

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**

ADEGUAMENTO S.P.160 DI VAL LEMME

Impianti

Relazione di calcolo plinti/basamenti sostegni corpi illuminanti

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv 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 1 5 0 0	0 0 3	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	G.S.P.	25/09/2012	Ing. D. Re	27/09/2012	E. Pagani	28/09/2012	Ing. I. Barilli Dott. Ing. IVANO BARILLI ALBO DEGLI INGEGNERI Provincia V.C. 122
		<i>A</i>		<i>D. Re</i>		<i>Eh</i>		

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC
-----------	---

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 2 di 33</p>

INDICE

INDICE	2
1. INTRODUZIONE	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. GENERALITA'	5
3.1 VITA NOMINALE	5
3.2 CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE	6
3.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.3.1 CALCESTRUZZI	8
3.3.2 ACCIAIO PER C.A.	8
3.3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	9
3.3.4 BULLONERIA	9
3.3.5 SALDATURE	10
4. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO	10
4.1 PESO PROPRIO + PERMANENTE	10
4.2 AZIONI DA NEVE	10
4.3 AZIONI DA VENTO.....	10
4.4 AZIONI DA SISMA.....	15
5. PALO CON PLINTO ALLA BASE	16
5.1 ANALISI MODALE (CALCOLO PERIODO DI OSCILLAZIONE).....	17
5.2 CARICHI	17
6. ANALISI DEI RISULTATI.....	20
7. PLINTO DI FONDAZIONE (PALO DI ILLUMINAZIONE IN RILEVATO).....	23
8. - VERIFICHE GEOTECNICHE.	24
8.1 - Capacità portante e scorrimento.	24
8.2 - Tensioni sul magrone.	24
8.3 - Tensioni sul terreno.	24
8.4 - Verifica a Punzonamento Plinto.....	25
9. - VERIFICHE STRUTTURALI.....	25
9.1 - Verifica Flessionale e Taglio Plinti.	25
9.1.1 - Momenti:.....	25
9.1.2 - Taglio:	26
9.1.3 - Momenti:	26

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 3 di 33</p>

9.1.4	- Taglio:	26
10.	- ARMATURE.	27
10.1	- Caratteristiche armatura.	27
11.	PALO H=9.00 M.....	28
11.1	ANALISI MODALE (CALCOLO PERIODO DI OSCILLAZIONE).....	29
11.2	CARICHI	29
11.3	ANALISI DEI RISULTATI.....	31
11.4	VERIFICA NODI	32

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collocamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 4 di 33</p>

1. INTRODUZIONE

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

- plinto di fondazione di un palo di illuminazione stradale
- staffa per l'ancoraggio su un muro in c.a. di un palo di illuminazione stradale.

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".
- 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
- Legge quadro 5 novembre 1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato
- cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collocamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 5 di 33</p>

- - Circolare 4 luglio 1996 n° 156. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

3. GENERALITA'

La presente relazione è relativa al calcolo di un palo di illuminazione stradale, del plinto di fondazione e/ di sistemi di fissaggio con carpenteria metallica.

Nello specifico i pali di illuminazione saranno di due tipologie:

- Il primo tipo di palo ha un'altezza di 9.00+0.80 m con diametro alla base $\phi 168.3*4,0$ mm e in sommità $\phi 90*4,0$ mm, con agganciato il supporto dell'apparecchio illuminante, e viene inserito alla base o all'interno di un foro $\phi 30$ per una profondità di 80 cm di un plinto in c.a. e reso solidale con un getto integrativo.
- Il secondo tipo di palo ha un'altezza di 9.00+0.80 m con diametro alla base $\phi 168.3*4,0$ mm e in sommità $\phi 90*4,0$ mm, con agganciato il supporto dell'apparecchio illuminante, e viene inserito alla base per una profondità di 80 cm all'interno di un tubo metallico $\phi 193.7*10$ mm, alto 80 cm. Il tubo $\phi 193.7*10$ sono previste due soluzioni viene saldato ad una piastra in acciaio ancorata ad un muro di sostegno in c.a. con 6 tasselli M20.

Lo sbraccio e il palo colonne sono stati modellati con elementi "beam".

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

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo e' ad elementi finiti. Il calcolo sismico e' stato effettuato tramite analisi statica semplificata. La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica si e' fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo: DOLMEN WIN (R), versione 11.0 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

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

Agli effetti del dimensionamento è stato impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

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	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

CLASSE D'USO		C_U
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 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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.

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vanno eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica con riferimento al DM 16/01/1996, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno.

Nel caso in cui la struttura sia stata verificata col metodo degli stati limite, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori caratteristici delle azioni assumendo g_E , g_g , g_p e g_q pari ad uno.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zona ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua. In relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, la fondazione deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

Ai fini della verifica della resistenza, una valutazione di minimo per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi, è contenuta nella seguente tabella:

Tabella 1a

	Grado di sismicità	ΔL
Tensioni ammissibili	S = 9	0.05 (L/100)
	S = 12	0.10 (L/100)
Stati limite	S = 9	0.075 (L/100)
	S = 12	0.15 (L/100)

dove:

L è la distanza tra i punti in esame;

ΔL è lo spostamento, con minimo di 1 cm.

Ai fini della verifica della compatibilità degli spostamenti, lo spostamento relativo massimo ΔL , tra punti del terreno distanti L , può essere valutato mediante la seguente tabella.

Tabella 1b

Grado di sismicità	ΔL
S = 9	0,15 (L/100)
S = 12	0,30 (L/100)

Nel caso trattato è stato considerate un grado di sismicità S=12

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:

- Sabbia (non coesivo) :

Coesione = 0 daN/cm^q

Angolo di attrito = 20 °

Peso di volume secco = 0.00185 daN/cm^c

Peso di volume saturo = 0.00185 daN/cm^c

Modulo di taglio del terreno = 200 daN/cm^q

Coeff. di Poisson = 0.15

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	Rck 300
Condizioni ambientali:	Strutture completamente interrato in terreno permeabile.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Copriferro	50 mm
Diametro massimo aggregati:	32 mm

Tabella (N/mm²)

Tipo	R _{ck} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	0.85 f _{cd} (N/mm ²)	f _{cm} (N/mm ²)	f _{ctm} (N/mm ²)	f _{ctd} (N/mm ²)	E _{cm} (N/mm ²)	v
Rck 300	300	24.9	15.56	13.22	33	2.55	1.11	31476	0.12

legenda:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ (N/mm}^2\text{)};$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ (}\gamma_c = 1.6\text{)};$$

0.85 f_{cd} (tensione di calcolo a compressione cls per le verifiche SLU a presso tenso flessione);

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 f_{ck}^{2/3} \text{ (N/mm}^2\text{)};$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (resistenza di calcolo a trazione)};$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}; f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \text{ (N/mm}^2\text{)};$$

$$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ modulo di elasticità};$$

$$\text{epsilon c2} = 2.000 \text{ ‰}$$

$$\text{epsilon cu2} = 3.500 \text{ ‰}$$

3.3.2 ACCIAIO PER C.A.

Acciaio FeB 44k

tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} \geq 5400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (540 N/mm}^2\text{)}$$

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (450 N/mm}^2\text{)}$

tensione di progetto a rottura: $f_{td} = f_{yk}/\gamma_S = f_{yk}/1.15 = 3739 \text{ kg/cm}^2 \text{ (391 N/mm}^2\text{)}$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti: $1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35 \quad (f_y/f_{y,nom})_k \leq 1.25$

Modulo elasticità $E = 206000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

epsilon yd = 1.815 ‰

epsilon cu2 = 10.000 ‰

3.3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Acciaio **S275**

modulo elastico $E = 206010 \text{ N/mm}^2 \text{ (2100000 kg/cm}^2\text{)}$

coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

tensione di rottura $f_t = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (4383 kg/cm}^2\text{)}$

tensione di snervamento $f_k = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (2803 kg/cm}^2\text{)}$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm $f_y = 190 \text{ N/mm}^2 \text{ (1937 kg/cm}^2\text{)}$

tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm $f_y = 170 \text{ N/mm}^2 \text{ (1733 kg/cm}^2\text{)}$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm soggetti a ad azioni inerziali $f_y = 214 \text{ N/mm}^2 \text{ (2181 kg/cm}^2\text{)}$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm soggetti a ad azioni inerziali $f_y = 191 \text{ N/mm}^2 \text{ (1950 kg/cm}^2\text{)}$

3.3.4 BULLONERIA

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

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

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)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collocamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 10 di 33</p>

$f_{d,v} = 0.6f_t / \gamma_{M2} =$ 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 sul DM 16.01.1996 e devono inoltre avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili.

I processi di saldatura devono essere eseguiti in conformità a quanto previsto del DM 96.

4. ANALISI DEI CARICHI E combinazioni di carico

4.1 PESO PROPRIO + PERMANENTE

peso proprio palo	154 kg
peso proiettore	12 kg

4.2 AZIONI DA NEVE

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

4.3 AZIONI DA VENTO

Azione tangente del vento

Dato il tipo di struttura l'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento viene trascurata :

Pressione cinetica di riferimento

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC Foglio 11 di 33

Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} c_e c_p c_d$$

dove

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento (dipende dalla zona a destra);

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

L'azione del vento si traduce in pressione e depressioni.

I dati sperimentali c_e relativi ad edifici rettangolari con tetto a falde inclinato sono reperibili dalle norme tecniche

Edifici stagni

Edifici non stagni

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1,6$$

nella quale v_{ref} è la velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento v_{ref} è il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria e mediata su 10 minuti. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono dati dalla Tabella in funzione della zona, definita nella seguente figura:

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}(m/s)$	$a_o (m)$	$k_a (1/s)$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)...	25	1000	0.012
2	Emilia Romagna	25	750	0.024
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.030
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria.....	28	500	0.030
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena).....	28	750	0.024
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.030
7	Liguria	29	1000	0.024
8	Provincia di Trieste....	31	1500	0.012
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.030

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. E' dato dalla formula

$$ce(z) = k^r ct \ln(z/z_0) [7 + ct \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

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

dove

k^r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

ct è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata nella Figura in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tabella.

Il coefficiente di topografia ct è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia ct deve essere valutato con analisi più approfondite.

Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0	z_{min}
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

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

Classi di rugosità del terreno

A Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m

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 o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.

Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe di rugosità A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi rigorose, viene assegnata la classe più sfavorevole.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	**	*	III	III	IV	IV
D	**	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 9		
	mare	costa
A	**	I
B	--	I
C	**	I
D	**	I

ZONA 6				
	costa		500m	
	mare	2 km	10 km	30 km
A	**	III	IV	V
B	--	II	III	IV
C	--	II	III	IV
D	I	I	II	III

ZONA 7,8			
	mare	costa	
		1,5km	0,5km
A	**	**	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

Manufatto situato in zona 1 (PIEMONTE)

altezza del manufatto sul suolo $h = 9 \text{ m}$

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

dove:

$$q_{\text{ref}} = V_{\text{ref}}^2 / 1.6 = 25^2 / 1.6 = 391 \text{ N/m}^2 \text{ (39 kg/m}^2\text{)}$$

il coefficiente di esposizione è:

$$c_e(10) = 0.22^2 \times 1 \times \ln(10/0.3) \times [7 + 1 \times \ln(10/0.3)] = 1.77$$

$$c_p = 1$$

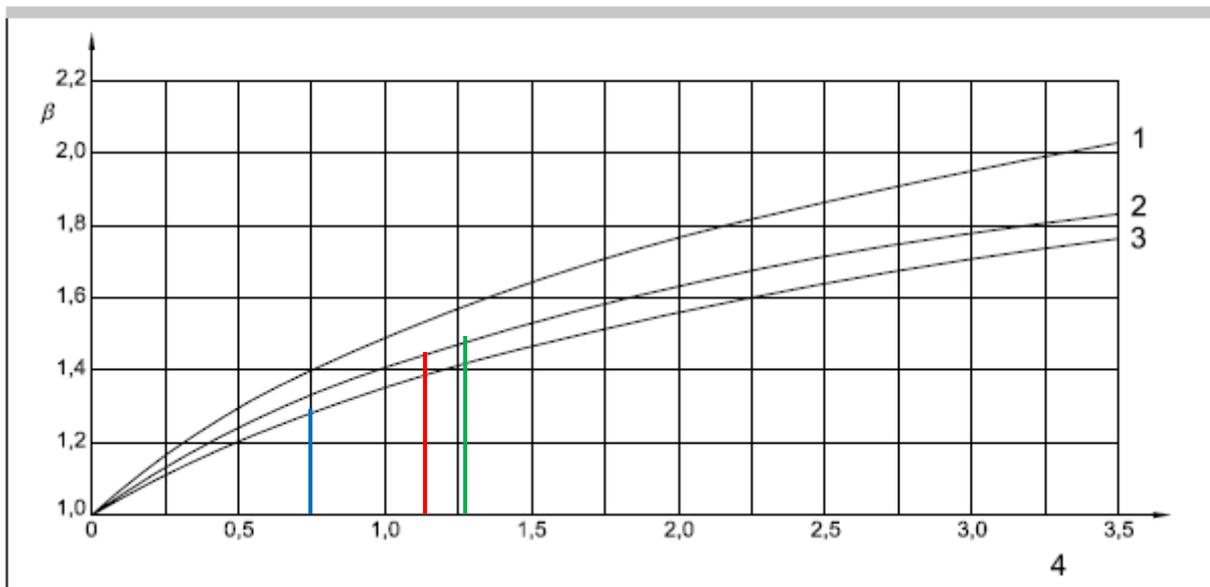
$c_d = 1,43$ (coeff. comportamento dinamico) $T_1 = 0,8109 \text{ s}$ (palo+plinto dall'analisi dinamica – vedi 7.4)

$c_d = 1,30$ (coeff. comportamento dinamico) $T_1 = 0,49 \text{ s}$ (palo+piastra - dall'analisi dinamica – vedi 19.4)

figura 1 Coefficiente di comportamento dinamico dei pali, β

Legenda

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



Pressione del vento sul palo+plinto

$$q(10) = q_{\text{ref}} \times c_p \times c_e \times c_d = 390 \times 1 \times 1.77 \times 1.43 = 990 \text{ N/m}^2 \text{ (100 kg/m}^2\text{)}$$

Pressione del vento sul palo+piastra

$$q(10) = q_{\text{ref}} \times c_p \times c_e \times c_d = 390 \times 1 \times 1.77 \times 1.43 = 990 \text{ N/m}^2 \text{ (100 kg/m}^2\text{)}$$

4.4 AZIONI DA SISMA

Per l'azione sismica si fa riferimento al Comune di ARQUATA SCRIVIA in zona sismica 3

Il coefficiente di intensità sismica è definito al punto B.4 (ed utilizzato come ordinata all'Origine dello spettro di risposta menzionato al punto B.7 e B.8 del DM 1996), vale:

$$S = 6 C = 0,04$$

Coefficiente di fondazione : 1

Coefficiente di struttura : 1

```

-----
Analisi sismica - Statica equivalente - ( D.M. 96 )
-----

Coefficiente di intensita` sismica =      0.04
Coefficiente di fondazione          =      1
Coefficiente di struttura            =      1

Quota di partenza                   =      0.0 cm
Quota massima                       =     900.0 cm

Numero condizioni generanti carichi sismici :      4
Cond. 001 : Peso_proprio_____ con coeff.  1.400
Cond. 002 : Permanente_____ con coeff.  0.900
Cond. 003 :      vento_X_____ con coeff.  1.500
Cond. 004 :      vento_Y_____ con coeff.  1.500

Condizioni di carico sismico generate:
Cond. 012 :      Sisma X
Cond. 013 :      Sisma Y

Carichi sismici :
Piani |      Pesì |      C. distr. | Forze di piano | Torc. di piano |      Baric. X |      Baric. Y |
cm |      daN |      |      daN |      daNcm |      cm |      cm |
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
300.0 |      75 |      0.0223 |      2 |      0 |      3.0 |      3.1 |
600.0 |      65 |      0.0445 |      3 |      0 |      3.0 |      3.1 |
900.0 |      38 |      0.0668 |      3 |      0 |      3.0 |      3.1 |
-----|-----|-----|-----|-----|-----|

```

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

5. PALO CON PLINTO ALLA BASE

MODELLO DI CALCOLO

TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



H = 9.00 m

MATERIALI

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

SEZIONI

TABELLA SEZIONI		
Property	Name	
1	TUBO φ168.3÷90*4,0	PALO

VINCOLI

L'interazione del palo con il terreno viene modellata con un vincolo di plinto con coefficiente di Winkler 5 daN/cm³.

5.1 ANALISI MODALE (CALCOLO PERIODO DI OSCILLAZIONE)

ANALISI MODALE

Calcolo secondo Decr. Min 09.01.96
 Modello generale
 Assi di vibrazione: X Y
 Somma quadratica semplice (SRSS)

Coefficiente sismico = 0.04g
 Coefficiente di intensita` sismica = 0.04
 Coefficiente di fondazione = 1
 Coefficiente di struttura = 1

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.400	232.2
2.	0.900	9.7
3.	1.500	0.0
4.	1.500	0.0
5.	1.000	0.0
6.	1.000	0.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE					n+6	n+7
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5		
1	0.817333	64.682	1.494	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
2	0.817333	1.132	65.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000			
3	0.175715	10.695	13.290	0.000	0.000	0.000	0.000				
4	0.175715	23.772	0.213	0.000	0.000	0.000					
5	0.068740	9.747	0.092	0.000	0.000						
6	0.068740	0.235	9.604	0.000							
MASSA TOTALE		110.263	89.737	0.000							

5.2 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	CODICE	DESCRIZIONE
1	G	PESO PROPRIO
2	Q	PERMANENTE
2	VX+	VENTO (Direzione +X)
4	VY	VENTO (Direzione +Y)

CARICHI SULLE ASTE

CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

$P_3 = 12 \text{ kg}$ (peso proiettore)

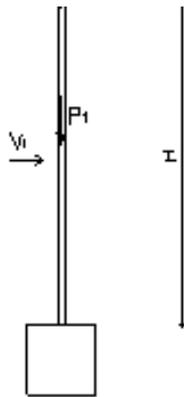
CARICO VENTO

palo

$F_c = dxq(z) = 100 \cdot 0.16 = 16 \text{ kg/m}$

Tale carico viene applicato ortogonalmente al palo nelle direzioni x e y

DIREZIONI DI APPLICAZIONE CARICO SISMA



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

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU	S.L.U.	somma	2	1.400	+		
2	SLU VENTOX	S.L.U.	somma	2 3	1.400 1.500	+		
3	SLU VENTOY	S.L.U.	somma	2 4	1.400 1.500	+		
4	SISMAX SLU	nessuna	somma	5 6 9 11	1.000 1.000 1.000 1.000	quadr. quadr. quadr. quadr.		
5	SISMAY SLU	nessuna	somma	7 8 10	1.000 1.000 1.000	quadr. quadr. quadr.		
6	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	2	1.000	+	4 5	1.000 0.300
7	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	2	1.000	+	5 4	1.000 0.300
8	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	2	1.000	+	4 5	0.000 0.000
9	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	2	1.000	+	5 4	0.000 0.000
10	Rara	Rara	somma	2	1.000	+		
11	Rara VentoX	Rara	somma	2 3	1.000 1.000	+		
12	Rara VentoY	Rara	somma	2 4	1.000 1.000	+		
13	Frequente	Freq.	somma	2	1.000	+		
14	Frequente VentoX	Freq.	somma	2 3	1.000 0.200	+		
15	Frequente VentoY	Freq.	somma	2 4	1.000 0.200	+		
16	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	2	1.000	+		

6. ANALISI DEI RISULTATI

- Caso 1 :

Nome : Caso 1

Descr. : SLU

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	15	0	0	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 2 :

Nome : Caso 2

Descr. : SLU VENTOX

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	15	-90803	0	0	1011
1	2	15	90803	0	0	-1011

Casi di carico a sestetti.

- Caso 3 :

Nome : Caso 3

Descr. : SLU VENTOY

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	15	-90803	0	0	1011
1	2	15	90803	0	0	-1011

Casi di carico a sestetti.

- Caso 4 :

Nome : Caso 6

Descr. : SLU con SISMAX PRINC

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11	612	-720	-8	-6
1	2	11	509	365	3	-5
1	3	11	-509	-365	-3	5
1	4	11	-612	720	8	6

Casi di carico a sestetti.

- Caso 5 :

Nome : Caso 7

Descr. : SLU con SISMAX PRINC

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11	340	-1863	-19	-4
1	2	11	4	-1756	-17	-1
1	3	11	-4	1756	17	1
1	4	11	-340	1863	19	4

Casi di carico a sestetti.

- Caso 6 :
Nome : Caso 10
Descr. : Rara
Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11	0	0	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 7 :
Nome : Caso 11
Descr. : Rara VentoX
Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11	-60535	0	0	674
1	2	11	60535	0	0	-674

Casi di carico a sestetti.

- Caso 8 :
Nome : Caso 12
Descr. : Rara VentoY
Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11	-60535	0	0	674
1	2	11	60535	0	0	-674

Casi di carico a sestetti.

TABELLA PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEL PALO

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.658479E+02	-5.066652E+02	4.915731E+02	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.080000E+01	-3.299400E+01	3.201120E+01	0.000000E+00
3	0.000000E+00	2.160000E+02	0.000000E+00	-9.720000E+04	0.000000E+00	6.402240E+02
4	0.000000E+00	2.160000E+02	0.000000E+00	-9.720000E+04	0.000000E+00	6.402240E+02
5	3.440000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.451000E+03	-1.050920E+01
6	2.190000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.560000E+03	-6.690500E+00
7	0.000000E+00	1.260000E+00	0.000000E+00	-9.000000E+02	0.000000E+00	3.734600E+00
8	0.000000E+00	1.130000E+00	0.000000E+00	-2.760000E+02	0.000000E+00	3.349300E+00
9	1.160000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.850000E+02	-3.543800E+00
10	0.000000E+00	5.000000E-01	0.000000E+00	-7.200000E+01	0.000000E+00	1.482000E+00
11	4.900000E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	6.900000E+01	-1.497000E+00
12	7.123800E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.545462E+03	-2.176310E+01
13	0.000000E+00	7.123800E+00	0.000000E+00	-4.545462E+03	0.000000E+00	2.111490E+01

7. PLINTO DI FONDAZIONE (PALO DI ILLUMINAZIONE IN RILEVATO)

Tipologia plinto

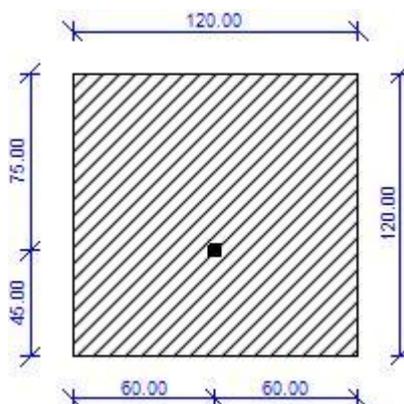
Dimensioni = 120 cm x 120 cm x 120 cm , Volume = 1.728 mc

Peso = 4320 daN

Magrone :

- tipo : Normale
- dimensioni : spessore = 10 cm, fuoriuscita = 10 cm

Quota sollecitazioni assegnata = sopra al plinto, attacco pilastro/plinto



Ret

8. - Verifiche geotecniche.

8.1 - Capacità portante e scorrimento.

Elenco per ogni punto maglia dell' indice della stratigrafia, combinazione utilizzata, area effettiva ed area ridotta, q applicata, q limite in condizioni drenate, non drenate e fattore di sicurezza Cap.Portante; H applicata, H limite e fattore di sicurezza a Scorrimento:

punto maglia	ind. stratig.	caso- sest.	area effett.	area ridotta	q app [daN/cm ²]	qlim dr [daN/cm ²]	qlim non dr [daN/cm ²]	FS	H appl. daN	H lim. daN	FS
1	1	7-2	19600	10983	0.4	0.8	- - -	1.93	674.3	1973.7	2.93

8.2 - Tensioni sul magrone.

(Massima Sigma agente impostata = -50 daN/cm²)

punto maglia	vertice (x,y)	Sigma [daN/cm ²]	caso- sest.
1	-57 ; -42	-2.19	2 - 2
1	63 ; -42	-2.19	2 - 2
1	63 ; 78	0.00	2 - 2
1	-57 ; 78	0.00	2 - 2

Tensioni agenti nei vertici.

8.3 - Tensioni sul terreno.

I valori ora riportati sono riferiti ai vertici del magrone : - vertici del perimetro punzonato (se impostato magrone normale), - area reale (se selezionato "super magrone" relegandone all'apposito paragrafo la verifica flessionale).

(calcolate nell'ipotesi di suolo elastico)

(Massima Sigma agente impostata = -50 daN/cm²)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC
	Foglio 25 di 33

punto maglia	vertice (x,y)	Sigma [daN/cm ²]	caso- sest.	tipo caso
1	-67 ; -52	-0.96	2 - 2	SLU
1	73 ; -52	-0.96	2 - 2	SLU
1	73 ; 88	0.00	2 - 2	SLU
1	-67 ; 88	0.00	2 - 2	SLU

Tensioni agenti nei vertici del magrone

punto maglia	vertice (x,y)	Sigma [daN/cm ²]	caso- sest.	tipo caso
1	-67 ; -52	-0.59	7 - 2	Rara
1	73 ; -52	-0.59	7 - 2	Rara
1	73 ; 88	0.00	7 - 2	Rara
1	-67 ; 88	0.00	7 - 2	Rara

Tensioni agenti nei vertici del magrone

8.4 - Verifica a Punzonamento Plinto.

punto maglia	caso- sest.	h cr. [cm]	Area cr. [cmq]	Perim cr. [cm]	Resist cls [daN]	Forza agente [daN]	FS
1	1 - 1	115.0	14 339	362	247 867	0	>100

9. - Verifiche strutturali.

9.1 - Verifica Flessionale e Taglio Plinti.

- Analisi lungo X : - sezioni parallele al piano Y' - Z'

9.1.1 - Momenti:

punto maglia	caso- sest.	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sezione [cm]	Af sup [cm ²]	Af inf [cm ²]	FS	X sez. [cm]
1 - sx	5-4	-1612	4755260	-2965935	120*120	6	9	>100	-5.9
1 - dx	5-1	-1612	4755260	-2965935	120*120	6	9	>100	5.9

verifica flessionale lungo X

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC		Foglio 26 di 33

9.1.2 - Taglio:

punto maglia	caso- sest.	vsd [daN]	vr1 [daN]	Sezione [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	X sez. [cm]
1 - sx	5-4	2282	41057	120*120	6	9	18	-123.4
1 - dx	5-1	2282	41057	120*120	6	9	18	123.4

verifica a taglio lungo X

- Analisi lungo Y : - sezioni parallele al piano X' - Z'

9.1.3 - Momenti:

punto maglia	caso- sest.	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sezione [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	Y sez. [cm]
1 - sx	2-1	165492	4755260	-2965935	120*120	6	9	28.7	9.1
1 - dx	2-2	94341	4755260	-2965935	120*120	6	9	50.4	20.9

verifica flessionale lungo Y

9.1.4 - Taglio:

punto maglia	caso- sest.	vsd [daN]	vr1 [daN]	Sezione [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	Y sez. [cm]
1 - sx	2-1	1742	41057	120*120	6	9	23.6	-108.4
1 - dx	2-2	2822	41057	120*120	6	9	14.5	138.4

verifica a taglio lungo Y

10. - Armature.

10.1 - Caratteristiche armatura.

Dimensioni = 120 cm x 120 cm x 120 cm , Volume = 1.728 mc

- Armatura Inferiore :

Tipo di armatura scelta = Ferro Due Pieghi

Diametro ferri = 14 mm

Copriferro inferiore =5 cm

Copriferro laterale =5 cm

- Armatura Superiore :

Tipo di armatura scelta = Ferro Dritto

Diametro ferri = 12 mm

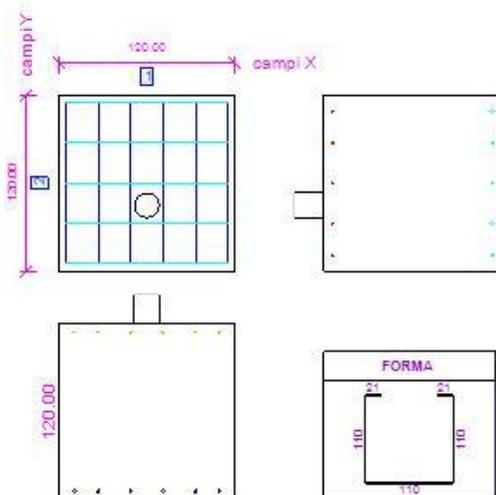
Copriferro inferiore =5 cm

Copriferro laterale =5 cm

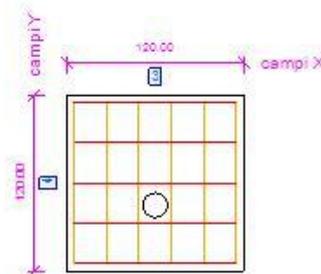
- Tipo Distribuzione Armatura :

E' stata scelta una distribuzione dell'armatura uniforme per tutta la larghezza del plinto

pianta Armatura Inferiore



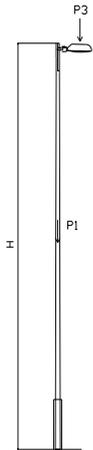
pianta Armatura Superiore



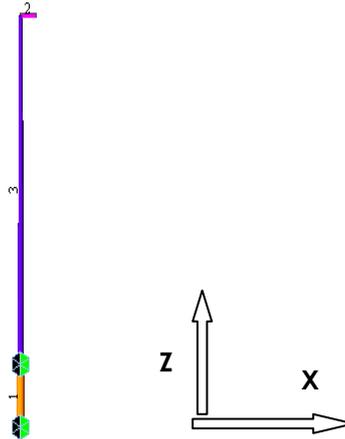
FORMA	● [mm]	n.Ferri	Lungh[cm]	Peso[daN]	POS	n.Ferri
	14	11	372 SINGOLO	4.5 SINGOLO		8
			4092 TOTALE	45.4 TOTALE		5
	12	11	110 SINGOLO	1.0 SINGOLO		8
			1210 TOTALE	10.7 TOTALE		5

11. PALO H=9.00 m

MODELLO DI CALCOLO



TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



H = 9.00 m

MATERIALI

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

SEZIONI

TABELLA SEZIONI		
Property	Name	
1	• TUBO φ193*10	• TUBO INCASTRO
2	• TUBO φ60*3	• PROIETTORE
3	• TUBO φ168.3÷90*4,0	• PALO

VINCOLI

L'interazione palo con il muro di sostegno in c.a. del rilevato stradale viene modellata con un vincolo di doppia cerniera alle due estremità del tubo incastro.

11.1 ANALISI MODALE (CALCOLO PERIODO DI OSCILLAZIONE)

ANALISI MODALE

Calcolo secondo Decr. Min 09.01.96
 Modello generale
 Assi di vibrazione: X Y
 Somma quadratica semplice (SRSS)

Coefficiente sismico = 0.04g
 Coefficiente di intensità sismica = 0.04
 Coefficiente di fondazione = 1
 Coefficiente di struttura = 1

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.400	232.2
2.	0.900	9.7
3.	1.500	0.0
4.	1.500	0.0
5.	1.000	0.0
6.	1.000	0.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.817333	64.682	1.494	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
2	0.817333	1.132	65.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000			
3	0.175715	10.695	13.290	0.000	0.000	0.000	0.000				
4	0.175715	23.772	0.213	0.000	0.000	0.000					
5	0.068740	9.747	0.092	0.000	0.000						
6	0.068740	0.235	9.604	0.000							
MASSA TOTALE		110.263	89.737	0.000							

11.2 CARICHI

CARICHI UNITARI

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

CARICHI SULLE ASTE

CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

P3 = 12 kg (peso proiettore)

CARICO VENTO

palo

$$F_c = dxq(z) = 100 \cdot 0.16 = 16 \text{ kg/m}$$

Tale carico viene applicato ortogonalmente al palo nelle direzioni x e y

CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONE DI CARICO	CODICE	DESCRIZIONE
1	G	PESO PROPRIO
2	Q	PERMANENTE
2	VX+	VENTO (Direzione +X)
4	VY	VENTO (Direzione +Y)

SCHEMA GEOMETRICO – PROGRAMMA DI CALCOLO

Il palo viene ancorato alla base mediante l'inserimento e il successivo fissaggio con bulloni, in un tubo ($\phi 193 \times 10 \text{ mm}$) alto cm 80, ancorato al muro in c.a. tramite una piastra in acciaio e 6 tasselli.

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.

COMBINAZIONI

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU	S.L.U.	somma	2	1.400	+		
2	SLU VENTOX	S.L.U.	somma	2 3	1.400 1.500	+ ±		
3	SLU VENTOY	S.L.U.	somma	2 4	1.400 1.500	+ ±		
4	SISMAX SLU	nessuna	somma	5 6 9 11	1.000 1.000 1.000 1.000	quadr. quadr. quadr. quadr.		
5	SISMAY SLU	nessuna	somma	7 8 10	1.000 1.000 1.000	quadr. quadr. quadr.		
6	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	2	1.000	+	4 5	1.000 0.300
7	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	2	1.000	+	5 4	1.000 0.300
8	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	2	1.000	+	4 5	0.000 0.000
9	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	2	1.000	+	5 4	0.000 0.000
10	Rara	Rara	somma	2	1.000	+		
11	Rara VentoX	Rara	somma	2 3	1.000 1.000	+ ±		
12	Rara VentoY	Rara	somma	2 4	1.000 1.000	+ ±		
13	Frequente	Freq.	somma	2	1.000	+		
14	Frequente VentoX	Freq.	somma	2 3	1.000 0.200	+ ±		
15	Frequente VentoY	Freq.	somma	2 4	1.000 0.200	+ ±		
16	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	2	1.000	+		

11.3 ANALISI DEI RISULTATI

PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

TABELLA REAZIONI VINCOLARI ALLA BASE E IN SOMMITA' DEL TUBO-INCASTRO

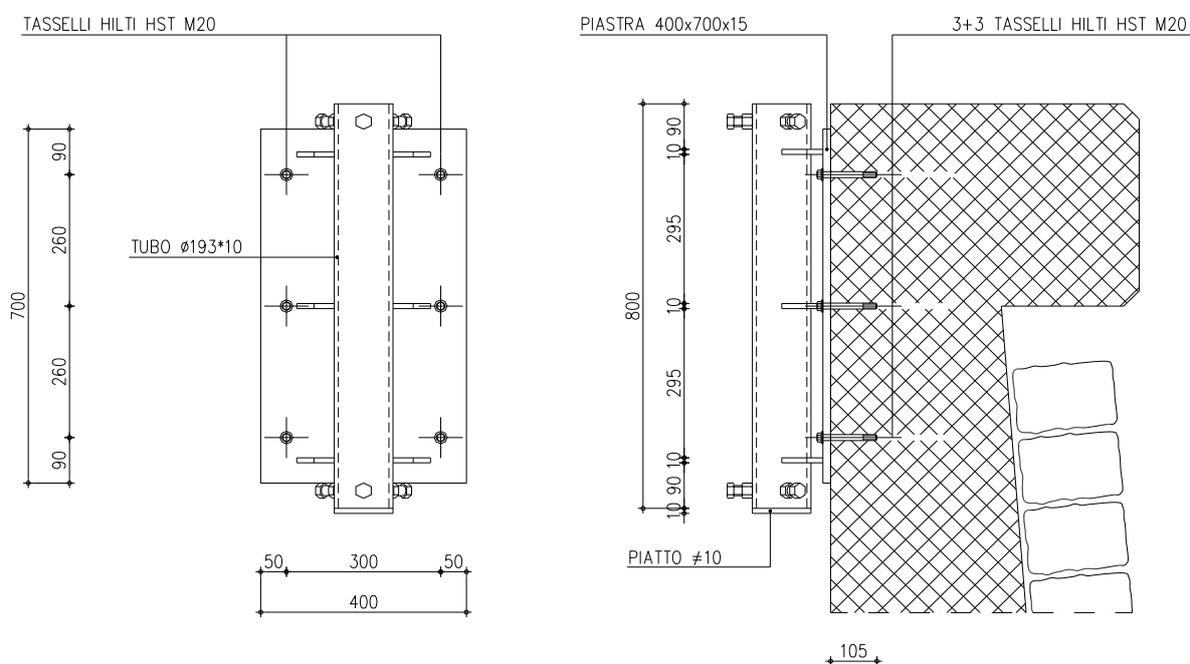
RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.658479E+02	-5.066652E+02	4.915731E+02	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.080000E+01	-3.299400E+01	3.201120E+01	0.000000E+00
3	0.000000E+00	2.160000E+02	0.000000E+00	-9.720000E+04	0.000000E+00	6.402240E+02
4	0.000000E+00	2.160000E+02	0.000000E+00	-9.720000E+04	0.000000E+00	6.402240E+02
5	3.440000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.451000E+03	-1.050920E+01
6	2.190000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.560000E+03	-6.690500E+00
7	0.000000E+00	1.260000E+00	0.000000E+00	-9.000000E+02	0.000000E+00	3.734600E+00
8	0.000000E+00	1.130000E+00	0.000000E+00	-2.760000E+02	0.000000E+00	3.349300E+00
9	1.160000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.850000E+02	-3.543800E+00
10	0.000000E+00	5.000000E-01	0.000000E+00	-7.200000E+01	0.000000E+00	1.482000E+00
11	4.900000E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	6.900000E+01	-1.497000E+00
12	7.123800E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.545462E+03	-2.176310E+01
13	0.000000E+00	7.123800E+00	0.000000E+00	-4.545462E+03	0.000000E+00	2.111490E+01

11.4 VERIFICA NODI

NODO PIASTRA-MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

Il giunto viene realizzato con una piastra in acciaio da mm 400x700x15 e 6 tasselli HILTI HST M20 o similari



Sforzo di trazione sui due tasselli inferiori $N_{Sd} = 1936 \text{ kg}$

Sforzo di taglio sui due tasselli inferiori $V_{Sd} = 197 \text{ kg}$

$c_{min} = 14 \text{ cm}$ (distanza minima del tassello dal bordo del calcestruzzo)

$s = 30 \text{ cm}$ (interasse tasselli)

VERIFICA A TRAZIONE

Sforzo di trazione su un tassello

$N_{Sd} = 1936/2 = 968 \text{ kg}$

$N_{Rd} = \text{MIN}(N_{Rd,p}; N_{Rd,c}; N_{Rd,s}) = 1529 \text{ kg}$

Resistenza allo sfilamento

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collocamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>Codifica Documento IG51-01-E-CV-CL-NV15-00-003-A00.DOC</p> <p>Foglio 33 di 33</p>

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^{\circ} \cdot f_B = 1390 \cdot 1.1 = 1529 \text{ kg}$$

Resistenza alla rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^{\circ} \cdot f_B \cdot f_{AN} \cdot f_{RN} = 1690 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 1 = 1859 \text{ kg}$$

Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio

$$N_{Rd,s} = 4690 \text{ kg}$$

$$N_{Sd} < N_{Rd}$$

VERIFICA A TAGLIO

Sforzo di taglio su un tassello

$$V_{Sd} = 197/2 = 99 \text{ kg}$$

$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Rd,c}; V_{Rd,s}) = \mathbf{1408 \text{ kg}}$$

Resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^{\circ} \cdot f_B \cdot f_{AR,v} \cdot f_{\beta V} = 1280 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 1 = 1408 \text{ kg}$$

Resistenza di progetto a taglio dell'acciaio

$$V_{Rd,s} = 4140 \text{ kg}$$

$$V_{Sd} < V_{Rd}$$

VERIFICA COMBINATA A TRAZIONE E TAGLIO

$$F_{Sd} = \sqrt{(N_{Sd})^2 + (V_{Sd})^2} = \sqrt{(968)^2 + (99)^2} = 973 \text{ kg}$$

$$\alpha = \arctg V_{Sd}/N_{Sd} = 5.84^{\circ}$$

$$F_{Rd} = ((\cos\alpha/N_{Rd})^{1.5} + (\sin\alpha/V_{Rd})^{1.5})^{-2/3} = 1500 \text{ kg}$$

$$F_{Sd} < F_{Rd}$$