



# COMUNE DI CAPACCIO

Provincia di SALERNO

## Piano per gli Insediamenti Produttivi Progetto: "Infrastrutture area P.I.P. - Urbanizzazioni primarie - 2° Lotto - 1° Stralcio"



COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI CAPACCIO (SA)

Fase progettuale:

PROGETTO ESECUTIVO 2° LOTTO 1° STRALCIO

EMISSIONE 0 del: GIUGNO/2008

REVISIONE 1 del: GENNAIO/2014

REVISIONE 2 del: APRILE/2015

Atto di:

COORDINAMENTO GENERALE: Ing. Carmine GRECO - Area VI  
COORDINAMENTO STRUTTURE: Ing. Carmine GRECO - Area VI  
COORDINAMENTO IMPIANTI: Ing. Carmine GRECO - Area VI  
COORDINAMENTO SICUREZZA: Ing. Carmine GRECO - Area VI

ELABORATO

**CALCOLI STRUTTURE:  
CALCOLO MECCANICO DEI SOSTEGNI P.I.**

DATA APRILE 2015

SCALA

CODICE FILE  
PIP 2-1 EL. N. 16

ELABORATO

**N. 16**

IL PROGETTISTA

Ing. Vincenzo CRISCUOLO - Area V

R.U.P.:

Ing. Carmine GRECO - Area VI

IL SINDACO:

(Dott. Italo VOZA)

## **INDICE**

<b>1. BLOCCHI DI ANCORAGGIO PER SOSTEGNO PALI PUBBLICA ILLUMINAZIONE</b>	<b>2</b>
<b>1.1 Analisi Dei Carichi</b>	<b>2</b>
<b>1.2 Peso Proprio</b>	<b>2</b>
<b>1.3 Azione Del Vento</b>	<b>2</b>
<b>1.4 Verifica Al Ribaltamento</b>	<b>4</b>
<b>1.5 Verifica Allo Slittamento</b>	<b>4</b>
<b>1.6 Verifica a carico limite</b>	<b>4</b>

# **1. BLOCCHI DI ANCORAGGIO PER SOSTEGNO PALI PUBBLICA ILLUMINAZIONE**

## **1.1 Analisi Dei Carichi**

I carichi che gravano sulla struttura sono costituiti dal peso proprio del palo, dal peso dello sbraccio, dai pesi delle due armature, dal sovraccarico accidentale costituito dall'azione del vento agente sul palo e dall'azione sismica.

## **1.2 Peso Proprio**

Il peso proprio del blocco di ancoraggio vale:

$$G = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 2400 = 2400 \text{ kg}$$

Il peso proprio del complesso per l'illuminazione è dato dai seguenti contributi:

$P_p = 74 \text{ kg}$  (peso palo);

$P_{a1} = 10 \text{ kg}$  (peso armatura superiore);

$P_s = 4 \text{ kg}$  (peso sbraccio)

$P_{a2} = 8 \text{ kg}$  (peso armatura inferiore);

Per un peso totale pari a:

$$P = 96 \text{ kg.}$$

## **1.3 Azione Del Vento**

La pressione esercitata dal vento è pari a:

$$p = q_{\text{ref}} * C_e * C_p * C_d \quad [\text{kN/m}^2]$$

dove :

- $q_{\text{ref}}$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $C_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_p$  è il coefficiente di forma;
- $C_d$  è il coefficiente dinamico.

Di seguito si riporta la determinazione dei singoli fattori:

### **Pressione cinetica di riferimento $q_{\text{ref}}$**

La pressione cinetica di riferimento è data da:

$$q_{\text{ref}} = (v_{\text{ref}})^2 / 1,6 \quad [\text{N/m}^2]$$

dove:

$v_{\text{ref}}$  è la pressione cinetica di riferimento [m/s].

La Regione Campania ricade in Zona 3 , (Cfr. Tabella 7.1 D.M. 16/01/1996) per la quale risulta  $v_{\text{ref}} = v_{\text{ref},0} = 27$  m/s. In quanto ad  $a_s$  (altitudine in metri sul livello del mare, del sito dove sarà realizzata la costruzione.) è inferiore a 500 m. Pertanto si trae:  $q_{\text{ref}} = 45,56 \text{ kg/m}^2$

### **Coefficiente di esposizione $C_p$**

L'area oggetto dell'intervento è caratterizzata da una classe di rugosità del terreno pari a B, ovvero relativa ad aree urbane, suburbane, industriali e boschive (Cfr. Tabella 7.3 D.M. 16/01/1996). Tale area è ad una distanza dalla costa superiore ai 10 km, pertanto la categoria di esposizione del sito è pari a III (Cfr. Figura 7.2 D.M. 16/01/1996) per la quale risulta:

$$k_r = 0,20; z_o = 0,10 \text{ m}; z_{\text{min}} = 5 \text{ m}.$$

Poiché l'altezza della costruzione dal suolo ( $z = 8$  m) risulta superiore a  $z_{\text{min}}$ , il coefficiente di esposizione è fornito dall'espressione:

$$C_e = C_e(z) = k_r^2 * C_t * \ln(z/z_o) * [7 + C_t * \ln(z/z_o)]$$

Sulla base dei valori determinati ed assumendo un  $C_t = 1$  (coefficiente di topografia) si ha:

$$C_e = 2,00.$$

### **Coefficiente di forma $C_p$**

Il calcolo del coefficiente di forma è stato condotto assimilando il palo per l'illuminazione ad un corpo cilindrico di diametro  $d = 0,168$  m e di altezza  $h = 8,80$  m.

Essendo  $q = q_{\text{ref}} * C_e = 909 \text{ N/m}^2$ , risulta  $d*(q)^{0,5} = 6,04 > 4,2$ . Pertanto risulta:

$$C_p = 0,7.$$

### **Coefficiente di forma $C_d$**

In assenza di indicazioni normative specifiche per il caso in oggetto, il coefficiente di forma è stato assunto pari a  $C_d = 1,10$  (Cfr. Tab. C.7.11 (a) D.M. 16/01/1996).

Sulla base dei fattori determinati, la pressione esercitata dal vento sul palo è pari a :

$$p = 69,99 \text{ kg/m}^2 \cong 70 \text{ kg/m}^2$$

L'azione esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata nel piano ortogonale alla direzione del vento e da luogo a tre forze  $H_{at}$  (in corrispondenza dell'armatura di testa),  $H_{as}$  (in corrispondenza dello sbraccio) e  $H_p$  che schematizzano l'azione del vento esercitata sull'armatura e sul palo rispettivamente. Tali forze valgono:

$$H_{at} = 70,00 \cdot (0,67 \cdot 0,22) = 10,32 \text{ kg}$$

$$H_{as} = 70,00 \cdot (0,54 \cdot 0,18) = 6,80 \text{ kg}$$

$$H_p = 70,00 \cdot (8,00 \cdot 0,17) = 95,20 \text{ kg}$$

#### **1.4 Verifica Al Ribaltamento**

La verifica al ribaltamento è stata condotta confrontando il momento delle forze stabilizzanti con il momento delle forze ribaltanti rispetto al lembo anteriore del blocco di fondazione.

A vantaggio di sicurezza il calcolo è stato eseguito nelle seguenti ipotesi:

- 1) Blocco di ancoraggio isolato;
- 2) Assenza di terreno a valle del blocco;

Nelle ipotesi di cui sopra il momento delle forze stabilizzanti è dato da:

$$M_s = (G_b + G_p + G_s + G_{at} + G_{as}) \times B/2 = 1226,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

il momento delle forze ribaltanti vale:

$$M_r = H_p \times (H_p/2 + h_b) + H_{at} \times (H_p + h_b) + H_{as} \times (6 + h_b) + G_{as} \times L_s = 619,28 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento vale:

$$(FS)_r = M_s / M_r = 1226,50 / 619,28 = 1,98 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

#### **1.5 Verifica Allo Slittamento**

Lo sforzo limite allo slittamento tra blocco di ancoraggio e terreno vale:

$$H_{lim} = N \cdot \tan(2/3 \phi) = (2453) \cdot \tan[(2/3)30^\circ] = 892,82 \text{ kg};$$

Il coefficiente di sicurezza allo slittamento vale:

$$(FS)_s = H_{lim} / H = 892,92 / (10,32 + 6,80 + 95,20) = 7,95 > 1,3 \Rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

#### **1.6 Verifica a carico limite**

All'interfaccia blocco di ancoraggio-terreno si hanno le caratteristiche della sollecitazione:

- $N = 2453 \text{ kg}$ ;
- $M = 620 \text{ kg}\cdot\text{m}$ .

Pertanto l'eccentricità del carico verticale vale:  $e = M/N = 62000 / 2453 = 25,2\text{cm}$ .

La massima tensione sul terreno vale:

$$q_{\max} = N/A + (6 \cdot N \cdot e)/B^3 = 2453/(100 \cdot 100) + (6 \cdot 2453 \cdot 25,2)/(100^3) = 0,62 \text{ kg/cm}^2.$$

Per il calcolo del carico limite è stata adoperata la relazione di Terzaghi:

$$q_{\lim} = A \cdot \gamma_1 \cdot h \cdot z_q + B' \cdot c \cdot z_c + C \cdot \gamma_2 \cdot B/2 \cdot z_\gamma$$

Poichè il blocco di ancoraggio poggia sul terreno di risanamento (appartenente alla classe A1 della classifica CNR, in particolare ghiaia o breccia), la valutazione del carico limite è avvenuta prescindendo dalla coesione (trascurabile rispetto all'attrito). Per  $\phi' = 30^\circ$  i valori dei coefficienti risultano  $A=6,40$  e  $C=5,39$ , mentre i coefficienti di forma risultano  $z_q=1,36$  e  $z_\gamma=0,6$  (). Pertanto il carico limite della fondazione quadrata, nelle ipotesi cautelative di rottura locale, risulta:

$$q_{\lim} = 6,40 \cdot 0,0016 \cdot 100 \cdot 1,36 + 5,39 \cdot 0,0016 \cdot 50 \cdot 0,6 = 1,41$$

Il coefficiente di sicurezza a carico limite vale:

$$(FS)_q = q_{\lim}/q_{\max} = 1,41/0,62 = 2,27 > 2 \Rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$