

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO**

**NUOVA VIABILITÀ TRATTA VIA ERZELLI - VIA BORZOLI**

**Impianti di illuminazione**

**Relazione di calcolo plinti/basamenti sostegni corpi illuminanti**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	N V 0 1 0 7	0 0 3	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	SINT <i>[Signature]</i>	25/06/2012	Ing. D. Re <i>[Signature]</i>	27/06/2012	E. Pagani <i>[Signature]</i>	29/06/2012	Ing. I. Barilli  Dott. Ing. IVANO BARILLI ALBO DEGLI INGEGNERI Provincia V.C. 122 <i>[Signature]</i>

n. Elab.:

File: IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC

CUP: F81H92000000008



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC	Foglio 3 di 45

## INDICE

INDICE.....	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. GENERALITA'.....	5
3.1. Vita nominale .....	6
3.2. Caratteristiche terreno di fondazione .....	7
3.3. Caratteristiche dei materiali .....	8
3.3.1. Calcestruzzi .....	8
3.3.2. Acciaio per c.a. ....	9
3.3.3. Acciaio per carpenteria metallica.....	9
3.3.4. Bulloneria.....	9
3.3.5. Saldature .....	10
4. PALI PER CORPI ILLUMINANTI .....	10
4.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico .....	10
4.1.1. Peso proprio + permanente .....	10
4.1.2. Azioni da neve .....	10
4.1.3. Azioni da vento .....	10
4.1.4. Azioni da sisma.....	14
4.2. Verifica meccanica del palo con plinto alla base .....	16
4.2.1. Analisi modale (calcolo periodo di oscillazione) .....	17
4.2.2. Carichi.....	17
4.2.3. Analisi dei risultati .....	19
4.3. Plinto fondazione palo di illuminazione .....	22
4.4. Plinto fondazione palo illuminazione con foro insilaggio del palo arretrato.....	25
5. TORRE FARO.....	27
5.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico .....	27
5.1.1. Peso proprio + permanente .....	27
5.1.2. Azioni da neve .....	27
5.1.3. Azioni da vento .....	27
5.1.4. Azioni da sisma.....	28
5.2. Verifica meccanica della torre faro .....	30
5.2.1. Modello di calcolo .....	30
5.2.2. Carichi.....	30
5.2.3. Analisi dei risultati .....	33
5.2.4. Verifica elementi strutturali .....	37
5.2.5. Analisi fenomeno distacco dei vortici (DT 207/2008) .....	39
5.2.6. Analisi fenomeno ovalizzazione (DT 207/2008) .....	40
5.2.7. Verifica piastra di base e tirafondi.....	41
5.3. Plinto di fondazione torre faro .....	43

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC

Foglio  
4 di 45

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC</p>	<p>Foglio 5 di 45</p>

## 1. INTRODUZIONE

Il presente documento intende evidenziare i calcoli dimensionali e/o di verifica condotti per la definizione di:

- palo di illuminazione stradale e del relativo di plinto di fondazione
- torre faro e relativo plinto di fondazione

Per i disegni delle varie strutture metalliche di sostegno e dei plinti di fondazione si rinvia agli elaborati grafici facenti parte del progetto.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La definizione delle caratteristiche resistenti delle sezioni, nonché i procedimenti di calcolo (progettazione e verifica) fanno riferimento alle prescrizioni regolamentari contenute nelle seguenti normative:

- Legge 5 Novembre 1971, n°1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 Gennaio 2008 pubblicato sul S.O. della G.U. Del 4 Febbraio 2008 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2008.
- Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2 Febbraio n.617 della G.U. Del 26 Febbraio 2009 n.47
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 Giugno 2001, n.380, testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 10025 : Prodotti laminati a caldo.
- UNI ENV 1993-1-1: Progettazione delle strutture in acciaio.
- UNI EN 40-3-1:2001 Pali per illuminazione pubblica - Progettazione e verifica - Specifica dei carichi caratteristici
- UNI EN 40-3-3:2004 Pali per illuminazione pubblica - Progettazione e verifica - Verifica mediante calcolo
- CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

## 3. GENERALITA'

La presente relazione è relativa al calcolo di:

- torre faro autoportante a stelo unico, di forma tronco-conica e del relativo plinto di fondazione.
- palo di illuminazione stradale, del plinto di fondazione e di sistemi di fissaggio con carpenteria metallica.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC <span style="float: right;">Foglio 6 di 45</span>

Per quanto riguarda la torre faro, questa sarà realizzata in lamiera piegata a freddo e saldata in senso longitudinale, avrà un'altezza di 20 m, sarà composta da 2 tronchi assemblati in opera con il metodo di "sovrapposizione ad incastro". La sezione trasversale della torre faro sarà di tipo a poligono regolare con 16 lati. Sulla sommità della torre verranno installati n.3 proiettori completi di alimentatore. L'incastro alla base al plinto di fondazione in calcestruzzo armato viene realizzato con una piastra ad anello circolare in acciaio e tirafondi in acciaio.

Per quanto riguarda il palo di illuminazione estradale, questo è previsto con un'altezza di 9.00+0.80 m con diametro alla base  $\phi 168.3 \times 4.0$  mm e in sommità  $\phi 90 \times 4.0$  mm, con sbraccio lungo 2.00 m  $\phi 60.3 \times 3$  mm per il supporto dell'apparecchio illuminante.

Il palo verrà supportato, alla base, con le seguenti soluzioni:

- con un plinto in c.a., all'interno di un foro  $\phi 30$  per una profondità di 80 cm, e reso solidale con un getto integrativo.
- all'interno di un tubo metallico  $\phi 193.7 \times 10$  mm, alto 800 mm. Per il tubo metallico  $\phi 193.7 \times 10$  sono previste le seguenti varianti realizzative:
  - nella prima viene saldato all'estremità di una trave formata da una HEA 200 lunga 170 cm, alla quale sono saldati due piatti (spessore 8 mm) parallelamente all'anima; all'altra estremità la trave viene ancorata al muro di sostegno in c.a. del rilevato stradale con mediante l'utilizzo di una piastra da 400x400x15 mm e 8 tasselli M16;
  - nella seconda viene saldato ad una piastra in acciaio ancorata ad un muro di sostegno in c.a. con 6 tasselli M20.

Lo stelo della torre faro è stato modellato con elementi "beam" a sezione variabile di lunghezza di cm 100.

Anche il palo e lo sbraccio sono stati modellati con elementi "beam".

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson.

Il calcolo viene condotto mediante un'analisi elastica lineare conforme al D.M. 14.01.2008.

Il calcolo della struttura è stato eseguito col programma agli elementi finiti MIDAS GEN 2011(v.2.1).

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli stati limite ultimo e di esercizio, DM 14.01.2008, EC3.

### 3.1. Vita nominale

Per le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate una vita nominale  $V_N \geq 100$  anni (grandi opere strategiche) e una classe d'uso **IV** (costruzioni con funzioni pubbliche e strategiche importanti) alla quale corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 2$ .

TIPI DI COSTRUZIONE		$V_N$ (anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC		Foglio 7 di 45

CLASSE D'USO		C <sub>U</sub>
I	Costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli	0,7
II	Costruzioni con affollamenti normali	1,0
III	Costruzioni con affollamenti significativi	1,5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche e strategiche importanti	2,0

**Tabella valori del coefficiente d'uso C<sub>U</sub>**

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento

$$V_R = V_N \cdot C_U = 200 \text{ anni}$$

### 3.2. Caratteristiche terreno di fondazione

Per il terreno di fondazione, trattandosi di opere che verranno posizionate su un rilevato stradale ben compattato si è ipotizzato la presenza di un materiale ghiaioso.

Per il calcolo delle fondazioni allo SLU si è utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3) come previsto nel D.M. 14.01.2008, dove i coefficienti  $\gamma_F$  da applicare ai carichi sono 1.3 per i carichi permanenti e 1.5 per i carichi variabili, nelle combinazioni di carico senza sisma, e 1 nel caso di combinazioni di carico sismiche; i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno  $\gamma_M$  sono tutti unitari e infine il coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali  $\gamma_R = 2.3$  (capacità portante).

La profondità del piano di posa dei plinti è prevista di:

- per i plinti di fondazione dei corpi illuminanti stradali, - 0.90 m dal piano campagna
- per i plinti di fondazione delle torrifaro, - 1.30 m dal piano campagna

Il carico limite per fondazioni viene calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen con i fattori sismici correttivi (Shikhiev & Jakovlev):

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot z_c / \gamma_{cu} + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot z_q / \gamma_y + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot z_\gamma$$

ed adottando un coefficiente di sicurezza  $\gamma_R = 2.3$  si ricava un carico progetto:

$$q_r = q_{ult} / 2.3$$

$\phi^\circ$  angolo di attrito interno

c coesione non drenata

$\gamma$  peso di volume del terreno di fondazione

D profondità del piano di posa della fondazione (m)

B larghezza della fondazione (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  fattori di capacità portante

$s_c, s_q, s_\gamma$  fattori di forma

$d_c, d_q, d_\gamma$  fattori di profondità

$i_c, i_q, i_\gamma$  fattori di inclinazione del carico

$z_c, z_q, z_\gamma$  fattori di correzione sismici

$a_g$  accelerazione al suolo (SLV)

$S = S_S S_T$  fattore suolo (SLV)

Per il calcolo della capacità portante dei plinti di tipo superficiale, utilizzati per i pali di illuminazione posizionati su sede stradale in rilevato, si sono utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI (PLINTI IN RILEVATO)

	$\phi^\circ$	$c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$a_g$	S	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$									
	30	0	2000	0.109	1.5	18.40	30.14	15.07									
Fondazione	B (m)	L (m)	D (m)	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$	$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$i_\gamma$	$z_q$	$z_c$	$z_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )
P(120x120)	1.2	1.2	0.9	1.58	1.61	0.60	1.22	1.229	1	1	1	1	0.89	0.95	0.89	6.62	<b>2.88</b>

### TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI (PLINTI TORRIFARO)

	$\phi^\circ$	$c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$a_g$	S	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$									
	30	0	2000	0.109	1.5	18.40	30.14	15.07									
Fondazione	B (m)	L (m)	D (m)	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$	$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$i_\gamma$	$z_q$	$z_c$	$z_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )
P(300x300)	2.3	2.3	1.3	1.58	1.61	0.60	1.16	1.173	1	1	1	1	0.89	0.95	0.89	9.66	<b>4.20</b>

Vista la natura del terreno di fondazione in esame, dove non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a bassa densità e saturi, esso non rientra tra quelli potenzialmente liquefacibili in presenza di sollecitazioni sismiche.

Le opere di fondazione saranno realizzate con i materiali, le dimensioni e le tecnologie indicati nella relazione di calcolo e nei corrispondenti elaborati grafici, e poste ad una profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

Per il calcolo dell'azione sismica si è considerato un suolo di categoria C .

### 3.3. Caratteristiche dei materiali

#### 3.3.1. Calcestruzzi

#### Fondazioni

Classe di resistenza	C25/30 (Rck 300)
Condizioni ambientali:	Strutture completamente interrate in terreno permeabile.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Copriferro	30 mm
Diametro massimo aggregati:	32 mm

#### Tabella (N/mm<sup>2</sup>)

Classe	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0.85 f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\nu$
C25/30	30	25	16.60	14.10	33	2.56	1.19	31476	0.12

legenda:



- $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ ;
- $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$  ( $\gamma_c = 1.5$ );
- $0.85 f_{cd}$  (tensione di calcolo a compressione cls per le verifiche SLU a presso tenso flessione);
- $f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 f_{ck}^{2/3}$  (N/mm<sup>2</sup>);
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$  (N/mm<sup>2</sup>) (resistenza di calcolo a trazione);
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$  (N/mm<sup>2</sup>);  $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$  (N/mm<sup>2</sup>);
- $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$  (N/mm<sup>2</sup>) modulo di elasticità.

### 3.3.2. Acciaio per c.a.

#### Acciaio B450C

modulo elastico	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$ (2040816 kg/cm <sup>2</sup> )
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
allungamento:	$\epsilon_{su} = 6,75 \%$
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ (5510 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ (4592 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione di progetto a rottura	$f_{td} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$ (3993 kg/cm <sup>2</sup> )
L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35 (f_y/f_{y,nom})_k \leq 1.25$

### 3.3.3. Acciaio per carpenteria metallica

#### Acciaio S275 (Pali per corpi illuminanti)

modulo elastico	$E = 206010 \text{ N/mm}^2$ (2100000 kg/cm <sup>2</sup> )
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
tensione di rottura	$f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ (4383 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione di snervamento	$f_k = 275 \text{ N/mm}^2$ (2803 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm	$f_y = 190 \text{ N/mm}^2$ (1937 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm	$f_y = 170 \text{ N/mm}^2$ (1733 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm soggetti a ad azioni inerziali	$f_y = 214 \text{ N/mm}^2$ (2181 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm soggetti a ad azioni inerziali	$f_y = 191 \text{ N/mm}^2$ (1950 kg/cm <sup>2</sup> )

#### Acciaio S355 (Torrifaro)

modulo elastico	$E = 206010 \text{ N/mm}^2$ (2100000 kg/cm <sup>2</sup> )
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
tensione di rottura	$f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ (5200 kg/cm <sup>2</sup> )
tensione di snervamento	$f_k = 355 \text{ N/mm}^2$ (3618 kg/cm <sup>2</sup> )
coefficiente di sicurezza	$s = 1,05$

### 3.3.4. Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

CLASSE VITE	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{d,N}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{d,V}$ (N/mm <sup>2</sup> )
8.8	800	640	576	384
10.9	1000	900	720	400

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC	Foglio 10 di 45

legenda:

- $f_t$  = tensione di rottura
- $f_y$  = tensione di snervamento
- $f_{d,N} = 0.9f_t / \gamma_{M2}$  = resistenza di calcolo a trazione ( $\gamma_{M2} = 1.25$ )
- $f_{d,V} = 0.6f_t / \gamma_{M2}$  = resistenza di calcolo a taglio ( $\gamma_{M2} = 1.25$ ) (bulloni 8.8)
- $f_{d,V} = 0.6f_t / \gamma_{M2}$  = resistenza di calcolo a taglio ( $\gamma_{M2} = 1.25$ ) (bulloni 10.9)

### 3.3.5. Saldature

Gli acciai per le strutture saldate devono soddisfare le condizioni indicate al § 11.3.4.1 del DM 14.01.2008 e devono inoltre avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al § 11.3.4.1 delle NTC 2008.

I processi di saldatura devono essere eseguiti in conformità a quanto previsto nel § 11.3.4.5 delle NTC 2008.

## 4. PALI PER CORPI ILLUMINANTI

### 4.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico

#### 4.1.1. Peso proprio + permanente

peso proprio palo	154	kg
peso proprio traverso	10	kg
peso proiettore	12	kg

#### 4.1.2. Azioni da neve

Dato il tipo di struttura l'azione dovuta alla neve è trascurabile.

#### 4.1.3. Azioni da vento

Manufatto situato in zona 7 (LIGURIA)

altezza del manufatto sul suolo  $h = 9$  m

la pressione del vento sul palo è data dall'espressione:

$$q(z) = \delta x \beta x f_x c_{e(z)} q_{(g)}$$

dove:

$$q_{(g)} = 0,5 \rho (C_s)^2 V_{ref}^2 = 0,5 \times 1,25 \times 0,92 \times 28^2 = 451 \text{ N/m}^2 \text{ (45 kg/m}^2\text{)}$$

$$V_{ref,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$a_s < a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$V_{ref} = C_{ALT} V_{ref,0} = 1 \times 28 = 28 \text{ m/s} \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ (densità dell'aria)}$$

$$C_s = \sqrt{0,92}$$

$$\delta = 1 - 0,01h = 1 - 0,01 \times 10 = 0,9$$

$\beta = 1,43$  (coeff. comportamento dinamico)  $T1 = 0,8809$  s (palo+plinto dall'analisi dinamica – vedi 7.4)

$\beta = 1,50$  (coeff. comportamento dinamico)  $T1 = 1,0213$  s (palo+mensola - dall'analisi dinamica – vedi 13.5)

$\beta = 1,30$  (coeff. comportamento dinamico)  $T1 = 0,49$  s (palo+piastra - dall'analisi dinamica – vedi 19.4)

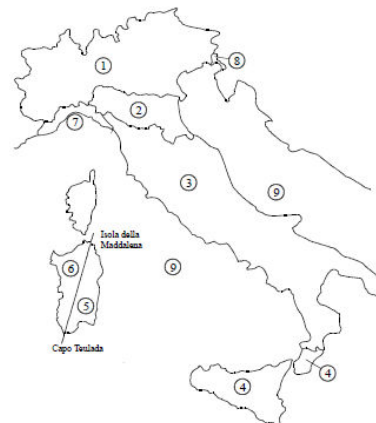
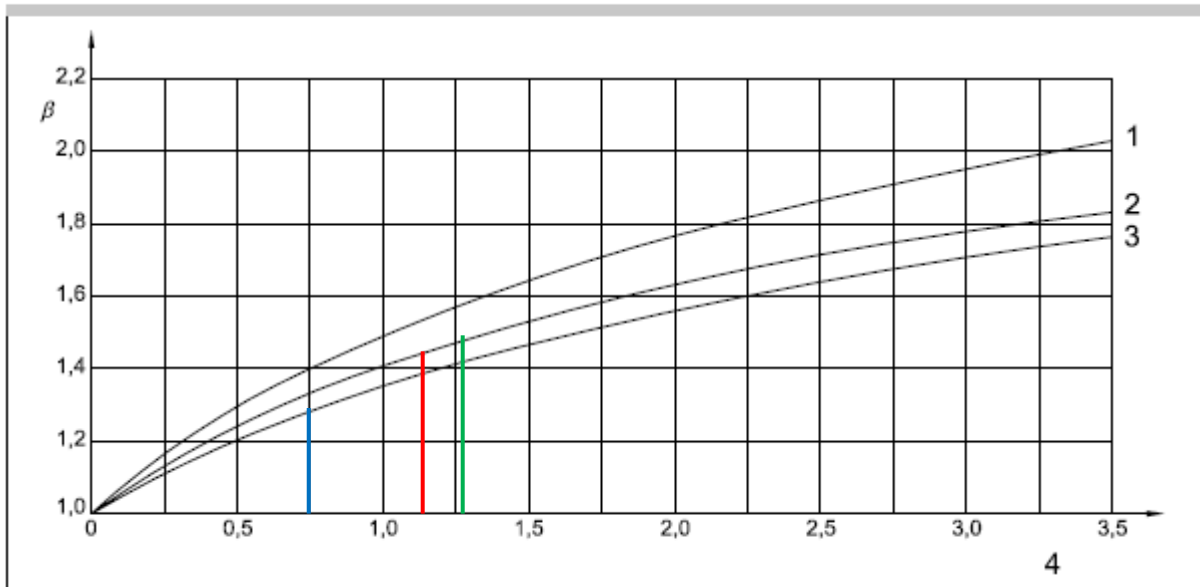


figura 1 Coefficiente di comportamento dinamico dei pali,  $\beta$ 

Legenda

- 1 Metallo
- 2 Calcestruzzo precompresso
- 3 Calcestruzzo armato
- 4 Periodo di oscillazione  $T$



$f = 1$  (coefficiente di topografia)

$c_{e(z)} = 2.71$  (coeff. di esposizione) - palo  $H = 9.00$  m

$c_{e(z)} = 2.37$  (coeff. di esposizione) - palo  $H = 5.20$  m

#### Descrizione delle categorie di terreno

Categoria	Descrizione
I	Costa marina. Costa di lago con lunghezza sopravvento di almeno 5 km. Terreno piano, senza ostacoli.
II	Terreni coltivati cintati da siepi, qualche piccola costruzione agricola, case o alberi.
III	Aree suburbane o industriali e foreste permanenti.
IV	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie è coperto da edifici con altezza media maggiore di 15 m.

Coefficiente di esposizione  $C_{e(z)}$ 

Altezza dal suolo (z) m	Categoria di terreno			
	I	II	III	IV
20	3,21	2,81	2,28	1,72
19	3,17	2,77	2,24	1,69
18	3,14	2,74	2,20	1,65
17	3,10	2,70	2,16	1,60
16	3,07	2,66	2,11	1,56
15	3,03	2,62	2,07	1,56
14	2,98	2,57	2,02	1,56
13	2,94	2,52	1,96	1,56
12	2,89	2,47	1,91	1,56
11	2,83	2,41	1,85	1,56
10	2,78	2,35	1,78	1,56
9	2,71	2,29	1,71	1,56
8	2,64	2,21	1,63	1,56
7	2,57	2,13	1,63	1,56
6	2,48	2,04	1,63	1,56
5	2,37	1,93	1,63	1,56
4	2,35	1,80	1,63	1,56
3	2,09	1,80	1,63	1,56
2	1,88	1,80	1,63	1,56
1	1,88	1,80	1,63	1,56

Pressione del vento sul palo+plinto

$$q(z) = \delta \times \beta \times f \times c_{e(z)} \times q_{(g)} = 0.9 \times 1.43 \times 1 \times 2.71 \times 451 = 1573 \text{ N/m}^2 \text{ (157 kg/m}^2\text{)}$$

Pressione del vento sul palo+mensola

$$q(z) = \delta \times \beta \times f \times c_{e(z)} \times q_{(g)} = 0.9 \times 1.50 \times 1 \times 2.71 \times 451 = 1650 \text{ N/m}^2 \text{ (165 kg/m}^2\text{)}$$

Pressione del vento sul palo+piastra

$$q(z) = \delta \times \beta \times f \times c_{e(z)} \times q_{(g)} = 0.9 \times 1.30 \times 1 \times 2.37 \times 451 = 1251 \text{ N/m}^2 \text{ (125 kg/m}^2\text{)}$$

## Coefficiente di forma per sezioni trasversali circolari e ottagonali

## Legenda

- 1 Coefficiente di forma c
- 2 Sezione trasversale ottagonale  $r/D < 0,075$  curva b)
- 3 Sezione trasversale ottagonale  $r/D \geq 0,075$
- 4 Sezione trasversale circolare curva a)
- 5 Numero di Reynolds  $Re$
- r Raggio d'angolo
- D Distanza tra i piani curva c)

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

dove:

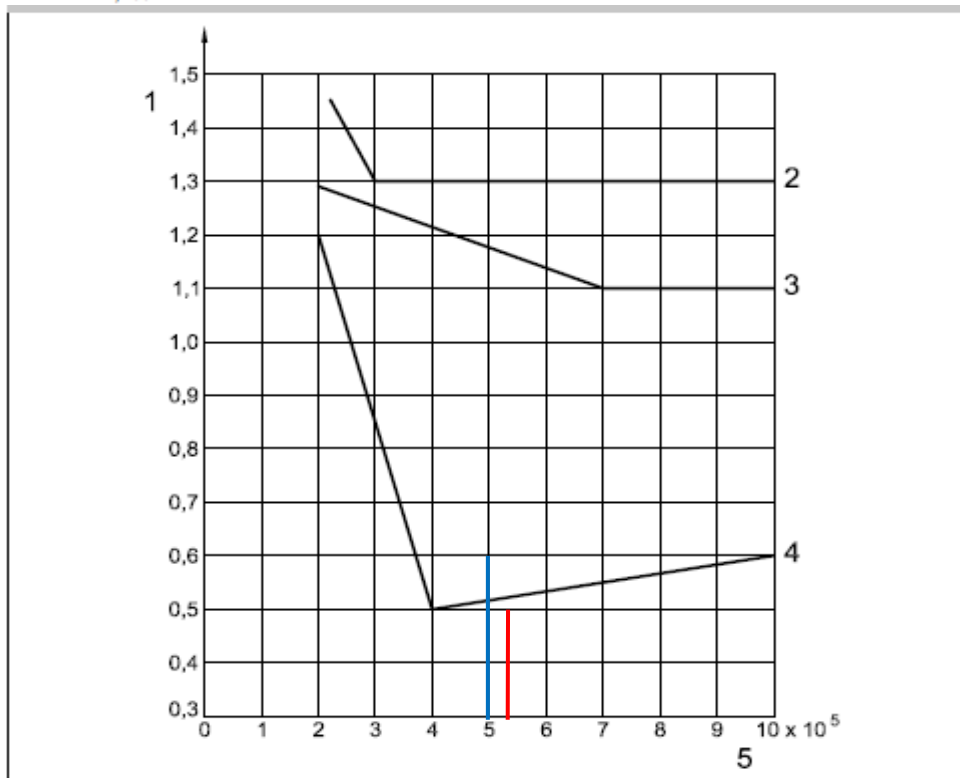
 $V$  è la velocità del vento in m/s definita come:

$$V = \frac{1}{C_s} \sqrt{\frac{q(z)}{0,5\rho\delta\beta}}$$

dove:

 $D$  è il diametro del palo o la distanza tra i piani, in metri; $\nu$  è la viscosità cinematica dell'aria a 20 °C in m<sup>2</sup>/s

$$\nu = 15,1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$



$$D = (0,168+0,090)/2 = 0,13 \text{ m}$$

- palo+plinto

$$V = 1/C_s \sqrt{q(z)/(0,5\rho\delta\beta)} = 1/0,96 \sqrt{1573/(0,5 \times 1,25 \times 0,9 \times 1,43)} = 46,06 \text{ m/s}$$

$$Re = VD/\nu = 46,06 \times 0,13 \times 10^6 / 15,1 = 3,96 \times 10^5$$

- palo+mensola

$$V = 1/C_s \sqrt{q(z)/(0,5\rho\delta\beta)} = 1/0,96 \sqrt{1650/(0,5 \times 1,25 \times 0,9 \times 1,50)} = 46,06 \text{ m/s}$$

$$Re = VD/\nu = 46,06 \times 0,13 \times 10^6 / 15,1 = 3,96 \times 10^5$$

- palo+piastra

$$V = 1/C_s \sqrt{q(z)/(0,5\rho\delta\beta)} = 1/0,96 \sqrt{1251/(0,5 \times 1,25 \times 0,9 \times 1,30)} = 43,08 \text{ m/s}$$

$$Re = VD/\nu = 43,08 \times 0,13 \times 10^6 / 15,1 = 3,70 \times 10^5$$

- palo H = 9,00 m

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-01-E-CV-CL-NV0107-003-A00.DOC</p>	<p>Foglio 14 di 45</p>

$c = 0.5$  (coeff. di forma)

- palo  $H = 5,20$  m

$c = 0.6$  (coeff. di forma)

- proiettore

$c = 1$  (coeff. di forma)

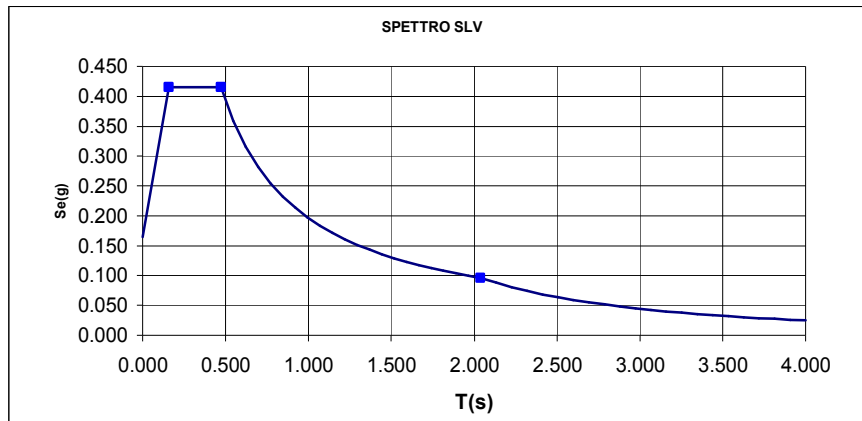
#### 4.1.4. Azioni da sisma

Per l'azione sismica si sono adottati i seguenti parametri:

- categoria topografica: T1;
- categoria sottosuolo: C;
- fattore  $a_g$ : 0.109 (comune di Genova)
- fattore  $F_0$ : 2.525 (comune di Genova)

## SPETTRO SLV

T(s)	Se(g)
0.000	0.165
0.157	0.416
0.472	0.416
0.547	0.359
0.621	0.316
0.696	0.282
0.770	0.255
0.845	0.232
0.920	0.213
0.994	0.197
1.069	0.184
1.144	0.172
1.218	0.161
1.293	0.152
1.367	0.143
1.442	0.136
1.517	0.129
1.591	0.123
1.666	0.118
1.741	0.113
1.815	0.108
1.890	0.104
1.964	0.100
2.039	0.096
2.132	0.088
2.226	0.081
2.319	0.074
2.413	0.069
2.506	0.064
2.599	0.059
2.693	0.055
2.786	0.052
2.879	0.048
2.973	0.045
3.066	0.043
3.160	0.040
3.253	0.038
3.346	0.036
3.440	0.034
3.533	0.032
3.626	0.030
3.720	0.029
3.813	0.028
3.907	0.026
4.000	0.025



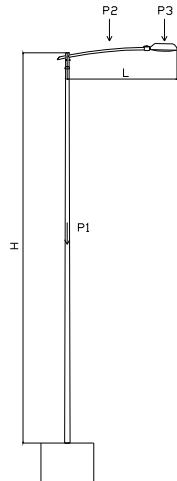
STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.109 g
$F_0$	2.525
$T_C^*$	0.303 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.557
$S_T$	1.000
$q$	1.000

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.157 s
$T_C$	0.472 s
$T_D$	2.039 s
$\xi$	5%

L'azione sismica viene calcolata mediante un'analisi **dinamica modale**.

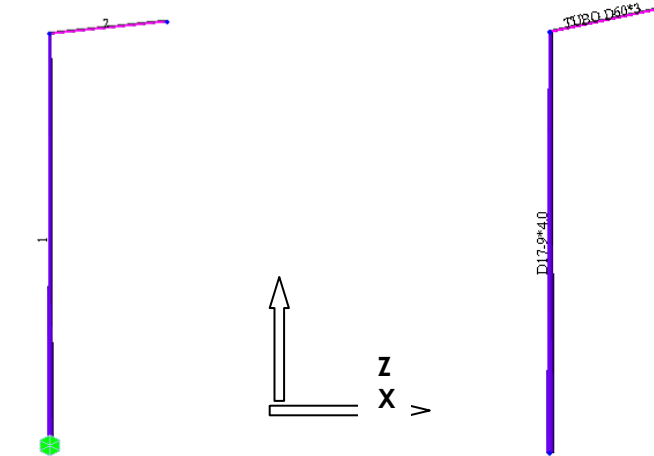
## 4.2. Verifica meccanica del palo con plinto alla base

MODELLO DI CALCOLO



H = 9.00 m      L = 2.50 m

TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



### MATERIALI

TABELLA MATERIALI

CODICE	Name	Standard	Elasticity (kgf/cm <sup>2</sup> )	Poisson	Density (kgf/cm <sup>3</sup> )
1	ACCIAIO	EN05(S)	2,10E+06	0.3	0.00785

### SEZIONI

TABELLA SEZIONI

Property	Name	
1	TUBO Ø168.3*90*4.0	PALO
2	TUBO Ø60*3	SBRACCIO

### VINCOLI

L'interazione del palo con il terreno viene modellata con un vincolo di incastro.



#### 4.2.1. Analisi modale (calcolo periodo di oscillazione)

##### ANALISI MODALE

Mode	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y	
		MASS(%) )	SUM(%) )	MASS(%) )	SUM(%) )
1	0.8809	0.00	0.00	97.88	97.88
2	0.8534	99.82	99.82	0.00	97.88

#### 4.2.2. Carichi

##### CARICHI UNITARI

I carichi unitari sono quelli riportati nell'analisi dei carichi.

##### CONDIZIONI DI CARICO

Si sono considerate 4 condizioni di carico

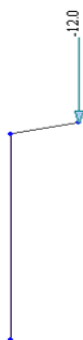
CONDIZIONE DI CARICO	TIPO	CODICE	DESCRIZIONE
1	Dead Load (D)	G	PESO PROPRIO+PERMANENTE
2	Wind Load (W)	VX+	VENTO (Direzione +X)
3	Wind Load (W)	VX-	VENTO (Direzione -X)
4	Wind Load (W)	VY	VENTO (Direzione +Y)

##### CARICHI SULLE ASTE

###### CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

P3 = 12 kg (peso proiettore)



###### CARICO VENTO

###### palo

$$F_c = A_c \times c_x q(z) = 1,44 \times 0,5 \times 157 = 113 \text{ kg} \quad (A_c = 9,0 \times 0,16 = 1,44 \text{ m}^2)$$

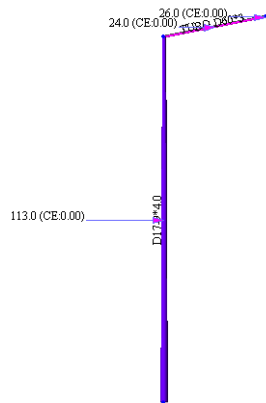
###### sbraccio

$$F_b = A_b \times c_x q(z) = 2,5 \times 0,06 \times 1 \times 157 = 24 \text{ kg}$$

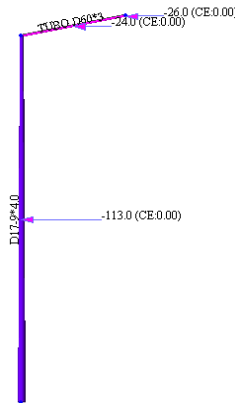
###### proiettore

$$F_l = A_l \times c_x q(z) = 0,163 \times 1 \times 157 = 26 \text{ kg}$$

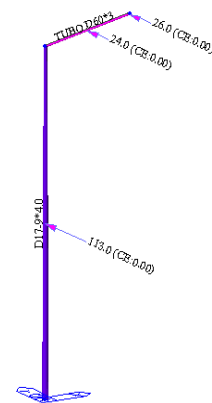
CARICO VENTO (direzione +X)



CARICO VENTO (direzione -X)



CARICO VENTO (direzione Y)



### CARICO SISMA

Si ricavano le seguenti sollecitazioni sismiche utilizzando lo spettro di risposta elastico:

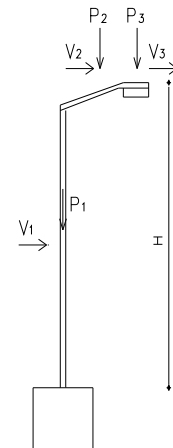
$$T1 = 0,8809 \text{ s}$$

$$V1 = S_e(T_1) * P1 = 0.23 * 154 = 35 \text{ kg}$$

$$V2 = S_e(T_1) * P2 = 0.23 * 10 = 2.3 \text{ kg}$$

$$V3 = S_e(T_1) * P3 = 0.23 * 12 = 2.8 \text{ kg}$$

Si trascurano le sollecitazioni dovute al sisma perché sono meno gravose di quelle dovute al vento.



### COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello), il carico dovuto al vento (pressione e depressione) nelle due direzioni X e Y del sistema globale di riferimento.

### STATO LIMITE 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 statiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1}$$

Si è quindi provveduto a verificare i singoli elementi strutturali per la combinazione di carico più gravosa alla quale corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

### STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

combinazione rara

$$F_d = G + Q_{k1}$$

## COMBINAZIONI

### TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

NUMERO	COMBINAZIONE	TIPO	G	VX+	VX-	VY
1	1.3G+1.5VX+	SLU	1.3	1.5		
2	1.3G+1.5VX-	SLU	1.3		1.5	
3	1.3G+1.5VY	SLU	1.3			1.5
4	1G+1VX+	RARA	1	1		
5	1G+1VX-	RARA	1		1	
6	1G+1VY	RARA	1			1
7	0.9G+1.5VX+	EQU	0.9	1.5		
8	0.9G+1.5VY	EQU	0.9			1.5
9	1G+1.3VX	GEO	1	1.3		
10	1G+1.3VY	GEO	1			1.3

### 4.2.3. Analisi dei risultati

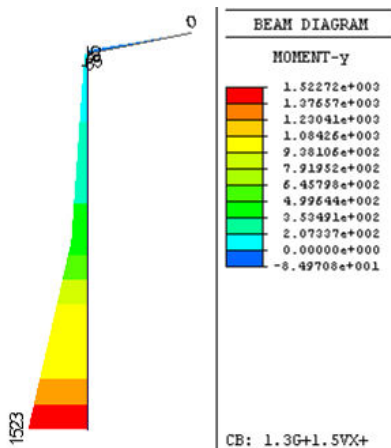
## DIAGRAMMI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

### COMBINAZIONE 1 SLU 1.3\*G+1.5\*VX+

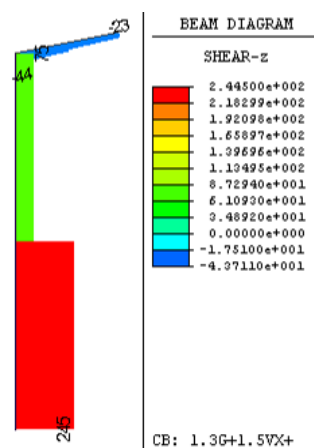
MOMENTO FLETTENTE My (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)

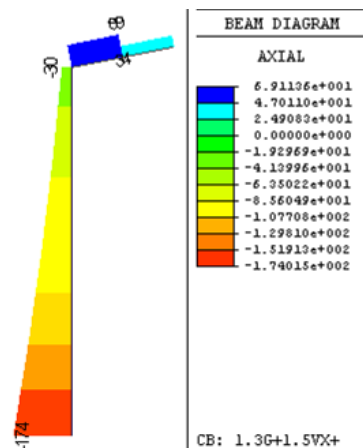
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$M_{max} = 1523 \text{ kgm}$



$F_{Zmax} = 245 \text{ kg}$



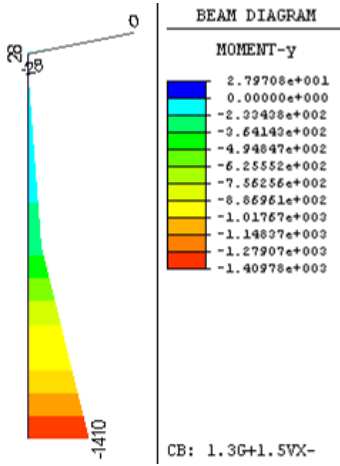
$F_{Xmax} = 174 \text{ kg}$

COMBINAZIONE 2 SLU 1.3\*G+1.5\*VX-

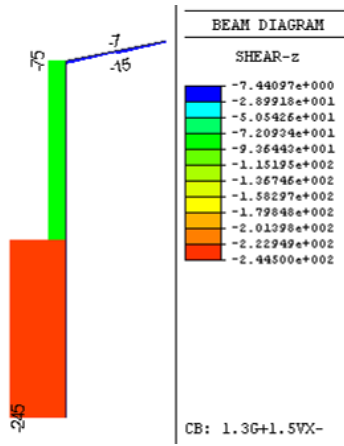
MOMENTO FLETTENTE My (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)

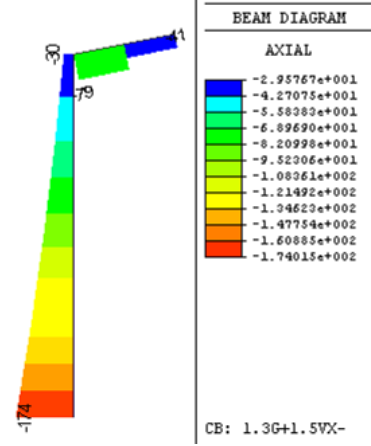
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$M_{max} = -1410 \text{ kgm}$



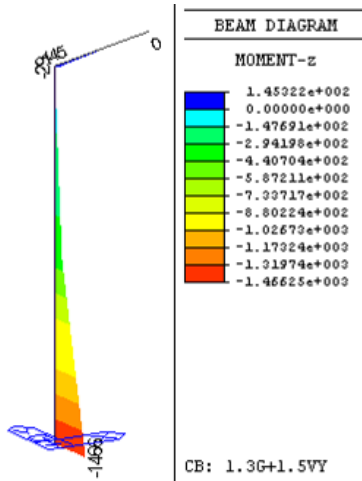
$Fz_{max} = -245 \text{ kg}$



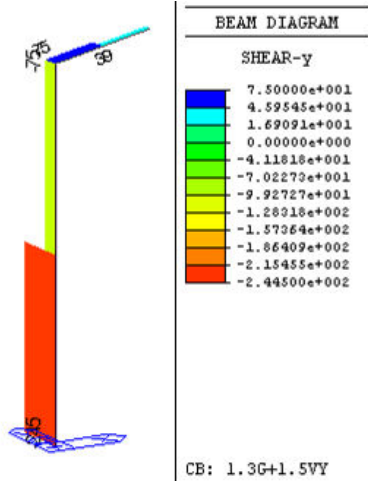
$x_{max} = 174 \text{ kg}$

## COMBINAZIONE 3 SLU 1.3\*G+1.5\*VY

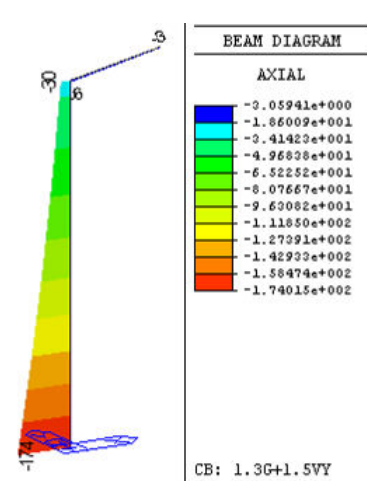
MOMENTO FLETTENTE Mz (kgm)

 $M_{max} = -1466$  kgm

SFORZO DI TAGLIO Fy (kg)

 $F_{y_{max}} = -245$  kg

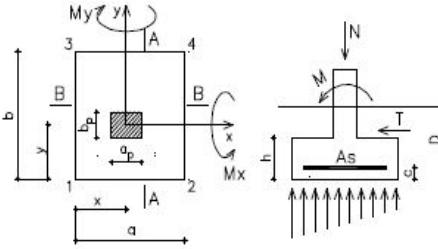
SFORZO ASSIALE Fx (kg)

 $F_{x_{max}} = 174$  kg

## TABELLA PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEL PALO

Elem	Load	TIPO	Axial (kgf)	Shear-y (kgf)	Shear-z (kgf)	Torsion (kgf*m)	Moment-y (kgf*m)	Moment-z (kgf*m)
1	1.3G+1.5VX+	SLU	-174	0	245	0	1523	0
1	1.3G+1.5VX-	SLU	-174	0	-245	0	-1410	0
1	1.3G+1.5VY	SLU	-174	-245	0	143	56	-1466
1	1G+1VX+	RARA	-134	0	163	0	1021	0
1	1G+1VX-	RARA	-134	0	-163	0	-934	0
1	1G+1VY	RARA	-134	-163	0	95	43	-978
1	0.9G+1.5VX+	EQU	-120	0	245	0	1505	0
1	0.9G+1.5VY	EQU	-120	-245	0	143	39	-1466
1	1G+1.3VX+	GEO	-134	0	212	0	1314	0
1	1G+1.3VY	GEO	-134	-212	0	124	43	-1271

### 4.3. Plinto fondazione palo di illuminazione

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI											
calcestruzzo	C25/30	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30	$\gamma_c$	1.5	$\alpha f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	14.11	$f_{ctk} = 0.7 * 0.27 * R_{ck}^{2/3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.82
		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.22			$\tau_{rd} = 0.25 f_{ctd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.30				
peso specifico calcestruzzo		$\gamma_{ck}$ (kN/m <sup>3</sup> )	25								
acciaio	B 450C	$\gamma_s$	1.15	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	391.3				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE											
				a (cm)	120	b (cm)	120	x (cm)	45	y (cm)	60
		$a_p$ (cm)	12	$b_p$ (cm)	12	h (cm)	120	D (cm)	90	h' (cm)	115
		c (cm)	5								
PARAMETRI GEOTECNICI											
peso terreno	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2000	coesione $c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0	angolo $\phi^\circ$	30					
coefficienti di portata	$N_q$	18.40	$N_c$	30.14	$N_\gamma$	15.07					
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.3G+1.5VX+)											
<b>parametri di sollecitazione al piede del pilastro</b>											
N (kg)	174	$T_y$ (kg)	0	$M_y$ (kgm)	-1523	$T_x$ (kg)	-245				
$M_x$ (kgm)	0	$M_{ex}$ (kgm)	0	$M_{ey}$ (kgm)	26						
<b>parametri di sollecitazione alla base del plinto</b>											
peso plinto ( $\gamma_{ck} * a * b * h$ ) * 1,3		$P_p$ (kg)	5616								
sfuerzo normale alla base del plinto ( $N_d = (N + P_p)$ )		$N_d$ (kg)	5790								
momento alla base del plinto ( $M_{dx} = M_x + T_y * h + M_{ex}$ )		$M_{dx}$ (kgm)	0								
momento alla base del plinto ( $M_{dy} = M_y + T_x * h + M_{ey}$ )		$M_{dy}$ (kgm)	1791								
eccentricità	$e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)	30.93	> a/6	$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	0.00	<= b/6					
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a - 2e_x$ (cm)	58.14	Br	$D2 = b - 2e_y$ (cm)	120.00	Lr					
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN											
APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)											
fattori di forma	$s_c$	1.30	$s_q$	1.28	$s_\gamma$	0.81					
fattori di profondità	$d_c$	1.30	$d_q$	1.29	$d_\gamma$	1.00					
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.98	$i_q$	0.90	$i_\gamma$	0.86					
coefficienti	$\gamma_{cu}$	1	$\gamma_\gamma$	1	$\gamma_e$	2.3					
$q_{ult} = c_u * N_c * s_c * d_c * i_c / \gamma_{cu} + \gamma' D * N_q * s_q * d_q * i_q / \gamma_\gamma + 0.5 * \gamma' Br * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$					$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5.51					
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} * Br * Lr / \gamma_e$					$N_u$ (kg)	16723					
coefficiente di sicurezza $IR = N_d / N_u < 1$					IR	0.35	< 1				
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.3G+1.5VY)											
<b>parametri di sollecitazione al piede del pilastro</b>											
N (kg)	174	$T_y$ (kg)	245	$M_y$ (kgm)	56	$T_x$ (kg)	0				
$M_x$ (kgm)	1466	$M_{ex}$ (kgm)	0	$M_{ey}$ (kgm)	26						
<b>parametri di sollecitazione alla base del plinto</b>											
peso plinto ( $\gamma_{ck} * a * b * h$ ) * 1,3		$P_p$ (kg)	5616								
sfuerzo normale alla base del plinto ( $N_d = (N + P_p)$ )		$N_d$ (kg)	5790								
momento alla base del plinto ( $M_{dx} = M_x + T_y * h + M_{ex}$ )		$M_{dx}$ (kgm)	1760								
momento alla base del plinto ( $M_{dy} = M_y + T_x * h + M_{ey}$ )		$M_{dy}$ (kgm)	82								
eccentricità	$e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)	1.42	<= a/6	$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	30.40	> b/6					
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a - 2e_x$ (cm)	117.16	Lr	$D2 = b - 2e_y$ (cm)	59.21	Br					

VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI		HANSEN		APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)		
fattori di forma	$s_c$	1.31		$s_a$	1.29	
fattori di profondità	$d_c$	1.30		$d_a$	1.29	
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.98		$i_a$	0.90	
coefficienti	$\gamma_{cu}$	1		$\gamma_f$	1	
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c / \gamma_{cu} + \gamma' \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q / \gamma_f + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$				$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5.55	
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot B \cdot L_r / \gamma_s$				$N_u$ (kg)	16753	
coefficiente di sicurezza $IR = N_d / N_u < 1$				IR	0.35 < 1	
CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA				1.3G+1.5VX+		
reazione media sul terreno ( $\sigma_1 = N/A$ )				$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.40	
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.11	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.00	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.11	
verifica sezione A-A a mensola tozza						
armatura plinto						
$\phi$	n	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$	n	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	
12	7	7.92	12	0	0.00	
sforzo di trazione sull'armatura tesa				$N_{sd}$ (kg)	783	
sforzo di trazione resistente ( $N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}$ )				$N_{Rd}$ (kg)	30979	
indice di resistenza $IR = N_{sd} / N_{Rd} < 1$				IR =	0.03 < 1	
verifica sezione B-B a mensola tozza						
armatura plinto						
$\phi$	n	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$	n	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	
12	6	6.79	12	0	0.00	
sforzo di trazione sull'armatura tesa				$N_{sd}$ (kg)	842	
sforzo di trazione resistente ( $N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}$ )				$N_{Rd}$ (kg)	26553	
indice di resistenza $IR = N_{sd} / N_{Rd} < 1$				IR =	0.03 < 1	
COMBINAZIONE DI CARICO SLE						
N (kg)	134					
Mx (kgm)	0	Ty (kg)	0	My (kgm)	-1021	
					Tx (kg)	-163
momenti per eccentricità del carico N				Mex (kgm)	0	
sollecitazioni alla base del plinto				Mey (kgm)	20	
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ )				$P_p$ (kg)	4320	
sforzo normale alla base del plinto ( $N_p = N + P_p$ )				$N_d$ (kg)	4454	
momento alla base del plinto ( $M_{bx} = M_x + T_y \cdot h + M_{ex}$ )				$M_{dx}$ (kgm)	0	
momento alla base del plinto ( $M_{by} = M_y + T_x \cdot h + M_{ey}$ )				$M_{dy}$ (kgm)	1197	
eccentricità $e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)				26.86	> a/6	
eccentricità $e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)				0.00	<= b/6	
dimensioni plinto ridotte $D1 = a - 2e_x$ (cm)				66.27	Br	
dimensioni plinto ridotte $D2 = b - 2e_y$ (cm)				120.00	Lr	
pressione ultima				$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5.47	
HANSEN						
verifica allo schiacciamento						
pressione ammissibile		$q_{amm} = q_{ult} / 3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.82	$\sigma_1 = N_d / A$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
eccentricità		$e_x$ (cm)	26.86	> a/6		
eccentricità		$e_y$ (cm)	0.00	<= b/6		
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.75	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.00	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.75	
		$\sigma_4$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.00			
COMBINAZIONE DI CARICO STATO LIMITE EQU						
N (kg)	120	$\gamma_G$	0.9			
Mx (kgm)	1466	Ty (kg)	245	My (kgm)	-1505	
					Tx (kg)	-245
momenti per eccentricità del carico N				Mex (kgm)	0	
sollecitazioni alla base del plinto				Mey (kgm)	18	
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ ) $\cdot \gamma_G$				$P_p$ (kg)	3888	
sforzo normale alla base del plinto ( $N_p = N + P_p$ )				$N_d$ (kg)	4008	
VERIFICA RIBALTAMENTO IN DIREZIONE X						
momento ribaltante alla base del plinto ( $M_{by} = M_y + T_x \cdot h + M_{ey}$ )				$M_{dy}$ (kgm)	1781	
distanza del carico $N_d$ dal centro di rotazione $x_o = (N \cdot x + P_p \cdot a / 2) / (N + P_p)$				$x_o$ (m)	0.60	
momento stabilizzante $M_{by} = N_d \cdot x_o$				$M_{by}$ (kgm)	2387	
coefficiente di sicurezza $IR = M_{dy} / M_{by} < 1$				IR	0.75 < 1	

## VERIFICA RIBALTAMENTO IN DIREZIONE Y

momento ribaltante alla base del plinto ( $M_{dx}=M_x+T_y \cdot h+M_{ex}$ ) $M_{dx}$  (kgm) 1760distanza del carico  $N_d$  dal centro di rotazione  $y_o=(N \cdot y+P_p \cdot b/2)/(N+P_p)$  $y_o$  (m) 0.60momento stabilizzante  $M_{dx} = N_d \cdot y$  $M_{dy}$  (kgm) 2405coefficiente di sicurezza  $IR = M_{dy}/M_{dx} < 1$ IR **0.73** < 1

## COMBINAZIONE DI CARICO STATO LIMITE GEO

## APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

N (kg)

134

 $\gamma_G$ 

1.0

T<sub>y</sub> (kg)

212

 $\gamma_Q$ 

1.3

coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno

 $\gamma_\theta$ 

1.25

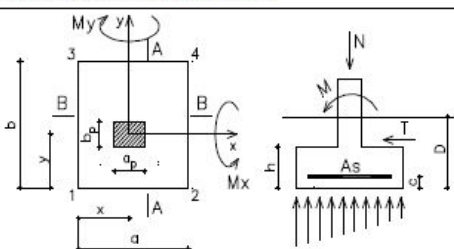
coefficiente di attrito  $\mu = \tan \phi / \gamma_\theta$  $\mu$ 

0.46

carico stabilizzante  $N_{sd} = \gamma_G \cdot (N+P_p)$  $N_{sd}$  (kg) 4022forza tagliante vento  $V_{ds} = \gamma_Q \cdot T_y$  $V_{sd}$  (kg) 276verifica allo scorrimento  $IR_s = \mu N_{sd} / V_{sd} > 1.1$ IR<sub>s</sub> 6.74 > 1.1



#### 4.4. Plinto fondazione palo illuminazione con foro insilaggio del palo arretrato

PLINTO		PALO ILLUMINAZIONE STRADALE		
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>				
calcestruzzo	C25/30	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25	
		$\alpha f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	14.11	
		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.22	
peso specifico calcestruzzo		$\gamma_{cl}$ (kN/m <sup>3</sup> )	25	
acciaio	B 450C	$\gamma_s$	1.15	
		$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450	
		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	391.3	
		$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30	
		$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot R_{ck}^{2/3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.82	
		$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.30	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>				
		a (cm)	120	
		x (cm)	23	
		a <sub>p</sub> (cm)	12	
		h (cm)	120	
		c (cm)	5	
		b (cm)	120	
		y (cm)	60	
		b <sub>p</sub> (cm)	12	
		D (cm)	90	
		h' (cm)	115	
<b>PARAMETRI GEOTECNICI</b>				
peso terreno	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2000	coesione $c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0
coefficienti di portata	$N_a$	18.40	$N_c$	30.14
			angolo $\phi^\circ$	30
			$N_y$	15.07
<b>COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.3G+1.5VX+)</b>				
<b>parametri di sollecitazione al piede del pilastro</b>				
N (kg)	174	Ty (kg)	0	
Mx (kgm)	0	My (kgm)	-1523	
		Tx (kg)	-245	
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0	
		Mey (kgm)	64	
<b>parametri di sollecitazione alla base del plinto</b>				
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ ) * 1,3		$P_p$ (kg)	5616	
sforzo normale alla base del plinto ( $N_d = (N + P_p)$ )		$N_d$ (kg)	5790	
momento alla base del plinto ( $M_{dx} = Mx + Ty \cdot h + Mex$ )		$M_{dx}$ (kgm)	0	
momento alla base del plinto ( $M_{dy} = My + Tx \cdot h + Mey$ )		$M_{dy}$ (kgm)	1753	
eccentricità		$e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)	30.27 > a/6	
		$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	0.00 <= b/6	
dimensioni plinto ridotte		D1 = a - 2e <sub>x</sub> (cm)	59.46 Br	
		D2 = b - 2e <sub>y</sub> (cm)	120.00 Lr	
<b>VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)</b>				
fattori di forma	$s_c$	1.30	$s_a$	1.29
fattori di profondità	$d_c$	1.30	$d_a$	1.26
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.98	$i_a$	0.90
coefficienti	$\gamma_{cu}$	1	$\gamma_t$	1
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c / \gamma_{cu} + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q / \gamma_y + 0.5 \cdot \gamma \cdot Br \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y$		$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		5.54
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr / \gamma_R$		$N_u$ (kg)		17176
coefficiente di sicurezza IR = $N_d / N_u < 1$		IR		0.34 < 1
<b>COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.3G+1.5VY)</b>				
<b>parametri di sollecitazione al piede del pilastro</b>				
N (kg)	174	Ty (kg)	245	
Mx (kgm)	1466	My (kgm)	56	
		Tx (kg)		
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0	
		Mey (kgm)	64	
<b>parametri di sollecitazione alla base del plinto</b>				
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ ) * 1,3		$P_p$ (kg)	5616	
sforzo normale alla base del plinto ( $N_d = (N + P_p)$ )		$N_d$ (kg)	5790	
momento alla base del plinto ( $M_{dx} = Mx + Ty \cdot h + Mex$ )		$M_{dx}$ (kgm)	1760	

momento alla base del plinto ( $M_{gy}=M_y+T_x \cdot h+M_{ey}$ )		$M_{dy}$ (kgm)		120
eccentricità	$e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)	2.08	$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	30.40
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a-2e_x$ (cm)	115.84	$D2 = b-2e_y$ (cm)	59.21
<b>VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN</b>		<b>APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)</b>		
fattori di forma	$s_c$	1.31	$s_a$	1.30
fattori di profondità	$d_c$	1.30	$d_a$	1.29
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.98	$i_a$	0.90
coefficienti	$\gamma_{cu}$	1	$\gamma_r$	1
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c / \gamma_{cu} + \gamma' \cdot D \cdot N_q \cdot s_a \cdot d_a \cdot i_a / \gamma_r + 0.5 \cdot \gamma' \cdot Br \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$		$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr / \gamma_R$		$N_u$ (kg)		
coefficiente di sicurezza $IR = N_d / N_u < 1$		IR		
		0.35 < 1		
<b>CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA</b>		<b>SLU SISMICA</b>		
reazione media sul terreno ( $\sigma_1=N/A$ )		$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )		1.13	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.04
		$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.04	$\sigma_4$ (kg/cm <sup>2</sup> )
				0.00
<b>verifica sezione A-A a mensola tozza</b>				
armatura plinto				
$\phi$	n	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$	n
12	7	7.92	12	0
sforzo di trazione sull'armatura tesa		$N_{sd}$ (kg)		2326
sforzo di trazione resistente ( $N_{kd} = A_s \cdot f_{yd}$ )		$N_{kd}$ (kg)		30979
indice di resistenza $IR = N_{sd} / N_{kd} < 1$		IR		0.08 < 1
<b>verifica sezione B-B a mensola tozza</b>				
armatura plinto				
$\phi$	n	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$	n
12	6	6.79	12	0
sforzo di trazione sull'armatura tesa		$N_{sd}$ (kg)		1689
sforzo di trazione resistente ( $N_{kd} = A_s \cdot f_{yd}$ )		$N_{kd}$ (kg)		26553
indice di resistenza $IR = N_{sd} / N_{kd} < 1$		IR		0.06 < 1
<b>COMBINAZIONE DI CARICO SLE</b>				
N (kg)	134	$T_y$ (kg)		0
$M_x$ (kgm)	0	$M_y$ (kgm)	-1021	$T_x$ (kg)
momenti per eccentricità del carico N		$M_{ex}$ (kgm)	0	$M_{ey}$ (kgm)
sollecitazioni alla base del plinto				
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ )		$P_p$ (kg)		4320
sforzo normale alla base del plinto ( $N_p = N + P_p$ )		$N_d$ (kg)		4454
momento alla base del plinto ( $M_{gx} = M_x + T_y \cdot h + M_{ex}$ )		$M_{dx}$ (kgm)		0
momento alla base del plinto ( $M_{gy} = M_y + T_x \cdot h + M_{ey}$ )		$M_{dy}$ (kgm)		1167
eccentricità	$e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)	26.20	$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	0.00
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a-2e_x$ (cm)	67.60	$D2 = b-2e_y$ (cm)	120.00
pressione ultima <b>HANSEN</b>		$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
		5.49		
<b>verifica allo schiacciamento</b>				
pressione ammissibile		$q_{amm} = q_{ult}/3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.83	$\sigma_1 = N_d/A$ (kg/cm <sup>2</sup> )
eccentricità		$e_x$ (cm)	26.20	$e_y$ (cm)
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )		0.73	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.00
		$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.73	$\sigma_4$ (kg/cm <sup>2</sup> )
				0.00
<b>COMBINAZIONE DI CARICO STATO LIMITE EQU</b>				
N (kg)	120	$\gamma_G$	0.9	
$M_x$ (kgm)	1466	$T_y$ (kg)	245	$M_y$ (kgm)
momenti per eccentricità del carico N		$M_{ex}$ (kgm)	0	$M_{ey}$ (kgm)
sollecitazioni alla base del plinto				
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ ) $\cdot \gamma_G$		$P_p$ (kg)		3888
sforzo normale alla base del plinto ( $N_p = N + P_p$ )		$N_d$ (kg)		4008

VERIFICA RIBALTAMENTO IN DIREZIONE X			
momento ribaltante alla base del plinto ( $M_{dy} = M_y + T_x \cdot h + M_{ey}$ )	$M_{dy}$ (kgm)	1755	
distanza del carico $N_d$ dal centro di rotazione $x_o = (N \cdot x + P_p \cdot a/2) / (N + P_p)$	$x_o$ (m)	0.59	
momento stabilizzante $M_{ry} = N_d \cdot x_o$	$M_{ry}$ (kgm)	2360	
coefficiente di sicurezza $IR = M_{dy} / M_{ry} < 1$	IR	<b>0.74</b>	< 1
VERIFICA RIBALTAMENTO IN DIREZIONE Y			
momento ribaltante alla base del plinto ( $M_{dx} = M_x + T_y \cdot h + M_{ex}$ )	$M_{dx}$ (kgm)	1760	
distanza del carico $N_d$ dal centro di rotazione $y_o = (N \cdot y + P_p \cdot b/2) / (N + P_p)$	$y_o$ (m)	0.60	
momento stabilizzante $M_{rx} = N_d \cdot y_o$	$M_{rx}$ (kgm)	2405	
coefficiente di sicurezza $IR = M_{dx} / M_{rx} < 1$	IR	<b>0.73</b>	< 1
COMBINAZIONE DI CARICO STATO LIMITE GEO			
APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)			
N (kg)	134	$\gamma_G$ 1.0	$T_y$ (kg) 212
coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno			$\gamma_Q$ 1.3
coefficiente di attrito $\mu = \tan \phi / \gamma_Q$			$\gamma_Q$ 1.25
carico stabilizzante $N_{sd} = \gamma_G \cdot (N + P_p)$			$\mu$ 0.46
forza tagliante vento $V_{dz} = \gamma_Q \cdot T_y$			$N_{sd}$ (kg) 4022
verifica allo scorrimento $IR_s = \mu N_{sd} / V_{sd} > 1.1$			$V_{sd}$ (kg) 276
			IR <sub>s</sub> 6.74 > 1.1

## 5. TORRE FARO

### 5.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico

#### 5.1.1. Peso proprio + permanente

peso proprio palo	970 kg
peso flangia alla base	85 kg
peso proprio corona+cavi	470 kg
peso proiettori (3x20)	60 kg
<b>G =</b>	<b>1585 kg</b>

#### 5.1.2. Azioni da neve

Dato il tipo di struttura l'azione dovuta alla neve è trascurabile.

#### 5.1.3. Azioni da vento

Manufatto situato in zona 7 (LIGURIA)

altezza del manufatto sul suolo  $Z = 20$  m

$v_{b,0} = 28$  m/s

$a_s < a_0$        $a_0 = 1000$  m

$v_b = v_{b,0}$       per  $a_s < a_0$

la pressione del vento sul palo è data dall'espressione:

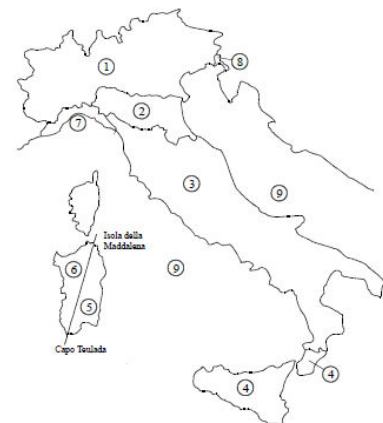
$$p = q_b \times c_t \times c_e \times c_f \times c_d$$

dove:

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2 = 1/2 \times 1.25 \times 28^2 = 490 \text{ N/m}^2 \text{ (49 kg/m}^2\text{)}$$

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$  (densità dell'aria)

$c_t = 1$  (coefficiente di topografia)



$c_d = 1.16$  (coeff. dinamico)

$c_e(z=20) = 2.61$  (coeff. di esposizione)

$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$  per  $z \geq z_{\min}$  ( $z_{\min} = 5$  m)  $z_0 = 0.10$  m

$c_f = 0.7$  (coeff. di forma tubo)

$c_f = 1$  (coeff. di forma del proiettore)

### PARAMETRI PER COEFFICIENTI DI ESPOSIZIONE

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

### CLASSI DI RUGOSITÀ DEL TERRENO

CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	DESCRIZIONE
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

ZONE 7,8			
	mare		costa
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	III

#### 5.1.4. Azioni da sisma

Per l'azione sismica si sono adottati i seguenti parametri:

- categoria topografica: T1;
- fattore  $a_g$ : 0.109 (comune di Genova)
- fattore  $F_0$ : 2.525 (comune di Genova)

Inoltre si utilizza uno spettro di risposta elastico  $q=1$  (struttura non dissipativa)

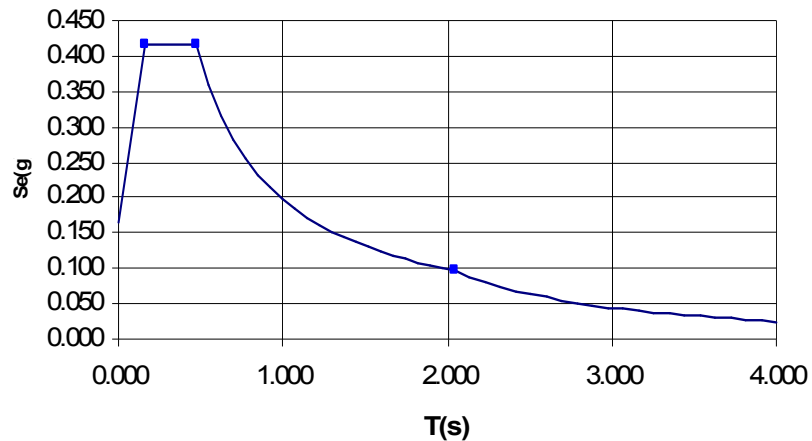
STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0.110
$F_o$	2.525
$T_c^*$	0.303 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.557
$S_T$	1.000
$q$	1.000

S	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.157 s
$T_C$	0.472 s
$T_D$	2.039 s
$\xi$	5%

SPETTRO SLV

T(s)	Se(g)
0.000	0.165
0.157	0.416
0.472	0.416
0.547	0.359
0.621	0.316
0.696	0.282
0.770	0.255
0.845	0.232
0.920	0.213
0.994	0.197
1.069	0.184
1.144	0.172
1.218	0.161
1.293	0.152
1.367	0.143
1.442	0.136
1.517	0.129
1.591	0.123
1.666	0.118
1.741	0.113
1.815	0.108
1.890	0.104
1.964	0.100
2.039	0.096
2.132	0.088
2.226	0.081
2.319	0.074
2.413	0.069
2.506	0.064
2.599	0.059
2.693	0.055
2.786	0.052

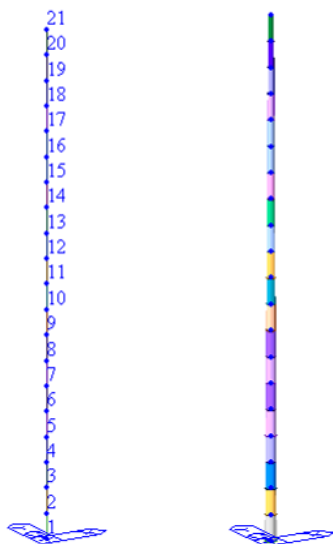
SPETTROSLV



L'azione sismica viene calcolata mediante un'analisi **dinamica modale**.

## 5.2. Verifica meccanica della torre faro

### 5.2.1. Modello di calcolo



### MATERIALI

TABELLA MATERIALI					
CODICE	Name	Standard	Elasticity (kgf/cm <sup>2</sup> )	Poisson	Density (kgf/cm <sup>3</sup> )
1	ACCIAIO	EN05(S)	2,10E+06	0.3	0.00785

### SEZIONI

La torre è di tipo tronco-conico con sezione variabile da  $\phi 440 \times 4$  alla base a  $\phi 320 \times 4$  ad un'altezza di m 10.00, e da  $\phi 320 \times 4$  ad un'altezza di m 10.00 a  $\phi 200 \times 4$  in sommità.

### VINCOLI

La torre è stata vincolata al plinto in c.a. con un vincolo di incastro.

### 5.2.2. Carichi

#### 5.2.2.1 Carichi unitari

I carichi unitari sono quelli riportati nell'analisi dei carichi.

#### 5.2.2.2 Condizioni di carico

Si sono considerate 3 condizioni di carico

CONDIZIONE DI CARICO	TIPO	CODICE	DESCRIZIONE
1	Dead Load (D)	G	PESO PROPRIO+PERMANENTE
2	Wind Load (W)	VX	VENTO (Direzione +X)

3	SISMA	SISMA	SISMA
---	-------	-------	-------

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

### 5.2.2.3 Carichi sulle aste

#### CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

Carico concentrato in sommità

- peso proprio corona + cavi      470      kg
  - peso proiettori (20x3)            60      kg
- G = 530      kg

#### CARICO VENTO SUI PROIETTORI

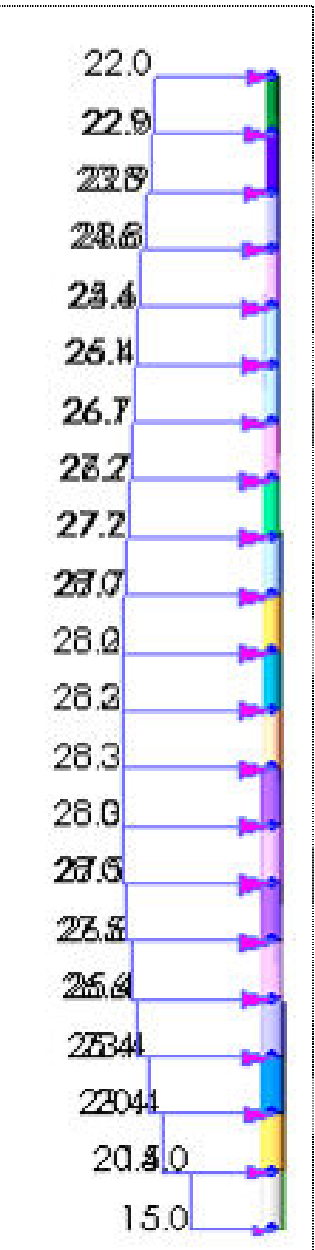
$S = 0.12 \times 6 = 0.72 \text{ m}^2$  (superficie esposta proiettori – si considerano 6 proiettori)

$F = q_b \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_f \cdot c_d \cdot S = 49 \times 1 \times 2.61 \times 1 \times 1.16 \times 0.72 = 107 \text{ kg}$



## CARICO VENTO DISTRIBUITO SUL PALO TORRE FARO (direzione +X)

TRONCO	NODO	H (cm)	D(cm)	s(cm)	p (kg/m <sup>2</sup> )	C <sub>e</sub>	C <sub>f</sub>	C <sub>d</sub>	q (kg/m)
1	1	0	44	0.4	49	0.86	0.7	1.16	15.00
1	2	100	42.8	0.4	49	1.20	0.7	1.16	20.40
1	3	200	41.6	0.4	49	1.42	0.7	1.16	23.42
1	4	300	40.4	0.4	49	1.58	0.7	1.16	25.35
1	5	400	39.2	0.4	49	1.71	0.7	1.16	26.63
1	6	500	38	0.4	49	1.82	0.7	1.16	27.47
1	7	600	36.8	0.4	49	1.91	0.7	1.16	27.99
1	8	700	35.6	0.4	49	2.00	0.7	1.16	28.26
1	9	800	34.4	0.4	49	2.07	0.7	1.16	28.33
1	10	900	33.2	0.4	49	2.14	0.7	1.16	28.24
2	11	1000	32	0.4	49	2.20	0.7	1.16	28.01
2	12	1100	30.8	0.4	49	2.26	0.7	1.16	27.66
2	13	1200	29.6	0.4	49	2.31	0.7	1.16	27.21
2	14	1300	28.4	0.4	49	2.36	0.7	1.16	26.67
2	15	1400	27.2	0.4	49	2.41	0.7	1.16	26.05
2	16	1500	26	0.4	49	2.45	0.7	1.16	25.36
2	17	1600	24.8	0.4	49	2.49	0.7	1.16	24.60
2	18	1700	23.6	0.4	49	2.53	0.7	1.16	23.78
2	19	1800	22.4	0.4	49	2.57	0.7	1.16	22.91
2	20	1900	21.2	0.4	49	2.61	0.7	1.16	21.99


**5.2.2.4 Combinazioni di carico**

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello), il carico dovuto al vento (pressione) in direzione perpendicolare all'asse della trave.

Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

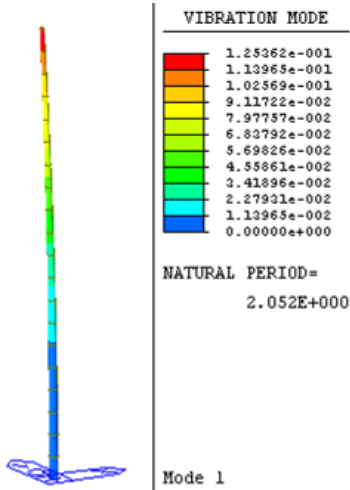
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA



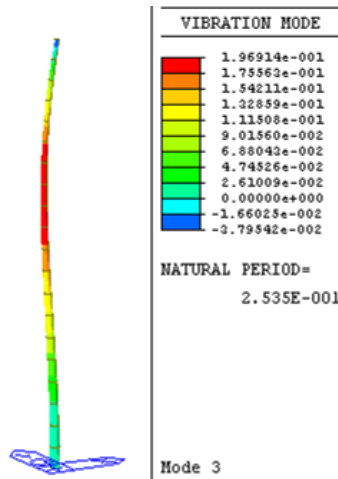


		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	2.0519	0.00	0.00	68.90	68.90	89.74	89.74	0.00	0.00
2	2.0519	68.90	68.90	0.00	68.90	0.00	89.74	89.74	89.74
3	0.2535	0.00	68.90	14.79	83.69	1.04	90.78	0.00	89.74
4	0.2535	14.79	83.69	0.00	83.69	0.00	90.78	1.04	90.78
5	0.0866	1.88	85.57	4.05	87.75	1.45	92.23	0.67	91.45

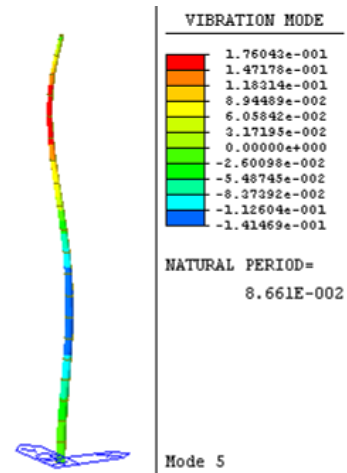
MODO 1



MODO 3

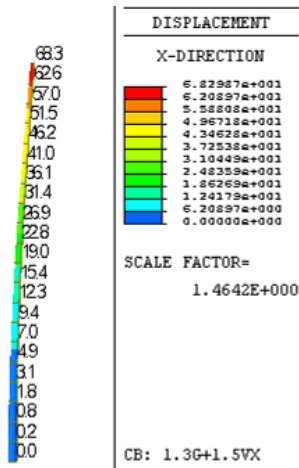


MODO 5

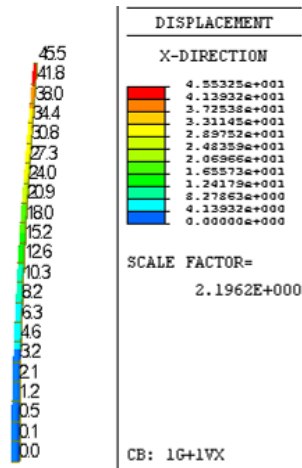


DIAGRAMMI SPOSTAMENTI (CM)  
SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X

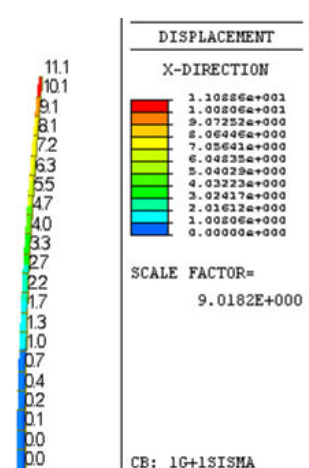
COMBINAZIONE 1 1.3\*G+1.5\*VX



COMBINAZIONE 3 1\*G+1\*VX

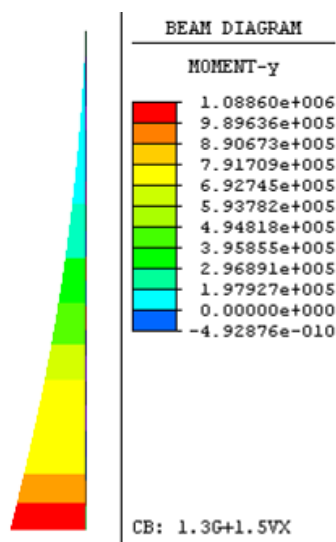


COMBINAZIONE 4 1\*G+1\*SISMA

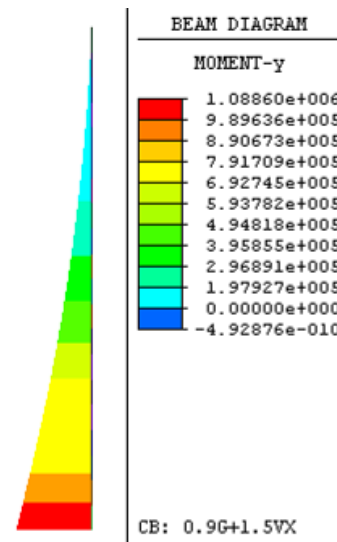


DIAGRAMMI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE  
DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE My (kgcm)

COMB. 1 1.3\*G+1.5\*VX



COMB. 2 0.9\*G+1.5\*VX



COMB. 4 1\*G+1\*SISMA

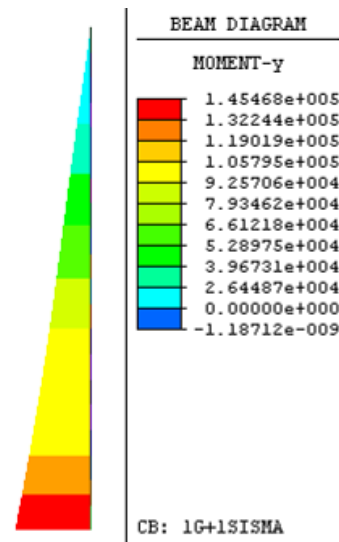
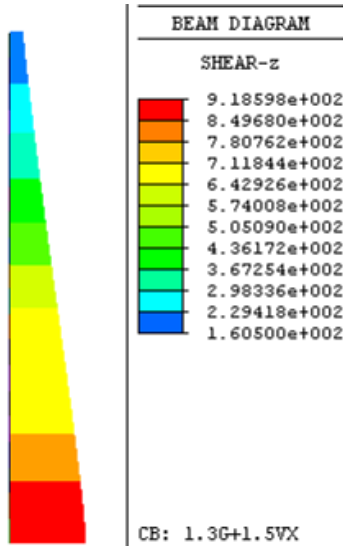
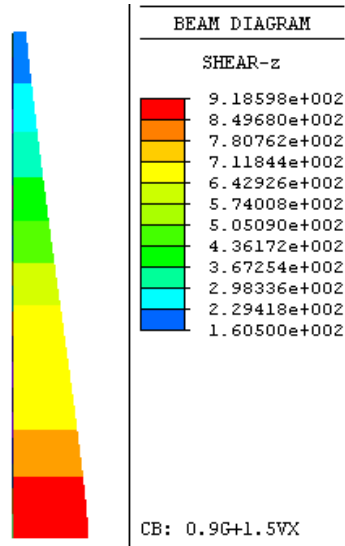


DIAGRAMMA SFORZO DI TAGLIO Tz (kg)

COMB. 1 1.3\*G+1.5\*VX



COMB. 2 0.9\*G+1.5\*VX



COMB. 4 1\*G+1\*SISMA

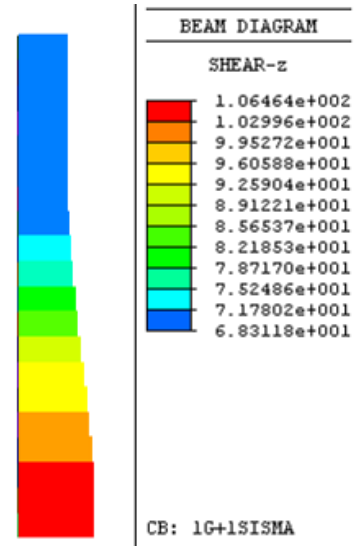
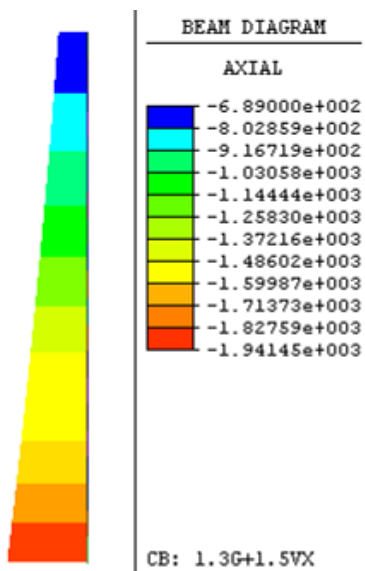
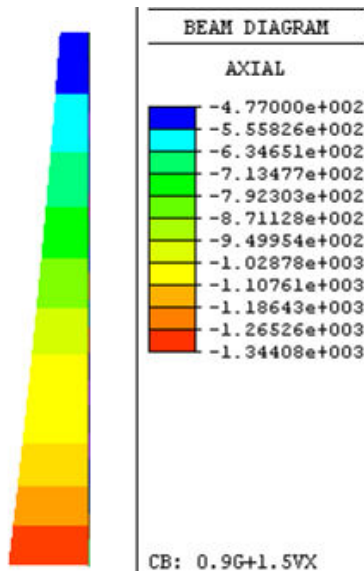


DIAGRAMMA SFORZO NORMALE (kg)

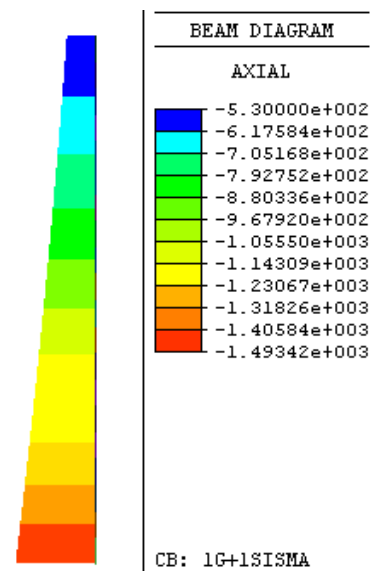
COMB. 1 1.3\*G+1.5\*VX




COMB. 2 0.9\*G+1.5\*VX




COMB. 4 1\*G+1\*SISMA



### 5.2.4. Verifica elementi strutturali

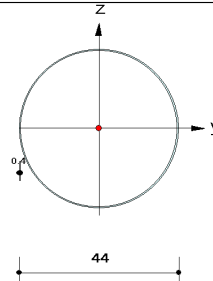
MODELLO	MEMB	SECT	Section	LCB	Len	N_Ed	MbEd	MyEd	MzEd
	COM	SHR	Material	LCB	Lb	N_Rd	Mb_Rd	My_Rd	Mz_Rd
	0.544	0.013	S355	1	100	188893	0	2040383	2040383
	2	2	D42-41*4	1	100	-1864.2	848185	997865	0
	0.527	0.013	S355	1	100	183694	0	1929127	1929127
	3	3	D41-40*4	1	100	-1788.5	773318	909785	0
	0.51	0.013	S355	1	100	178495	0	1820990	1820990
	4	4	D40-39*4	1	100	-1714.3	701245	824995	0
	0.491	0.013	S355	1	100	173296	0	1715972	1715972
	5	5	D39-38*4	1	100	-1641.7	632287	743867	0
	0.471	0.013	S355	1	100	168097	0	1614074	1614074
	6	6	D38-36*4	1	100	-1570.6	566644	666640	0
	0.45	0.013	S355	1	100	162898	0	1515296	1515296
	7	7	D36-35*4	1	100	-1501.1	504450	593471	0
	0.428	0.012	S355	1	100	157699	0	1419636	1419636
	10	10	D33-32*4	1	100	-1301.7	339255	399123	0
	0.356	0.011	S355	1	100	142103	0	1151374	1151374
11	11	D32-31*4	1	100	-1238.3	291396	342819	0	
0.33	0.011	S355	1	100	136904	0	1068192	1068192	
15	15	D27-26*4	1	100	-1000.1	135384	159275	0	
0.216	0.009	S355	1	100	116108	0	766656	766656	

## midas Gen Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...PALO TORRE FARO H20.mgb

### 1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05  
 Unit System : kgf, cm  
 Member No : 1  
 Material : S355 (No:1)  
 (Fy = 3619.99, Es = 2141404)  
 Section Name : D44-42\*4 (No:1)  
 Position I : BP 440x4x0/0 (Tapered Section)  
 Position J : BP 428x4x0/0  
 Member Length : 100.000



### 2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1941.5 (LCB: 1, POS:I)  
 Bending Moments My = 1088600, Mz = 0.00000  
 End Moments Myi = 1088600, Myj = 997865 (for Lb)  
 Myi = 1088600, Myj = 997865 (for Ly)  
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)  
 Fzz = 896.098 (LCB: 1, POS:J)

Outer Dia.	44.0000	Wall Thick	0.40000
Area	54.7894	Asz	27.3947
Qyb	475.280	Qzb	475.280
Iyy	13020.1	Izz	13020.1
Ybar	22.0000	Zbar	22.0000
Wely	591.825	Welz	591.825
ry	15.4156	rz	15.4156

### 3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 100.000, Lz = 100.000, Lb = 100.000  
 Effective Length Factors Ky = 2.10, Kz = 2.10  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cm<sub>y</sub> = 0.85, Cm<sub>z</sub> = 0.85, Cm<sub>LT</sub> = 1.00

### 4. Checking Results

#### Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 1941/188893 = 0.010 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

#### Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 1088600/2040383 = 0.534 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/2040383 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

#### Combined Resistance

$$R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})/M_{z,Rd}$$

$$R_{c\_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b\_LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i\_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c\_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b\_LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (X_{i\_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{com} + R_{bend}, \text{MAX}(R_{c\_LT1} + R_{b\_LT1}, R_{c\_LT2} + R_{b\_LT2})] = 0.544 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

#### Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.013 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

### 5.2.5. Analisi fenomeno distacco dei vortici (DT 207/2008)

Periodo di ritorno		T <sub>0</sub>	100	anni
Periodo di ritorno (10*T <sub>0</sub> )		T <sub>R</sub>	1000	anni
coefficiente di ritorno		C <sub>r</sub>	1.27	
velocità di riferimento di progetto		V <sub>b</sub>	28.00	m/s
velocità di riferimento (v <sub>r</sub> = v <sub>b</sub> *C <sub>r</sub> )		V <sub>r</sub>	35.55	m/s
quota massima manufatto		z	20.00	m
coefficiente per categoria di esposizione	II	k <sub>r</sub>	0.20	
coefficiente per categoria di esposizione	II	z <sub>e</sub>	0.10	m
coefficiente di profilo medio del vento (cm(z) = kr*ln(z/z <sub>0</sub> )*ct)		C <sub>m</sub> (z)	1.06	
velocità media del vento a quota (z) (v <sub>m</sub> = v <sub>r</sub> *C <sub>m</sub> (z))		v <sub>m</sub>	37.67	m/s
numero di Reynolds (Re(z) = l*v <sub>m</sub> /ν)		Re(z)	8.04E+05	
numero di Strouhal		St	0.2	
frequenza del 1° modo di vibrare		n <sub>L,1</sub>	0.505	Hz
diametro medio torre		b	0.32	m
velocità critica per il distacco dei vortici (v <sub>cr,1</sub> =n <sub>L,1</sub> *b/St)		v <sub>cr,1</sub>	0.81	m/s

poiché v<sub>cr,1</sub> < v<sub>m</sub> occorre una verifica specifica del fenomeno del distacco dei vortici in risonanza col 1° modo di vibrazione

massa equivalente per unità di lunghezza (1750/25)		m	75	kg/m
rapporto di smorzamento		ξ	0.002	
densità dell'aria		ρ	1.25	kg/m <sup>3</sup>
numero di Scruton (Sc=4π*m*ξ/(ρ*b <sup>2</sup> ))		Sc	14.72	

#### VALUTAZIONE DEL VALORE DI PICCO DELLO SPOSTAMENTO TRASVERSALE COL METODO SPETTRALE

$Y_{pL,1} = g_L * \sigma_L$

		Y <sub>pL,1</sub>	0.02	m
--	--	-------------------	------	---

valore massimo parametro di smorzamento aerodinamico		K <sub>a,max</sub>	1	
fattore di turbolenza		C <sub>1</sub>	1	
parametro di smorzamento aerodinamico (K <sub>a</sub> =K <sub>a,max</sub> *C <sub>1</sub> )		K <sub>a</sub>	1	
fattore di picco dello spostamento trasversale		g <sub>L</sub>	2.46	
deviazione standard dello spostamento trasversale		σ <sub>L</sub>	0.01	
ampiezza limite normalizzata		α <sub>L</sub>	0.40	
coefficiente c <sub>1</sub> = α <sub>L</sub> <sup>2</sup> /2*(1-Sc <sub>1</sub> /(4π*K <sub>a</sub> ))		c <sub>1</sub>	-0.01	
coefficiente		C <sub>c</sub>	0.06	
coefficiente c <sub>2</sub> = α <sub>L</sub> <sup>2</sup> *ρ*b <sup>3</sup> *C <sub>c</sub> <sup>2</sup> /(K <sub>a</sub> *m*h*St <sup>4</sup> )		c <sub>2</sub>	1.12E-05	

#### VALUTAZIONE DEL VALORE DI PICCO DELLO SPOSTAMENTO TRASVERSALE COL METODO ARMONICO

$Y_{pL,1}/b = K + K_w * C_{lat} / (St^2 * Sc_1)$

		Y <sub>pL,1</sub> /b	0.01	
	si pone	Y <sub>pL,1</sub> /b=0,1	0.10	
		L <sub>j</sub> /b	6.00	
snellezza (λ=h/b)		λ	62.50	
fattore di forma modale		K	0.13	
fattore di lunghezza effettiva di correlazione		K <sub>w</sub>	0.261	
coefficiente di forza laterale		C <sub>lat</sub>	0.2	
valore di picco dello spostamento		Y <sub>pL,1</sub>	0.00	m

Fissato convenzionalmente il valore della freccia indotta dal distacco dei vortici pari a 1/50 dell'altezza della struttura ( $f=1/50*20=0.40$  m), essendo il valore di picco dello spostamento trasversale massimo  $y_{pL,1} = 0,02$  m < f (metodo spettrale), non sono necessarie ulteriori verifiche per fenomeni conseguenti al distacco dei vortici.

### 5.2.6. Analisi fenomeno ovalizzazione (DT 207/2008)

diametro medio torre

b	0.32	m
---	------	---

spessore

t	0.004	m
---	-------	---

frequenza fondamentale di ovalizzazione (tubi in acciaio) ( $n_{0,1} = 2534*t/b^2$ )

$n_{0,1}$	98.98	Hz
-----------	-------	----

numero di Strouhal

St	0.2
----	-----

parametro adimensionale

$\Omega$	2
----------	---

velocità critica relativa al 1° modo di ovalizzazione ( $v_{0,1} = n_{0,1}*b/(\Omega*St)$ )

$v_{0,1}$	79.19	m/s
-----------	-------	-----

velocità media del vento a quota (z) ( $v_m = v_r*c_m(z)$ )

$v_m$	37.67	m/s
-------	-------	-----

poiché  $v_{0,1} > v_m$  è improbabile il fenomeno dell'ovalizzazione

2° CRITERIO

densità dell'aria

$\rho$	1.25	kg/m <sup>3</sup>
--------	------	-------------------

densità del materiale del palo

$\rho_s$	7850	kg/m <sup>3</sup>
----------	------	-------------------

rapporto di smorzamento

$\xi_{0,1}$	0.002
-------------	-------

velocità critica relativa al 1° modo di ovalizzazione ( $v_{0,1} = n_{0,1}*b*((25.66*\rho_s*t*\xi_{0,1})/(\rho$

$v_{0,1}$	137.11	m/s
-----------	--------	-----

poiché  $v_{0,1} > v_m$  è improbabile il fenomeno dell'ovalizzazione



### 5.2.7. Verifica piastra di base e tirafondi

Acciaio S355  $f_{tk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$   $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$   
 Piastra  $\phi 690 \div 360 \times 40 \text{ mm}$   $\gamma_{M0} = 1.05$   $f_{yd} = 3380 \text{ kg/cm}^2$   
 n. 16 tirafondi  $\phi 24$   $A_{res} = 3.53 \text{ cm}^2$   $\gamma_{M2} = 1.25$   $f_{yd} = 2840 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{yk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 5100 \cdot 3,53 / 1,25 = 8641 \text{ kg}$   
 $F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{yk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 5100 \cdot 3,53 / 1,25 = 12962 \text{ kg}$

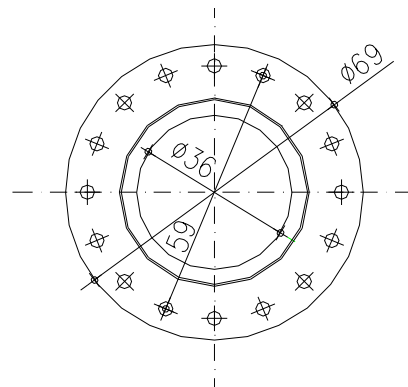


TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

NUMERO	COMBINAZIONE	TIPO	Np (kg)	PESO PIASTRA	N (kg)	Tz (kg)	My (kgm)
1	1.3G+1.5VX	SLU	1941	110	2051	919	10886
2	0.9G+1.5VX	EQU	1344	77	1421	919	10886
3	1G+1VX	RARA	1493	85	1578	612	7257
4	1G+1SISMA	SLV	1493	85	1578	138	1623

### VERIFICA MOMENTO RESISTENTE DEL NODO $M_{Ed} < M_{Rd}$

**Titolo:** PIASTRA BASE

**Sezione circolare cava**  
 Raggio esterno: 69 [cm]  
 Raggio interno: 36 [cm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 2,12 [cm]  
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 20,51 [0] kN  
 M<sub>xEd</sub>: 108,86 [0] kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [0] kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Materiali**  
 S355 C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 308,7 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14,17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,544 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9,75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 240 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0,6  
 $\tau_{c1}$ : 1,829

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata  
 Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

**Verifica**  
 M<sub>xRd</sub>: 1,317 kNm  
 $\sigma_c$ : -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 21,12 ‰  
 d: 133 cm  
 x: 18,91 x/d: 0,1421  
 $\delta$ : 0,7

Precompresso

### VERIFICA A TAGLIO DEI TIRAFONDI

Si affida il taglio ai soli tirafondi in zona compressa (n = 3) che risultano assialmente scarichi

$$F_{v,Ed} = Tz/n = 919/3 = 306 \text{ kg}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 306/8641 = 0,035 < 1$$

**VERIFICA LUNGHEZZA ANCORAGGIO TIRAFONDI**calcestruzzo C25/30  $\gamma_c = 1.5$ 

tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo per barre lisce

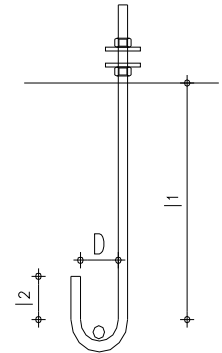
$$f_{bd} = 0.32 \cdot \sqrt{R_{ck} / \gamma_c} = 11.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_b = F_{tRd} / \pi \cdot \phi \cdot f_{bd} = 12962 / (3.14 \cdot 2.40 \cdot 11.7) = 147 \text{ cm}$$

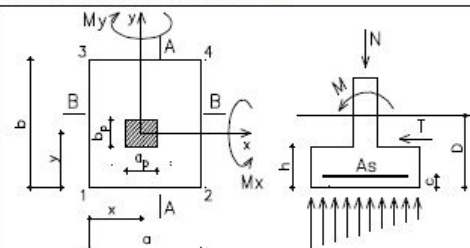
$$D \geq 5 \cdot \phi = 5 \cdot 2.4 = 12 \text{ cm (D=15 cm)}$$

$$l_2 \geq 3 \cdot \phi = 7.2 \text{ cm (l}_2 = 15 \text{ cm)}$$

$$L_b = l_1 + 3.2 \cdot D + 3.5 \cdot l_2 = 65 + 3.2 \cdot 15 + 3.5 \cdot 12 = 155 \text{ cm}$$



### 5.3. Plinto di fondazione torre faro

PLINTO		PALO H=20 m	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>			
calcestruzzo	C25/30	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25
		$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
		$\gamma_c$	1.5
		$\alpha f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	14.17
		$f_{ctk} = 0,7 * 0,27 * R_{ck}^{2/3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.82
		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.22
		$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.30
peso specifico calcestruzzo		$\gamma_{clt}$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
acciaio	B 450C	$\gamma_s$	1.15
		$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	391.3
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
		a (cm)	230
		x (cm)	115
		y (cm)	115
		$a_p$ (cm)	50
		$b_p$ (cm)	50
		h (cm)	120
		D (cm)	130
		c (cm)	5
		h' (cm)	115
		profondità falda $h_f$ (cm)	0
<b>PARAMETRI GEOTECNICI</b>			
peso terreno	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2000	terreno immerso $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )
		0	0
			coesione $c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
			0
	angolo inclinazione terreno $\beta^\circ$	0	angolo piano di posa $\alpha^\circ$
			0
			angolo $\phi^\circ$
			30
<b>COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA 1.3G+1.5VX</b>			
<b>parametri di sollecitazione al piede del pilastro</b>			
N (kg)	2051		
Mx (kgm)	0	Ty (kg)	0
		My (kgm)	10886
		Tx (kg)	919
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	0
<b>parametri di sollecitazione alla base del plinto</b>			
peso plinto ( $\gamma_{ck} * a * b * h * 1,3$ )		$P_p$ (kg)	20631
sforzo normale alla base del plinto ( $N_d = (N + P_p)$ )		$N_d$ (kg)	22682
momento alla base del plinto ( $M_{dx} = M_x + T_y * h + M_{ex}$ )		$M_{dx}$ (kgm)	0
momento alla base del plinto ( $M_{dy} = M_y + T_x * h + M_{ey}$ )		$M_{dy}$ (kgm)	11989
eccentricità $e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)		52.86	> a/6
		$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	0.00
			<= b/6
dimensioni plinto ridotte $D1 = a - 2e_x$ (cm)		124.29	Br
		$D2 = b - 2e_y$ (cm)	230.00
			Lr
<b>VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)</b>			
coefficienti di portata	$N_a$	18.40	$N_c$
			30.14
			$N_y$
			15.07
fattori di forma	$s_c$	1.33	$s_a$
			1.31
			$s_y$
			0.78
fattori di profondità	$d_c$	1.25	$d_a$
			1.23
			$d_y$
			1.00
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	0.98	$i_a$
			0.90
			$i_y$
			0.87
fattori di inclinazione del terreno	$g_c$	1.00	$g_a$
			1.00
			$g_y$
			1.00
fattori di inclinaz.del piano fond	$b_c$	1.00	$b_a$
			1.00
			$b_y$
			1.00
coefficienti	$\gamma_{cu}$	1	$\gamma_r$
			1
			$\gamma_e$
			2.3
$q_{ult} = c_u N_c s_c d_c i_c g_c b_c / \gamma_{cu} + \gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q / \gamma_r + 0.5 \gamma B r N_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$		$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	8.26
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} * Br * Lr / \gamma_e$		$N_u$ (kg)	102653
coefficiente di sicurezza $IR = N_d / N_u < 1$		IR	0.22
			< 1
<b>COMBINAZIONE DI CARICO SLU SISMICA 1G+SISMA</b>			
<b>parametri di sollecitazione al piede del pilastro</b>			
fattore di amplificazione	$\gamma_{rd}$	1	classe di duttilità B
			$a_g$
			0.109
			S
			1.5
N (kg)	1578		
Mx (kgm)	0	Ty (kg)	0
		My (kgm)	1623
		Tx (kg)	0
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	0
<b>parametri di sollecitazione alla base del plinto</b>			
peso plinto ( $\gamma_{ck} * a * b * h$ )		$P_p$ (kg)	15870

sforzo normale alla base del plinto ( $N_d = (N+P_p) \cdot \gamma_{Rd}$ )		$N_d$ (kg)		17448	
momento alla base del plinto ( $M_{dx} = M_x + T_y \cdot h + M_{ex} \cdot \gamma_{Rd}$ )		$M_{dx}$ (kgm)		0	
momento alla base del plinto ( $M_{dy} = M_y + T_x \cdot h + M_{ey} \cdot \gamma_{Rd}$ )		$M_{dy}$ (kgm)		1623	
eccentricità	$e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)	9,30	$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	0,00	
		$\leq a/6$		$\leq b/6$	
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a - 2e_x$ (cm)	211,40	$D2 = b - 2e_y$ (cm)	230,00	
		Br		Lr	
<b>VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN</b>					
APPROCCIO 2 (A1)+M1+R3					
fattori di forma	$s_c$	1,56	$s_a$	1,53	
fattori di profondità	$d_c$	1,19	$d_a$	1,18	
fattori di inclinazione del carico	$i_c$	1,00	$i_a$	1,00	
fattori sismici (Shikhiev & Jakovlev)	$z_c$	0,95	$z_a$	0,89	
fattori di inclinazione del terreno	$g_c$	1,00	$g_a$	1,00	
fattori di inclinaz. del piano fond	$b_c$	1,00	$b_a$	1,00	
coefficienti	$\gamma_{cu}$	1	$\gamma_r$	1	
$q_{ult} = c_u N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c / \gamma_{cu} + \gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q / \gamma_r + 0,5 \gamma B r N_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma} z_{\gamma}$		$q_{ult}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		9,47	
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr / \gamma_g$		$N_u$ (kg)		200140	
coefficiente di sicurezza $IR = N_d / N_u < 1$		IR		0,09 < 1	
<b>CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA</b>					
<b>SLU STATICA</b>					
reazione media sul terreno ( $\sigma_r = N/A$ )		$\sigma_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )		0,43	
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1,06	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0,00	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
				1,06	
				$\sigma_4$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
				0,00	
<b>verifica sezione A-A a mensola tozza</b>					
armatura plinto					
$\phi$	n	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$	n	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
16	10	20,11	16	10	20,11
16	0	0,00	16	0	0,00
		20,11			20,11
sforzo di trazione sull'armatura tesa		$N_{sd}$ (kg)		7452	
sforzo di trazione resistente ( $N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}$ )		$N_{Rd}$ (kg)		78676	
indice di resistenza $IR = N_{sd} / N_{Rd} < 1$		IR		0,09 < 1	
<b>verifica sezione B-B a mensola tozza</b>					
armatura plinto					
$\phi$	n	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi$	n	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
16	14	28,15	16	12	24,13
12	1	1,13	16	2	4,02
		29,28			28,15
sforzo di trazione sull'armatura tesa		$N_{sd}$ (kg)		3473	
sforzo di trazione resistente ( $N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}$ )		$N_{Rd}$ (kg)		114572	
indice di resistenza $IR = N_{sd} / N_{Rd} < 1$		IR		0,03 < 1	
<b>COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA 1.3G+1.5VX</b>					
<b>verifica al punzonamento</b>					
sollecitazione di punzonamento		$V_{sd}$ (kg)		2051	
perimetro medio $u = 2c + 2d + 2(1,5h) \cdot \pi$ (cm)		1284		coeff. di eccentricità del carico $\beta$	
$\rho_{1x} = A_{s,x} / bh'$	0,00076	$\rho_{1y} = A_{s,y} / ah'$	0,00111	$\rho_1 = (\rho_{1x} \rho_{1y})^{0,5}$	
				0,00092	
valore di taglio per unità di lunghezza $v_{sd} = \beta V_{sd} / u$		$v_{sd}$ (kg/cm)		2	
resistenza a taglio per unità di lunghezza $v_{Rd1} = \tau_{Rd1} k (1,2 + 40\rho_1) h'$		$v_{Rd1}$ (kg/cm)		195	
coefficiente di sicurezza $IR_{p1} = v_{sd} / v_{Rd1} < 1$ senza armatura specifica		IR <sub>p1</sub>		0,01 < 1	

COMBINAZIONE DI CARICO SLE 1G+1VX											
N (kg)	3124										
Mx (kgm)	5600	Ty (kg)	1812	My (kgm)	0	Tx (kg)	0				
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)		0	Mey (kgm)		0				
sollecitazioni alla base del plinto											
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ )							P <sub>p</sub> (kg)	15870			
sforzo normale alla base del plinto (N <sub>p</sub> = N+P <sub>p</sub> )							N <sub>d</sub> (kg)	18994			
momento alla base del plinto (M <sub>bx</sub> =Mx+Ty*h+Mex)							M <sub>dx</sub> (kgm)	7774			
momento alla base del plinto (M <sub>by</sub> =My+Tx*h+Mey)							M <sub>dy</sub> (kgm)	0			
eccentricità		e <sub>x</sub> = M <sub>dy</sub> /N <sub>d</sub> (cm)		0.00	<=a/6		e <sub>y</sub> = M <sub>dx</sub> /N <sub>d</sub> (cm)		40.93	>b/6	
dimensioni plinto ridotte		D1 = a-2e <sub>x</sub> (cm)		230.00	Lr		D2 = b-2e <sub>y</sub> (cm)		148.14	Br	
pressione ultima							HANSEN		a <sub>ult</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	6.74	
<b>verifica allo schiacciamento</b>											
pressione ammissibile		a <sub>amm</sub> = a <sub>ult</sub> /3 (kg/cm <sup>2</sup> )		2.25	σ <sub>t</sub> = N <sub>d</sub> /A (kg/cm <sup>2</sup> )		0.36				
eccentricità		e <sub>x</sub> (cm)		0.00	<=a/6		e <sub>y</sub> (cm)		40.93	>b/6	
σ <sub>1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		0.74	σ <sub>2</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		0.74	σ <sub>3</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		0.00	σ <sub>4</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		0.00
COMBINAZIONE DI CARICO STATO LIMITE EQU 0.9G+1.5VX											
N (kg)	1421	γ <sub>G</sub>	0.9								
Mx (kgm)	10886	Ty (kg)	919	My (kgm)	10886	Tx (kg)	919				
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)		0	Mey (kgm)		0				
sollecitazioni alla base del plinto											
peso plinto ( $\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$ ) * γ <sub>G</sub>							P <sub>p</sub> (kg)	14283			
sforzo normale alla base del plinto (N <sub>p</sub> = N+P <sub>p</sub> )							N <sub>d</sub> (kg)	15704			
<b>VERIFICA RIBALTAMENTO IN DIREZIONE X</b>											
momento ribaltante alla base del plinto (M <sub>by</sub> =My+Tx*h+Mey)							M <sub>dy</sub> (kgm)	11989			
distanza del carico N <sub>d</sub> dal centro di rotazione x <sub>o</sub> =(N*x+P <sub>p</sub> *a/2)/(N+P <sub>p</sub> )							x <sub>o</sub> (m)	1.15			
momento stabilizzante M <sub>bx</sub> = N <sub>d</sub> *x							M <sub>bx</sub> (kgm)	18060			
coefficiente di sicurezza IR = M <sub>dy</sub> /M <sub>bx</sub> < 1							IR	0.66	< 1		
<b>VERIFICA RIBALTAMENTO IN DIREZIONE Y</b>											
momento ribaltante alla base del plinto (M <sub>bx</sub> =Mx+Ty*h+Mex)							M <sub>dx</sub> (kgm)	11989			
distanza del carico N <sub>d</sub> dal centro di rotazione y <sub>o</sub> =(N*y+P <sub>p</sub> *b/2)/(N+P <sub>p</sub> )							y <sub>o</sub> (m)	1.15			
momento stabilizzante M <sub>by</sub> = N <sub>d</sub> *y							M <sub>by</sub> (kgm)	18060			
coefficiente di sicurezza IR = M <sub>dy</sub> /M <sub>by</sub> < 1							IR	0.66	< 1		
<b>COMBINAZIONE DI CARICO STATO LIMITE GEO</b>											
<b>APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)</b>											
N (kg)	1578	γ <sub>G</sub>	1.0	Ty (kg)	612	γ <sub>o</sub>	1.3				
coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno							γ <sub>o</sub>	1.25			
coefficiente di attrito μ = tgφ/γ <sub>o</sub>							μ	0.46			
carico stabilizzante N <sub>sd</sub> = γ <sub>G</sub> *(N+P <sub>p</sub> )							N <sub>sd</sub> (kg)	15861			
forza tagliante vento V <sub>ds</sub> = γ <sub>o</sub> *Ty							V <sub>ds</sub> (kg)	796			
verifica allo scorrimento IR <sub>s</sub> = μN <sub>sd</sub> /V <sub>ds</sub> > 1.1							IR <sub>s</sub>	9.21	> 1.1		