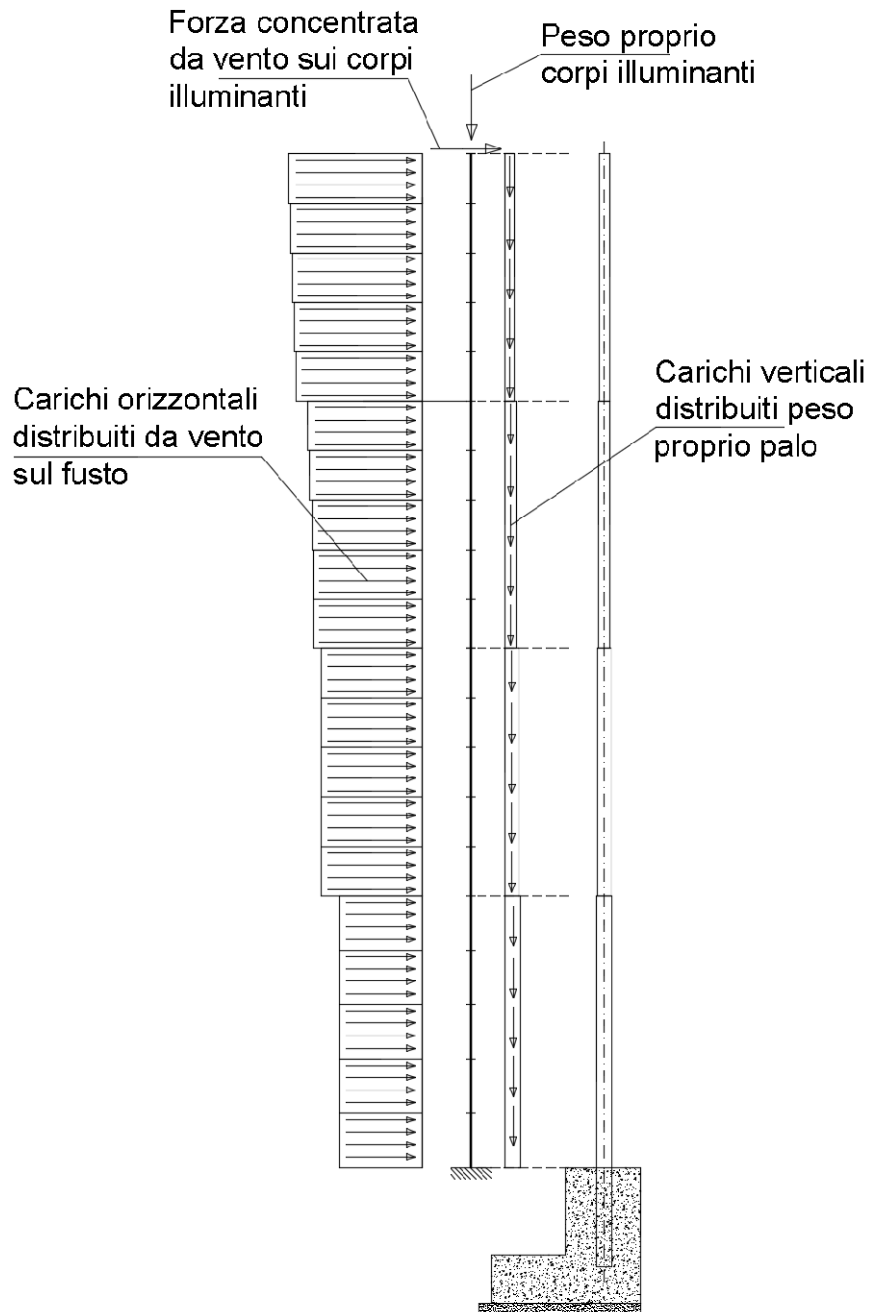
Plinto di fondazione: al fine di consentire il posizionamento dei nuovi pali per la pubblica illuminazione il più possibile lontano dal ciglio del marciapiede il plinto di fondazione in c.a. sarà del tipo "zoppo" con forma ad "L" avente una piastra di base delle dimensioni 120 x 110 x h=40 cm ed un'anima superiore di dimensioni 110 x 60 x h=70 cm. L'intero plinto sarà poggiato su uno strato di magrone di altezza min. 10 cm.

Il presente elaborato si riferisce alla determinazione degli scarichi alla base del palo metallico che sollecitano il plinto di fondazione.

Per il dimensionamento e la verifica del palo metallico si rimanda agli elaborati progettuali di cui all'Aut. Sismica n. .... del ..... mentre si rimanda alla Relazione geotecnica e sulle fondazioni per i dimensionamenti e verifiche del plinto in c.a..

## 2. MODELLO E DETERMINAZIONE DEGLI SCARICHI IN FONDAZIONE

Il palo metallico di illuminazione è stato modellato come una mensola incastrata alla base (struttura isostatica) a sezione variabile. Si è tenuto conto della variabilità della sezione e dei carichi da vento discretizzando il palo in più conci.



Data la semplicità del modello oggetto di studio i calcoli sono stati condotti con l'ausilio fogli di calcolo tipo Excel la cui implementazione è stata testata da numerosi confronti con strutture di cui si conoscono i risultati.

I dati di input ed i risultati si desumono dai listati riportati nel seguito.

## DATI VENTO

LOCALITA': **Pozzuoli**ZONA DI ESPOSIZIONE: **3**Altitudine del sito:  $a_s = 20$  mClasse di rugosità del terreno:  $cl. = A$ Distanza dalla costa:  $d < 10$  KmCategoria di esposizione del sito:  $cat. = III$ Velocità di rif.to a quota 0.00:  $v_{b,0} = 27$  m/sQuota limite sul medio mare:  $a_0 = 500$  mCoeff. Increm. per maggior quota:  $K_a = 0,02$  1/s

----

 $K_r (III) = 0,20$  $Z_0 (III) = 0,10$  m $Z_{min} (III) = 5,00$  mVelocità di riferimento:  $v_b = 27,0$  m/sPressione cinetica di riferimento:  $q_b = 45,56$  daN/m<sup>2</sup>Coefficiente di topografia:  $C_t = 1,00$ Coefficiente dinamico:  $C_d = 1,00$ 

Coefficiente di esposizione  $C_e$ :

- $C_e(z) = K_r^2 * C_t * \ln(z/z_0) * [7 + C_t * \ln(z/z_0)]$  per  $z \geq z_{min}$
- $C_e(z) = C_e(z_{min})$  per  $z < z_{min}$

## DATI SISMA

LOCALITA': **Pozzuoli**Lat. **40.836997 N**

Classe d'uso	<b>III</b>
Vita Nominale	<b>50</b>
Cat. Suolo	<b>C</b>
Cat. Topogr.	<b>T1</b>

Long. **14.09652 E**

Fattore di strutt. q	<b>1,00</b>
Periodo strutt. $T_0$	<b>0,71</b>

Parametri di pericolosità sismica				
Stato Limite	Tr	$a_g/g$	$F_0$	$T^*c$
Operatività SLO	<b>45</b>	<b>0,05</b>	<b>2,378</b>	<b>0,304</b>
Danno SLD	<b>75</b>	<b>0,07</b>	<b>2,318</b>	<b>0,32</b>
Salvag. Vita SLV	<b>712</b>	<b>0,19</b>	<b>2,332</b>	<b>0,329</b>
Collasso SLC	<b>1462</b>	<b>0,24</b>	<b>2,4</b>	<b>0,331</b>

STATO LIMITE DI RIFERIM. **SLC**

## GEOMETRIA PALO

H palo [m] = **8,20**N. tronchi **4**

TRONCO [n]	Lungh. tronco [m]	spess. sezione [mm]	Diam. [mm]	n. conci per calcolo [n]
1	2,00	3,0	76,0	5
2	2,00	3,0	89,0	5
3	2,00	3,0	101,0	5
4	2,20	4,0	127,0	5
	8,20	----		20

**GEOMETRIA CONCI**

TRONCO di appart.	CONCIO N.	L [m]	Zsup. [m]	Zinf. [m]	Zmed. [m]	Diametro [mm]	sp. [mm]
1	1	0,400	8,20	7,80	8,00	76,0	3,0
1	2	0,400	7,80	7,40	7,60	76,0	3,0
1	3	0,400	7,40	7,00	7,20	76,0	3,0
1	4	0,400	7,00	6,60	6,80	76,0	3,0
1	5	0,400	6,60	6,20	6,40	76,0	3,0
2	6	0,400	6,20	5,80	6,00	89,0	3,0
2	7	0,400	5,80	5,40	5,60	89,0	3,0
2	8	0,400	5,40	5,00	5,20	89,0	3,0
2	9	0,400	5,00	4,60	4,80	89,0	3,0
2	10	0,400	4,60	4,20	4,40	89,0	3,0
3	11	0,400	4,20	3,80	4,00	101,0	3,0
3	12	0,400	3,80	3,40	3,60	101,0	3,0
3	13	0,400	3,40	3,00	3,20	101,0	3,0
3	14	0,400	3,00	2,60	2,80	101,0	3,0
3	15	0,400	2,60	2,20	2,40	101,0	3,0
4	16	0,440	2,20	1,76	1,98	127,0	4,0
4	17	0,440	1,76	1,32	1,54	127,0	4,0
4	18	0,440	1,32	0,88	1,10	127,0	4,0
4	19	0,440	0,88	0,44	0,66	127,0	4,0
4	20	0,440	0,44	-0,00	0,22	127,0	4,0

**GEOMETRIA CORPI ILLUMINANTI**

CONCIO di appart. [N.]	DESCRIZIONE	Quota c.e. [m]	Parti uguali [n.]	B [m]	H [m]	Peso singola [daN]	Coeff. Cp	Superf. singola [mq]	Superf. totale [mq]	P.P. totale [daN]
1	Corpi illuminanti	8,40	1	1,00	0,25	57,0	1,0	0,25	0,25	57

**VALUTAZIONE DEL PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA**

I periodi  $T_i$  dei vari modi di vibrare della torre vengono valutati schematizzando la stessa come una mensola con carico distribuito lungo il fusto ed applicando le formulazioni riportate in [A. Castellani, E. Faccioli: "Costruzioni in zona sismica" - Ed. Hoepli - pg.52] in cui:

$$T_i = \frac{2\pi}{\mu_i^2} H^2 \sqrt{\frac{P}{g E J_{eq}}}$$

dove:

<b>H</b> = altezza mensola	820	cm	<b>E</b> = modulo elastico	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
<b>P</b> = peso per unità di altezza	0,15	daN/cm	<b>J<sub>eq</sub></b> = inerzia equivalente	201	cm <sup>4</sup>
<b>g</b> = accelerazione di gravità	981	cm/s <sup>2</sup>	<b>μ<sub>i</sub></b> = costante per ogni modo di vibrare i		

in particolare si ha:

modo	$\mu$	Periodo T [sec]	Frequenza $f = 1/T$ [hertz]
1	1,8751	0,714	1,401
2	4,6941	0,114	8,782
3	7,8548	0,041	24,590
4	10,9956	0,021	48,186
5	14,1372	0,013	79,655
6	17,2788	0,008	118,991

modo	$\mu$	Periodo T [sec]	Frequenza $f = 1/T$ [hertz]
7	20,4204	0,006	166,194
8	23,5619	0,005	221,264
9	26,7035	0,004	284,202
10	29,8451	0,003	355,006
11	32,9867	0,002	433,678
12	36,1283	0,002	520,217

<b>VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DINAMICI</b>
---

La verifica degli elementi strutturali tiene conto degli effetti dinamici del vento attraverso il "coefficiente dinamico"  $C_d$ , valutato sulla base di quanto suggerito dal D.M. 12/02/1982 e relativa Circolare Min. LL.PP. 24/05/1982 n. 22631.

In particolare esso vale:

$$C_d = \theta (1 + \xi \tau) \quad \text{con valore minimo pari a } C_d = 1,00$$

$\theta$  (H) coefficiente di altezza, funzione dell'altezza totale H, che tiene conto della non contemporaneità degli effetti dinamici sull'intera struttura. Esso vale:

$$\begin{aligned} \theta (H) &= 0,60 && \text{per } H < 40 \text{ m} \\ \theta (H) &= 0,60 + 0,30 (H/80 - 0,50) && \text{per } 40 \leq H < 120 \text{ m} \\ \theta (H) &= 0,90 && \text{per } H \geq 120 \text{ m} \end{aligned}$$

$\xi$  (T) coefficiente dinamico, funzione del periodo proprio T del primo modo di vibrare della struttura. Esso vale:

$$\begin{aligned} \xi (T) &= 1,30 (T - 0,10 T^2) && \text{per } T \leq 5 \text{ sec} \\ \xi (T) &= 3,25 && \text{per } T > 5 \text{ sec} \end{aligned}$$

$\tau$  (z) coefficiente di pulsazione, funzione della quota z che si considera. Esso vale:

$$\begin{aligned} \tau (z) &= 0,32 && \text{per } z < 40 \text{ m} \\ \tau (z) &= 0,32 - 0,10 (z/80 - 0,50) && \text{per } 40 \leq z < 120 \text{ m} \\ \tau (z) &= 0,22 - 0,10 (z/240 - 0,50) && \text{per } 120 \leq z < 360 \text{ m} \\ \tau (z) &= 0,12 && \text{per } z \geq 360 \text{ m} \end{aligned}$$

Nel nostro caso si ha:

$$\begin{aligned} H &= 8,20 \text{ m} && \theta (H) = 0,60 \\ T &= 0,714 \text{ sec} && \xi (T) = 0,86 \\ z &\text{sempre } < 40 \text{ m} && \tau (z) = 0,32 \end{aligned}$$

per cui:

$$C_d = 0,77 < 1,00$$

si adotta il valore minimo imposto dalla norma:  $C_d = 1,00$

**VERIFICHE DI RESISTENZA - DETERMINAZIONE SPINTE DEL VENTOSU FUSTO**

Tronco di apparten.	Concio	Lungh. [m]	Z <sub>med</sub> [m]	D [mm]	C <sub>e</sub>	C <sub>p</sub> fusto	q [daN/mq]	Sup. Esp fusto [mq]	Q1 [daN/m]	F1 [daN]
1	1	0,400	8,00	76,0	2,00	1,18	107,30	0,03	8,15	3,26
1	2	0,400	7,60	76,0	1,96	1,19	106,00	0,03	8,06	3,22
1	3	0,400	7,20	76,0	1,93	1,19	104,63	0,03	7,95	3,18
1	4	0,400	6,80	76,0	1,89	1,20	103,18	0,03	7,84	3,14
1	5	0,400	6,40	76,0	1,86	1,20	101,64	0,03	7,72	3,09
2	6	0,400	6,00	89,0	1,82	1,11	91,85	0,04	8,17	3,27
2	7	0,400	5,60	89,0	1,78	1,12	90,37	0,04	8,04	3,22
2	8	0,400	5,20	89,0	1,73	1,13	88,77	0,04	7,90	3,16
2	9	0,400	4,80	89,0	1,71	1,13	87,92	0,04	7,83	3,13
2	10	0,400	4,40	89,0	1,71	1,13	87,92	0,04	7,83	3,13
3	11	0,400	4,00	101,0	1,71	1,04	81,07	0,04	8,19	3,28
3	12	0,400	3,60	101,0	1,71	1,04	81,07	0,04	8,19	3,28
3	13	0,400	3,20	101,0	1,71	1,04	81,07	0,04	8,19	3,28
3	14	0,400	2,80	101,0	1,71	1,04	81,07	0,04	8,19	3,28
3	15	0,400	2,40	101,0	1,71	1,04	81,07	0,04	8,19	3,28
4	16	0,440	1,98	127,0	1,71	0,85	66,24	0,06	8,41	3,70
4	17	0,440	1,54	127,0	1,71	0,85	66,24	0,06	8,41	3,70
4	18	0,440	1,10	127,0	1,71	0,85	66,24	0,06	8,41	3,70
4	19	0,440	0,66	127,0	1,71	0,85	66,24	0,06	8,41	3,70
4	20	0,440	0,22	127,0	1,71	0,85	66,24	0,06	8,41	3,70

Il coefficiente di forma Cp per il palo viene ricavato secondo le seguenti formule:

$$\begin{aligned}
 C_p &= 1,20 && \text{per} && (d q^{1/2}) \leq 2,2 \\
 C_p &= (1,783 - 0,263 d q^{1/2}) && \text{per} && 2,2 < (d q^{1/2}) \leq 4,2 \\
 C_p &= 0,7 && \text{per} && (d q^{1/2}) \geq 4,2
 \end{aligned}$$

**VERIFICHE DI RESISTENZA - DETERMINAZIONE SPINTE DEL VENTO SUI CORPI ILLUMINANTI FUSTO**

CONCIO di appart. [N.]	DESCRIZIONE	Quota c.e. [m]	Z <sub>med</sub> concio [m]	Braccio [m]	C <sub>e</sub>	C <sub>p</sub>	q [daN/mq]	Superf. esposta [mq]	F [daN]	M [daNm]
1	Corpi illuminanti	8,40	8,00	0,40	2,03	1,00	92,3	0,25	23,08	9,23



**AZIONI SISMICHE**

Individuazione sito Loc. Pozzuoli Lat. 40.836997 N Long. 14.09652 E

Individuazione terreno  
Caratteristiche dell'opera

Cat. Sottosuolo	C
Classe d'uso	III
Periodo fond. $T_0$ [s]	<b>0,71</b>

Cat. Topografica	T1
Vita nominale [anni]	50
Fattore di struttura q	1,00

Parametri di pericolosità sismica

	$T_r$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$
SLO	45	0,052	2,378	0,304
SLD	75	0,07	2,318	0,32
SLV	712	0,190	2,332	0,329
SLC	1462	0,239	2,4	0,331

Parametri indipendenti

	$S_s$	$C_c$	$S_T$
SLO	1,500	1,555	1,00
SLD	1,500	1,529	1,00
SLV	1,434	1,515	1,00
SLC	1,356	1,512	1,00

Parametri dipendenti

	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
SLO	1,500	0,158	0,473	1,808
SLD	1,500	0,163	0,489	1,880
SLV	1,434	0,166	0,499	2,360
SLC	1,356	0,167	0,501	2,556

NOTE: Parametri di pericolosità sismica

$T_r$	Periodo di ritorno del sisma
$a_g/g$	Accelerazione attesa su suolo A
$F_0$	Fatt. di amplificazione massima

Parametri indipendenti

$S_s$	f (cat. Suolo; $F_0$ ; $a_g/g$ )
$C_c$	f ( cat. Suolo; $T_c^*$ )
$S_T$	f ( cat. Topograf.)

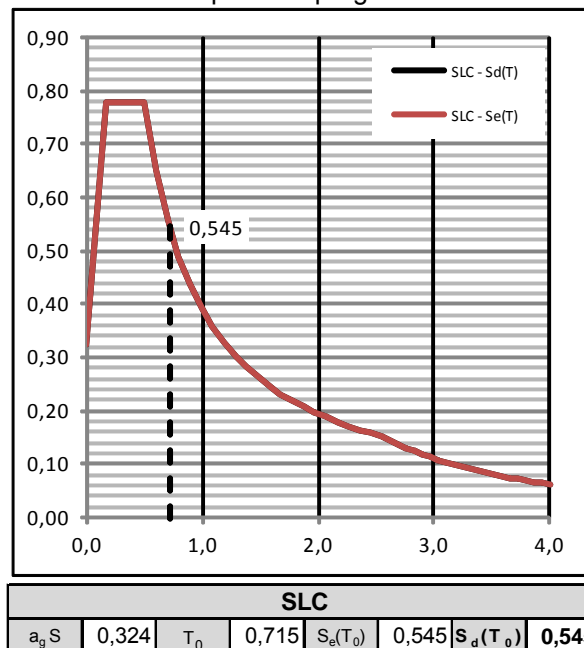
Param. dipendenti

S	$S_s \times S_T$
$T_B$	$T_c / 3$
$T_C$	$C_c \times T_c^*$
$T_D$	$4 a_g/g + 1,6$

ACCELERAZ. SPETTRALE	elastica $S_e(T_0)/g$	di progetto $S_d(T_0)/g$
SLO	0,123	0,123
SLD	0,167	0,167
SLV	0,443	0,443
SLC	0,545	0,545

VALORI DI VERIFICA		
STATO LIMITE DI RIFERIMENTO	-	SLC
ACC. SPETTRALE DI PROGETTO	$S_d(T_0)/g$	<b>0,545</b>
PESO SISMICO TOTALE	W	120 daN
COEFFICIENTE $\lambda$	$\lambda = 0,85$ se $T_0 < 2T_c$	0,85
FORZA SISMICA TOTALE	$F_h = S_d(T_0) W \lambda / g$	55 daN

Spettro di progetto



$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum(z_i W_i)$$

$$\sum(z_i W_i) = 668$$

Tronco appart.	Concio	Lungh. [m]	$z_i$ [m]	$W_i$ [daN]	$z_i W_i$ [daNm]	$F_i$ [daN]		N [daN]	V [daN]	M [daNm]
1	1	0,40	8,00	59	473	39		59	39	8
1	2	0,40	7,60	2	16	1		61	40	24
1	3	0,40	7,20	2	15	1		63	42	40
1	4	0,40	6,80	2	14	1		65	43	57
1	5	0,40	6,40	2	13	1		67	44	74
2	6	0,40	6,00	2	15	1		70	45	92
2	7	0,40	5,60	2	14	1		72	46	111
2	8	0,40	5,20	2	13	1		75	47	129
2	9	0,40	4,80	2	12	1		77	48	148
2	10	0,40	4,40	2	11	1		80	49	168
3	11	0,40	4,00	3	11	1		82	50	188
3	12	0,40	3,60	3	10	1		85	51	208
3	13	0,40	3,20	3	9	1		88	52	229
3	14	0,40	2,80	3	8	1		91	52	250
3	15	0,40	2,40	3	7	1		94	53	271
4	16	0,44	1,98	5	10	1		99	54	294
4	17	0,44	1,54	5	8	1		104	54	318
4	18	0,44	1,10	5	6	0		109	55	342
4	19	0,44	0,66	5	3	0		114	55	366
4	20	0,44	0,22	5	1	0		120	55	391

### COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni impiegate nell'analisi statica della struttura sono quelle previste al par.2.5.3. delle norme tecniche:

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibil e nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \Psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

Questa combinazione corrisponde alla verifica di deformabilità, effettuata considerando una velocità del vento costante lungo tutta l'altezza valutata in assenza di ghiaccio.

- **Combinazione sismica** per lo Stato limite SLU SISMA:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coeffic. $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Pesi strutturali $G_1$	<i>fav.</i>	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	<i>sfav.</i>		1,1	1,3	1,0
Pesi permanenti non strutt. $G_2$	<i>fav.</i>	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	<i>sfav.</i>		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili $Q_i$	<i>fav.</i>	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	<i>sfav.</i>		1,5	1,5	1,3

Tab. 2.6.1. Coefficienti parziali per verifiche agli SLU

CAT.	AZIONE	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
B	Uffici	0,7	0,5	0,3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
H	Coperture	0,0	0,0	0,0
	Vento	<b>0,6</b>	<b>0,2</b>	<b>0,0</b>
	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

Tab. 2.5.1. Coefficienti di combinazione

### COEFFICIENTI PARZIALI

DESCRIZIONE	1	2	3	4
	A1 STR SLU vento	SISMA SLC	A2 GEO SLU vento	EQU
<b>Peso proprio fusto</b>	1,30	1,00	1,00	0,90
<b>Peso proprio corpi illuminanti</b>	1,50	1,00	1,30	0,00
<b>Vento</b>	1,50		1,30	1,50
<b>Sisma</b>		1,00		

<b>SCARICHI ALLA BASE</b>			
	<b>Val. di progetto</b>		
	<b>N [daN]</b>	<b>V [daN]</b>	<b>M [daNm]</b>
<b>A1 - STR - SLU</b>	167	135	696
<b>SISMA SLC</b>	120	55	391
<b>A2 - GEO - SLU</b>	137	117	603
<b>EQU</b>	56	135	696

Dalla lettura della precedente tabella che riporta i valori degli scarichi alla base del palo metallico nelle varie combinazioni di carico si evidenzia che i valori indotti dal sisma sono sensibilmente inferiori rispetto a quelli prodotti dal vento. Si può dunque trascurare l'azione del sisma.

Pozzuoli, 29/12/2017

Il tecnico