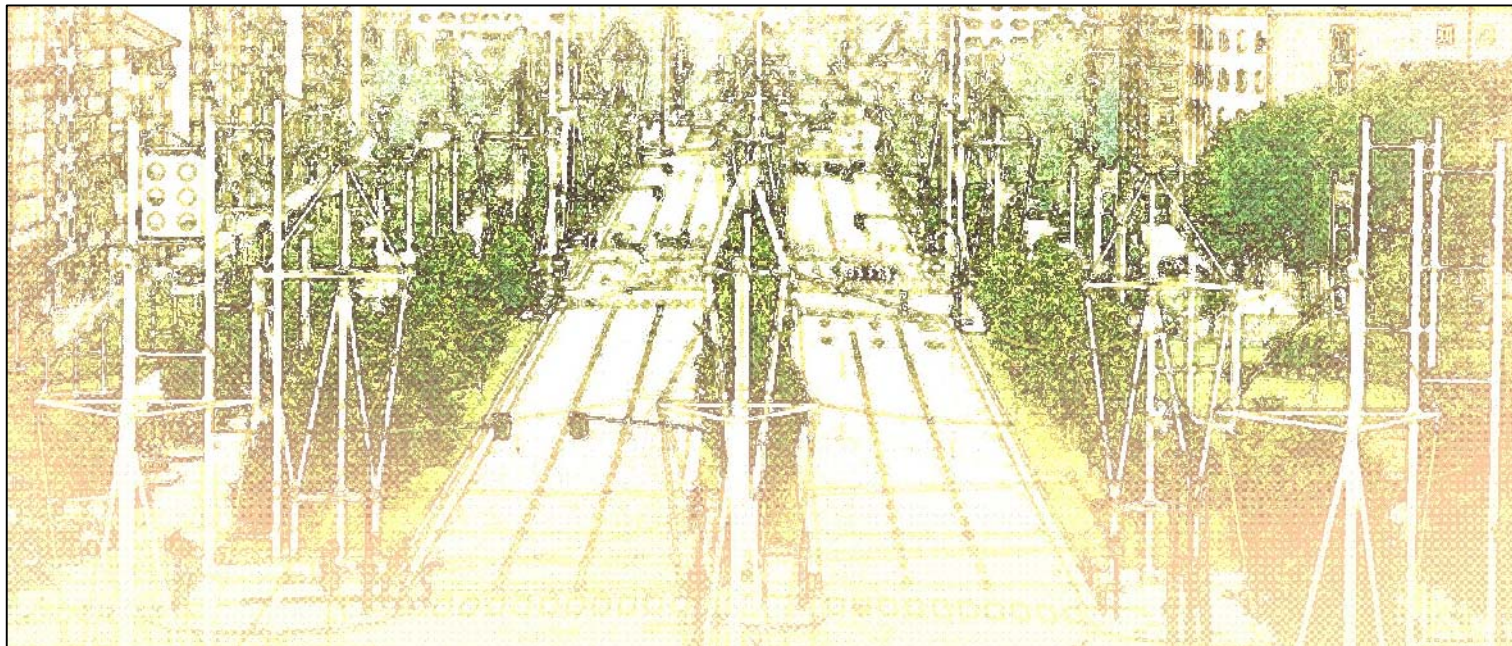




CITTA' DI TORINO

**VICE DIREZIONE GENERALE INGEGNERIA
DIREZIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
SERVIZIO PONTI, VIE D'ACQUA E INFRASTRUTTURE**



PROGETTO ESECUTIVO

VIALE DELLA SPINA - CORSO INGHILTERRA DA CORSO VITTORIO EMANUELE II A VIA GRASSI

DIRETTORE DI DIREZIONE:

ing. Roberto BERTASIO

DIRIGENTE SERVIZIO PONTI, VIE D'ACQUA E INFRASTRUTTURE
RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ing. Giorgio MARENGO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ing. Amerigo STROZZIERO – progettista
geom. Leonardo LO PREIATO – progettista
ing. Salvatore FALBO – progettista
dott. Gianmichele CIRULLI – progettista
P.I. Piero FERRANDO – progettista
arch. Fabrizio VOLTOLINI – progettista

geom. Federico STALTERI – collaboratore
geom. Ciro MELCHIONNA – collaboratore
geom. Claudia PEIRANO – collaboratore
P.A. Matteo CASTIGLIONI – collaboratore
dott.ssa Laura RUSSO – collaboratore

DATA:

ottobre 2013

SCALA:

ELABORATO:

PE R 03

DISEGNO:

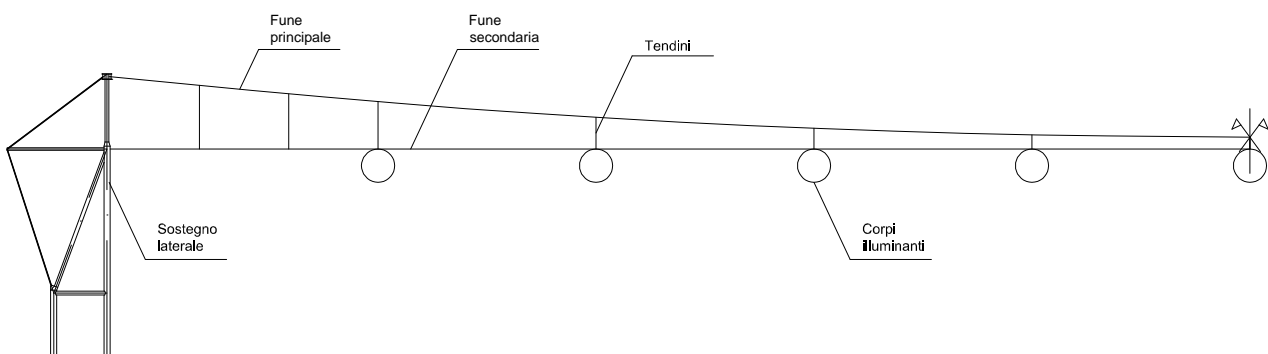
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1.Premessa

Con la presente relazione sono illustrati i risultati dei calcoli strutturali relativi alle struttura portanti dell'impianto di illuminazione pubblica del corso Inghilterra.

Il sistema di illuminazione è costituito da torri faro in acciaio *S355JR* da 19,20 m e 11,50 m e da un impianto di illuminazione su catenarie composte da fune principale in acciaio inox con andamento curvilineo, fune secondaria in acciaio inox con andamento pressochè rettilineo, tendini di collegamento in acciaio inox, corpi illuminanti sferici, tralicci di sostegno in acciaio *S355JR*.



Schema illustrativo catenaria

Il calcolo strutturale dell'impianto di illuminazione su catenaria, è stato suddiviso in due fasi:

Fase 1) determinazione dei tiri max agenti in corrispondenza degli attacchi laterali per le condizioni di carico previste e verifica del grado sicurezza a rottura della fune;

Fase 2) progetto dei tralicci di sostegno e delle strutture di fondazione.

La linea elettrica in progetto è identificata come linea classe 2, con tensione nominale $U \leq 400V$

A seguire, dopo una prima parte di indicazioni generali sulla normativa adottate e i materiali in uso, sono riportati, nell'ordine, i calcoli strutturali afferenti a:

- 1) sistema di illuminazione su catenarie;
- 2) sistema di illuminazione su torri faro da 11,50 e 19,20 m

1.1 Normativa di riferimento

Si riporta a seguito la normativa di riferimento per il calcolo strutturale :

- Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 05/11/71, n.1086 e D.M. 14/02/92 e D.M. 09/01/96).
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n.64 e D.M. 16/01/96).
- Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 16/01/96).
- Circolare N.ro 65/AA.GG. del 10/04/1997 (Istruzioni per l' applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/01/96).
- D.M. 21/03/1988 approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l' esecuzione e l' esercizio delle linee elettriche aeree esterne.
- D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare ministeriale n°617/2009

N.B.: Il calcolo strutturale, tenuto conto della zona sismica dell' area oggetto dei lavori (zona 4), del tipo di struttura e della classe d'uso, sarà eseguito con il metodo delle tensioni ammissibili, come indicato al punto 2.7 del D.M. 14/01/2008-nuove norme tecniche, assumendo un grado di sismicità pari a 5 o maggiormente cautelativo.

2. Materiali utilizzati

Sono a seguito riportati i materiali utilizzati. Al fine di identificare le tensioni ammissibili utilizzate nei calcoli, si riporta per ogni materiale, la corrispondente tensione ammissibile adottata.

Sottofondazioni - C 20/25-

($R_{ck} \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$)

Strutture di fondazione – C 25/30 – XC2-slump S3

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{ck} \geq 300 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{amm} = 97,5 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ \tau_{co} = 6,00 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \\ \tau_{c1} = 18,29 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \end{array} \right. \\ FeB44K(FeB450C) \rightarrow \sigma_{famm} = 2600 \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Acciaio da Cemento armato - FeB450C

$$\left\{ \sigma_{famm} = 2600 \text{ kg} / \text{cm}^2 \right.$$

Viti classe 10.9

$$10.9 \rightarrow ft = 10 \text{ t} / \text{cm}^2; fy = 0,9 \times ft = 9 \text{ t} / \text{cm}^2$$

Dadi classe 8G

Acciaio da carpenteria - S355JR

ex Fe510 B calmato o semicalmato per strutture saldate $\rightarrow \sigma_{samm} = 2400 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

fune principale catenaria

Acciaio inox AISI 316 $\phi 28$ a 37 fili

$$E = 135000 \text{ N/mm}^2 = 135 \times 10^8 \text{ Kg/mq} = 135 \text{ KN/mm}^2$$

$$\alpha = 0,0103 \text{ mm/m/}^\circ\text{C} = 0,0000103 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$Trmin = 46500 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso} = 3,81 \text{ Kg/ml}$$

fune secondaria catenaria

Acciaio inox AISI 316 $\phi 12$ a 19 fili

$$E = 135000 \text{ N/mm}^2 = 135 \times 10^8 \text{ Kg/mq} = 135 \text{ KN/mm}^2$$

$$\alpha = 0,0103 \text{ mm/m/}^\circ\text{C} = 0,0000103 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$Trmin = 10600 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso} = 0,7131 \text{ Kg/ml}$$

funi tendini

Acciaio inox AISI 316 $\phi 8$ a 19 fili

$$E = 135000 \text{ N/mm}^2 = 135 \times 10^8 \text{ Kg/mq} = 135 \text{ KN/mm}^2$$

$$\alpha = 0,0103 \text{ mm/m/}^\circ\text{C} = 0,0000103 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$Trmin = 5040 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso} = 0,3170 \text{ Kg/ml}$$

Acciaio per piastre triangolari

Di accoppiamento funi

Acciaio Inox AISI 316

tensione di snervamento 2400 Kg/cm^2

Tenditori, capicorda ad occhio, capicorda snodati

Acciaio Inox AISI 316

Cavo elettrico per corpi illuminanti	FG7(O)R 0,6 1KV- Sezione nominale 10mm ² Diametro di produzione 7,99 mm Peso 152 Kg/Km
Corpi illuminanti	diametro 590 mm-peso20Kg

CALCOLI STRUTTURALI CATENARIA

3. Altezza dei conduttori sul terreno e sulle acque non navigabili:

Come specificato dalla vigente normativa, per le linee di classe 2 ,l'altezza minima dei conduttori dal piano campagna e sulle acque non navigabili è definita come segue:

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6m \\ (5,5 + 0,006 \times U) \end{array} \right. \rightarrow \dots\dots\dots h = (5,5 + 0,006 \times 400) = 7,90m$$

Si assume un'altezza minima del cavo elettrico dal piano campagna pari a :

$$h \geq 7,90m$$

4. Ipotesi di calcolo:

Per il calcolo meccanico delle linee elettriche, il territorio Italiano è stato suddiviso in:

- **Zona A:** Regione ad altitudine < 800m s.l.m. dell'Italia centrale, meridionale ed insulare;
- **Zona B:** Regioni settentrionali e località con altitudine \geq 800 m s.l.m. dell'Italia centrale, meridionale ed insulare.

Per le suddette zone sono previste le seguenti condizioni di carico:

- **Condizione di carico 1:** temperatura $t=15^\circ$ ed assenza di sovraccarico;
- **Condizione di carico 2:**
 - Zona A: vento a 130 Km/h e temperatura di -5°C
 - Zona B: manicotto di ghiaccio di 12 mm di spessore, vento a 65 Km/h, temperatura -20°C
- **Condizione di carico 3(per la verifica delle altezze dal piano campagna):**
 - Zona A : temperatura $t=55^\circ\text{C}$ ed assenza di sovraccarichi
 - Zona B : temperatura $t=40^\circ\text{C}$ ed assenza di sovraccarichi

Tenuto conto dell'ubicazione della nuova linea di illuminazione pubblica, l'analisi strutturale è stata effettuata nelle seguenti condizioni di carico:

1. **Condizione di carico 1:** temperatura $t=15^{\circ}$ ed assenza di sovraccarico;
2. **Condizione di carico 2:**
Zona B: manicotto di ghiaccio di 12 mm di spessore, vento a 65 Km/h,
temperatura -20°C
3. **Condizione di carico 3(per la verifica delle altezze dal piano campagna):**
temperatura $t=40^{\circ}\text{C}$ ed assenza di sovraccarichi

Nelle ipotesi di cui sopra, le sollecitazioni max ammissibili assunte per la verifica delle funi portanti sono:

- 30% del carico di rottura nell'ipotesi di carico 1)
- 50% del carico di rottura nell'ipotesi di carico 2)

Il carico di rottura delle funi, a vantaggio di sicurezza, è stato ridotto di un ulteriore 10% per la presenza di capicorda.

Il calcolo della catenaria è stato condotto nell'ipotesi che tutte le azioni agenti sulle funi e sui corpi illuminanti siano assorbiti dalla fune principale. La fune secondaria è stata verificata nella condizione di esercizio, considerando una campata di luce pari al passo dei tendini.

Pertanto, in fase di montaggio, dovranno essere rispettate le seguenti indicazioni minime:

- 1) montaggio a terra della catenaria afferente la campata trattata;
- 2) sollevamento della catenaria per mezzo della fune principale ed ancoraggio della fune principale ai pali di sostegno. L'operazione dovrà avvenire a tenditori completamente aperti.
- 3) ancoraggio della fune secondaria ai pali di sostegno. L'operazione dovrà avvenire a tenditori completamente aperti.
- 4) Montaggio di tutte le campate secondo le fasi di cui ai precedenti punti;
- 5) Prima regolazione Regolazione delle catenarie secondo i parametri di progetto.
- 6) Installazione delle lampade
- 7) Regolazione finale delle catenarie secondo i parametri di progetto.

4.1 Il calcolo strutturale della catenaria

Nell'ipotesi di attacchi a livello e carichi agenti uniformemente distribuiti lungo la fune è stata definita la geometria delle funi mediante l'equazione della catenaria:

$$Y = a \times \cosh\left(\frac{x}{a}\right)$$

in cui :

a : parametro della catenaria

x: ascissa

La determinazione degli elementi statici della catenaria è stata effettuata, per la condizione di carico 1), per mezzo delle relazioni a seguito riportate:

Tiro al vertice della catenaria..... $H = a \times q$

Tiro max agli attacchi..... $T_{\max} = H + f \times q$

Lunghezza della fune..... $L = 2 \times a \times \sinh\left(\frac{l}{2 \times a}\right)$

Inclinazione della fune agli attacchi..... $\beta = \arccos\left(\frac{H}{T \max}\right)$

Componente verticale agli attacchi..... $T_v \max = T \max \times \sin(\beta)$

Freccia max..... $f = a \times \left(\cosh\left(\frac{l}{2 \times a}\right) - 1\right)$

Tiro medio lungo la fune..... $Km = \frac{t}{l} \times a \times \left(\sinh\frac{x_b}{a} - \sinh\frac{x_a}{a}\right)$

Allungamento elastico della fune..... $\Delta L = \frac{Km}{E} \times L$

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte nelle funi della catenaria per le condizioni di carico 2) e 3), è stata utilizzata l'equazione del cambiamento di stato:

$$T_2^3 - T_2^2 \times \left\{ T_1 - E \times \left[\alpha(\tau_2 - \tau_1) + \frac{q_1^2 \times l^2}{24 \times T_1^2} \right] \right\} = \frac{q_2^2 \times l^2}{24} \times E$$

in cui:

- T_2 Componente orizzontale del tiro nella condizione di carico 2)
- T_1 Componente orizzontale del tiro nella condizione di carico di riferimento
- α Coefficiente di dilatazione termica
- τ_1 Temperatura nella condizione di carico di riferimento (°C)
- τ_2 Temperatura nella condizione di carico 2) (°C)
- q_2 Carico nella condizione di carico 2) (Kg/ml)
- q_1 Carico nella condizione di carico di riferimento (Kg/ml)
- E Modulo di elasticità della fune (Kg/mq)

5. Analisi dei carichi campata 134,74 m:

5.1 Funne principale – Condizione di carico 1) – peso proprio e carico permanente:

Peso lampade(Gl):

$$Gl = n^{\circ}l \times pl = 9 \times 20 \text{ Kg} = 180 \text{ Kg}$$

Peso fune secondaria (Gfs):

$$Gfs = L \times pfs = 134,74 \text{ m} \times 0,7131 \text{ Kg/m} = 96,08 \text{ Kg}$$

Peso fune principale (Gfp):

$$G_{fp} = L_p \times p_{fp} = 134,92 \text{ m} \times 3,81 \text{ Kg/m} = 514,04 \text{ Kg}$$

Peso tendini (Gte):

$$G_{te} = \sum L_t \times P_t = 20,30 \text{ m} \times 0,3170 \text{ Kg/m} = 6,43 \text{ Kg}$$

Peso conduttore (Gc):

$$G_c = L_c \times p_c = 134,74 \text{ m} \times 0,152 \text{ Kg/m} = 20,48 \text{ Kg}$$

Peso complessivo (GT):

$$GT = \sum G_i = 817,03 \text{ Kg}$$

Peso riferito all'unità di lunghezza (gt):

$$gt = GT/L_p = 817,03 \text{ Kg} / 134,92 \text{ m} = 6,06 \text{ Kg/ml}$$

5.2 Fune principale – Condizione di carico 2) - Peso proprio, carico permanente, carico vento, maniccotto di ghiaccio:

Zona B

Vento : 65 Km/h

Pressione su corpi sferici : 7,5 Kg/mq

Pressione su corpi cilindrici: 18 Kg/mq

Pressione su superfici piane: 30 Kg/mq

Maniccotto di ghiaccio : 12 mm

Peso specifico ghiaccio : 920 Kg/mc

Corpi illuminanti:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 59 + 1,2 \times 2 = 61,4 \text{ cm}$$

Volume di ghiaccio:

$$V_{\text{ghiaccio}} = \frac{4}{3} \times \pi \times (R_g^3 - R_{sf}^3) = \frac{4}{3} \times \pi \times (30,70^3 - 29,50^3) = 13664,12 \text{ cm}^3$$

Superficie sfera con ghiaccio:

$$S_{\text{sfera}} = 4 \times \pi \times (R_{sf})^2 = 4 \times \pi \times (30,70)^2 = 11843,68 \text{ cm}^2$$

Peso complessivo ghiaccio (Gg):

$$G_g = 9 \times 13664,12 \times 10^{-6} \times 920 = 113,14 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulle lampade (Pl):

$$P_l = 9 \times 11843,68 \times 10^{-4} \times 7,5 = 79,94 \text{ Kg}$$

Fune principale:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 2,8 + 1,2 \cdot 2 = 5,20 \text{ cm}$$

Volume di ghiaccio:

$$V_{fp} \text{ ghiaccio} = \frac{\pi}{4} \times (D_g^2 - D^2) \times L_p = \frac{\pi}{4} \times (5,20^2 - 2,8^2) \times 13502 = 203598,90 \text{ cm}^3$$

Superficie sfera con ghiaccio:

$$S_{fp} = D \times \pi \times L_p = 5,20 \times \pi \times 13502 = 220565,50 \text{ cm}^2$$

Peso complessivo ghiaccio (Ggfp) :

$$G_{gfp} = 203598,90 \times 10^{-6} \times 920 = 187,31 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulla fune (Pfp):

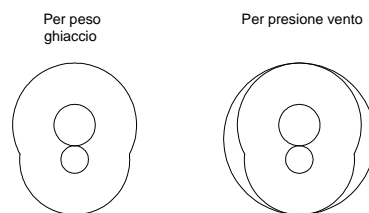
$$P_{fp} = 220405,80 \times 10^{-4} \times 18 = 396,02 \text{ Kg}$$

Fune secondaria:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 1,2 + 1,2 \cdot 2 = 3,60 \text{ cm}$$

Lungo la fune secondaria sarà vincolato il cavo elettrico di alimentazione, per cui si dovrà considerare una sezione del tipo:



Volume di ghiaccio:

$$V_{fp} \text{ ghiaccio} = 10,89 \times 13478 = 146775,80$$

Superficie cavo con ghiaccio:

$$S_{fp} = 13,81 \times 13478 = 186131,70 \text{ cm}^2$$

Peso complessivo ghiaccio(Ggfp) :

$$Ggfp = 146775,80 \times 10^{-6} \times 920 = 135,03 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulla fune(Pfp):

$$Plfp = 186131,70 \times 10^{-4} \times 18 = 335,04 \text{ Kg}$$

Tendini:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 0,8 + 1,2 \times 2 = 3,20 \text{ cm}$$

Volume di ghiaccio:

$$Vfp \text{ ghiaccio} = \frac{\pi}{4} \times (D_g^2 - D^2) \times Lp = \frac{\pi}{4} \times (3,20^2 - 0,8^2) \times 2340 = 17526,02$$

Superficie tendini ghiaccio:

$$Sfp = D \times \pi \times Lp = 3,20 \times \pi \times 2340 = 23368,03 \text{ cmq}$$

Peso complessivo ghiaccio(Ggfp) :

$$Ggfp = 17526,02 \times 10^{-6} \times 920 = 16,12 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulla fune(Pfp):

$$Plfp = 23368,03 \times 10^{-4} \times 18 = 42,06 \text{ Kg}$$

Per la condizione di carico 2) si hanno le seguenti azioni complessive:

$$GT(\text{peso proprio} + \text{perm}) = 818,35 \text{ Kg} \dots \dots \dots gt = \frac{GT}{Lp} = \frac{818,35}{135,02} = 6,06 \text{ Kg/ml}$$

$$Gg(\text{peso ghiaccio}) = \sum Gg = 187,31 + 135,27 + 16,12 + 113,14 = 451,61 \text{ Kg} \dots \dots \dots$$

$$\dots \dots \dots gg = \frac{Gg}{Lp} = \frac{451,61}{135,02} = 3,34 \text{ Kg/ml}$$

$$Pv(\text{azione vento}) = \sum P = 397,02 + 335,62 + 42,06 + 79,94 \dots \dots \dots = 854,06$$

$$\dots \dots \dots pv = \frac{Pv}{Lp} = \frac{854,06}{135,02} = 6,33 \text{ Kg/ml}$$

da cui:

$$qt(\text{carico complessivo}) = \sqrt{(gt + gg)^2 + (pv)^2} = 11,34 \text{ Kg/ml}$$

5.3 Risultati di calcolo campata 134,74 m – fune principale:

Dati generali:

ELEMENTI CATENARIA										
Cavo principale		Cavo secondario		Tendini		Conduttore		Apparec. di illuminazione		
P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	N°	Peso unit.(Kg)	φ(cm)
3.81	28	0.7131	12	0.317	8	0.152	8	9	20	59

CARATERISTICHE MATERIALI ELEMENTI CATENARIA									
Cavo principale			Cavo secondario			Tendini			
Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	
46500	0.0000103	1.35E+10	10600	0.0000103	13500000000	5040	0.0000103	1.35E+10	

ELEMENTI GEOMETRICI CATENARIA						
Campata	freccia max	Altezza vincoli agli estremi	Delta fune principale-fune secondaria	Passo tendini	Dist. Palo-C.ill.	
L (m)	f(m)	h (m)	Δ(m)	Pt(m)	lt (m)	
134.744	3.708	16.48	0.7	12.8815	15.846	

Condizione di carico 1)

Analisi fune principale Condizione di carico 1)										
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)	Inclinazione Tmax (°)	Tv (Kg)
612.67	3.7080	3.708	0.0001	OK	135.02	6.06	3713.463	3735.93749	6.2878449	409.17

Andamento della catenaria													
N°sez	Coordinate catenaria		Coordinate estr. pali		Coord. Cat. Rel. B.p.		Coord. Piano camp.		Diff.Q.	Diff.Q c.s./t	Lunghezza tendini	Peso tendini	T(x)
	x	y	Xp	Yp	xr	yr	xt	yt	Delta ter.	Delta cs/t	(m)	(Kg)	Kg
1	-67.372	616.3781847	-67.372	16.48	-67.372	16.48	-67.372	0	16.48	12.07	4.41	1.397336	3735.937
2	-51.526	614.8381487	-67.372	0	-51.526	14.94	-51.526	0	14.9399641	12.07	2.87	0.909145	3726.603

3	-38.6445	613.8893501	67.372	16.48	-38.6445	13.99	-38.6445	0	13.9911654	12.07	1.92	0.608375	3720.852
4	-25.763	613.2119362	67.372	0	-25.763	13.31	-25.763	0	13.3137515	12.07	1.24	0.393635	3716.747
5	-12.8815	612.8056076			-12.8815	12.91	-12.8815	0	12.9074229	12.07	0.84	0.264829	3714.284
6	3.5527E-15	612.6701847			3.5527E-15	12.77	3.5527E-15	0	12.772	12.07	0.70	0.2219	3713.463
7	12.8815	612.8056076			12.8815	12.91	12.8815	0	12.9074229	12.07	0.84	0.264829	3714.284
8	25.763	613.2119362			25.763	13.31	25.763	0	13.3137515	12.07	1.24	0.393635	3716.747
9	38.6445	613.8893501			38.6445	13.99	38.6445	0	13.9911654	12.07	1.92	0.608375	3720.852
10	51.526	614.8381487			51.526	14.94	51.526	0	14.9399641	12.07	2.87	0.909145	3726.603
11	67.372	616.3781847			67.372	16.48	67.372	0	16.48	12.07	4.41	1.397336	3735.937

Condizione di carico 2)

Volumi-Superfici-Carichi							
Scp(cmq)	Vgcp(cmc)	Scs(cmq)	Vgcs(cmc)	St(cmq)	Vgt(cmc)	Sl(cmq)	Vl(cmc)
220565.5	203598.9	186131.7	146775.807	23368.03	17526.02	11843.68	13664.12

Qv(Kg)	P(Kg)	Qv(Kg)	P(Kg)	Qv(Kg)	P(Kg)	Qv(Kg)	P(Kg)
397.02	187.31	335.04	135.03	42.06	16.12	79.94	113.14

		T°	V(Km/h)	Man(mm)		
ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 2:		-20	65	12		
Th2(Kg)		Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)
7663.82		0.00E+00	OK	676.11	3.36	7701.90

Condizione di carico 3)

ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 3 : condizione di max allungamento della fune					
Th2(Kg)	Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)
3496.80	0	OK	576.92	3.94	3520.67

Verifica:

Verifiche di resistenza fune principale			
	Cond. 1	Cond.2	Cond.3
Tmax (Kg)	3736	7702	3521
T.rot. (Kg)*	13950	23250	23250.00
T.rot. Rid(90% di RiT.rot)	12555	20925	20925
Stringa di controllo	OK	OK	OK

***La T rot riportata è stata opportunamente ridotta**

Fune secondaria:

La verifica della fune secondaria è stata condotta in due fasi:

FASE 1) Calcolo delle azioni di tiro agli estremi della catenaria di campata pari all'interasse dei tendini nelle condizioni di carico 1) e 2) per una freccia imposta pari a 10 cm. **Eventuali riduzioni della freccia dovranno essere preventivamente verificate con apposito calcolo strutturale atto a verificare la nuova tensione indotta nella fune e la stabilità degli elementi di ancoraggio.**

FASE2) Verifica della fune durante la fase di montaggio nell'ipotesi che la stessa sia messa in opera separatamente dalla fune principale. La verifica è stata effettuata nella condizione di carico peso proprio + vento $t = 15^\circ$ e nell'ipotesi che nessuno dei tendini sia ancorato (luce della campata pari all'interasse dei pali di ancoraggio). In tali ipotesi la freccia imposta è pari a 1,00 m. **Eventuali riduzioni della freccia dovranno essere preventivamente verificate con apposito calcolo strutturale atto a verificare la nuova tensione indotta nella fune e la stabilità degli elementi di ancoraggio.**

Al fine di prevenire eventuali rotture del cavo durante le fasi di montaggio, nell'ipotesi di temperature stagionali minori di 0°, si opererà la messa in opera della fune secondaria ancorandola agli estremi e ad almeno il tendino centrale; la riduzione della campata permetterà di sopportare l'ulteriore carico derivante dall'eventuale formazione di ghiaccio. Nella fase di montaggio è stato adottato un coefficiente di sicurezza maggiore o uguale a 1,5.

Condizione di carico 1)

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
207.43	0.1000	0.1	0.001	OK	12.884	0.7131	147.9204	147.99175

Condizione di carico 2)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio+ ghiaccio + vento								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
207.43	0.1000	0.1	0.001	OK	12.88	3.021	626.5925	626.89452

Transitorio:

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento durante la fase di montaggio t=15 °								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
2269.66	1.0000	1.000000039	0.001	OK	134.7804	2.587	5870.942	5873.5291

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento+manicoto di ghiaccio durante la fase di montaggio ancorata al tendino centrale								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
1134.83	0.5000	0.499999518	0.001	OK	67.3902	3.021	3427.981	3429.4917

Per quanto concerne i tendini, la condizione più sfavorevole è data dalla condizione di carico 2):

$$G_t = P_l + P_{gl}(\text{peso ghiaccio lampada}) + 2 * R_v(\text{reazione agli attacchi}) + P_{gt}(\text{peso ghiaccio tendini}) + p_t(\text{peso tendino}) + P_v(\text{azione vento}) = 20 + 12,57 + 0,14 + 4,37 + 1,40 + 21,31 = 59,79 \text{ Kg} \ll 5040 \text{ Kg}$$

Come si può osservare, l'azione indotta è << del carico di rottura. Tenuto conto che la condizione di carico non varia sensibilmente al variare della campata (per le luci previste), la suddetta verifica non verrà più riportata

6. Analisi dei carichi campata 144,30m

6.1 Fune principale –Condizione di carico 1) – peso proprio e carico permanente:

Peso lampade(Gl):

$$Gl = n^{\circ} l \times pl = 9 \times 20 \text{ Kg} = 180 \text{ Kg}$$

Peso fune secondaria (Gfs):

$$Gfs = L \times pfs = 143,95 \text{ m} \times 0,7131 \text{ Kg/m} = 102,65 \text{ Kg}$$

Peso fune principale (Gfp):

$$Gfp = Lp \times pfp = 144,20 \text{ m} \times 3,81 \text{ Kg/m} = 549,42 \text{ Kg}$$

Peso tendini (Gte):

$$Gte = \sum Lt \times Pt = 23,57 \times 0,3170 \text{ Kg/m} = 7,47 \text{ Kg}$$

Peso conduttore (Gc):

$$Gc = Lc \times pc = 143,95 \text{ m} \times 0,152 \text{ Kg/m} = 21,88 \text{ Kg}$$

Peso complessivo (GT):

$$GT = \sum Gi = 861,42 \text{ Kg}$$

Peso riferito all'unità di lunghezza (gt):

$$gt = GT/Lp = 861,42 \text{ Kg} / 144,20 \text{ m} = 5,97 \text{ Kg/ml}$$

6.2 Fune principale – Condizione di carico 2) - Peso proprio, carico permanente, carico vento , manicotto di ghiaccio:

Zona B

Vento : 65 Km/h

Pressione su corpi sferici : 7,5 Kg/mq

Pressione su corpi cilindrici: 18 Kg/mq

Pressione su superfici piane: 30 Kg/mq

Manicotto di ghiaccio : 12 mm

Peso specifico ghiaccio : 920 Kg/mc

Corpi illuminanti:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 59 + 1.2 \times 2 = 61,4 \text{ cm}$$

Volume di ghiaccio:

$$V_{\text{ghiaccio}} = \frac{4}{3} \times \pi \times (R_g^3 - R_{sf}^3) = \frac{4}{3} \times \pi \times (30,70^3 - 29,50^3) = 13664,12 \text{ cm}^3$$

Superficie sfera con ghiaccio:

$$S_{\text{sfera}} = 4 \times \pi \times (R_{sf})^2 = 4 \times \pi \times (30,70)^2 = 11843,68 \text{ cmq}$$

Peso complessivo ghiaccio (Gg) :

$$G_g = 9 \times 13664,12 \times 10^{-6} \times 920 = 113,14 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulle lampade (Pl):

$$P_l = 9 \times 11843,68 \times 10^{-4} \times 7,5 = 79,94 \text{ Kg}$$

Fune principale:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 2,8 + 1,2 \times 2 = 5,20 \text{ cm}$$

Volume di ghiaccio:

$$V_{fp} \text{ ghiaccio} = \frac{\pi}{4} \times (D_g^2 - D^2) \times L_p = \frac{\pi}{4} \times (5,20^2 - 2,8^2) \times 14420 = 217445,10$$

Superficie sfera con ghiaccio:

$$S_{fp} = D \times \pi \times L_p = 5,20 \times \pi \times 14420 = 235576,40 \text{ cmq}$$

Peso complessivo ghiaccio (Ggfp) :

$$G_{gfp} = 217445,10 \times 10^{-6} \times 920 = 200,06 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulla fune (Pfp):

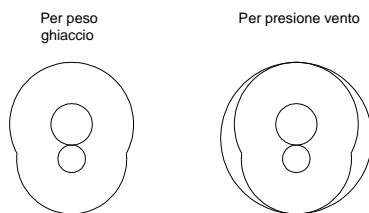
$$P_{fp} = 235576,40 \times 10^{-4} \times 18 = 424,04 \text{ Kg}$$

Fune secondaria:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 1,2 + 1,2 \times 2 = 3,60 \text{ cm}$$

Lungo la fune secondaria sarà vincolato il cavo elettrico di alimentazione, per cui si dovrà considerare una sezione del tipo:



Volume di ghiaccio:

$$V_{fp} \text{ ghiaccio} = 10,89 \times 14420 = 157038,61$$

Superficie cavo con ghiaccio:

$$S_{fp} = 13,81 \times 14420 = 199146,30 \text{ cmq}$$

Peso complessivo ghiaccio (Ggfp) :

$$G_{gfp} = 157038,61 \times 10^{-6} \times 920 = 144,48 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulla fune (Pfp):

$$P_{lfp} = 199146,30 \times 10^{-4} \times 18 = 358,46 \text{ Kg}$$

Tendini:

diametro complessivo con ghiaccio:

$$\phi = 0,8 + 1,2 \times 2 = 3,20 \text{ cm}$$

Volume di ghiaccio:

$$V_{fp} \text{ ghiaccio} = \frac{\pi}{4} \times (D_g^2 - D^2) \times L_p = \frac{\pi}{4} \times (3,20^2 - 0,8^2) \times 2357 = 17770,44 \text{ cm}^3$$

Superficie tendini ghiaccio:

$$S_{fp} = D \times \pi \times L_p = 3,20 \times \pi \times 2357 = 23693,92 \text{ cmq}$$

Peso complessivo ghiaccio (Ggfp) :

$$G_{gfp} = 17770,44 \times 10^{-6} \times 920 = 16,35 \text{ Kg}$$

Pressione del vento sulla fune (Pfp):

$$P_{lfp} = 23693,92 \times 10^{-4} \times 18 = 42,65 \text{ Kg}$$

Per la condizione di carico 2) si hanno le seguenti azioni complessive:

$$GT(\text{peso proprio} + \text{perm}) = 818,35 \text{ Kg} \dots \dots \dots gt = \frac{GT}{Lp} = \frac{861,42}{144,20} = 5,97 \text{ Kg/ml}$$

$$Gg(\text{peso ghiaccio}) = \sum Gg = 200,06 + 144,48 + 16,35 + 113,14 \text{ Kg} = 474,02 \dots \dots \dots$$

$$\dots \dots \dots gg = \frac{Gg}{Lp} = \frac{474,02}{144,20} = 3,284 \text{ Kg/ml}$$

$$Pv(\text{azione vento}) = \sum P = 424,04 + 358,46 + 42,65 + 79,94 \text{ Kg} = 905,09 \text{ Kg} \dots \dots \dots$$

$$\dots \dots \dots pv = \frac{Pv}{Lp} = \frac{905,09}{144,20} = 6,28 \text{ Kg/ml}$$

da cui:

$$qt(\text{carico complessivo}) = \sqrt{(gt + gg)^2 + (pv)^2} = 11,19 \text{ Kg/ml}$$

6.3 Risultati di calcolo campata 143,95 m – fune principale:

Dati generali:

ELEMENTI CATENARIA										
Cavo principale		Cavo secondario		Tendini		Conduttore		Apparec. di illuminazione		
P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	N°	Peso unit.(Kg)	φ(cm)
3.81	28	0.7131	12	0.317	8	0.152	8	9	20	59

CARATERISTICHE MATERIALI ELEMENTI CATENARIA									
Cavo principale			Cavo secondario			Tendini			
Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	
46500	0.0000103	1.35E+10	10600	0.0000103	13500000000	5040	0.0000103	13500000000	

ELEMENTI GEOMETRICI CATENARIA					
Campata	freccia max	Altezza vincoli agli estremi	Delta fune principale-fune secondaria	Passo tendini	Dist. Palo-C.ill.
L (m)	f(m)	h (m)	Δ(m)	Pt(m)	lt (m)
143.95	3.7082	16.48	0.7	14.032	15.847

Condizione di carico 1):

Analisi fune principale Condizione di carico 1)										
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)	Inclinazione Tmax (°)	Tv (Kg)
699.12	3.7082	3.7082	0.0001	OK	144.20	5.97	4176.291	4198.44245	5.8882298	430.71

Condizione di carico 2):

		T°	V(Km/h)	Man(mm)		
ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 2:		-20	65	12		
Th2(Kg)		Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)	
8766.72		0.00E+00	OK	783.63	3.31	8803.72

Condizione di carico 3):

ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 3 : condizione di max allungamento della fune					
Th2(Kg)	Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)
3901.60	0	OK	653.14	3.97	3925.32

Verifica da normativa:

Verifiche di resistenza fune principale			
	Cond. 1	Cond.2	Cond.3
Tmax (Kg)	4198	8804	3925
T.rot. (Kg)*	13950	23250	23250.00
T.rot. Rid(90% di RiT.rot)	12555	20925	20925
Stringa di controllo	OK	OK	OK

***La T rot riportata è stata opportunamente ridotta**

Fune secondaria:

La verifica della fune secondaria è stata condotta in due fasi:

FASE 1) Calcolo delle azioni di tiro agli estremi della catenaria di campata pari all'interasse dei tendini nelle condizioni di carico 1) e 2) per una freccia imposta pari a 10 cm. **Eventuali riduzioni della freccia dovranno essere preventivamente verificate con apposito calcolo strutturale atto a verificare la nuova tensione indotta nella fune e la stabilità degli elementi di ancoraggio.**

FASE2) Verifica della fune durante la fase di montaggio nell'ipotesi che la stessa sia messa in opera separatamente dalla fune principale. La verifica è stata effettuata nella condizione di carico peso proprio + vento $t = 15^\circ$ e nell'ipotesi che nessuno dei tendini sia ancorato (luce della campata pari all'interasse dei pali di ancoraggio). In tali ipotesi la freccia imposta è pari a 1,00 m. **Eventuali riduzioni della freccia dovranno essere preventivamente verificate con apposito calcolo strutturale atto a verificare la nuova tensione indotta nella fune e la stabilità degli elementi di ancoraggio.**

Al fine di prevenire eventuali rotture del cavo durante le fasi di montaggio, nell'ipotesi di temperature stagionali minori di 0° , si opererà la messa in opera della fune secondaria ancorandola agli estremi e ad almeno il tendino centrale; la riduzione della campata permetterà di sopportare l'ulteriore carico derivante dall'eventuale formazione di ghiaccio. Nella fase di montaggio è stato adottato un coefficiente di sicurezza maggiore o uguale a 1,5.

Condizione di carico 1)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
246.14	0.1000	0.1	0.001	OK	14.034	0.7131	175.521	175.59227

Condizione di carico 2)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio+ ghiaccio + vento								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
246.14	0.1000	0.1	0.001	OK	14.03	3.025	744.4725	744.77498

Transitorio:

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento durante la fase di montaggio t=15 °								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
2590.37	1.0000	1.000000025	0.001	OK	143.9837	2.590	6709.789	6712.3797

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento+manicoto di ghiaccio durante la fase di montaggio ancorata al tendino centrale								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
1295.18	0.5000	0.500000013	0.001	OK	71.9919	3.025	3917.432	3918.9446

7. Risultati di calcolo campata 112,37 m – fune principale:

Dati generali:

ELEMENTI CATENARIA										
Cavo principale		Cavo secondario		Tendini		Conduttore		Apparec. di illuminazione		
P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	N°	Peso unit.(Kg)	φ(cm)
3.81	28	0.7131	12	0.317	8	0.152	8	7	20	59

CARATERISTICHE MATERIALI ELEMENTI CATENARIA									
Cavo principale			Cavo secondario			Tendini			
Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	
46500	0.0000103	1.96E+10	10600	0.0000103	19600000000	5040	0.0000103	1.96E+10	

ELEMENTI GEOMETRICI CATENARIA					
Campata	freccia max	Altezza vincoli agli estremi	Delta fune principale-fune secondaria	Passo tendini	Dist. Palo-C.ill.
L (m)	f(m)	h (m)	Δ(m)	Pt(m)	lt (m)
112.372	3.705	16.48	0.7	13.4463333	15.847

Condizione di carico 1):

Analisi fune principale Condizione di carico 1)											
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	(m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)	Inclinazione Tmax (°)	Tv (Kg)
426.64	3.7050	3.705		0.0001	OK	112.70	6.02	2567.017	2589.30922	7.5237341	339.04

Condizione di carico 2)

		T°	V(Km/h)	Man(mm)	
ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 2:		-20	65	12	
Th2(Kg)	Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)
5230.88	0.00E+00	OK	456.03	3.47	5270.63

Condizione di carico 3)

ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 3 : condizione di max allungamento della fune					
Th2(Kg)	Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)
2459.79	0	OK	408.82	3.87	2483.06

Verifiche :

Verifiche di resistenza fune principale			
	Cond. 1	Cond.2	Cond.3
Tmax (Kg)	2589	5271	2483
T.rot. (Kg)*	13950	23250	23250.00
T.rot. Rid(90% di RiT.rot)	12555	20925	20925
Stringa di controllo	OK	OK	OK

***La T rot riportata è stata opportunamente ridotta**

Fune secondaria:

Condizione di carico 1)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
226.02	0.1000	0.1	0.001	OK	13.448	0.7131	161.1757	161.24706

Condizione di carico 2)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio+ ghiaccio + vento								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
226.02	0.1000	0.1	0.001	OK	13.45	3.028	684.2926	684.59538

Transitorio:

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento durante la fase di montaggio t=15 °								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
1973.17	0.8000	0.800000964	0.001	OK	112.3991	2.593	5116.386	5118.4607

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento+manicoto di ghiaccio durante la fase di montaggio ancorata al tendino centrale								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
986.59	0.4000	0.400000482	0.001	OK	56.1995	3.028	2986.945	2988.1556

8. Risultati di calcolo campata 107,86 m – fune principale:

Dati generali:

ELEMENTI CATENARIA										
Cavo principale		Cavo secondario		Tendini		Conduttore		Apparec. di illuminazione		
P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro(mm)	P. unit. (Kg/ml)	Diametro.(mm)	N°	Peso unit.(Kg)	φ(cm)
3.81	28	0.7131	12	0.317	8	0.152	8	7	20	59

CARATERISTICHE MATERIALI ELEMENTI CATENARIA									
Cavo principale			Cavo secondario			Tendini			
Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	Trot	α	E(Kg/mq)	
46500	0.0000103	1.96E+10	10600	0.0000103	19600000000	5040	0.0000103	1.96E+10	

ELEMENTI GEOMETRICI CATENARIA							
Campata		freccia max	Altezza vincoli agli estremi		Delta fune principale-fune secondaria	Passo tendini	Dist. Palo-C.ill.
L (m)		f(m)	h (m)		Δ (m)	Pt(m)	lt (m)
107.869		3.705	16.48		0.7	12.6958333	15.847

Condizione di carico 1)

Analisi fune principale Condizione di carico 1)										
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)	Inclinazione Tmax (°)	Tv (Kg)
393.18	3.7050	3.705	0.0001	OK	108.21	6.07	2387.769	2410.26951	7.8349378	328.57

Condizione di carico 2)

		T°	V(Km/h)	Man(mm)		
ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 2:		-20	65	12		
Th2(Kg)	Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)	
4839.97	0.00E+00	OK	417.94	3.48	4880.33	

Condizione di carico 3)

ANALISI CONDIZIONE DI CARICO 3 : condizione di max allungamento della fune					
Th2(Kg)	Cella di calcolo	Verifica	a (m)	f (m)	Tmax (Kg)
2295.39	0	OK	377.97	3.85	2318.80

Verifiche:

Verifiche di resistenza fune principale			
	Cond. 1	Cond.2	Cond.3
Tmax (Kg)	2410	4880	2319
T.rot. (Kg)*	13950	23250	23250.00
T.rot. Rid(90% di RiT.rot)	12555	20925	20925
Stringa di controllo	OK	OK	OK

***La T rot riportata è stata opportunamente ridotta**

Fune secondaria:

Condizione di carico 1)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
201.50	0.1000	0.1	0.001	OK	12.698	0.7131	143.6874	143.75874

Condizione di carico 2)

Analisi fune principale soggetta al peso proprio+ ghiaccio + vento								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
201.50	0.1000	0.1	0.001	OK	12.70	3.028	610.1734	610.47619

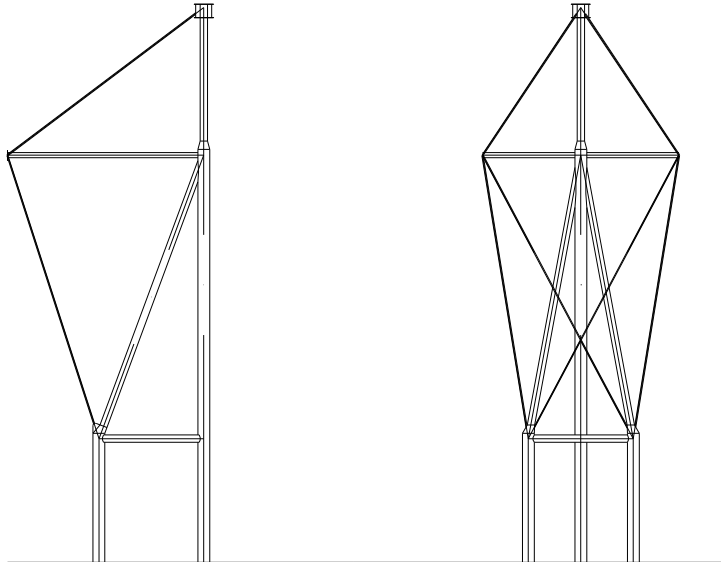
Transitorio:

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento durante la fase di montaggio t=15 °								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
1818.21	0.8000	0.800000008	0.001	OK	107.8974	2.594	4715.654	4717.7289

Analisi fune secondaria soggetta al peso proprio+ vento+manicoto di ghiaccio durante la fase di montaggio ancorata al tendino centrale								
Parametro catenariav(a)	f di calcolo (m)	f imposta (m)	Tolleranza	Verifica	L (m)	q (Kg/ml)	H (Kg)	Tmax (Kg)
909.11	0.4000	0.400000004	0.001	OK	53.9487	3.028	2752.961	2754.172

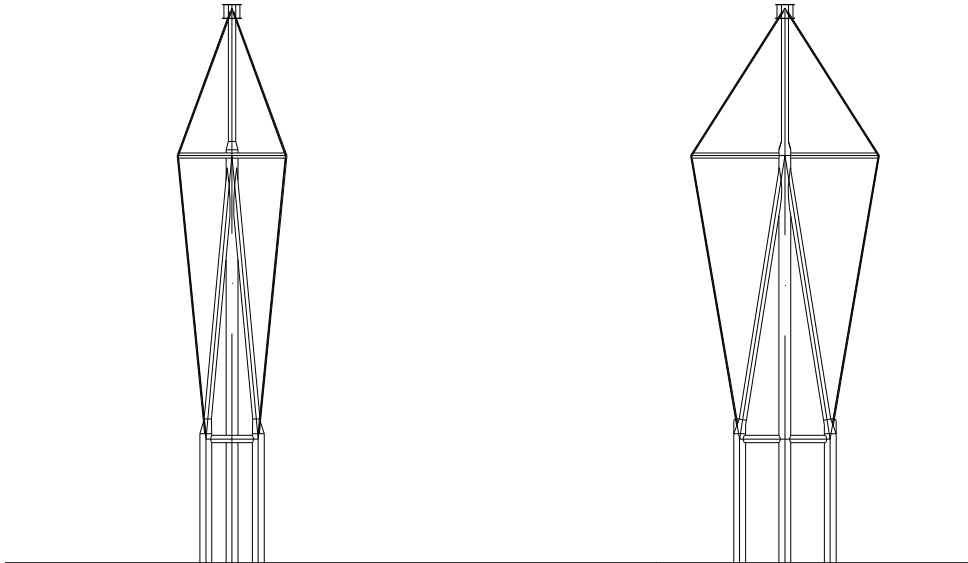
9. Analisi delle azioni agenti sui sostegni:

9.1 Peso proprio sostegni tipo 1):



Palo tipo 1						
$\phi_e(m)$	$sp(m)$	$\phi_i(m)$	$A(mq)$	$L(m)$	$\gamma(Kg/mc)$	$p(Kg)$
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	3.86	7850	638.94
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	3.86	7850	638.94
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	12.4	7850	2,052.55
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	2.8	7850	92.57
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	2.8	7850	92.57
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	2.8	7850	92.57
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	9.17	7850	303.18
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	9.17	7850	303.18
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	4.42	7850	146.13
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	5.9	7850	134.20
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	5.9	7850	134.20
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	5.9	7850	134.20
0.04			0.001257	8.45	7851	83.37
0.04			0.001257	8.45	7852	83.38
0.04			0.001257	7.15	7853	70.56
0.04			0.001257	7.15	7854	70.57
Totale Gie (Kg)						5,071.11

9.2 Peso proprio sostegni tipo 2):



Palo tipo 2						
$\phi_e(m)$	sp(m)	$\phi_i(m)$	A(mq)	L(m)	$\gamma(Kg/mc)$	p(Kg)
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	3.86	7850	638.94
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	3.86	7850	638.94
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	3.86	7850	638.94
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	3.86	7850	638.94
0.3556	0.02	0.3156	0.021086	12.4	7850	2,052.55
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	1.57	7850	51.91
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	1.57	7850	51.91
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	1.57	7850	51.91
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	1.57	7850	51.91
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	1.57	7850	51.91
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	1.57	7850	51.91
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	8.6	7850	284.33
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	8.6	7850	284.33
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	8.6	7850	284.33
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	8.6	7850	284.33
0.2191	0.0063	0.2065	0.004212	4.42	7850	146.13
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	3.25	7850	73.92
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	3.25	7850	73.92
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	3.25	7850	73.92
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	3.25	7850	73.92
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	3.25	7850	73.92
0.1527	0.0063	0.1401	0.002898	3.25	7850	73.92
0.04			0.001257	4.9	7850	48.34
0.04			0.001257	4.9	7850	48.34
0.04			0.001257	4.9	7850	48.34
0.04			0.001257	4.9	7850	48.34
0.04			0.001257	8	7850	78.92
0.04			0.001257	8	7850	78.92
0.04			0.001257	8	7850	78.92
0.04			0.001257	8	7850	78.92
Totale Gie (Kg)						7,155.78

9.3 Azione del vento(Qv):

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte a forze statiche equivalenti che si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la struttura.

Come disposto dalla normativa vigente, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

in cui

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

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;

$$\text{per corpi cilindri: } c_p = \begin{cases} 1,2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{se } d \times \sqrt{q} \leq 2,2 \\ 1,783 - 0,263 \times d \times \sqrt{q} \Rightarrow \text{se } 2,2 < d \times \sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{se } d \times \sqrt{q} \geq 4,2 \end{cases}$$

per superfici piane : $c_p=1,2$

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.

Dalle disposizioni dettate dalla normativa vigente, si ha :

$$\text{Torino: } \left\{ \begin{array}{l} \text{Quota 239 m.s.l.} \\ \text{Zona 1} \\ V_{b,0} = 25 \text{ m/s} \\ a_0 = 1000 \text{ m} \\ k_a = 0,010 \text{ s}^{-1} \\ a_s = 239 \text{ m} < a_0 \rightarrow v_b = 25 \text{ m/s} \\ \text{Classe di rugosità B} \\ \text{Categoria di esposizione IV} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} K_r = 0,22 \\ z_0 = 0,30 \text{ m} \\ z_{\min} = 8,00 \text{ m} \\ c_t = 1 \end{array} \right.$$

da cui

$$q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2 = 391 \text{ N/m}^2 = 39,10 \text{ Kg/m}^2$$

coefficiente di esposizione ce:

$$- z=16,60 > z_{min} \rightarrow c_e^{16,60}(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2,13$$

coefficiente di forma cp:

$$- cp = \begin{cases} d = 152,7 \rightarrow d \times \sqrt{q} = 0,95 \rightarrow cp = 1,2 \\ d = 219,1 \rightarrow d \times \sqrt{q} = 1,37 \rightarrow cp = 1,2 \\ d = 355,6 \rightarrow d \times \sqrt{q} = 2,223 \rightarrow cp = 1,2 \end{cases}$$

coefficiente dinamico cd:

$$- cd=1;$$

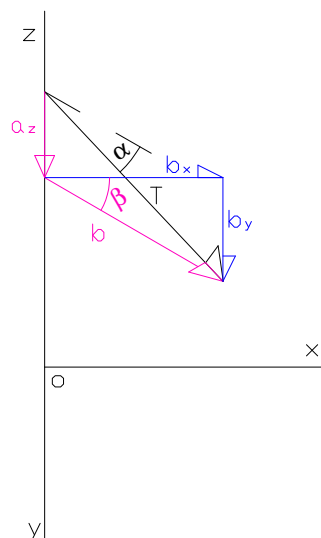
Per cui avremo:

cp	ce	cd	qb.(Kg/mq)	p(Kg/mq)
1.2	2.13	1	39.1	99.94

Q(Kg/ml)	
Tubo(mm)	Kg/ml
152.7	23.97
219.1	34.40
355.6	55.82

9.4 Azioni di tiro:

Le azioni di tiro derivanti dagli dalle funi, verranno scomposte nelle tre direzioni XYZ, secondo lo schema a seguito riportato:



Si riportano a seguito le azioni per campate messe in opera singolarmente :

Campata A-B L=134,74

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
764.9357	6637.063	3831.91

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
19.39185	542.6429	313.295

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
257.2278	2021.537	1167.135

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
202.4477	5083.604	2935.02

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
1529.871	13274.13	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
38.78371	1085.286	0

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
514.4555	4043.074	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
404.8953	10167.21	0

Campata C-D L=112,37

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
646.0921	4530.075	2615.44

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
20.26485	592.6125	342.145

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
214.6415	1407.733	812.755

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
145.9057	4430.915	2558.19

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
1292.184	9060.15	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
40.52969	1185.225	0

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
429.2831	2815.466	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
291.8114	8861.83	0

Campata D-E L=143,95

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
806.2917	7592.202	4383.36

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
21.13698	644.7299	372.235

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
274.6291	2306.797	1331.83

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
186.4494	5810.84	3354.89

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
1612.583	15184.4	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
42.27396	1289.46	0

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
549.2582	4613.594	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
372.8987	11621.68	0

Campata E-F L=107,86

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
626.3476	4191.537	2419.985

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
19.13614	528.4227	305.085

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
206.091	1297.332	749.015

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
139.7393	4083.873	2357.825

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
1252.695	8383.074	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
38.27229	1056.845	0

Fase di montaggio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
412.182	2594.664	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
279.4786	8167.745	0

Si riportano a seguito le azioni agenti sui dei sostegni D ed E nelle condizioni di esercizio:

Palo D

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
1452.384	-3062.13	6998.8

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
41.40183	-52.1174	714.38

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
2904.768	-6124.25	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
82.80366	-104.235	0

Palo E

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
1432.639	3400.665	6803.345

Azioni intermedie-sostegno laterale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
40.27313	116.3072	677.32

Fase di esercizio

Azioni in testa-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
2865.279	6801.331	0

Azioni intermedie-sostegno centrale		
az(Kg)	bx(Kg)	by(Kg)
80.54625	232.6144	0

10. Verifiche strutturali:

Le verifiche strutturali verranno eseguite considerando come carichi agenti, il peso proprio delle strutture, l'azione del vento, il tiro dalle funi e l'azione sismica per un coefficiente di intensità sismica $C=0,04$.

10.1 Sostegni di tipo 1:

La verifica è stata eseguita per la campata di luce maggiore (Campata A-B), facendo riferimento alle seguenti condizioni di carico:

COMBINAZIONE n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1 peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2 Permanenti	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3 PLE	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
4 PLM	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5 PCE	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	1
6 PCM	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7 VENTO DS	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
8 Sisma1	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	0
9 Sisma 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0
10 ceff	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

PLE: tiro palo laterale in esercizio
 PLM: tiro palo laterale in montaggio
 PCE: tiro palo centrale in esercizio
 PCM: tiro palo centrale in montaggio
 Vento DS: Azione del vento

Si pone in evidenza che il DM 14/01/2008 considera utile, alle tensioni ammissibili, la combinazione caratteristica rara a seguito riportata:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

in cui i coefficienti ψ_{02} e ψ_{03} risultano rispettivamente pari a 0,6 per carico vento e 0,5 per carico neve per quote <1000 m s.l.m., o comunque maggiormente cautelativi.

I calcoli strutturali inerenti le combinazioni di carico di cui sopra, sono riportati nell'allegato

1): Calcoli strutturali sostegno tipo 1.

10.2 Verifica di stabilità globale sostegni tipo 1:

Fondazione				
Bx(m)	Ly(m)	hz(m)	P(kg)	
4.2	9	0.8	75600	
Posizione palo				
Dx(m)	Dy(m)	ix(m)	iy(m)	
0.425	2.6	3.15	2.728	
b1x(m)	b3x(m)	b5x(m)	l1-3y(m)	l5y(m)
0.425	3.575	2	2.6	5.328

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 1							Verifica a ribaltamento				Scorrimento					
							COMBINAZIONE 1				COMBINAZIONE 1					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	MR_x	MR_y	Ms_x	Ms_y	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	(Kg m)	(Kg m)	(Kgm)	(Kg m)						
1	-1.144	-3.065	-33.794	9.384	-3.112	0.761	-58291.1	-94558	158760	340200	-4154	-7183	81384	0.5	9.80	5.67
3	-0.746	-1.263	1.355	4.453	-2.58	0.738	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.264	-2.855	38.223	7.72	-6.641	0.819	2.72357		3.597786							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 2							COMBINAZIONE 2				COMBINAZIONE 2					
							MR_x	MR_y	Ms_x	Ms_y	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	MR_x	MR_y	Ms_x	Ms_y	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	(Kg m)	(Kg m)	(Kgm)	(Kg m)						
1	-1.123	-3.008	-26.141	9.191	-3.031	0.746	-46613.9	-68829	158760	340200	-4110	-7120	81061	0.5	9.86	5.69
3	-0.732	-1.245	1.327	4.362	-2.514	0.721	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.255	-2.867	30.275	7.636	-6.533	0.817	3.40585		4.942698							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 3							COMBINAZIONE 3				COMBINAZIONE 3					
							MR_x	MR_y	Ms_x	Ms_y	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	MR_x	MR_y	Ms_x	Ms_y	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	(Kg m)	(Kg m)	(Kgm)	(Kg m)						
1	-0.426	-4.338	-33.756	13.801	-0.565	0.024	13622.4	-163381	158760	340200	0	-14370	81792	0.5		2.85
3	0.426	-4.338	-33.756	13.801	0.565	-0.024	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-5.694	73.704	15.37	0	0	11.6543		2.082245							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 4							COMBINAZIONE 4				COMBINAZIONE 4					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.417	-4.257	-26.082	13.496	-0.55	0.027	13026.2	-121963	158760	340200	0	-14220	81521	0.5		2.87
3	0.417	-4.257	-26.082	13.496	0.55	-0.027	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-5.706	58.085	15.178	0	0	12.1877		2.789376							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 5							COMBINAZIONE 5				COMBINAZIONE 5					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.21	-3.726	-35.353	11.305	-3.194	0.714	-58287.9	-49908	158760	340200	-4154	-9383	81385	0.5	9.80	4.34
3	-0.68	-1.925	-0.204	6.374	-2.497	0.785	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.264	-3.732	41.342	9.899	-6.641	0.819	2.72372		6.816519							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 6							COMBINAZIONE 6				COMBINAZIONE 6					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.188	-3.67	-27.7	11.111	-3.114	0.699	-46612.7	-30165	158760	340200	-4110	-9321	81062	0.5	9.86	4.35
3	-0.667	-1.907	-0.232	6.283	-2.432	0.768	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.255	-3.744	33.394	9.815	-6.533	0.817	3.40594		11.27782							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 7							COMBINAZIONE 7				COMBINAZIONE 7					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.491	-5	-35.316	15.722	-0.648	-0.023	13620.2	-157101	158760	340200	0	-16571	81791	0.5		2.47
3	0.491	-5	-35.316	15.722	0.648	0.023	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-6.571	76.823	17.549	0	0	11.6562		2.165489							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 8							COMBINAZIONE 8				COMBINAZIONE 8					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.483	-4.918	-27.642	15.417	-0.632	-0.021	13024	-115794	158760	340200	0	-16419	81520	0.5		2.48
3	0.483	-4.918	-27.642	15.417	0.632	0.021	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-6.583	61.204	17.356	0	0	12.1898		2.937982							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 9							COMBINAZIONE 9				COMBINAZIONE 9					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.219	-3.115	-34.826	9.518	-3.336	0.801	-62654.7	-41606	158760	340200	-4452	-7183	81385	0.5	9.14	5.67
3	-0.821	-1.213	2.388	4.319	-2.804	0.778	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.412	-2.855	38.223	7.72	-7.068	0.86	2.53389		8.176735							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 10							COMBINAZIONE 10				COMBINAZIONE 10					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.069	-3.014	-32.761	9.25	-2.888	0.721	-53923.5	-41533	158760	340200	-3857	-7182	81384	0.5	10.55	5.67
3	-0.671	-1.313	0.322	4.587	-2.356	0.698	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.117	-2.855	38.223	7.72	-6.213	0.778	2.94417		8.191148							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 11							COMBINAZIONE 11				COMBINAZIONE 11					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.153	-3.154	-34.389	9.665	-3.124	0.762	-58287.3	-71577	158760	340200	-4154	-7481	81385	0.5	9.80	5.44
3	-0.737	-1.352	0.759	4.734	-2.568	0.737	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.264	-2.975	39.415	8.036	-6.641	0.819	2.72375		4.752932							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 12							COMBINAZIONE 12				COMBINAZIONE 12					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.135	-2.976	-33.198	9.103	-3.1	0.76	-58291.1	-65022	158760	340200	-4154	-6886	81384	0.5	9.80	5.91
3	-0.755	-1.174	1.951	4.172	-2.592	0.738	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.264	-2.736	37.031	7.404	-6.641	0.819	2.72357		5.23204							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 13							COMBINAZIONE 13				COMBINAZIONE 13					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.501	-4.388	-34.789	13.935	-0.789	0.064	9254.22	-161663	158760	340200	-297	-14370	81791	0.5	137.70	2.85
3	0.351	-4.288	-32.724	13.667	0.341	0.015	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.147	-5.694	73.704	15.37	-0.428	0.041	17.1554		2.104373							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 14							COMBINAZIONE 14				COMBINAZIONE 14					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.351	-4.288	-32.724	13.667	-0.341	-0.015	17986.2	-165098	158760	340200	297	-14370	81791	0.5	137.70	2.85
3	0.501	-4.388	-34.789	13.935	0.789	-0.064	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.147	-5.694	73.704	15.37	0.428	-0.041	8.82678		2.060597							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 15							COMBINAZIONE 15				COMBINAZIONE 15					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.435	-4.427	-34.352	14.082	-0.577	0.025	13622.4	-125025	158760	340200	0	-14667	81792	0.5		2.79
3	0.435	-4.427	-34.352	14.082	0.577	-0.025	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-5.813	74.896	15.687	0	0	11.6543		2.721065							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 16							COMBINAZIONE 16				COMBINAZIONE 16					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.416	-4.249	-33.161	13.52	-0.553	0.024	13620.2	-120161	158760	340200	0	-14072	81791	0.5		2.91
3	0.416	-4.249	-33.161	13.52	0.553	-0.024	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-5.574	72.513	15.054	0	0	11.6562		2.831199							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 17							COMBINAZIONE 17				COMBINAZIONE 17					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.285	-3.776	-36.386	11.439	-3.418	0.753	-62655.2	-48797	158760	340200	-4452	-9382	81385	0.5	9.14	4.34
3	-0.755	-1.874	0.829	6.24	-2.721	0.825	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.412	-3.732	41.342	9.899	-7.068	0.86	2.53387		6.971681							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 18							COMBINAZIONE 18				COMBINAZIONE 18					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.135	-3.676	-34.32	11.171	-2.97	0.674	-53921.3	-51034	158760	340200	-3857	-9383	81385	0.5	10.55	4.34
3	-0.605	-1.975	-1.237	6.508	-2.274	0.745	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.117	-3.732	41.342	9.899	-6.213	0.778	2.94429		6.666127							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 19							COMBINAZIONE 19				COMBINAZIONE 19					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.219	-3.815	-35.949	11.586	-3.206	0.714	-58287.9	-71335	158760	340200	-4154	-9681	81385	0.5	9.80	4.20
3	-0.671	-2.014	-0.8	6.655	-2.485	0.785	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.264	-3.852	42.534	10.215	-6.641	0.819	2.72372		4.76903							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 20							COMBINAZIONE 20				COMBINAZIONE 20					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.201	-3.637	-34.757	11.024	-3.182	0.713	-58288.9	-65295	158760	340200	-4154	-9086	81385	0.5	9.80	4.48
3	-0.689	-1.836	0.392	6.093	-2.51	0.786	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-2.264	-3.613	40.15	9.582	-6.641	0.819	2.72368		5.21018							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 21							COMBINAZIONE 21				COMBINAZIONE 21					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.566	-5.05	-36.349	15.856	-0.872	0.017	9252.65	-155116	158760	340200	-297	-16570	81791	0.5	137.70	2.47
3	0.416	-4.949	-34.283	15.588	0.424	0.063	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.147	-6.571	76.823	17.549	-0.428	0.041	17.1583		2.193196							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 22							COMBINAZIONE 22				COMBINAZIONE 22					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kg m)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.416	-4.949	-34.283	15.588	-0.424	-0.063	17987.8	-159076	158760	340200	297	-16570	81791	0.5	137.70	2.47
3	0.566	-5.05	-36.349	15.856	0.872	-0.017	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.147	-6.571	76.823	17.549	0.428	-0.041	8.82601		2.138596							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 23							COMBINAZIONE 23				COMBINAZIONE 23					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kg m)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.501	-5.089	-35.912	16.003	-0.66	-0.022	13620.2	-112234	158760	340200	0	-16868	81791	0.5		2.42
3	0.501	-5.089	-35.912	16.003	0.66	0.022	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-6.69	78.015	17.865	0	0	11.6562		3.03117							

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 24							COMBINAZIONE 24				COMBINAZIONE 24					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kg m)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.482	-4.911	-34.72	15.441	-0.636	-0.023	13622.4	-107880	158760	340200	0	-16273	81792	0.5		2.51
3	0.482	-4.911	-34.72	15.441	0.636	0.023	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-6.451	75.632	17.233	0	0	11.6543		3.153492							

Ribaltam.	Ver. MR_x	Ver MR_y
Coef. Sicurezza	2.53	2.06

Scorrim.	Grad. Sic.x	Grad. Sic.y
Coef. Sicurezza	9.14	2.42

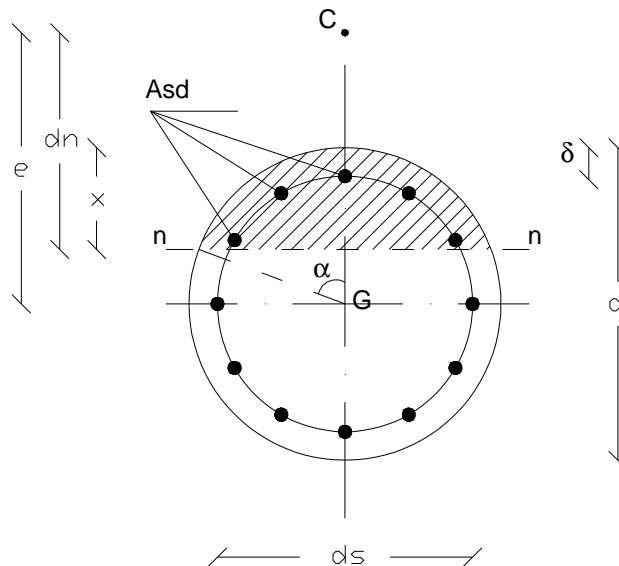
Pressione massima agente sul terreno < 1Kg/cmq

10.3 Verifica strutturale fondazione sostegni tipo 1:

I calcoli strutturali inerenti la struttura di fondazione per i sostegni di tipo 1), sono riportati nell'allegato di calcolo 2):Calcoli strutturali fondazione sostegno tipo 1.

10.4 Calcolo piastra di base sostegni tipo 1):

La piastra di collegamento tra palo di illuminazione e struttura di fondazione è stata progettata considerando uno stato di sollecitazione di tipo presso-flessionale.



Per sezioni circolari, indicando con

- A_s : armatura addizionale a trazione ;
- A_s' : armatura addizionale a compressione
- A_{sd} : l'area metallica uniformemente distribuita sulla sezione
- d : diametro della sezione

posta la condizione $A_s=A_s'$, dall'equilibrio delle forze orizzontali e dei momenti intorno all'asse baricentrico, si ha:

$$A = 2 \times A_s + A_{sd}; \quad \varphi = \frac{d_s}{d}; \quad C_1 = \varphi^2 \times n \times \frac{A + 2 \times A_s}{8 \times d^2}; \quad C_2 = n \times \frac{A}{2 \times d^2};$$

$$f_1 = \frac{\sin^2 \alpha}{12} - \frac{\cos \alpha}{8} \times \alpha - \sin \alpha \cos \alpha;$$

$$f_2 = \frac{\alpha}{64} (1 + 4 \times \cos^2 \alpha) - \frac{\sin \alpha \times \cos \alpha}{192} (15 - 2 \times \sin^2 \alpha); \quad f_3 = f_2 + \frac{f_1}{2} \times \cos \alpha;$$

$$I_n = d^4 \times \left[f_2 + C_1 + \frac{1}{2} \times C_2 \times \cos^2 \alpha \right]; \quad S_n = d^3 \times [f_1 - C_2 \times \cos \alpha]; \quad d_n = \frac{I_n}{S_n};$$

$$\eta_1 = f_3 + C_1; \quad \eta_2 = f_1 - C_2 \times \cos \alpha;$$

La posizione dell'asse neutro si otterrà dall'uguaglianza

$$\frac{e}{d} \times \eta_2 = \eta_1$$

mentre le tensioni massime indotte sul cls e sull'armatura, si otterranno dalle relazioni

$$\sigma_{c \max} = N \times \frac{1}{2 \times d^2} \times \frac{1 - \cos \alpha}{\eta_2}; \quad \sigma_{s \max} = n \times \sigma_c \times \frac{\varphi + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha};$$

La verifica del tirafondo, sarà condotta anche nella sezione filettata, in cui l'area netta (A_r) dello stesso si riduce a:

$$A_r = 0,75 \times A$$

Le azioni di carico considerate sono:

Comb. N°	Txmax (t)	Tymax (t)	Tmax (t)	Nmax (t)	Mxmax (t m)	Mymax (t m)	Mmax (t m)
1	2.26	3.07	3.81	38.22	9.38	6.64	11.50
2	2.26	3.01	3.76	30.28	9.19	6.53	11.28
3	0.43	5.69	5.71	73.70	15.37	0.57	15.38
4	0.42	5.71	5.72	58.09	15.18	0.55	15.19
5	2.26	3.73	4.37	41.34	11.31	6.64	13.11
6	2.26	3.74	4.37	33.39	11.11	6.53	12.89
7	0.49	6.57	6.59	76.82	17.55	0.65	17.56
8	0.48	6.58	6.60	61.20	17.36	0.63	17.37
9	2.41	3.12	3.94	38.22	9.52	7.07	11.86
10	2.12	3.01	3.68	38.22	9.25	6.21	11.14
11	2.26	3.15	3.88	39.42	9.67	6.64	11.73
12	2.26	2.98	3.74	37.03	9.10	6.64	11.27
13	0.50	5.69	5.72	73.70	15.37	0.79	15.39
14	0.50	5.69	5.72	73.70	15.37	0.79	15.39
15	0.44	5.81	5.83	74.90	15.69	0.58	15.70
16	0.42	5.57	5.59	72.51	15.05	0.55	15.06
17	2.41	3.78	4.48	41.34	11.44	7.07	13.45
18	2.12	3.73	4.29	41.34	11.17	6.21	12.78
19	2.26	3.85	4.47	42.53	11.59	6.64	13.35
20	2.26	3.64	4.28	40.15	11.02	6.64	12.87
21	0.57	6.57	6.60	76.82	17.55	0.87	17.57
22	0.57	6.57	6.60	76.82	17.55	0.87	17.57
23	0.50	6.69	6.71	78.02	17.87	0.66	17.88
24	0.48	6.45	6.47	75.63	17.23	0.64	17.24

Da cui

Sollecitazioni MASSIME di calcolo			Tmax (t)	Nmax (t)	Mmax (t m)
			6.71	78.02	17.88
Sollecitazioni MINIME				Nmin (t)	
				30.28	

Si riporta a seguito la tabella riassuntiva le tensioni agenti in corrispondenza della piastra di base e le verifiche di resistenza:

Dati sezione								
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As(cmq)	Arm. Supl. Compr. As'(cmq)	A (cmq)
80	6.5	3	12	84.82	15	0	0	84.82

Sollecitazioni		
Momento Max (Kg cm)	Nmax	(Kg)
1788000	78020	

Eccentricità-parametri				
ds	ϕ	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
67	0.8375	22.92	0	22.92

Posizione asse neutro		
α°	α (rad)	xc (cm)
92.79478516	1.61957453	41.9504

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	η_1	η_2
0.017430288	0.099401955	0.141608275	0.028845164	0.025392835	23.3918254	0.042823	0.146455

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro		
I_n (cm ⁴)	S_n (cm ³)	d_n (cm)
1900282.37	74984.96	25.34

Verifica ipotesi posizione asse neutro			
e (cm)	e_{cal} (cm)	Delta	% errore
22.91720072	23.39182541	-0.474624691	2.029019466
$e_{cal} \times \eta_2 / d$	η_1	delta	
0.041954233	0.042823123	0.000868889	2.029019466

Verifica Tensioni massime indotte			
σ_{cmax} (Kg/cm ²)	σ_{fmax} (Kg/cm ²)	A_r (cm ²)	σ_{fmax} (Kg/cm ²)
43.65	492.40	5.301437603	656.5325413
σ_{camm} (Kg/cm ²)	σ_{famm} (Kg/cm ²)		σ_{famm} (Kg/cm ²)
97.5	2600		2600
Stringa di verifica			
OK	OK		OK

Sollecitazioni	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
1788000	30280

Eccentricità-parametri				
ds	ϕ	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
67	0.8375	59.05	0	59.05

Posizione asse neutro		
α°	α (rad)	x _C (cm)
88.76457187	1.549234038	39.1376

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	η_1	η_2
0.017430288	0.099401955	0.057544321	0.022792194	0.02341254	58.9775848	0.040843	0.055401

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro		
I_n (cm ⁴)	S_n (cm ³)	d_n (cm)
1648459.23	28365.39	58.12

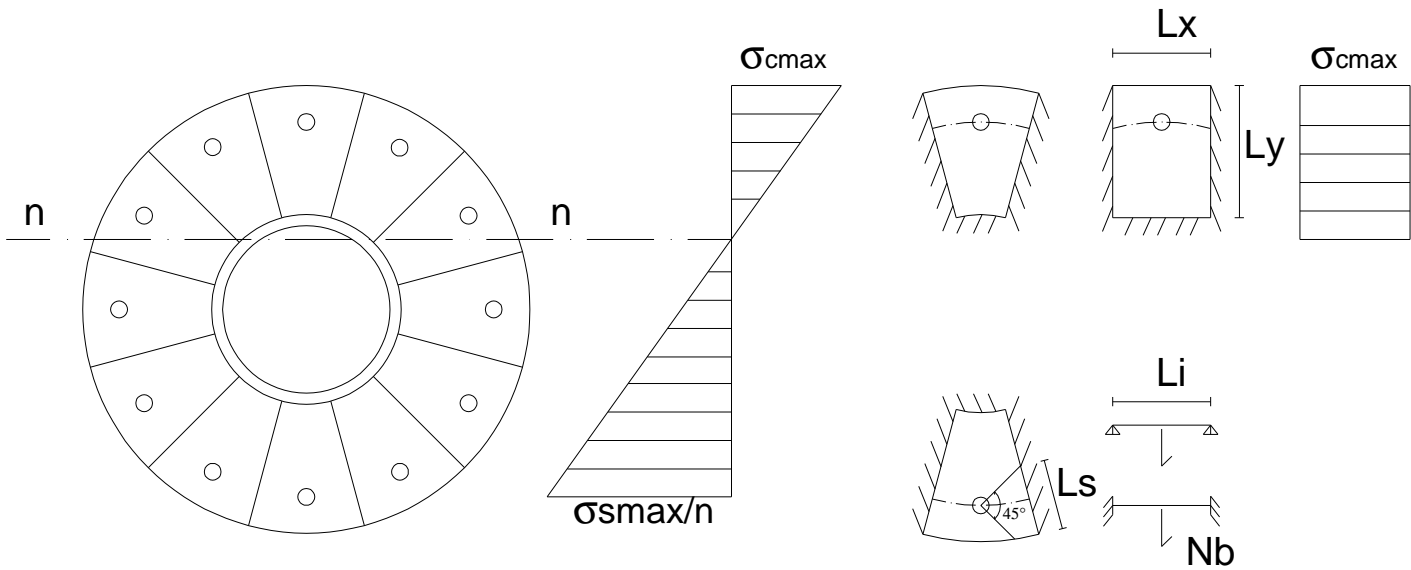
Verifica ipotesi posizione asse neutro			
e (cm)	e_{cal} (cm)	Delta	% errore
59.04887715	58.97758475	0.071292392	0.120734543
$e_{cal} \times \eta_2 / d$	η_1	delta	
0.040892199	0.040842828	-4.9371E-05	0.120734543

Verifica Tensioni massime indotte			
σ_{max} (Kg/cm ²)	σ'_{max} (Kg/cm ²)	A_r (cm ²)	σ'_{rmax} (Kg/cm ²)
41.78	550.23	5.301437603	733.6364431
σ_{amm} (Kg/cm ²)	σ'_{amm} (Kg/cm ²)		σ'_{amm} (Kg/cm ²)
97.5	2600		2600
Stringa di verifica			
OK	OK		OK

10.5 Progetto dello spessore della piastra di fondazione sostegni tipo 1:

La progettazione dello spessore della piastra è stata condotta suddividendo la stessa in un numero n° di porzioni delimitate dalle nervature di irrigidimento ognuna delle quali verrà considerata come “piastra incastrate su tre lati”, caricata dalla reazione del calcestruzzo o dall’azione di tiro dei tirafondi.

Considerando gli schemi di carico a seguito riportati:



ed una piastra rettangolare equivalente di dimensioni

$$Lx = \frac{2 \times \pi \times r}{12}$$

$$Ly = \frac{(D-d)}{2}$$

avremo:

Azione di compressione del cls:

$$px = pt \times \frac{l_y^4}{K \times l_x^4 + l_y^4}$$

$$py = pt \times -px$$

$$M_{x \max}^+ = \frac{1}{8} \times px \times Lx;$$

$$M_{y \max}^- = \frac{1}{12} \times py \times Ly$$

in cui k=17

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{f \times tp_1^2} \rightarrow tp_1 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{f \times \sigma_{samm}}}$$

con $f = \min \begin{cases} 2 \times f1 \\ f2 \end{cases}$

10.6 Azione dei tirafond sostegni tipo 1:

Considerato una distribuzione delle tensioni a 45° possiamo scrivere:

$$M_{\max}^{-} = \frac{1}{8} \times Nb \times Lx$$

$$M_{\max}^{+} = \frac{1}{4} \times Nb \times Lx$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{Ls \times tp_1^2} \rightarrow tp_2 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{Lsrid \times \sigma_{samm}}}$$

Lo spessore minimo da assumere per la piastra di base, varrà:

$$tp > \max \begin{cases} tp_1 \\ tp_2 \end{cases}$$

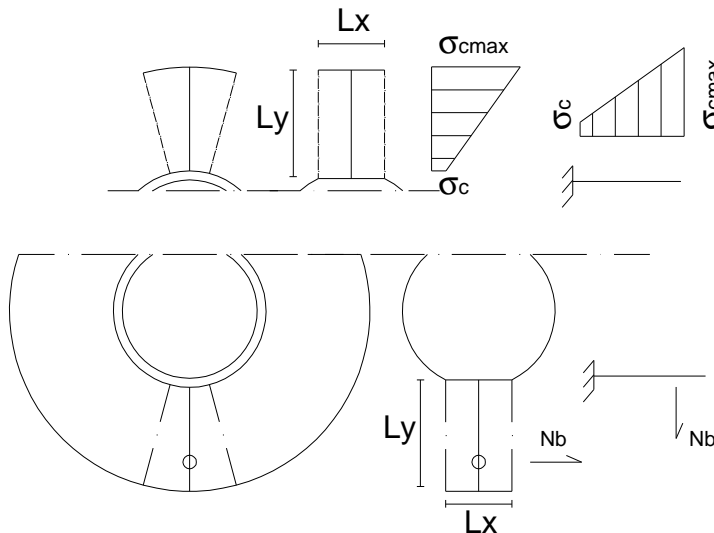
Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

lx (cm)		ly (cm)	k	f1 (cm)	f2 (cm)	f (cm)	pt (Kg/cmq)	σsamm (Kg/cmq)
20.94		22.22	17	4.8	7.74	7.74	43.04	2400
px (Kg/cmq)	py (Kg/cmq)	Mxmax (kg cm)	Mymax (Kg cm)	Mmax (Kg cm)	tp1 (cm)	d (cm)		
2.984892	40.05306777	3636.6367	34514.474	34514.47	3.34	35.56		
							tpmin (cm)	
							3.34	
Lx (cm)		Ls (cm)	Lsrid (cm)	Nb (Kg)	Mmax (Kg cm)	tp2 (cm)		
20.943951		10.8	7.8	3418.157	17897.43	2.40		

10.7 Progetto delle nervature:

Il progetto delle nervature può essere condotto considerando le azioni dovute al tiro dei tirafondi ed alla reazione del calcestruzzo agenti sull'area di influenza della singola nervatura;

Lo schema di carico considerato è quello di trave incastrata.



Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Verifica nervature				
Azioni dovute alla compressione				
Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	σ_{cmax} Kg/cmq	σ_c Kg/cmq
20.94	22.22	35.56	43.03796	20.28106
C1 (Kg)	C2 (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)	
9438.2891	5295.241913	183299.58	14733.531	
Azioni dovute al tiro dei bulloni				
Nb (Kg)	Max cm	(Kg)	Tmax (Kg)	
3418.157	48606.19307		3418.157	
Max (Kg cm)	Tmax (Kg)			
183299.58	14733.53106			
hminnerv (cm)	sp (cm)	σ_s Kg/cmq	τ_{med} Kg/cmq	
20	1.5	1832.9958	330.95424	
		σ_{famm} (Kg/cmq)	τ_{amm} (Kg/cmq)	
		2400	1385.6406	
		stringa di verifica		
		OK	OK	

10.8 Verifica azioni taglianti:

Le sollecitazioni taglianti, verranno trasferite alla struttura di fondazione mediante attrito

calcestruzzo-piastra di base. La condizione risulta verificata se $\frac{T}{N} \leq 0.4$

Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Nmax(Kg)	Nmin(Kg)	T/N	T/N	
78020	30280	0.086004	0.221598	<0.4

10.9 Progetto dei tirafondi:

La lunghezza dei tirafondi è stata determinata considerando l'azione di trazione nel tirafondo maggiormente sollecitato e verificando che la sua lunghezza sia tale a contrastare l'azione di sfilamento:

$$\tau_{ad} \times l \times \pi \times \phi = N_t \rightarrow l = \frac{N_t}{\tau_{ad} \times \pi \times \phi}$$

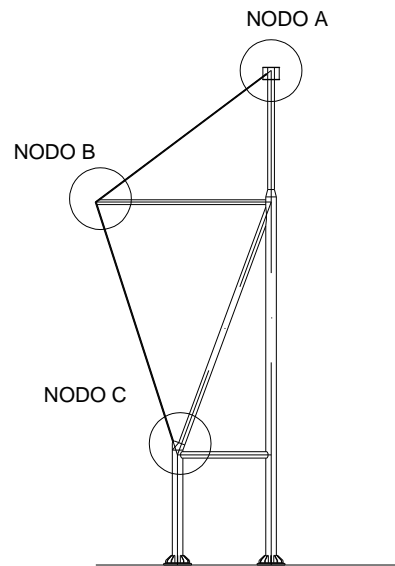
in cui

$$N_t = \sigma_{s \max} \times \frac{\pi \times \phi^2}{4}$$

Si riportano a seguito la tabella di calcolo riassuntive:

Lunghezza minima tirafondo	
tad (Kg/cmq)	lt min (cm)
9	45.87

10.11. Verifica nodi di collegamento palo tipo 1:



Le piastre di collegamento sono state verificate per l'azione max di trazione considerando come area resistente quella depurata dal foro del bullone.

E' stato verificato che:

$$\sigma = \frac{N_t}{Ar} \leq \sigma_{amm}$$

Il dimensionamento geometrico della piastra è stato effettuato nel rispetto delle prescrizioni a seguito riportate:

Distanza fori dal bordo libero in

Direzione della forza $\frac{a}{d} \geq 2$

Direzione ortogonale alla forza $\frac{a}{d} \geq 1,5$

Bordo non irrigidito $\frac{a}{s} \leq 6$

dove

a1 è la distanza tra centro bullone al margine esterno da collegare in direzione dello sforzo;

a2 è la distanza tra centro bullone al margine esterno da collegare in direzione ortogonale dello sforzo;

d diametro del bullone.

s spessore della lamiera da collegare

Al fine di limitare le pressioni agenti sul contorno del foro, è stato verificato che

$$\sigma_{rif} \leq \alpha \times \sigma_{amm}$$

in cui

$$\sigma_{rif} = \frac{N_b}{d \times s}$$

$$\alpha = \frac{a}{d} \leq 2,5$$

Per quanto concerne I bulloni di collegamento, è sollecitati prevalentemente da azioni taglianti, è stato verificato che

$$\tau_b = \frac{T}{n \times \frac{\pi \times d^2}{4}} \leq \tau_{b,amm}$$

mentre la coppia di serraggio degli stessi bulloni è stata stimata in:

$$Tb = 0,2 \times N_b \times d$$

in cui

$$N_b = 0,8 \times f_y \times A_{res}$$

Per le saldature di collegamento, del tipo a cordone d'angolo, sono state verificate le seguenti limitazioni:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \begin{cases} 0,85 \times \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe360} \\ 0,70 \times \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe510} \end{cases}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq \begin{cases} \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe360} \\ 0,85 \times \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe510} \end{cases}$$

Si riportano a seguito gli elaborate di calcolo:

NODO A)

Nodo A					
T1(Kg)	T2(Kg)	$\alpha^{\circ}1$	$\alpha1rad$	$\alpha^{\circ}2$	$\alpha2rad$
10000.000	10000	53.000	0.925	84.000	1.466

Verifica piastra trazione							
sp (cm)	ϕ foro (cm)	l (cm)	Ar (cmq)	σ (Kg/cmq)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)
2.00	4.10	6.15	12.30	813.01	2400.00	1680.00	2040.00
2.00	4.10	6.15	12.30	813.01	2400.00	1680.00	2040.00

Verifica piastra rifollamento						
ϕ bullone (cm)	Ar (cmq)	σ_b (Kg/cmq)	n_p	τ_b (Kg/cmq)	σ rif (Kg/cmq)	σ amm rif (Kg/cmq)
4.00	12.57	795.77	2.00	397.89	1250.00	3600
4.00	12.57	795.77	2.00	397.89	1250.00	3600

Verifica saldature							
So1(Kg)	Sv1(Kg)	So2(Kg)	Sv2(Kg)	s(cm)	ag(cm)		
7986.3551	6018.150232	9945.218954	1045.28463	0.8	0.57		

nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
2	30	235.30	177.31	294.63	235.30	OK	OK

nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
2	30	293.01	30.80	294.63	293.01	OK	OK

NODO B)

Nodo B								
T1(Kg)	T2(Kg)	T3(Kg)	$\alpha^{\circ}1$	$\alpha1rad$	$\alpha^{\circ}2$	$\alpha2rad$	$\alpha^{\circ}3$	$\alpha3rad$
6000	1000	0	72	1.25664	19	0.33161	0.00000	0

Verifica piastra trazione							
sp (cm)	ϕ foro (cm)	l (cm)	Ar (cmq)	σ (Kg/cmq)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)
2	4.1	6.15	12.3	487.80	2400	1680	2040
2	4.1	6.15	12.3	81	2400	1680	2040
2	2	3	6	0	2400	1680	2040

Verifica piastra rifollamento								
ϕ bullone (cm)	Ar (cmq)	σ_b (Kg/cmq)	n_p	τ_b (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)	σ rif (Kg/cmq)	σ amm rif (Kg/cmq)
4.00	12.57	477.46	2.00	238.73			750.00	3600.00
4.00	12.57	79.58	3.00	26.53			125.00	3600.00
1.90	2.84	0.00	2.00	0.00			0.00	3600.00

Verifica saldature											
So1(Kg)	Sv1(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
1854.10	5706.34	0.80	0.57	2.00	25.00	201.75	65.55	212.13	201.75	OK	OK
So2(Kg)	Sv2(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
945.52	325.57	0.80	0.57	2.00	5.00	57.55	167.15	176.78	57.55	OK	OK

NODO C)

Nodo C		
T1(Kg)	$\alpha^{\circ}1$	$\alpha 1\text{rad}$
6000	31	0.541052068

Verifica piastra trazione							
sp (cm)	ϕ foro (cm)	l (cm)	Ar (cmq)	σ (Kg/cmq)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)
2	4.1	6.15	12.3	487.80	2400	1680	2040

Verifica piastra rifollamento								
ϕ bullone (cm)	Ar (cmq)	σ_b (Kg/cmq)	n_p	τ_b (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)	σ rif (Kg/cmq)	σ amm rif (Kg/cmq)
4.000	12.566	477.465	2.000	238.732			731.71	3600.00

Verifica saldature											
So1(Kg)	Sv1(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
3090.23	5143.00	0.8	0.57	2	25	181.8326433	109.2560746	212.13	181.83	OK	OK

10.12 Sostegni di tipo 2

La verifica è stata eseguita considerando due fasi:

- fase 1) messa in opera delle catenarie della campata BC (max tiro sul sostegno centrale);
- fase 2) messa in opera delle catenarie della campata CD (max tiro sul sostegno laterale).

Si riportano le condizioni di carico considerate:

COMBINAZIONE n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
1 peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2 Permanenti	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3 1 cd	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4 2 cd	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5 1cd+1de	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6 2cd+1de	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7 Esercizio	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8 VS	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
9 VD	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
10 Vento	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11 Sisma1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	0
12 Sisma 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0	1	-1	0
13 ceff	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

con:

1 CD : tiro della catenaria CD su sostegno laterale

2 CD: tiro delle 2 catenarie CD su sostegno centrale

2 CD + 1 DE : tiro delle 2 catenarie CD su sostegno centrale + tiro di 1 catenaria DE

Esercizio : tiro delle 2 Catenarie CD + tiro delle 2 catenarie DE su sostegno centrale

I calcoli strutturali inerenti le combinazioni di carico di cui sopra, sono riportati nell'allegato

3):Calcoli strutturali sostegno tipo 2.

10.13 Verifica di stabilità globale sostegni tipo 2:

Fondazione				
Bx(m)	Ly(m)	hz(m)	P(kg)	
4.8	9.8	1	117600	
Posizione palo				
Dx(m)	Dy(m)	ix(m)	iy(m)	l6y(m)
1.615	3.54	1.57	1.36	6.26
b1x(m)	b3x(m)	b5x(m)	l1-3y(m)	l5y(m)
1.615	3.185	2.4	3.54	4.9

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 1							Verifica a ribaltamento COMBINAZIONE 1				Scorrimento COMBINAZIONE 1					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.762	-1.138	-23.435	3.211	-2.021	0.247	-31900	-49491.42	282240	576240	-2964	-5132	125405	0.5	21.15	12.22
3	-0.511	-0.721	1.064	2.381	-1.703	0.248	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.413	-1.35	2.525	3.311	-1.84	0	8.8477		11.6432303							
7	-0.489	-0.754	1.637	2.423	-1.679	-0.248										
9	-0.789	-1.169	26.014	3.248	-2.057	-0.246										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 2							COMBINAZIONE 2				COMBINAZIONE 2					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.263	-1.872	-23.571	5.605	-0.333	-0.001	20340	-133763.2	282240	576240	0	-10256	126075	0.5	#DIV/0!	6.15
3	0.263	-1.872	-23.571	5.605	0.333	0.001	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	-2.698	2.821	6.615	0	0	13.876		4.30791194							
7	0.288	-1.907	26.398	5.647	0.364	-0.001										
9	-0.288	-1.907	26.398	5.647	-0.364	0.001										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 3							COMBINAZIONE 3				COMBINAZIONE 3					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.562	0.05	-22.799	-0.654	-4.734	0.647	-111858	-12375.2	282240	576240	-7714	3125	126236	0.5	8.18	20.20
3	-1.754	1.135	41.419	-2.82	-4.977	0.646	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.07	0.818	2.781	-2.013	-4.791	0	2.5232		46.5640959							
7	-1.736	1.102	-38.37	-2.774	-4.96	-0.644										
9	-1.592	0.02	25.605	-0.622	-4.777	-0.645										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 4							COMBINAZIONE 4				COMBINAZIONE 4					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.065	-0.687	-23	1.745	-3.053	0.399	-59831	12566.58	282240	576240	-4762	-2006	126897	0.5	13.32	31.63
3	-0.983	-0.017	16.811	0.407	-2.948	0.4	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.659	-0.531	3.073	1.296	-2.958	0	4.7173		45.8549582							
7	-0.961	-0.051	-13.638	0.453	-2.924	-0.399										
9	-1.094	-0.72	26.051	1.783	-3.091	-0.398										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 5							COMBINAZIONE 5				COMBINAZIONE 5					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.181	1.167	17.364	-3.449	0.228	0.001	24305	-59558.58	282240	576240	0	6235	127727	0.5	#DIV/0!	10.24
3	-0.181	1.167	17.364	-3.449	-0.228	-0.001	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	1.633	3.329	-4.019	0	0	11.613		9.6751803							
7	-0.156	1.134	-13.965	-3.407	-0.197	0.001										
9	0.156	1.134	-13.965	-3.407	0.197	-0.001										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 6							COMBINAZIONE 6				COMBINAZIONE 6					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.867	-1.865	-26.758	5.26	-2.146	0.23	-31896	-82264.8	282240	576240	-2963	-9092	125406	0.5	21.16	6.90
3	-0.397	-1.449	-2.271	4.429	-1.557	0.265	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.409	-2.523	2.519	5.906	-1.83	0.007	8.8487		7.00469703							
7	-0.385	-1.486	4.963	4.484	-1.557	-0.254										
9	-0.905	-1.769	29.353	5.194	-2.209	-0.218										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 7							COMBINAZIONE 7				COMBINAZIONE 7					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.655	-0.427	-20.124	1.209	-1.888	0.26	-31900	-16947.58	282240	576240	-2964	-1143	125405	0.5	21.15	54.86
3	-0.618	-0.01	4.375	0.379	-1.836	0.236	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.413	-0.207	2.525	0.778	-1.84	0	8.8477		34.0013146							
7	-0.597	-0.042	-1.674	0.42	-1.812	-0.235										
9	-0.681	-0.457	22.703	1.245	-1.924	-0.259										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 8							COMBINAZIONE 8				COMBINAZIONE 8					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-1.653	-1.325	-30.172	3.533	-4.374	0.407	-69149	-49491.42	282240	576240	-7308	-5133	125405	0.5	8.58	12.22
3	-1.402	-0.534	7.801	2.058	-4.055	0.408	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.189	-1.35	2.525	3.311	-4.197	0	4.0816		11.6432303							
7	-1.382	-0.567	-5.086	2.101	-4.034	-0.407										
9	-1.682	-1.357	32.737	3.57	-4.413	-0.406										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 9							COMBINAZIONE 9				COMBINAZIONE 9					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.368	-2.599	-26.894	7.654	-0.457	-0.018	20343	-166536.6	282240	576240	0	-14215	126076	0.5	#DIV/0!	4.43
3	0.376	-2.6	-26.906	7.653	0.478	0.018	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.004	-3.87	2.815	9.21	0.01	0.007	13.874		3.46014112							
7	0.393	-2.639	29.724	7.709	0.486	-0.007										
9	-0.405	-2.507	29.737	7.593	-0.516	0.03										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 10							COMBINAZIONE 10				COMBINAZIONE 10					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-2.453	-0.138	-29.536	-0.332	-7.087	0.806	-149111	-12373.2	282240	576240	-12060	3123	126236	0.5	5.23	20.21
3	-2.646	1.322	48.156	-3.142	-7.33	0.805	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.846	0.818	2.781	-2.013	-7.148	0	1.8928		46.5716225							
7	-2.63	1.289	-45.093	-3.096	-7.316	-0.804										
9	-2.485	-0.168	32.328	-0.3	-7.133	-0.805										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 11							COMBINAZIONE 11				COMBINAZIONE 11					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-2.574	-0.175	-31.709	-0.259	-7.438	0.849	-158266	-12375.2	282240	576240	-12631	3124	126236	0.5	5.00	20.20
3	-2.767	1.359	50.329	-3.216	-7.681	0.848	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.929	0.818	2.781	-2.013	-7.496	0.002	1.7833		46.5640959							
7	-2.753	1.326	-47.265	-3.167	-7.672	-0.845										
9	-2.608	-0.204	34.5	-0.229	-7.489	-0.846										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 12							COMBINAZIONE 12				COMBINAZIONE 12					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-2.332	-0.101	-27.363	-0.405	-6.735	0.764	-139954	-12373.2	282240	576240	-11491	3123	126236	0.5	5.49	20.21
3	-2.525	1.285	45.983	-3.069	-6.978	0.763	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.764	0.818	2.781	-2.013	-6.799	-0.001	2.0167		46.5716225							
7	-2.507	1.253	-42.92	-3.025	-6.96	-0.763										
9	-2.363	-0.132	30.155	-0.371	-6.777	-0.764										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 13							COMBINAZIONE 13				COMBINAZIONE 13					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-2.469	-0.242	-30.822	-0.022	-7.107	0.806	-149112	-3220.66	282240	576240	-12060	2553	126235	0.5	5.23	24.72
3	-2.631	1.217	46.875	-2.831	-7.311	0.805	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.846	0.666	2.785	-1.644	-7.148	-0.001	1.8928		178.919849							
7	-2.614	1.185	-43.809	-2.786	-7.296	-0.804										
9	-2.5	-0.273	33.606	0.012	-7.151	-0.805										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 14							COMBINAZIONE 14				COMBINAZIONE 14					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-2.438	-0.033	-28.251	-0.642	-7.066	0.807	-149111	-21531.28	282240	576240	-12061	3695	126236	0.5	5.23	17.08
3	-2.661	1.427	49.437	-3.454	-7.348	0.806	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-1.846	0.97	2.777	-2.382	-7.148	0.001	1.8928		26.7629235							
7	-2.645	1.394	-46.376	-3.406	-7.336	-0.803										
9	-2.471	-0.063	31.049	-0.611	-7.115	-0.804										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 15							COMBINAZIONE 15				COMBINAZIONE 15					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.046	0.402	11.868	-1.327	-0.248	0.026	15151	-26776.4	282240	576240	-570	2275	127728	0.5	112.04	28.07
3	-0.188	0.477	16.202	-1.474	-0.434	0.059	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.079	0.461	3.323	-1.424	-0.339	0.008	18.629		21.5204434							
7	-0.174	0.438	-12.811	-1.417	-0.432	-0.046										
9	-0.083	0.497	-8.454	-1.391	-0.311	-0.014										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 16							COMBINAZIONE 16				COMBINAZIONE 16					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.196	0.477	16.214	-1.473	0.455	-0.059	33459	-26781.66	282240	576240	570	2275	127727	0.5	112.04	28.07
3	0.054	0.402	11.856	-1.327	0.269	-0.027	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.087	0.461	3.323	-1.424	0.358	0.005	8.4353		21.5162167							
7	0.071	0.365	-8.467	-1.275	0.28	0.036										
9	0.162	0.57	-12.799	-1.533	0.401	0.068										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 17							COMBINAZIONE 17				COMBINAZIONE 17					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.06	0.335	12.756	-1.09	0.083	-0.017	24306	-17625.58	282240	576240	3.5E-15	1705	127727	0.5	#####	37.46
3	-0.053	0.335	12.748	-1.089	-0.064	0.016	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.004	0.309	3.327	-1.055	0.01	0.006	11.612		32.6933922							
7	-0.036	0.297	-9.356	-1.036	-0.055	-0.005										
9	0.025	0.429	-9.348	-1.15	0.027	0.027										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 18							COMBINAZIONE 18				COMBINAZIONE 18					
Nodo 3D	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mz (t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.091	0.544	15.327	-1.71	0.123	-0.016	24310	-35928.94	282240	576240	-6.9E-15	2846	127729	0.5	#####	22.44
3	-0.082	0.544	15.31	-1.712	-0.1	0.016	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.004	0.613	3.319	-1.793	0.01	0.008	11.61		16.0383245							
7	-0.067	0.506	-11.922	-1.656	-0.096	-0.004										
9	0.054	0.639	-11.905	-1.773	0.063	0.028										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 19							COMBINAZIONE 19				COMBINAZIONE 19					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.167	1.841	18.503	-5.378	0.009	0.056	15154	-92094.34	282240	576240	-571	10223	127729	0.5	111.85	6.25
3	-0.409	1.915	22.849	-5.524	-0.713	0.029	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.083	2.776	3.329	-6.552	-0.348	0.002	18.625		6.25706205							
7	-0.386	1.882	-19.448	-5.481	-0.686	-0.028										
9	0.14	1.809	-15.104	-5.339	-0.025	-0.055										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 20							COMBINAZIONE 20				COMBINAZIONE 20					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.409	1.915	22.849	-5.524	0.713	-0.029	33465	-92094.34	282240	576240	571	10223	127729	0.5	111.85	6.25
3	-0.167	1.841	18.503	-5.378	-0.009	-0.056	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0.083	2.776	3.329	-6.552	0.348	-0.002	8.4338		6.25706205							
7	-0.14	1.809	-15.104	-5.339	0.025	0.055										
9	0.386	1.882	-19.448	-5.481	0.686	0.028										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 21							COMBINAZIONE 21				COMBINAZIONE 21					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	0.272	1.773	19.39	-5.14	0.341	0.013	24303	-82944.7	282240	576240	-1	9652	127727	0.5	63863.50	6.62
3	-0.273	1.773	19.395	-5.139	-0.343	-0.014	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	0	2.624	3.332	-6.183	0	-0.001	11.613		6.94727933							
7	-0.248	1.741	-15.993	-5.1	-0.31	0.013										
9	0.248	1.741	-15.997	-5.099	0.312	-0.014										

REAZIONI VINCOLARI COMBINAZIONE 22							COMBINAZIONE 22				COMBINAZIONE 22					
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz										
3D	(t)	(t)	(t)	(t*m)	(t*m)	(t*m)	MR_x (Kg m)	MR_y (Kg m)	Ms_x (Kgm)	Ms_y (Kg m)	Fox(kg)	Foy(Kg)	Fv(Kg)	coef.	Grado sic.x	Grado sic.y
1	-0.588	1.795	15.224	-5.439	-1.971	0.173	-12940	-101252.4	282240	576240	-4345	10794	127729	0.5	14.70	5.92
3	-1.194	2.17	28.694	-6.084	-2.731	0.147	Ver. MR_x		Ver MR_y							
5	-0.776	2.928	3.325	-6.921	-2.357	0.001	21.812		5.69112323							
7	-1.172	2.138	-25.282	-6.043	-2.706	-0.145										
9	-0.615	1.763	-11.832	-5.4	-2.007	-0.173										

Ribaltam.	Ver. MR_x	Ver MR_y
Coef. Sicurezza	1.78	3.46

Scorrim.	Grad. Sic.x	Grad. Sic.y
Coef. Sicurezza	5	4.43

Pressione massima agente sul terreno < 1Kg/cmq

10.14 Verifica strutturale fondazione sostegni tipo 2:

I calcoli strutturali inerenti la struttura di fondazione per i sostegni di tipo 2), sono riportati nell'allegato di calcolo 4):Calcoli strutturali fondazione sostegno tipo 2.

10.15 Calcolo piastra di base sostegni tipo 2) :

In analogia allo studio condotto per la piastra di base dei pali di sostegno tipo 1), si riportano i risultati di calcolo della piastra di base per i pali di sostegno tipo 2):

Azioni di carico considerate:

Comb. N°	Txmax (t)	Tymax (t)	Tmax (t)	Nmax (t)	Mxmax (t m)	Mymax (t m)	Mmax (t m)
1	0.79	1.35	1.56	26.01	3.31	2.06	3.90
2	0.29	2.70	2.71	26.40	6.62	0.36	6.63
3	1.75	1.14	2.09	41.42	2.82	4.98	5.72
4	1.09	0.72	1.31	26.05	1.78	3.09	3.57
5	0.18	1.63	1.64	17.36	4.02	0.23	4.03
6	0.91	2.52	2.68	29.35	5.91	2.21	6.31
7	0.68	0.46	0.82	22.70	1.25	1.92	2.29
8	1.68	1.36	2.16	32.74	3.57	4.41	5.68
9	0.41	3.87	3.89	29.74	9.21	0.52	9.22
10	2.65	1.32	2.96	48.16	3.14	7.33	7.98
11	2.77	1.36	3.08	50.33	3.22	7.68	8.33
12	2.53	1.29	2.83	45.98	3.07	6.98	7.62
13	2.63	1.22	2.90	46.88	2.83	7.31	7.84
14	2.66	1.43	3.02	49.44	3.45	7.35	8.12
15	0.19	0.50	0.53	16.20	1.47	0.43	1.54
16	0.20	0.57	0.60	16.21	1.53	0.46	1.60
17	0.06	0.43	0.43	12.76	1.15	0.08	1.15
18	0.09	0.64	0.65	15.33	1.79	0.12	1.80
19	0.41	2.78	2.81	22.85	6.55	0.71	6.59
20	0.41	2.78	2.81	22.85	6.55	0.71	6.59
21	0.27	2.62	2.64	19.40	6.18	0.34	6.19
22	1.19	2.93	3.16	28.69	6.92	2.73	7.44

Da cui

Sollecitazioni MASSIME			Tmax (t)	Nmax (t)	Mmax (t m)
			3.89	50.33	9.22
Sollecitazioni MINIME				Nmin (t)	
				12.76	

Tabella riassuntiva le tensioni agenti in corrispondenza della piastra di base e verifiche di resistenza:

Dati sezione								
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As(cmq)	Arm. Supl. Compr. As'(cmq)	A (cmq)
80	6.5	3	12	84.82	15	0	0	84.82

Sollecitazioni	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
922000	50330

Eccentricità-parametri				
ds	ϕ	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
67	0.8375	18.32	0	18.32

Posizione asse neutro		
α°	α (rad)	xc (cm)
94.50652487	1.649450024	43.1429

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	η_1	η_2
0.017430288	0.099401955	0.17709273	0.031717714	0.024760394	18.2541902	0.042191	0.184903

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro

In (cm ⁴)	Sn (cm ³)	dn (cm)
2025670.21	94670.34	21.40

Verifica ipotesi posizione asse neutro

e (cm)	ecal (cm)	Delta	% errore
18.31909398	18.25419016	0.064903824	0.354296036
ecal x η ₂ /d	η ₁	delta	
0.042340693	0.042190682	-0.000150011	0.354296036

Verifica Tensioni massime indotte

σ _{cmax} (Kg/cm ²)	σ _{fmax} (Kg/cm ²)	Ar (cm ²)	σ _{fmax} (Kg/cm ²)
22.94	242.08	5.301437603	322.7774695
σ _{camm} (Kg/cm ²)	σ _{famm} (Kg/cm ²)		σ _{famm} (Kg/cm ²)
97.5	2600		2600
Stringa di verifica			
OK	OK		OK

Dati sezione								
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As(cmq)	Arm. Supl. Compr. As'(cmq)	A (cmq)
80	6.5	3	12	84.82	15	0	0	84.82

Sollecitazioni	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
922000	12760

Eccentricità-parametri				
ds	ϕ	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
67	0.8375	72.26	0	72.26

Posizione asse neutro		
α°	α (rad)	x _C (cm)
88.29432787	1.541026732	38.8094

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	η_1	η_2
0.017430288	0.099401955	0.047736982	0.02214914	0.022859591	71.9811371	0.04029	0.044778

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro

In (cm ⁴)	Sn (cm ³)	dn (cm)
1622977.00	22926.47	70.79

Verifica ipotesi posizione asse neutro

e (cm)	ecal (cm)	Delta	% errore
72.25705329	71.98113708	0.275916209	0.381853668
ecal x η ₂ / d	η ₁	delta	
0.040444317	0.040289879	-0.000154438	0.381853668

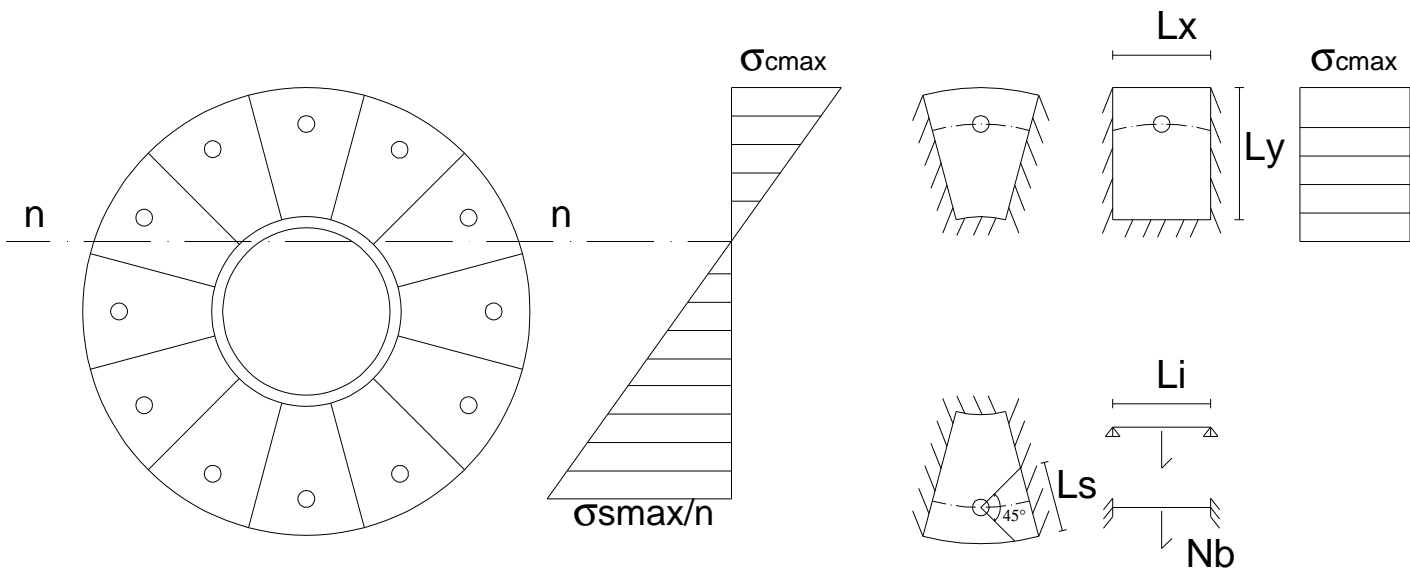
Verifica Tensioni massime indotte

σ _{cmax} (Kg/cm ²)	σ _{fmax} (Kg/cm ²)	Ar (cm ²)	σ _{fmax} (Kg/cm ²)
21.60	289.61	5.301437603	386.1494087
σ _{camm} (Kg/cm ²)	σ _{famm} (Kg/cm ²)		σ _{famm} (Kg/cm ²)
97.5	2600		2600
Stringa di verifica			
OK	OK		OK

10.16 Progetto dello spessore della piastra di fondazione sostegni tipo 2:

La progettazione dello spessore della piastra è stata condotta suddividendo la stessa in un numero n° di porzioni delimitate dalle nervature di irrigidimento ognuna delle quali verrà considerata come “piastra incastrate su tre lati”, caricata dalla reazione del calcestruzzo o dall’azione di tiro dei tirafondi.

Considerando gli schemi di carico a seguito riportati:



ed una piastra rettangolare equivalente di dimensioni

$$Lx = \frac{2 \times \pi \times r}{12}$$

$$Ly = \frac{(D - d)}{2}$$

avremo:

Azione di compressione del cls:

$$px = pt \times \frac{l_y^4}{K \times l_x^4 + l_y^4}$$

$$py = pt \times -px$$

$$M_{x \max}^+ = \frac{1}{8} \times px \times Lx;$$

$$M_{y \max}^- = \frac{1}{12} \times py \times Ly$$

in cui $k=17$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{f \times tp_1^2} \rightarrow tp_1 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{f \times \sigma_{\text{samm}}}}$$

con $f = \min \begin{cases} 2 \times f1 \\ f2 \end{cases}$

10.17 Azione dei tirafond sostegni tipo 2:

Considerato una distribuzione delle tensioni a 45° possiamo scrivere:

$$M_{\max}^- = \frac{1}{8} \times Nb \times Lx$$

$$M_{\max}^+ = \frac{1}{4} \times Nb \times Lx$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{Ls \times tp_1^2} \rightarrow tp_2 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{Lsrid \times \sigma_{\text{samm}}}}$$

Lo spessore minimo da assumere per la piastra di base, varrà:

$$tp > \max \begin{cases} tp_1 \\ tp_2 \end{cases}$$

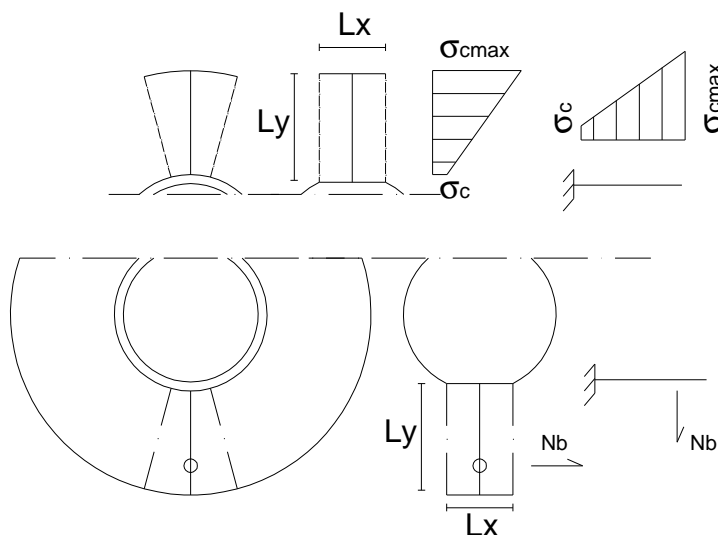
Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Compressione							
lx (cm)	ly (cm)	k	f1 (cm)	f2 (cm)	f (cm)	pt Kg/cmq	σsamm Kg/cmq
20.94	22.22	17	4.8	7.74	7.74	22.94	2400
px (Kg/cmq)	py (Kg/cmq)	Mxmax (kg cm)	Mymax (Kg cm)	Mmax (Kg cm)	tp1 (cm)	d (cm)	
1.5907405	21.34550831	1938.0753	18393.822	18393.82	2.44	35.56	
							tpmin (cm)
							2.44
Tiro bulloni							
Lx (cm)	Ls (cm)	Lsrid (cm)	Nb (Kg)	Mmax (Kg cm)	tp2 (cm)		
20.943951	10.8	7.8	1711.1846	8959.742	1.69		

10.18 Progetto delle nervature pali tipo 2:

Il progetto delle nervature può essere condotto considerando le azioni dovute al tiro dei tirafondi ed alla reazione del calcestruzzo agenti sull'area di influenza della singola nervatura;

Lo schema di carico considerato è quello di trave incastrata.



Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Verifica nervature				
Azioni dovute alla compressione				
Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	σ_{cmax} Kg/cmq	σ_c Kg/cmq
20.94	22.22	35.56	22.936249	11.123333
C1 (Kg)	C2 (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)	
5176.5172	2748.715137	98228.739	7925.2323	
Azioni dovute al tiro dei bulloni				
Nb (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)		
1711.1846	24333.04521	1711.1846		
Max (Kg cm)	Tmax (Kg)			
98228.739	7925.232298			
hminnerv (cm)	sp (cm)	σ_s Kg/cmq	τ_{med} Kg/cmq	
20	1.5	982.28739	243.85842	
		σ_{amm} (Kg/cmq)	τ_{amm} (Kg/cmq)	
		2400	1385.6406	
		stringa di verifica		
		OK	OK	

10.19 Verifica azioni taglianti pali tipo 2:

Le sollecitazioni taglianti, verranno trasferite alla struttura di fondazione mediante attrito

calcestruzzo-piastra di base. La condizione risulta verificata se $\frac{T}{N} \leq 0.4$

Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Nmax(Kg)	Nmin(Kg)	T/N	T/N	
50330	12760	0.07729	0.304859	<0.4

10.20 Progetto dei tirafondi pali tipo 2:

La lunghezza dei tirafondi è stata determinata considerando l'azione di trazione nel tirafondo maggiormente sollecitato e verificando che la sua lunghezza sia tale a contrastare l'azione di sfilamento:

$$\tau_{ad} \times l \times \pi \times \phi = N_t \rightarrow l = \frac{N_t}{\tau_{ad} \times \pi \times \phi}$$

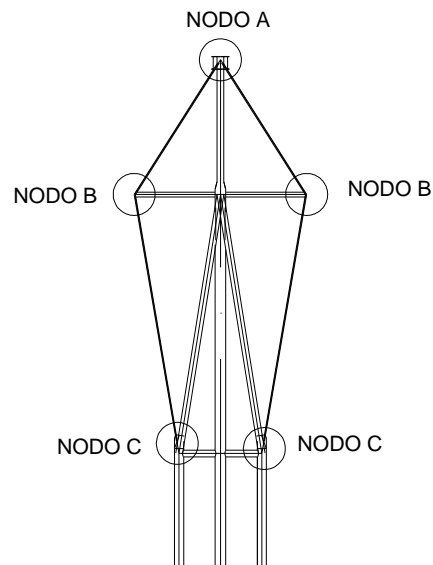
in cui

$$N_t = \sigma_{s \max} \times \frac{\pi \times \phi^2}{4}$$

Si riportano a seguito la tabella di calcolo riassuntive:

Lunghezza minima tirafondo	
tad (Kg/cmq)	lt min (cm)
9	24.15

10.21 Verifica nodi di collegamento palo tipo 2:



Le piastre di collegamento sono state verificate per l'azione max di trazione considerando come area resistente quella depurata dal foro del bullone.

E' stato verificato che:

$$\sigma = \frac{N_t}{Ar} \leq \sigma_{amm}$$

Il dimensionamento geometrico della piastra è stato effettuato nel rispetto delle prescrizioni a seguito riportate:

Distanza fori dal bordo libero in

Direzione della forza $\frac{a}{d} \geq 2$

Direzione ortogonale alla forza $\frac{a}{d} \geq 1,5$

Bordo non irrigidito $\frac{a}{s} \leq 6$

dove

a1 è la distanza tra centro bullone al margine esterno da collegare in direzione dello sforzo;

a2 è la distanza tra centro bullone al margine esterno da collegare in direzione ortogonale dello sforzo;

d diametro del bullone.

s spessore della lamiera da collegare

Al fine di limitare le pressioni agenti sul contorno del foro, è stato verificato che

$$\sigma_{rif} \leq \alpha \times \sigma_{amm}$$

in cui

$$\sigma_{rif} = \frac{N_b}{n \times d \times s}$$

$$\alpha = \frac{a}{d} \leq 2,5$$

Per quanto concerne i bulloni di collegamento, sollecitati prevalentemente da azioni taglianti, è stato verificato che

$$\tau_b = \frac{T}{n \times \frac{\pi \times d^2}{4}} \leq \tau_{b,amm}$$

mentre la coppia di serraggio degli stessi bulloni è stata stimata in:

$$Tb = 0,2 \times N_b \times d$$

in cui

$$Nb = 0,8 \times f_y \times A_{res}$$

Per le saldature di collegamento, del tipo a cordone d'angolo, sono state verificate le seguenti limitazioni:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \begin{cases} 0,85 \times \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe360} \\ 0,70 \times \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe510} \end{cases}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq \begin{cases} \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe360} \\ 0,85 \times \sigma_{amm} \text{ per acciaiotipo Fe510} \end{cases}$$

Per le saldature di collegamento, del tipo a completa penetrazione sono state verificate le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2 - \sigma_{\parallel} \times \sigma_{\perp} + 3\tau_{\parallel}^2} \leq \begin{cases} 0,85 \times \sigma_{amm} \text{ per giunti testa a testa di II classe} \\ \sigma_{amm} \text{ per giunti testa a testa di I classe ed a T a completa penerazione} \end{cases}$$

Si riportano a seguito gli elaborate di calcolo:

NODO A)

Nodo A					
T1(Kg)	T2(Kg)	$\alpha^{\circ}1$	$\alpha1\text{rad}$	$\alpha^{\circ}2$	$\alpha2\text{rad}$
10500.000	10000.000	36.000	0.628	84.000	1.466

Verifica piastra trazione							
sp (cm)	ϕ foro (cm)	l (cm)	Ar (cmq)	σ (Kg/cmq)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)
2.00	4.10	6.15	12.30	853.66	2400.00	1680.00	2040.00
2.00	4.10	6.15	12.30	813.01	2400.00	1680.00	2040.00

Verifica piastra rifollamento						
ϕ bullone (cm)	Ar (cmq)	σ_b (Kg/cmq)	n_p	τ_b (Kg/cmq)	σ rif (Kg/cmq)	σ amm rif (Kg/cmq)
4.00	12.57	835.56	2.00	417.78	1312.50	3600
4.00	12.57	795.77	2.00	397.89	1250.00	3600

Verifica saldature							
So1(Kg)	Sv1(Kg)	So2(Kg)	Sv2(Kg)	s(cm)	ag(cm)		
6171.745149	8494.678441	9945.218954	1045.28463	0.8	0.57		

nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
2	30	474.85	281.07	551.80	474.85	OK	OK

NODO B)

Nodo B								
T1(Kg)	T2(Kg)	T3(Kg)	$\alpha^{\circ}1$	$\alpha1rad$	$\alpha^{\circ}2$	$\alpha2rad$	$\alpha^{\circ}3$	$\alpha3rad$
10500	10000	3000	54	0.94248	79	1.37881	0.00000	0

Verifica piastra trazione							
sp (cm)	ϕ foro (cm)	l (cm)	Ar (cmq)	σ (Kg/cmq)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)
2	4.1	6.15	12.3	853.66	2400	1680	2040
2	4.1	6.15	12.3	813	2400	1680	2040
2	2	3	6	500	2400	1680	2040

Verifica piastra rifollamento								
ϕ bullone (cm)	Ar (cmq)	σ_b (Kg/cmq)	n_p	τ_b (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)	σ rif (Kg/cmq)	σ amm rif (Kg/cmq)
4.00	12.57	835.56	2.00	417.78			1312.50	3600.00
4.00	12.57	795.77	3.00	265.26			1250.00	3600.00
1.90	2.84	1058.09	2.00	529.05			789.47	3600.00

Verifica saldature											
So1(Kg)	Sv1(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
6171.75	8494.68	0.80	0.57	2.00	25.00	300.33	218.20	371.23	300.33	OK	OK
So2(Kg)	Sv2(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
1908.09	9816.27	0.80	0.57	2.00	20.00	433.82	84.33	441.94	433.82	OK	OK
So3(Kg)	Sv3(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
3000.00	0.00	0.80	0.57	2.00	10.00	0.00	265.17	265.17	0.00	OK	OK

NODO C)

Nodo C		
T1(Kg)	$\alpha^{\circ}1$	$\alpha 1rad$
10000	11	0.191986218

Verifica piastra trazione							
sp (cm)	ϕ foro (cm)	l (cm)	Ar (cmq)	σ (Kg/cmq)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)
2	4.1	6.15	12.3	813.01	2400	1680	2040

Verifica piastra rifollamento								
ϕ bullone (cm)	Ar (cmq)	σ_b (Kg/cmq)	n_p	τ_b (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)	σ rif (Kg/cmq)	σ amm rif (Kg/cmq)
4.000	12.566	795.775	2.000	397.887			1219.51	3600.00

Verifica saldature											
So1(Kg)	Sv1(Kg)	s(cm)	ag(cm)	nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cmq)	$\tau_{par} / \sigma_{par}$ (Kg/cmq)	ver1	ver2		
1908.09	9816.27	0.8	0.57	2	30	56.21763939	289.2146825	294.63	56.22	OK	OK

10.22 Verifica ulteriori elementi di collegamento:

In analogia al punto 10.21 si è proceduto alla verifica degli elementi a seguito riportati:

- 1) Piastra triangolare per accoppiamento funi da 28 mm
- 2) Piastra triangolare per accoppiamento funi da 22 mm
- 3) Piastrina di collegamento su piastra triangolare utile all'accoppiamento tra le funi di diametro 28 e fi 12mm
- 4) Morsetti di collegamento tendini
- 5) Forchette di collegamento su barra da 40mm
- 6) Manicotto su barra da 40 mm

I suddetti elementi sono stati verificati considerando, tra tutte le tipologie di campata, l'azione massima di trazione agente o quanto specificato nel calcolo del singolo elemento.

10.22.1 Piastra triangolare per l'accoppiamento della fune di diametro 28mm

E' stato considerato agente un carico di trazione pari al carico di rottura della fune.

PIASTRA SUPERIORE								
-------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

Tr (Kg)	σ amm (Kg/cm ²)	0.7 σ amm (Kg/cm ²)	0.85 σ amm (Kg/cm ²)	a(cm)	ϕ bullone (cm)	ϕ foro (cm)	α	σ , amm rif (Kg/cm ²)
46500	2400	1680	2040	8,3	4	4,15	2	4800

VERIFICA SEZIONE RESISTENTE								
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cm ²)	T(Kg)	σ (Kg/cm ²)	VER
33,1	4,15	2	24,8	3	74,4	46500	625	OK
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cm ²)	T(Kg)	σ (Kg/cm ²)	VER
16,6	4,15	1	12,45	3	37,35	46500	1244,98	OK

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA SEZIONE					
T(Kg)	ϕ foro (cm)	sp(cm)	A(cm ²)	σ , rif (Kg/cm ²)	VER
46500	4,15	3	12,45	3734,94	OK

10.22.2 Piastra triangolare per l'accoppiamento della fune di diametro 12mm

E' stato considerato agente un carico di trazione pari al carico di rottura della fune.

PIASTRA INFERIORE								
T (Kg)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)	a(cm)	ϕ bullone (cm)	ϕ foro (cm)	α	σ ,amm rif (Kg/cmq)
10600	2400	1680	2040	4	1,9	2	2	4800

VERIFICA SEZIONE RESISTENTE								
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cmq)	T(Kg)	σ (Kg/cmq)	VER
24,5	2	2	20,5	2	41	10600	258,5366	OK
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cmq)	T(Kg)	σ (Kg/cmq)	VER
8	2	1	6	2	12	10600	883,3333	OK

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA SEZIONE					
T(Kg)	ϕ foro (cm)	sp(cm)	A(cmq)	σ , rif (Kg/cmq)	VER
10600	2	2	4	2650	OK

10.22.3 Piastrina di collegamento su piastra triangolare utile all'accoppiamento tra le funi di diametro 28 e fi 12mm

E' stato considerato agente un carico di trazione pari al carico di rottura della fune.

VERIFICA COLLEGAMENTO TENDINI SU PIASTRE

T (Kg)	σ amm (Kg/cmq)	0.7 σ amm (Kg/cmq)	0.85 σ amm (Kg/cmq)	a(cm)	ϕ bullone (cm)	ϕ foro (cm)	α	σ ,amm rif (Kg/cmq)
6200	2400	1680	2040	3	2	2	1,5	3600

VERIFICA SEZIONE RESISTENTE								
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cmq)	T(Kg)	σ (Kg/cmq)	VER
6	2	1	4	1	4	6200	1550	OK

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA SEZIONE					
T(Kg)	ϕ foro (cm)	sp(cm)	A(cm ²)	σ , rif (Kg/cm ²)	VER
6200	2	1	2	3100	OK

Verifica saldature						
So1(Kg)	Sv1(Kg)	So2(Kg)	Sv2(Kg)	s(cm)	ag(cm)	
0,000	6200,000	0	0	0,8	0,57	

nc	l(cm)	σ_{ort} (Kg/cm ²)	τ_{par} (Kg/cm ²)	ver1	ver2		
2	5,5	0,00	996,38	996,38	0,00	OK	OK

10.22.4 Verifica morsetti

E' stato considerato agente un carico di trazione pari al carico di rottura della fune.

T (Kg)	σ amm (Kg/cm ²)	0.7 σ amm (Kg/cm ²)	0.85 σ amm (Kg/cm ²)	a(cm)	ϕ bullone (cm)	ϕ foro (cm)	α	σ , amm rif (Kg/cm ²)
6200	2400	1680	2040	2,6	1,5	1,65	1,575758	3781,818

VERIFICA SEZIONE RESISTENTE								
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cm ²)	T(Kg)	σ (Kg/cm ²)	VER
10	1,65	1	8,35	1,4	11,69	6200	530,3678	OK
	€						€	

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA SEZIONE					
T(Kg)	ϕ foro (cm)	sp(cm)	A(cm ²)	σ , rif (Kg/cm ²)	VER
6200	1,65	1,4	2,31	2683,9827	OK

T (Kg)	σ amm (Kg/cm ²)	0.7 σ amm (Kg/cm ²)	0.85 σ amm (Kg/cm ²)	a(cm)	ϕ bullone (cm)	ϕ foro (cm)	α	σ , amm rif (Kg/cm ²)
6200	2400	1680	2040	3,3	1,6	1,75	1,885714	4525,714

VERIFICA SEZIONE RESISTENTE								
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cm ²)	T(Kg)	σ (Kg/cm ²)	VER

L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cmq)	T(Kg)	σ (Kg/cmq)	VER
8	1,75	1	6,25	0,8	5	6200	1240	OK
	€						€	

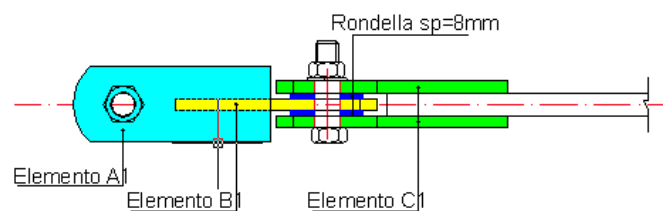
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA SEZIONE					
T(Kg)	ϕ foro (cm)	sp(cm)	A(cmq)	σ , rif (Kg/cmq)	VER
6200	1,75	0,8	1,4	4428,5714	OK

10.22.5 Verifica forchette su barra da 40 mm

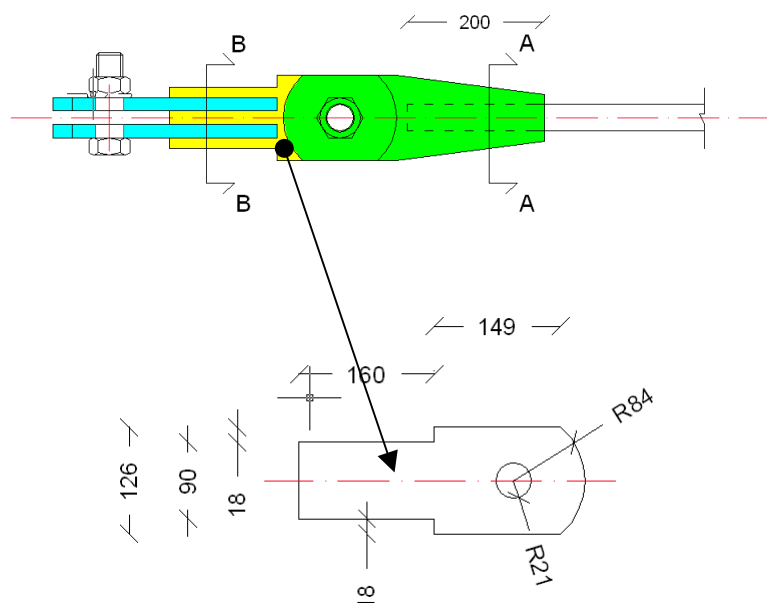
Viene verificato l'elemento maggiormente sollecitato, considerando un carico max di 16.000Kg. Si specifica che il suddetto carico è a vantaggio di sicurezza in quanto maggiore del tiro max rilevato nella barra per le combinazioni di carico considerate.

Elemento verificato (B1)

Vista laterale componenti assemblati



Vista dall'alto componenti assemblati



Verifica forchetta su barra da 40 mm								
T (Kg)	σ amm (Kg/cm ²)	0.7 σ amm (Kg/cm ²)	0.85 σ amm (Kg/cm ²)	a(cm)	ϕ bullone (cm)	ϕ foro (cm)	α	σ ,amm rif (Kg/cm ²)
16000	2400	1680	2040	8,4	4	4,1	2	4800

VERIFICA SEZIONE RESISTENTE								
L(cm)	ϕ foro (cm)	n fori	Lres(cm)	sp(cm)	Ares(cm ²)	T(Kg)	σ (Kg/cm ²)	VER
12,6	4,1	1	8,5	2	17	16000	941,1765	OK
	€						€	

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA SEZIONE					
T(Kg)	ϕ foro (cm)	sp(cm)	A(cm ²)	σ , rif (Kg/cm ²)	VER
16000	4,1	1	4,1	3902,439	OK

Verifica saldature						
So1(Kg)	Sv1(Kg)	So2(Kg)	Sv2(Kg)	s(cm)	ag(cm)	
0,00	16000,000	0	0	0,8	0,57	

nc	l(cm)	σ ort (Kg/cm ²)	τ par (Kg/cm ²)	ver1	ver2		
2	15	0,00	942,81	942,81	0,00	OK	OK

10.22.6 Verifica manicotto su barra da 40 mm

VITI METRICHE		
d	3,9	cm
dr	3,38	cm
p	0,3	cm
Ar	10,48	cmq
Ar	1047,69	mmq

Caratteristiche del materiale		
Tipo materiale	c rott(N/mm ²)	Csnerv(N/mm ²)
S355JR		345

Fy vite (N)	Fy vite (Kg)	Forza assiale di calcolo(Kg)	Grado di sicurezza
361453,9	36145,3878	16000	2,259

Altezza della sede filettata				
Csbnerf (N/mm ²)	Fy vite (N)	d(mm)	h(mm)	H.ad.(mm)
345	361453,878	39	18,25	34,13
			34,13	

diametro minimo del dado(s)						
s(mm)	d(mm)	As(mm ²)	Ad(mma)	An(mm ²)	Fy vite (N)	Fydado(N)
60	39	2827,43	1194,590607	1632,84278	361453,878	563330,76SI

Si adotta, a vantaggio di sicurezza ed al fine di garantire geometricamente l'ammorsamento minimo di calcolo del manicotto,

- *una lunghezza del manicotto di cm 30,*
- *un ammorsamento iniziale della vite (su entrambi i lati) pari a 12,5 cm*
- *una unghetta filettata su ogni barra pari a 17,5 cm*

10.22.7 Verifica elementi di collegamento funi del tipo tenditori, terminali ad occhio, terminali a snodo etc.

Gli elementi di cui al presente punto, essendo prodotti esclusivamente da idonei centri di trasformazione specializzati, che ne certificano la resistenza a rottura nonché il grado di efficienza dell'attacco alla fune, non sono stati oggetto di verifica strutturale.

In alternativa alla verifica strutturale è stata condotta una ricerca di mercato che ha evidenziato la disponibilità, nell'attuale mercato, di tutti gli elementi di collegamento (rappresentati nelle tavole tecniche) utili alla realizzazione dell'opera e compatibili con le prestazioni di resistenza richieste ed i vincoli geometrici indotti dagli elementi di sostegno e dalla conformazione della catenaria.

Pertanto tutti gli elementi di collegamento proposti dalla ditta esecutrice alla direzione lavori dovranno rispondere alle caratteristiche di resistenza esplicitate negli elaborati progettuali (relazioni, capitolati, tavole grafiche etc) ed essere compatibili con le limitazioni geometriche indotte dalla configurazione delle catenarie e dei relativi pali di sostegno.

Si rende pertanto necessaria, da parte della ditta esecutrice, una verifica preventiva della compatibilità degli elementi di collegamento adottati.

La suddetta verifica dovrà essere sottoposta all'approvazione della Direzione lavori.

La ditta esecutrice dei lavori, ove siano adottati elementi di collegamento incompatibili geometricamente con le ulteriori strutture/elementi di ancoraggio (pali di sostegno, piastre di collegamento, etc), dovrà preventivamente evidenziare e sottoporre all'approvazione della Direzione Lavori le modifiche indotte su tutti gli elementi interessati.

Si evidenzia che non sono ammesse modifiche afferenti la tipologia del materiale adottato (Acciaio AISI 316) e alle prestazioni di carico minime di cui alle tavole grafiche/relazione di calcolo.

TORRI FARO

11. Ipotesi di calcolo:

Le strutture di fondazione sono state progettate considerando come carichi agenti il peso proprio del palo di illuminazione, l'azione del vento ed un carico permanente dovuto al peso dei corpi illuminanti.

12. Analisi dei carichi:

12.1. Peso proprio della struttura (Gpr):

Pali da m 19 :

Elementi verticali (diametro 323,9 mm- spessore di 20 mm- altezza 19,20 m) : 150 Kg/ml

Elementi orizzontali (diametro 168,3 mm - spessore di 8 mm – lunghezza 2,40m): 31,5 Kg/ml

Elementi orizzontali (diametro 88,9 mm -spessore di 3,2 mm– lunghezza 2,40m): 6,81Kg/ml

$$\mathbf{Gpr^{19,00} = 2 \times 19,20 \times 150 + 2 \times 2,4 \times 31,5 + 2 \times 2,4 \times 6,81 = 5943,89 \text{ Kg}}$$

Pali da m 11,50 m :

Elementi verticali (diametro 219,1 mm - spessore di 12,5 mm - altezza 11,50 m) : 64,1 Kg/ml

Elementi orizzontali (diametro 114,3 mm-spessore 8mm– lunghezza 1,60m) : 20,1 Kg/ml

$$\mathbf{Gpr^{11,50} = 2 \times 11,50 \times 64,1 + 2 \times 1,6 \times 20,1 = 1538,62 \text{ Kg}}$$

12.1.1 Carico permanente (Gper):

Pali da m 19,20 m :

Corpi illuminanti (n°6 corpi illuminanti) : 30 Kg/cad

$$\mathbf{Gper^{19,00} = 6 \times 30 = 180 \text{ Kg}}$$

Pali da m 11,50 m :

Corpi illuminanti (n°4 corpi illuminanti) : 30 Kg/cad

$$\mathbf{Gper^{11,50} = 4 \times 30 = 120 \text{ Kg}}$$

Tenuto conto del peso proprio dei pezzi speciali di collegamento, si può stimare il carico complessivo agente sulle strutture di fondazione, come:

$$\mathbf{G^{11,50} = Gpr^{11,50} + Gper^{11,50} + G^{ps} = 1900 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{G^{19,00} = Gpr^{19,00} + Gper^{19,00} + G^{ps} = 6400 \text{ Kg}}$$

12.3. Azione del vento(Qv):

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte a forze statiche equivalenti che si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la struttura.

Come disposto dalla normativa vigente, la pressione del vento è data dall'espressione:

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

in cui

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento;

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;

$$\text{per corpi cilindri: } c_p = \begin{cases} 1,2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{se } d \times \sqrt{q} \leq 2,2 \\ 1,783 - 0,263 \times d \times \sqrt{q} \Rightarrow \text{se } 2,2 < d \times \sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{se } d \times \sqrt{q} \geq 4,2 \end{cases}$$

per superfici piane : $c_p=1,2$

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.

Dalle disposizioni dettate dalla normativa vigente, si ha :

$$\text{Torino: } \left\{ \begin{array}{l} \text{Quota 239 m.s.l.} \\ \text{Zona 1} \\ v_{ref,0} = 25 \text{ m/s} \\ a_0 = 1000 \text{ m} \\ k_0 = 0,012 \text{ s}^{-1} \\ a_s = 239 \text{ m} < a_0 \rightarrow v_{ref} = 25 \text{ m/s} \\ \text{Classe di rugosità B} \\ \text{Categoria di esposizione IV} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} K_r = 0,22 \\ z_0 = 0,30 \text{ m} \\ z_{min} = 8,00 \text{ m} \\ ct = 1 \end{array} \right.$$

da cui

$$q_{\text{ref}} = v_{\text{ref}}^2 / 1,6 = 391 \text{ N/m}^2 = 39,10 \text{ Kg/m}^2$$

Pali da m 11,50 m :

coefficiente di esposizione c_e :

$$- z=11,50 > z_{\text{min}} \rightarrow c_e^{11,50}(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 1,88$$

coefficiente di forma c_p :

- per superfici piane : $c_p = 1,2$

- per elementi cilindrici verticali : $c_p = 0,7$

- per elementi cilindrici orizzontali: $c_p = 0,97$

coefficiente dinamico c_d :

- $c_d = 1,15$

Per cui avremo:

- per superfici piane : $Q_{pv}^{11,50} = 101,44 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici verticali : $Q_{vv}^{11,50} = 59,17 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici orizzontali: $Q_{ov}^{11,50} = 82,00 \text{ Kg/m}^2$

Pali da m 19,20 m :

coefficiente di esposizione c_e :

$$- z=19,00 > z_{\text{min}} \rightarrow c_e^{19,00}(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2,25$$

coefficiente di forma c_p :

- per superfici piane : $c_p = 1,2$

- per elementi cilindrici verticali : $c_p = 0,7$

- per elementi cilindrici orizzontali($d=168,3\text{mm}$): $c_p = 0,7$

- per elementi cilindrici orizzontali($d=88,9\text{mm}$) : $c_p = 1,10$

coefficiente dinamico c_d :

- $cd=1,15$

Per cui avremo:

- per superfici piane : $Q_{pv}^{19,20} = 121,40 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici verticali : $Q_{vv}^{19,20} = 70,82 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici orizzontali($d=168,3\text{mm}$) : $Q_{o1v}^{19,20} = 70,82 \text{ Kg/m}^2$

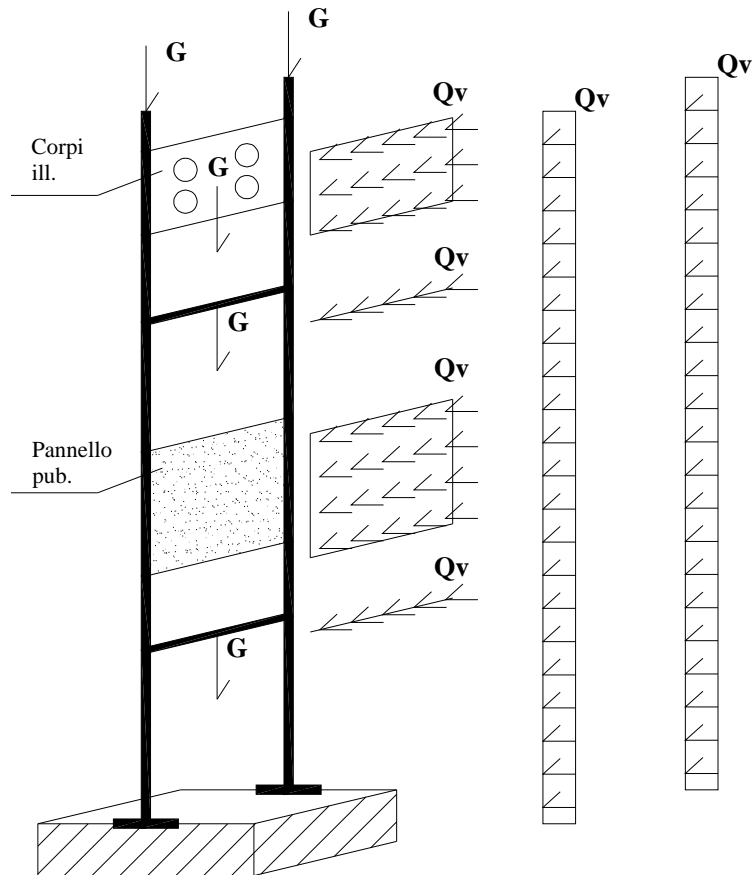
- per elementi cilindrici orizzontali($d=88,9\text{mm}$) : $Q_{o2v}^{19,20} = 111,29 \text{ Kg/m}^2$

La superficie di riferimento nella valutazione del carico vento per gli elementi cilindrici è data dalla proiezione della superficie investita su un piano ortogonale alla direzione del vento.

13. Combinazioni di carico e calcolo delle sollecitazioni:

La combinazione di carico maggiormente penalizzante la struttura in corrispondenza della fondazione è data dalla combinazione : **G + Qv**

Palo di illuminazione



13.1. Sollecitazioni:

Pali da m 11,50 m :

Superfici esposte			
El. Vert. ($A_v = d \times H$)	El. oriz. ($A_o = d \times L$)	Pannelli pubbl. ($A_p = l \times hl$)	Corpi lamp. ($A_l = l \times h$)
2,52 mq	0,19 mq	3,2 mq	2,16 mq

Sollecitazioni alla base del singolo palo :

$$N_{\max} = G^{11,50} \times 0,5 = 950 \text{ Kg}$$

$$T_{\max} = Q_{pv}^{11,50} \times (A_p + A_l) \times 0,5 + Q_{vv}^{11,50} \times A_v + Q_{ov}^{11,50} \times A_o = 436,00 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times (Q_{pv}^{11,50} \times A_p \times hl + Q_{pv}^{11,50} \times A_l \times h2 + Q_{vv}^{11,50} \times 2 \times A_v \times h3 + Q_{ov}^{11,50} \times A_o \times (h4 + h5)) = 2866 \text{ Kg m}$$

Pali da m 19,20m :

Superfici esposte			
El. Vert. ($A_v = d \times H$)	El. oriz. ($A_o = d \times L$)	Pannelli pubbl. ($A_p = l \times hl$)	Corpi lamp. ($A_l = l \times h$)
6,22 mq	0,41 mq 0,21 mq	4,8 mq	6,96 mq

Sollecitazioni alla base del singolo palo :

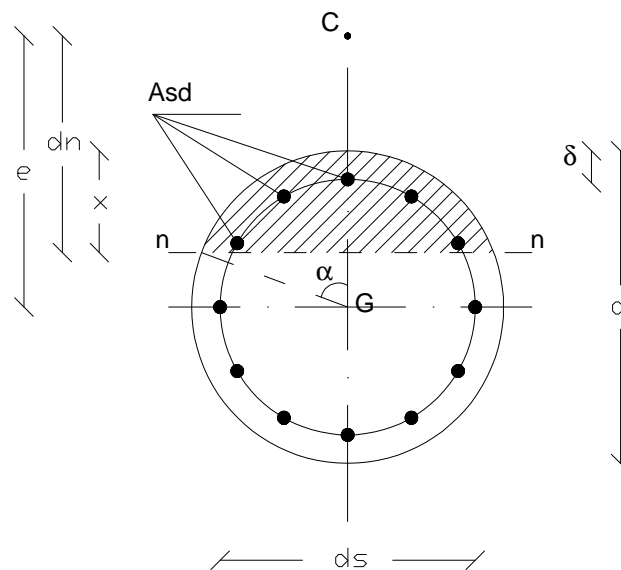
$$N_{\max} = G^{19,20} \times 0,5 = 3200Kg$$

$$T_{\max} = Q_{pv}^{19,20} \times (A_p + A_l) \times 0,5 + Q_{vv}^{19,20} \times A_v + Q_{olv}^{19,20} \times A_{o1} + Q_{o2v}^{19,20} \times A_{o2} = 1207,00Kg$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times (Q_{pv}^{19,20} \times A_p \times hl + Q_{pv}^{19,20} \times A_l \times h2 + Q_{vv}^{19,20} \times 2 \times A_v \times h3 + Q_{olv}^{19,20} \times A_{o1} \times (h4 + h5) + Q_{o2v}^{19,20} \times A_{o2} \times (h6 + h7)) = 13224,10Kgm$$

14. Progetto piastra palo illuminazione

La piastra di collegamento tra palo di illuminazione e struttura di fondazione è stata progettata considerando uno stato di sollecitazione di tipo presso-flessionale.



Per sezioni circolari, indicando con

- As : armatura addizionale a trazione ;

- A_s' : armatura addizionale a compressione
- A_{sd} : l'area metallica uniformemente distribuita sulla sezione
- d : diametro della sezione

posta la condizione $A_s=A_s'$, dall'equilibrio delle forze orizzontali e dei momenti intorno all'asse baricentrico, si ha:

$$A = 2 \times A_s + A_{sd}; \quad \varphi = \frac{d_s}{d}; \quad C_1 = \varphi^2 \times n \times \frac{A + 2 \times A_s}{8 \times d^2}; \quad C_2 = n \times \frac{A}{2 \times d^2};$$

$$f_1 = \frac{\sin^2 \alpha}{12} - \frac{\cos \alpha}{8} \times \alpha - \sin \alpha \cos \alpha;$$

$$f_2 = \frac{\alpha}{64} (1 + 4 \times \cos^2 \alpha) - \frac{\sin \alpha \times \cos \alpha}{192} (15 - 2 \times \sin^2 \alpha); \quad f_3 = f_2 + \frac{f_1}{2} \times \cos \alpha;$$

$$I_n = d^4 \times \left[f_2 + C_1 + \frac{1}{2} \times C_2 \times \cos^2 \alpha \right]; \quad S_n = d^3 \times [f_1 - C_2 \times \cos \alpha]; \quad d_n = \frac{I_n}{S_n};$$

$$\eta_1 = f_3 + C_1; \quad \eta_2 = f_1 - C_2 \times \cos \alpha;$$

La posizione dell'asse neutro si otterrà dall'uguaglianza

$$\frac{e}{d} \times \eta_2 = \eta_1$$

mentre le tensioni massime indotte sul cls e sull'armatura, si otterranno dalle relazioni

$$\sigma_{c \max} = N \times \frac{1}{2 \times d^2} \times \frac{1 - \cos \alpha}{\eta_2}; \quad \sigma_{s \max} = n \times \sigma_c \times \frac{\varphi + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha};$$

La verifica del tirafondo, sarà condotta anche nella sezione filettata, in cui l'area netta (A_r) dello stesso si riduce a:

$$A_r = 0,75 \times A$$

Si riporta a seguito la tabella riassuntiva le tensioni agenti in corrispondenza della piastra di base e le verifiche di resistenza:

Palo da 11,50m:

Dati sezione							
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As (cmq)	Arm. Supl. Compr. As' (cmq)
60	5	2,4	12	54,29	15	0	0

<i>Sollecitazioni</i>	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
286577,5228	950

<i>Eccentricità-parametri</i>				
ds	ϕ	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
50	0,833333333	301,66	0	301,66

<i>Posizione asse neutro</i>		
α°	α (rad)	xc (cm)
86,69674	1,513143564	28,2714

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	η_1	η_2
0,019634954	0,113097336	0,014494989	0,020059943	0,020477549	301,664812	0,040113	0,007978

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro		
In (cm ⁴)	Sn (cm ³)	dn (cm)
516879,11	1723,30	299,94

<i>Verifica ipotesi posizione asse neutro</i>			
e (cm)	ecal (cm)	Delta	% errore
301,6605504	301,6648122	-0,004261804	0,001412761
ecal x η^2 /d	η^1	delta	
0,040111937	0,040112503	5,66694E-07	0,001412761

Verifica Tensioni massime indotte			
σ_{cmax} (Kg/cm ^q)	σ_{fmax} (Kg/cm ^q)	Ar (cm ^q)	σ_{fmax} (Kg/cm ^q)
15,59	221,02	3,392920066	294,6931918
σ_{camm} (Kg/cm ^q)	σ_{famm} (Kg/cm ^q)		σ_{famm} (Kg/cm ^q)
97,5	2600		2600
Stringa di verifica			
OK	OK		OK

Palo da 19,20m:

Dati sezione							
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As(cmq)	Arm. Supl. Compr. As'(cmq)
80	6,5	3	12	84,82	15	0	0

<i>Sollecitazioni</i>	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
1322410,477	3200

<i>Eccentricità-parametri</i>				
ds	ϕ	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
67	0,8375	413,25	0	413,25

<i>Posizione asse neutro</i>		
α°	α (rad)	xc (cm)
86,63223	1,512017652	37,6502

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	η_1	η_2
0,017430288	0,099401955	0,013156049	0,019978641	0,020365066	413,250438	0,037795	0,007317

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro

In (cm ⁴)	Sn (cm ³)	dn (cm)
1539295,03	3746,15	410,90

Verifica ipotesi posizione asse neutro

e (cm)	ecal (cm)	Delta	% errore
413,2532741	413,2504377	0,002836401	0,000686359
ecal x η^2 /d	η^1	delta	
0,037795614	0,037795354	-2,59414E-07	0,000686359

Verifica Tensioni massime indotte

σ_{max} (Kg/cm ^q)	σ_{fmax} (Kg/cm ^q)	Ar (cm ^q)	σ_{frmax} (Kg/cm ^q)
32,16	459,35	5,301437603	612,4654386
σ_{camm} (Kg/cm ^q)	σ_{famm} (Kg/cm ^q)		σ_{famm} (Kg/cm ^q)
97,5	2600		2600
Stringa di verifica			
OK	OK		OK

14.1. Progetto dei tirafondi:

La lunghezza dei tirafondi è stata determinata considerando l'azione di trazione nel tirafondo maggiormente sollecitato e verificando che la lunghezza dello stesso sia tale a contrastare l'azione di sfilamento:

$$\tau_{ad} \times l \times \pi \times \phi = N_t \rightarrow l = \frac{N_t}{\tau_{ad} \times \pi \times \phi}$$

in cui

$$N_t = \sigma_{s,max} \times \frac{\pi \times \phi^2}{4}$$

Si riportano a seguito la tabella di calcolo riassuntive:

Palo da 11,50m:

Lunghezza minima tirafondo	
tad (Kg/cmq)	lt min (cm)
9	14,74

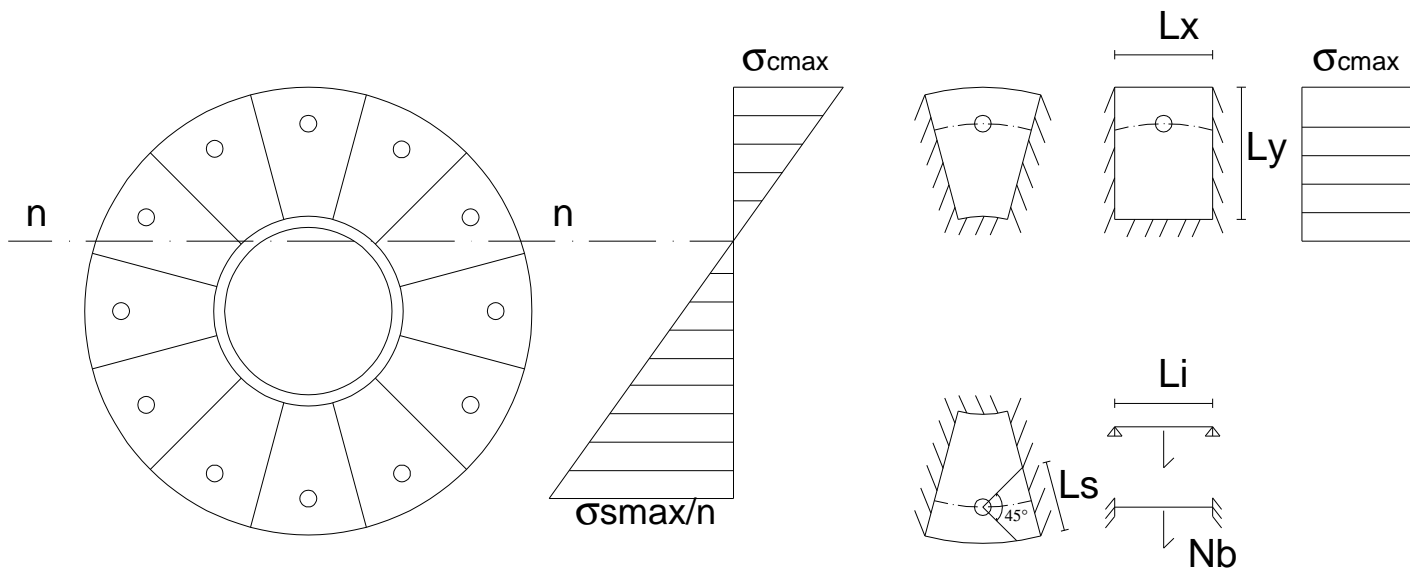
Palo da 19,20m:

Lunghezza minima tirafondo	
tad (Kg/cmq)	lt min (cm)
9	38,30

14.2. Progetto dello spessore della piastra di fondazione:

La progettazione dello spessore della piastra è stata condotta suddividendo la stessa in un numero n° di porzioni delimitate dalle nervature di irrigidimento ognuna delle quali verrà considerata come “piastra incastrate su tre lati”, caricata dalla reazione del calcestruzzo o dall'azione di tiro dei tirafondi.

Considerando gli schemi di carico a seguito riportati:



ed una piastra rettangolare equivalente di dimensioni

$$Lx = \frac{2 \times \pi \times r}{12}$$

$$Ly = \frac{(D - d)}{2}$$

avremo:

Azione di compressione del cls:

$$px = pt \times \frac{l_y^4}{K \times l_x^4 + l_y^4}$$

$$py = pt \times -px$$

$$M_{x \max}^+ = \frac{1}{8} \times px \times Lx;$$

$$M_{y \max}^- = \frac{1}{12} \times py \times Ly$$

in cui $k=17$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{f \times tp_1^2} \rightarrow tp_1 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{f \times \sigma_{samm}}}$$

con $f = \min \begin{cases} 2 \times f1 \\ f2 \end{cases}$

Azione dei tirafondi:

Considerato una distribuzione delle tensioni a 45° possiamo scrivere:

$$M_{\max}^{-} = \frac{1}{8} \times Nb \times Lx \qquad M_{\max}^{+} = \frac{1}{4} \times Nb \times Lx$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{Ls \times tp_1^2} \rightarrow tp_2 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{Lsrid \times \sigma_{samm}}}$$

Lo spessore minimo da assumere per la piastra di base, varrà:

$$tp > \max \begin{cases} tp_1 \\ tp_2 \end{cases}$$

Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Pali da 11,50m:

Compressione							
lx (cm)	ly (cm)	k	f1 (cm)	f2 (cm)	f (cm)	pt Kg/cmq	σsamm Kg/cmq
15,71	19,045	17	13,31	5,74	5,736025	15,59	2400
px (Kg/cmq)	py (Kg/cmq)	Mxmax (kg cm)	Mymax (Kg cm)	Mmax (Kg cm)	tp1 (cm)	d (cm)	
1,7576719	13,82745783	1032,4489	6565,1239	6565,124	1,69	21,91	
							tpmin (cm)
							1,69
Tiro bulloni							
Lx (cm)	Ls (cm)	Lsrid (cm)	Nb (Kg)	Mmax (Kg cm)	tp2 (cm)		
15,71	12,00	9,6	999,87044	3926,482	1,01		

Pali da 19,20m:

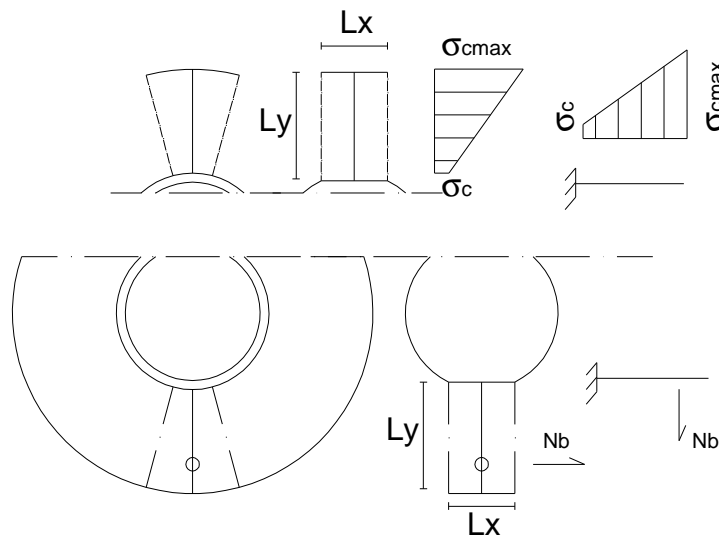
Compressione							
lx (cm)	ly (cm)	k	f1 (cm)	f2 (cm)	f (cm)	pt Kg/cmq	σsamm Kg/cmq
20,94	23,805	17	7,2	8,7	8,7	32,16	2400

px (Kg/cmq)	py (Kg/cmq)	Mxmax (kg cm)	Mymax (Kg cm)	Mmax (Kg cm)	tp1 (cm)	d (cm)
2,875088	29,28611589	3752,7235	28965,132	28965,13	2,89	32,39
						tpmin (cm)
						2,89
Tiro bulloni						
Lx (cm)	Ly (cm)	Lsrid (cm)	Nb (Kg)	Mmax (Kg cm)	tp2 (cm)	
20,943951	14	11	3246,9473	17000,98	1,97	

14.3. Progetto delle nervature:

Il progetto delle nervature può essere condotto considerando le azioni dovute al tiro dei tirafondi ed alla reazione del calcestruzzo agenti sull'area di influenza della singola nervatura;

Lo schema di carico considerato è quello di trave incastrata.



Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Pali da 11,50:

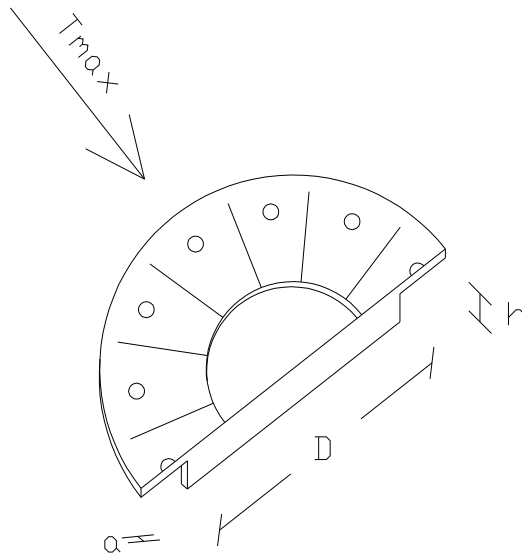
Verifica nervature				
Azioni dovute alla compressione				
Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	σ_{max} Kg/cmq	σ_c Kg/cmq
15,71	19,05	21,91	15,58513	5,086214
C1 (Kg)	C2 (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)	
1521,5823	1570,418222	34428,344	3092,0005	
Azioni dovute al tiro dei bulloni				
Nb (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)		
999,87044	12843,33585	999,87044		
Max (Kg cm)	Tmax (Kg)			
34428,344	3092,000534			
hminnerv (cm)	sp (cm)	σ_s Kg/cmq	τ_{med} Kg/cmq	
14	1	1053,9289	195,84695	
		σ_{famm} (Kg/cmq)	τ_{amm} (Kg/cmq)	
		2400	1385,6406	
		stringa di verifica		
		OK	OK	

Pali da 19,20m:

Verifica nervature				
Azioni dovute alla compressione				
Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	σ_{max} Kg/cmq	σ_c Kg/cmq
20,94	23,81	32,39	32,161204	11,82672
C1 (Kg)	C2 (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)	
5896,4575	5069,089082	150629,03	10965,547	
Azioni dovute al tiro dei bulloni				
Nb (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)		
3246,9473	51318,00218	3246,9473		
Max (Kg cm)	Tmax (Kg)			
150629,03	10965,5466			
hminnerv (cm)	sp (cm)	σ_s Kg/cmq	τ_{med} Kg/cmq	
25	1,5	964,02579	228,05174	
		σ_{famm} (Kg/cmq)	τ_{amm} (Kg/cmq)	
		2400	1385,6406	
		stringa di verifica		
		OK	OK	

14.4. Progetto della nervatura a taglio:

L'azione tagliante verrà trasmessa alla struttura di fondazione applicando al disotto della piastra una nervatura di sezione rettangolare.



Il dimensionamento verrà effettuato imponendo che le tensioni di compressione trasmesse in fondazione siano minori della tensione ammissibile del cls.

$$\sigma_b = \frac{T}{h \times D}$$

da cui, posto $\sigma_b = \sigma_{camm}$ si ha:

$$h = \frac{T}{\sigma_{camm} \times D}$$

Pali da 11,50m:

T (Kg)	d (cm)	σ_{camm} (Kg/cmq)	a (cm)
435,94305	20	41,63	0,52

Pali da 19,20m:

T (Kg)	d (cm)	σ_{camm} (Kg/cmq)	a (cm)
1206,6035	20	41,63	1,45

15. Fondazioni:

15.1 Pali da m 11,50 m – fondazione su pali :

Verifica in esercizio:

La struttura di fondazione, costituita da due pali in cemento armato del tipo “trivellati” collegati in testa da un plinto in cls armato è stata dimensionata verificando che, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti traslazionali e rotazionali indotti dalle azioni di Momento e Taglio, siano compatibili con la funzionalità dell’opera; la verifica è stata effettuata nelle ipotesi di Broms in condizioni di palo libero di ruotare in testa.

Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Sollecitazioni					
Mmax (kg cm)	Nmax (Kg)	Tmax (Kg)	γ Kg/cm ³	Ep (Kg/cm ²)	J (cm ⁴)
286577,52	950	435,9430505	1700	312201,9	636173

Verifica in esercizio			incoer.	incoer.	incoer.	coesivi	coesivi	coesivi
D (cm)	L (cm)	A	nh Kg/cm ³	λ	L/ λ	nh Kg/cm ³	λ	L/ λ
60	600	200	0,25185	379,6409	1,58044	0,05	524,576	1,14378

Terreni incoerenti				Ipotesi
Palo corto	yo(cm)	rot		SI
	0,212978777	0,000508406		

Palo lungo	yo(cm)	rot		NO
	0,07244006	0,00020564		

Terreni coesivi				
Palo corto	yo(cm)	rot		SI
	1,07278199	0,00256086		

Palo lungo	yo(cm)	rot		NO
	0,191201831	0,000390443		

Verifica carico limite orizzontale:

La verifica del carico limite orizzontale è stata condotta determinando la lunghezza minima del palo necessaria a garantire un fattore di sicurezza F.S.=5 dell'intero gruppo di pali. Si è considerata un'efficienza della palificata pari a E=0,5.

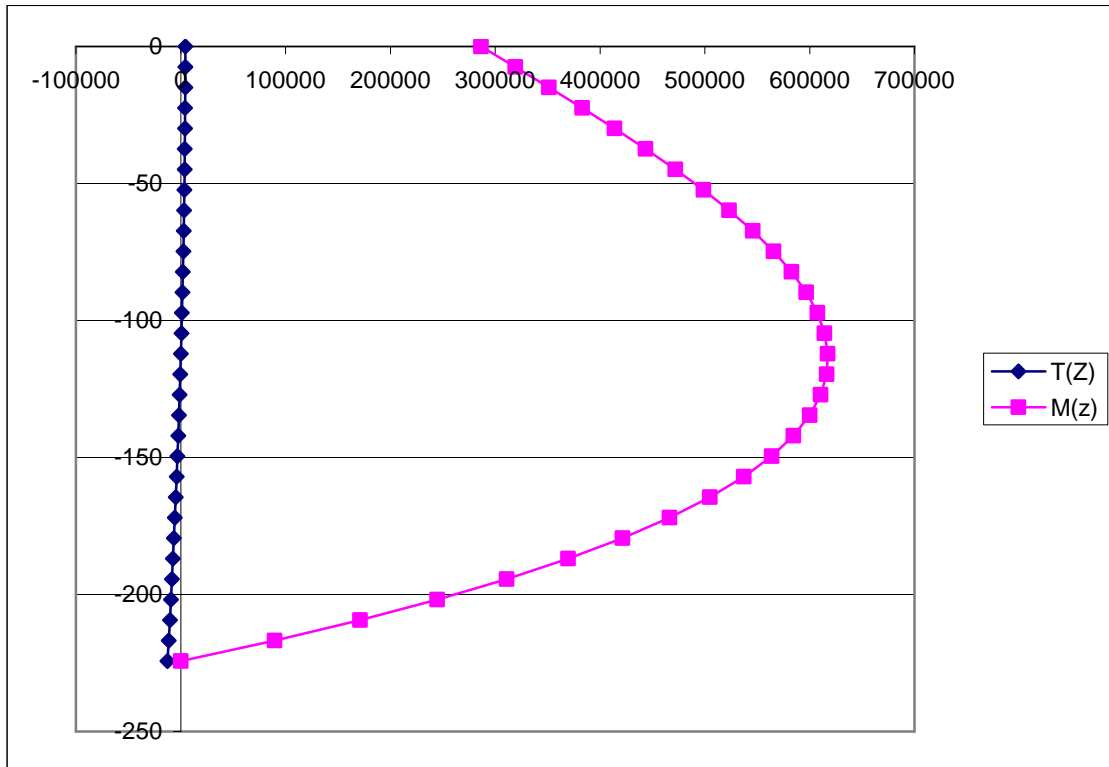
Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

ϕ°	$\phi^* \text{ }^\circ$	$\phi^*(\text{rad})$	Kp	γ	d
22	56	0,977384381	2,197987025	0,0017	60

T(Kg)	M (Kg cm)	H (Kg)	e (cm)
435,9431	286577,5228	4359,430505	65,74

F (cm)	Mmax (Kg cm)	My (Kg cm)	Tmax	Verifica palo corto
113,8562	617476,2538	2064500	-12552,61	OK

L* (cm)	con1	con2	
224,2538	1264196,161	1264196,09	0,071137232



Verifica sezione:

Armatura sezione	
Mmax (Kg cm)	Tmax (Kg)
617476	12552,61

As	ϕ	C1	C2	α°	α (rad)	d (cm)
12 ϕ 16	0,833333333	0,019634954	0,1130973	86,3455	1,50701	60

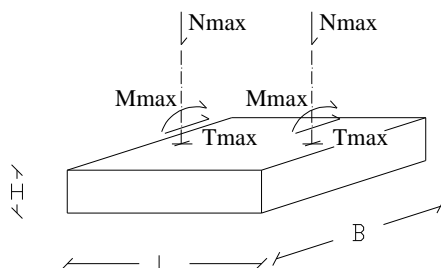
f1	f2	Sn (cm3)	In (cm4)	xc (cm)	hu (cm)	σ_{max} (Kg/cmq)	σ_{fmax} (Kg/cmq)
0,0072087	0,019620114	-0,02	511723,17	28,0878	55	33,89	487,11

y (cm)	α (rad)	α°	τ_{xy} (Kg/cmq)	τ_z (Kg/cmq)	τ_{max} (Kg/cmq)
-30	1,570796327	90	0,000	3,63E-16	5,919
-24	0,927295218	53,13010235	2,131	3,551662	
-18	0,643501109	36,86989765	3,788	4,735549	
-12	0,411516846	23,57817848	4,972	5,425253	
-6	0,201357921	11,53695903	5,683	5,79984	
0	0	0	5,919	5,919437	
6	-0,20135792	-11,53695903	5,683	5,79984	
12	-0,41151685	-23,57817848	4,972	5,425253	
18	-0,64350111	-36,86989765	3,788	4,735549	
24	-0,92729522	-53,13010235	2,131	3,551662	
30	-1,57079633	-90	0,000	3,63E-16	

15.2 Pali da m 19,20m – fondazione su plinti :

La struttura di fondazione è stata dimensionata verificando la stabilità globale della struttura; la progettazione delle armature è stata condotta considerando uno schema a mensola caricata dalla reazione del terreno.

15.2.1. Verifiche di stabilità globale:

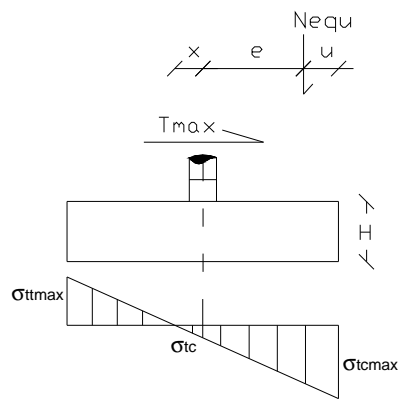
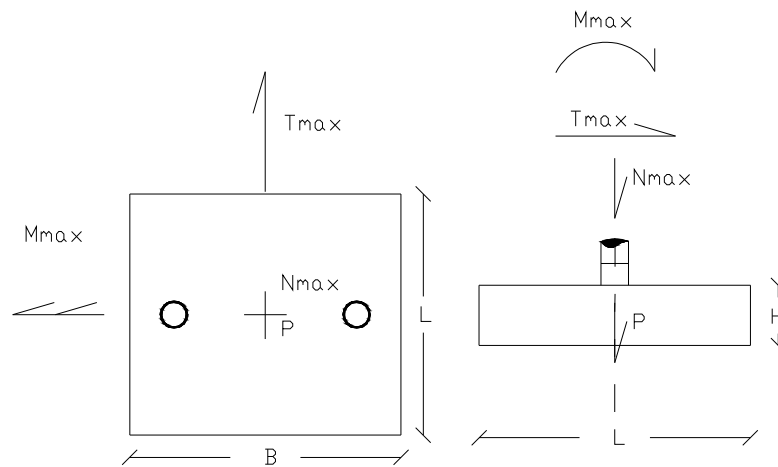


Caratteristiche plinto				
B (m)	L (m)	H (m)	copriferro (cm)	P(peso) Kg
3,6	3,2	0,8	5	23040

Sollecitazioni compressive			
Nmax (Kg)	Tmax (Kg)	Max m (Kg)	P(peso) Kg
6400	2413,20706	26448,20954	23040

Verifiche globali					
Verifica a ribaltamento					
Mrib (Kg m)	Mstab (Kg m)		Coeff. sic.	Coeff. Norm.	Stringa di ver.
28378,78	47104		1,66	1,5	OK
Verifica a scorrimento					
Fo (Kg)	Fv (Kg)	coeff. Attr.	Coeff. sic.	Coeff. Norm.	Stringa di ver.
2413,207	29440	0,5	6,10	1,3	OK

15.2.2. Verifiche stato tensionale:



$0,5 \times B = 1,80 > H = 1 \rightarrow$ *plinto flessibile*

Posizione del polo di rotazione del plinto :

$$u = \frac{Ms - Mr}{Fv}$$

L'eccentricità del carico, riferita al baricentro del plinto:

$$e(\text{eccentricità del carico}) = \frac{L}{2} - u$$

Nella condizione

$$\frac{L}{6} < e \rightarrow \text{sezione parzializzata}$$

si può esprimere la posizione dell'asse neutro, riferito al polo di rotazione del plinto, come:

$$xc = 3 \times \left(\frac{L}{2} - e \right)$$

Indicando con x la distanza dell'asse neutro rispetto al baricentro del plinto,

$$x = xc - \frac{L}{2}$$

Possiamo esprimere le tensioni agenti come:

$$\sigma_{tc\max} = \frac{2 \times Fv}{xc \times B} \leq \sigma_t; \quad \sigma_{ct} = \sigma_{tc} \times \frac{(xc - 0,5 \times L)}{xc}; \quad \sigma_{tc\max} = \sigma_{tc\max} \times \frac{(L - xc)}{xc}$$

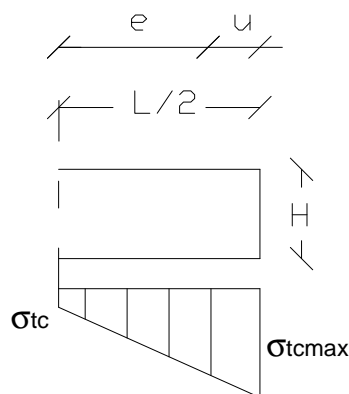
Si riporta a seguito la tabella riassuntiva di calcolo :

Verifica stato tensionale terreno fondazione					
L/6 (m)	u (m)	e (m)	x (cm)	xc (cm)	$\sigma_{tc\max}$ (Kg/cmq)
0,533333	0,64	0,96	30,81	190,81	0,857

15.2.3 Verifica Armatura plinto di fondazione:

Il plinto è stato progettato considerando uno schema a mensola incastrata in corrispondenza dell'asse baricentrico e soggetta alla reazione del terreno.

Il calcolo è stato riferito ad una striscia di lunghezza unitaria.



$$M1 = (\sigma_{t\max} - \sigma_{ct}) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \times 100 \times \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \text{ (Kg} \times \text{cm / ml)}$$

$$M2 = \left(\sigma_{ct} \times \frac{L}{2} \right) \times 100 \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \text{ (Kg} \times \text{cm / ml)}$$

$$T1 = (\sigma_{t\max} - \sigma_{ct}) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \times 100 \text{ (Kg / ml)}$$

$$T2 = \left(\sigma_{ct} \times \frac{L}{2} \right) \times 100 (\text{Kg} / \text{ml})$$

$$M_{\max} = M1 + M2 (\text{Kg} \times \text{cm} / \text{ml})$$

$$T_{\max} = T1 + T2 (\text{Kg} / \text{ml})$$

Si riporta a seguito le tabelle di calcolo riassuntive:

Sollecitazioni indotte dal terreno Schema1)							
σ (Kg/cmq)	M1 (Kg cm)	M2 (Kg cm)	T1 (Kg)	T2 (Kg)		Mmax1 (Kg cm)	Tmax1 (Kg)
0,1384	613314,1927	177175,6118	5749,820557	2214,695148		790489,8046	7964,51571

Verifica a Taglio :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times hu \times 100} \leq \tau_{co}$$

Verifica a taglio		
τ_{\max} (Kg/cmq)	τ_{co} Kg/cmq	Stringa di ver.
1,18	6	OK

Verifica armatura a flessione:

Considerando una trave doppiamente armata

$$\phi 16/20 \rightarrow \begin{cases} A_i = 12,06 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ \mu = \frac{A_s}{A_i} = 1 \end{cases}$$

con copriferro $\delta = 5 \text{cm}$

avremo:

$$yc = \frac{n \times (A_s + A_i)}{b} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (h + \mu \times \delta)}{n \times (A_s + A_i) \times (1 + \mu)}} \right)$$

$$I_n = \frac{b \times yc^3}{3} + n \times A_i \times (h - yc)^2 + n \times A_s \times (yc - \delta)^2$$

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{I_n} \times yc < \sigma_{camm}$$

$$\sigma_{si} = n \times \frac{\sigma_c}{yc} \times (h - yc) < \sigma_{samm}$$

$$\sigma_{ss} = n \times \frac{\sigma_c}{yc} \times (yc - \delta) < \sigma_{samm}$$

Si riportano a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Verifica a flessione					
As (cmq)	As' (cmq)	μ	n	yc (cm)	In (cm ⁴)
12,06	12,06	1	15	13,39493625	779410,2594
σ_{cmax} (Kg/cmq)	σ_{smax} (Kg/cmq)	$\sigma_{s'max}$ (Kg/cmq)			
13,58535	937,2119666	127,714091			
Stringa di ver.					
σ_{camm} (Kg/cmq)	σ_{samm} (Kg/cmq)	σ_{samm} (Kg/cmq)			
97,5	2600	2600			
OK	OK	OK			

Verifica a punzonamento:

Considerando una distribuzione delle tensioni a 45°, il perimetro critico di punzonamento, può essere valutato come:

$$p = \pi \times \left(d + 2 \times \frac{H}{2} \right)$$

Le tensioni tangenziali indotte, varranno:

$$\tau = \frac{N_{base}}{0,9 \times p \times hu} \leq \tau_{c0}$$

verifica a punzonamento			
p (m)	τ_{max} (Kg/cmq)	τ_{c0} Kg/cmq	Stringa di ver.
5,027	0,094	6	OK

L'armatura calcolata dovrà essere disposta in entrambe le direzioni x-y del plinto.

ALLEGATI

ALLEGATO A) Calcoli strutturali sostegno catenaria tipo 1

ALLEGATO B) Calcoli strutturali sostegno catenaria tipo 2

Torino, 02/10/2013

Ing. Salvatore Falbo

ALLEGATO A) CALCOLI STRUTTURALI SOSTEGNO CATENARIA TIPO 1

• SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle carichi termici aste, carichi distribuiti aste, carichi concentrati, carichi termici shell e carichi shell.

CARICHI ASTE

- **Asta3d** : Numero dell'asta spaziale
- **Dt** : Delta termico costante
- **ALL.SISMICA** : Coefficiente di riduzione del sovraccarico per la condizione in stampa ai fini del calcolo della massa sismica
- **Riferimento** : Sistema di riferimento dei carichi (0 globale ; 1 locale)
- **Qx** : Carico distribuito in direzione X sul nodo iniziale
- **Qy** : Carico distribuito in direzione Y sul nodo iniziale
- **Qz** : Carico distribuito in direzione Z sul nodo iniziale
- **Qx** : Carico distribuito in direzione X sul nodo finale
- **Qy** : Carico distribuito in direzione Y sul nodo finale
- **Qz** : Carico distribuito in direzione Z sul nodo finale
- **Mt** : Momento torcente distribuito

CARICHI CONCENTRATI

- **Nodo3d** : Numero del nodo spaziale
- **Fx** : Forza in direzione X nel sistema di riferimento globale
- **Fy** : Forza in direzione Y nel sistema di riferimento globale
- **Fz** : Forza in direzione Z nel sistema di riferimento globale
- **Mx** : Momento in direzione X nel sistema di riferimento globale
- **My** : Momento in direzione Y nel sistema di riferimento globale
- **Mz** : Momento in direzione Z nel sistema di riferimento globale

CARICHI SHELL

- **Shell** : Numero dello shell spaziale
- **Dt** : Delta termico costante
- **Riferimento** : Sistema di riferimento delle pressioni e dei carichi distribuiti; verticale è la direzione dell'asse Z del sistema di riferimento globale, normale è la direzione ortogonale all'elemento per le pressioni e ortogonale al lato per i carichi distribuiti. Codici:

- 0 = pressione verticale e carico normale
- 1 = pressione normale e carico verticale
- 2 = pressione normale e carico normale
- 3 = pressione verticale e carico verticale

- **P.a** : Pressione sul primo vertice dello shell
- **P.b** : Pressione sul secondo vertice dello shell
- **P.c** : Pressione sul terzo vertice dello shell
- **P.d** : Pressione sul quarto vertice dello shell
- **Q.ab** : Carico distribuito sul lato ab
- **Q.bc** : Carico distribuito sul lato bc
- **Q.cd** : Carico distribuito sul lato cd
- **Q.da** : Carico distribuito sul lato da

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

TUBI A SEZIONE TONDA					TUBI A SEZIONE TONDA				
Sez. N.ro	Descrizione	d mm	s mm	Mat. N.ro	Sez. N.ro	Descrizione	d mm	s mm	Mat. N.ro
1933	Tubo 355.6x20	356	20	9	1934	Tubo 219.1x6.3	219	6	9
1935	tirante	38	19	8	1936	Tubo 152.7x6.3	153	6	9
1937	Tirante fi8	14	7	8					

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

CARATTERISTICHE STATICHE DEI PROFILI														
Sez. N.ro	U m2/m	P kg/m	A cmq	Ax cmq	Ay cmq	Jx cm4	Jy cm4	Jt cm4	Wx cm3	Wy cm3	Wt cm3	ix cm	iy cm	sver 1/cm
1933	1.12	165.5	210.86	105.68	105.68	29790.8	29790.8	59581.7	1675.52	1675.52	3351.05	11.89	11.89	0.00
1934	0.69	33.1	42.12	21.07	21.07	2386.1	2386.1	4772.1	217.81	217.81	435.61	7.53	7.53	0.00
1935	0.12	8.9	11.34	8.51	8.51	10.2	10.2	20.5	5.39	5.39	10.77	0.95	0.95	0.00
1936	0.48	22.7	28.97	14.51	14.51	777.7	777.7	1555.4	101.86	101.86	203.72	5.18	5.18	0.00
1937	0.04	1.2	1.54	1.15	1.15	0.2	0.2	0.4	0.27	0.27	0.54	0.35	0.35	0.00

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

DATI PER VERIFICHE EUROCODICE							
Sez. N.ro	Descrizione	Wx Plastico cm3	Wy Plastico cm3	Wt Plastico cm3	Ax Plastico cm2	Ay Plastico cm2	Iw cm6
1933	Tubo 355.6x20	2255.21	2255.21	3351.05	134.24	134.24	0.0
1934	Tubo 219.1x6.3	285.37	285.37	435.61	26.81	26.81	0.0
1935	tirante	9.15	9.15	10.77	7.22	7.22	0.0
1936	Tubo 152.7x6.3	135.11	135.11	203.72	18.45	18.45	0.0
1937	Tirante fi8	0.46	0.46	0.54	0.98	0.98	0.0

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

CARATTERISTICHE MATERIALE														
Mat. N.ro	E kg/cmq	G kg/cmq	σ amm. kg/cmq	lambda max	Tipo Ferr	Om eg	caric estra	ecc. cm	coeff. ni	veri fica	Gamma kg/cm	Adatt Plast	Lung/ SpLim	
1	210000	85000	1600	200.0	1	1	1.00	200	1.500	1	7850	NO	250	
2	210000	85000	1600	200.0	1	2	1.40	200	1.500	1	7850	NO	250	
3	210000	85000	1600	200.0	1	3	1.40	200	1.500	1	7850	NO	250	
4	210000	85000	1600	200.0	1	4	1.00	200	1.500	1	7850	NO	250	
5	210000	85000	1600	200.0	1	3	0.00	200	1.500	1	7850	NO	250	
6	125000	10000	100	200.0	1	5	0.00	200	1.500	1	800	NO	250	
7	100000	5000	70	200.0	1	6	0.00	200	1.500	1	800	NO	250	
8	210000	85000	2400	200.0	3	1	1.00	200	1.500	0	7850	NO	250	
9	210000	85000	2400	200.0	3	1	1.00	200	1.500	1	7850	NO	200	

CARICHI DISTRIBUITI ASTE

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 7										ALIQUOTA SISMICA: 0
IDENT.		NODO INIZIALE			NODO FINALE					
Asta3d N.ro	Riferimento	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Mt t*m/ml	Pretens t	
1	0	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0	
2	0	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0	
3	0	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0	
5	0	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0	
9	0	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0	
11	0	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.0	
17	0	0.00	0.04	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.0	
18	0	0.00	0.04	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.0	
19	0	0.00	0.04	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.0	

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 3 ALIQUOTA SISMICA: 100

IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
9	0.31	0.54	-0.02	0.00	0.00	0.00
10	3.84	6.64	-0.76	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 4 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
9	2.94	5.09	-0.20	0.00	0.00	0.00
10	1.17	2.03	-0.26	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 5 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
9	0.00	1.09	0.04	0.00	0.00	0.00
10	0.00	13.28	-1.23	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 6 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
9	0.00	10.17	-0.41	0.00	0.00	0.00
10	0.00	4.05	-0.51	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI CARICHI															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PLE	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
PLM	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PCE	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
PCM	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento DS	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00

COMBINAZIONI CARICHI									
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PLE	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PLM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PCE	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PCM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento DS	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MASSE CONC. DIR. 1	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 2	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

• VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nel tabulato di stampa delle verifiche delle aste in acciaio ed in legno:

Fili	: Fili fissi iniziale e (sotto) finale
Quota	: Quote dei fili fissi
Pos	: Posizione. Le sigle adottate sono le seguenti:
	$i = \text{iniziale}; c = \text{campata}; f = \text{finale}$
Com	: Numero della combinazione di carico riportata, per la quale è stata effettuata la verifica più gravosa per la sezione
N	: Sforzo normale
M_x	: Momento relativo all'asse X (sistema locale di asta)
M_y	: Momento relativo all'asse Y (sistema locale di asta)
T_x	: Taglio in direzione X (sistema locale di asta)
T_y	: Taglio in direzione Y (sistema locale di asta)
M_z	: Momento torcente
σ_n	: Tensione normale dovuta a sforzo normale
σM_x	: Tensione normale dovuta a momento M _x
σM_y	: Tensione normale dovuta a momento M _y
τ_x	: Tensione tangenziale dovuta a taglio T _x
τ_y	: Tensione tangenziale dovuta a taglio T _y
τM_t	: Tensione tangenziale da momento torcente (può riferirsi ad una combinazione di carico diversa da quella in cui si ottiene la massima da taglio)
σ_{id}	: Tensione ideale:

$$\sqrt{(\sigma_n + \sigma M_x + \sigma M_y)^2 + 3(\tau_{\max} + \tau M_t)^2}$$

essendo τ_{\max} la tensione tangenziale dovuta al taglio risultante, nel punto in cui essa raggiunge il massimo valore assoluto

σ_{amm}	: Tensione massima di lavoro ammissibile pari alla tensione di snervamento
Sez.N.	: Numero di archivio della sezione
Ac	: Coefficiente di amplificazione dei carichi statici. Sostituisce il dato 'Sez.N.' se l'incremento dei carichi statici è maggiore di 1
qn	: Carico distribuito normale all'asse della trave in kg/m, incluso il peso proprio
Asta	: Numerazione dell'asta

L'ultima riga delle quattro relative a ciascuna asta, si riferisce ai valori utili ad effettuare le verifiche di instabilità:

l	: Lunghezza dell'asta
$\beta \cdot l$: Lunghezza libera d'inflessione
N	: Sforzo normale per la verifica di instabilità
M_x	: Momento M _x equivalente per la verifica di instabilità
M_y	: Momento M _y equivalente per la verifica di instabilità
omega	: Coefficiente per la verifica a carico di punta
lambda	: Snellezza massima
σ_{ins}	: Tensione equivalente per la verifica a carico di punta
σ_{sve}	: Tensione equivalente per la verifica a svergolamento
W.max	: Freccia massima dell'asta
W.rel	: Spostamento relativo, depurato dalla traslazione rigida dei nodi
W.lim	: Spostamento limite

Per le sezioni in legno vengono modificate le seguenti colonne:

- $\sigma_{id} \rightarrow$ **Rapp. Fless** : Rapporto di verifica per la flessione composta secondo le formule dell'EC5 [5.1.9a], [5.1.9b], [5.1.10a], [5.1.10b]. Viene riportato il valore più alto fra tutte le varie combinazioni e si intende verificato, come tutti gli altri rapporti, se il valore è minore di uno
- $\sigma_{amm} \rightarrow$ **Rapp. Taglio** : Rapporto di verifica per il taglio e la torsione secondo le formule dell'EC5 [5.1.7.1], [5.1.8] avendo sovrapposto gli effetti come per la flessione composta
- Omega \rightarrow lrx** : Lambda relativo X secondo le formule dell'EC5 [5.2.1a]
- lambda \rightarrow lry** : Lambda relativo Y secondo le formule dell'EC5 [5.2.1b]
- $\sigma_{ins} \rightarrow$ **Rx** : Rapporto di verifica per la presso-flessione secondo le formule dell'EC5 [5.2.1e]
- $\sigma_{sve} \rightarrow$ **Ry** : Rapporto di verifica per la presso-flessione secondo le formule dell'EC5 [5.2.1f]

FORZE SISMICHE NODALI - SISMA N.ro: 1

Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
2	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.171	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

FORZE SISMICHE NODALI - SISMA N.ro: 2

Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
2	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.171	0.000	0.000	0.000	0.000

VERIFICHE - ASTE METALLICHE

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N.r	N (kg)	Mx (kg*m)	My (kg*m)	Tx (kg)	Ty (kg)	Mz (kg*m)	σ_n	σ_{Mx}	σ_{My}	τ_x	τ_y	τ_{Mt}	σ_{id}	$\sigma_{amm.}$
Sez.N. 1933	1	3.70		21	36962	2757	0	4875	0	16.89	175	165	0	46	0	1	349	2400
Tubo 355.6	qn=	0		23	36219	6678	0	5010	0	-22.32	172	399	0	47	0	1	576	2400
Asta: 1	1	0.00		23	35912	16016	0	5113	0	-22.32	170	956	0	48	0	1	1129	2400
Instab.: =	370.5	$\beta^* =$		370.5	0	0	0	0.00	lmd=	0	$\sigma_{in} =$	0	$\sigma_{sv} =$	0	Wmax/rel/lim=	1.07	0.19	1.85 cm
Sez.N. 1933	2	3.70		22	36962	2757	0	4875	0	-16.89	175	165	0	46	0	1	349	2400
Tubo 355.6	qn=	0		23	36219	6678	0	5010	0	22.32	172	399	0	47	0	1	576	2400
Asta: 2	2	0.00		23	35912	16016	0	5113	0	22.32	170	956	0	48	0	1	1129	2400
Instab.: =	370.5	$\beta^* =$		370.5	-829	5105	0	1.05	lmd=	31	$\sigma_{in} =$	309	$\sigma_{sv} =$	0	Wmax/rel/lim=	1.07	0.19	1.85 cm
Sez.N. 1933	3	3.70		23	-77402	6538	0	6483	0	0.00	367	390	0	61	0	0	765	2400
Tubo 355.6	qn=	0		23	-77709	5568	0	6587	0	0.00	369	332	0	62	0	0	709	2400
Asta: 3	3	0.00		23	-78015	17865	0	6690	0	0.00	370	1066	0	63	0	0	1440	2400
Instab.: =	370.5	$\beta^* =$		370.5	-78015	13399	0	1.05	lmd=	31	$\sigma_{in} =$	1210	$\sigma_{sv} =$	0	Wmax/rel/lim=	1.06	0.17	1.85 cm

VERIFICHE - ASTE METALLICHE																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N.r	N (kg)	Mx (kg*m)	My (kg*m)	Tx (kg)	Ty (kg)	Mz (kg*m)	σ	σMx	σMy	τ_x	τ_y	τMt	σid	$\sigma amm.$
Sez.N. 1934	3	3.70		21	-3817	2631	0	1754	0	-64.82	91	1208	0	83	0	15	1310	2400
Tubo 219.1	qn=	-33		17	-4848	96	0	1411	0	-158.83	115	44	0	67	0	36	239	2400
Asta: 4	1	3.70		23	-3720	2735	0	1653	0	-59.78	88	1256	0	78	0	14	1353	2400
Instab.:l=	315.0	$\beta^*l=$		220.5	-3817	2047	0	$lmd=$ 1.04	29	$\sigma in=$ 1039	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	0.55	0.10			1.58	cm
Sez.N. 1934	1	3.70		9	-1229	657	0	401	0	-127.82	29	302	0	19	0	29	341	2400
Tubo 219.1	qn=	-33		17	-1299	34	0	444	0	-127.82	31	15	0	21	0	29	99	2400
Asta: 5	2	3.70		17	-1299	763	0	537	0	-127.82	31	350	0	25	0	29	393	2400
Instab.:l=	315.0	$\beta^*l=$		220.5	-1299	572	0	$lmd=$ 1.04	29	$\sigma in=$ 295	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	1.08	0.02			1.57	cm
Sez.N. 1934	2	3.70		23	-3720	2735	0	1653	0	59.78	88	1256	0	78	0	14	1353	2400
Tubo 219.1	qn=	-33		22	-3817	47	0	1702	0	64.82	91	22	0	81	0	15	200	2400
Asta: 6	3	3.70		22	-3817	2631	0	1754	0	64.82	91	1208	0	83	0	15	1310	2400
Instab.:l=	315.0	$\beta^*l=$		220.5	-3817	2047	0	$lmd=$ 1.04	29	$\sigma in=$ 1039	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	0.68	0.10			1.58	cm
Sez.N. 1937	6	12.20		14	628	5	0	3	0	0.00	408	1797	0	3	0	0	2206	2400
Tirante fi	qn=	-1		22	624	2	0	0	0	0.00	406	903	0	0	0	0	1308	2400
Asta: 7	2	3.70		22	619	5	0	3	0	0.00	402	1812	0	3	0	0	2214	2400
Instab.:l=	981.7	$\beta^*l=$		687.2	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	36.47	37.18			3.93	cm
Sez.N. 1937	5	12.20		13	628	5	0	3	0	0.00	408	1797	0	3	0	0	2206	2400
Tirante fi	qn=	-1		21	624	2	0	0	0	0.00	406	903	0	0	0	0	1308	2400
Asta: 8	1	3.70		21	619	5	0	3	0	0.00	402	1812	0	3	0	0	2214	2400
Instab.:l=	981.7	$\beta^*l=$		687.2	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	37.04	37.07			3.93	cm
Sez.N. 1933	3	12.20		23	-72482	145	0	460	0	0.00	344	9	0	4	0	0	352	2400
Tubo 355.6	qn=	0		23	-73185	1595	0	222	0	0.00	347	95	0	2	0	0	442	2400
Asta: 9	3	3.70		23	-73889	2034	0	16	0	0.00	350	121	0	0	0	0	472	2400
Instab.:l=	850.0	$\beta^*l=$		850.0	-73889	1855	0	$lmd=$ 1.39	72	$\sigma in=$ 614	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	2.87	0.26			4.25	cm
Sez.N. 1936	3	12.20		17	-9567	153	0	95	0	3.94	330	150	0	7	0	2	480	2400
Tubo 152.7	qn=	-23		21	-9594	78	0	27	0	4.58	331	76	0	2	0	2	407	2400
Asta: 10	6	12.20		17	-9567	87	0	53	0	3.94	330	85	0	4	0	2	415	2400
Instab.:l=	566.3	$\beta^*l=$		396.4	-9567	119	0	$lmd=$ 1.48	77	$\sigma in=$ 625	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	1.65	0.16			2.83	cm
Sez.N. 1936	6	12.20		6	3	78	0	102	0	2.55	0	77	0	7	0	1	78	2400
Tubo 152.7	qn=	-23		24	-167	100	0	1	0	0.00	6	98	0	0	0	0	104	2400
Asta: 11	5	12.20		22	-165	48	0	94	0	-0.05	6	47	0	6	0	0	54	2400
Instab.:l=	565.0	$\beta^*l=$		395.5	-167	100	0	$lmd=$ 1.48	76	$\sigma in=$ 107	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	3.10	0.20			2.82	cm
Sez.N. 1936	5	12.20		22	-9594	69	0	44	0	-4.58	331	68	0	3	0	2	399	2400
Tubo 152.7	qn=	-23		22	-9594	79	0	26	0	-4.58	331	77	0	2	0	2	409	2400
Asta: 12	3	12.20		14	-9499	101	0	91	0	-7.74	328	99	0	6	0	4	427	2400
Instab.:l=	566.3	$\beta^*l=$		396.4	-9499	92	0	$lmd=$ 1.48	77	$\sigma in=$ 590	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	2.03	0.20			2.83	cm
Sez.N. 1935	5	12.20		22	9850	45	0	31	0	-0.32	869	828	0	4	0	3	1697	2400
tirante	qn=	-7		22	9870	23	0	6	0	-0.32	870	427	0	1	0	3	1297	2400
Asta: 13	3	16.63		22	9889	0	0	19	0	-0.32	872	3	0	2	0	3	875	2400
Instab.:l=	718.7	$\beta^*l=$		718.7	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	6.95	4.86			2.87	cm
Sez.N. 1935	6	12.20		21	9850	45	0	31	0	0.32	869	828	0	4	0	3	1697	2400
tirante	qn=	-7		21	9870	23	0	6	0	0.32	870	427	0	1	0	3	1297	2400
Asta: 14	3	16.63		17	9862	1	0	19	0	-0.20	870	17	0	2	0	2	886	2400
Instab.:l=	718.7	$\beta^*l=$		718.7	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	6.95	4.84			2.87	cm
Sez.N. 1935	5	12.20		22	5666	0	0	11	0	-0.05	500	4	0	1	0	0	503	2400
tirante	qn=	-3		22	5629	25	0	0	0	-0.05	496	460	0	0	0	0	957	2400
Asta: 15	2	3.70		22	5591	1	0	11	0	-0.05	493	11	0	1	0	0	504	2400
Instab.:l=	886.4	$\beta^*l=$		886.4	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	9.18	9.44			3.55	cm
Sez.N. 1935	6	12.20		17	5981	1	0	11	0	0.37	527	12	0	1	0	3	539	2400
tirante	qn=	-3		17	5943	25	0	0	0	0.37	524	460	0	0	0	3	984	2400
Asta: 16	1	3.70		9	5894	0	0	11	0	0.42	520	3	0	1	0	4	522	2400
Instab.:l=	886.4	$\beta^*l=$		886.4	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	8.31	9.44			3.55	cm
Sez.N. 1934	3	12.20		22	31639	378	0	246	0	20.99	751	174	0	12	0	5	925	2400
Tubo 219.1	qn=	-11		22	31546	289	0	49	0	20.99	749	132	0	2	0	5	882	2400
Asta: 17	2	3.70		14	29993	241	0	25	0	16.50	712	111	0	1	0	4	823	2400
Instab.:l=	906.5	$\beta^*l=$		634.5	-1156	100	0	$lmd=$ 1.66	84	$\sigma in=$ 92	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	2.80	0.49			4.53	cm
Sez.N. 1934	3	12.20		17	31559	390	0	244	0	-4.41	749	179	0	12	0	1	929	2400
Tubo 219.1	qn=	-11		21	31546	289	0	49	0	-20.99	749	132	0	2	0	5	882	2400
Asta: 18	1	3.70		9	29913	265	0	43	0	0.09	710	122	0	2	0	0	832	2400
Instab.:l=	906.5	$\beta^*l=$		634.5	0	0	0	$lmd=$ 0.00	0	$\sigma in=$ 0	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	2.80	0.49			4.53	cm
Sez.N. 1934	3	16.63		23	-13327	0	0	86	0	0.00	316	0	0	4	0	0	317	2400
Tubo 219.1	qn=	0		23	-13400	276	0	164	0	0.00	318	127	0	8	0	0	445	2400
Asta: 19	3	12.20		23	-13473	724	0	241	0	0.00	320	332	0	11	0	0	652	2400
Instab.:l=	442.5	$\beta^*l=$		442.5	-13473	543	0	$lmd=$ 1.23	59	$\sigma in=$ 664	$\sigma sv=$ 0	$Wmax/rel/lim=$	4.31	0.15			2.21	cm

PLINTO DI FONDAZIONE

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa dell'archivio materiali.

Materiale N.ro	: Numero identificativo del materiale in esame
Densità	: Peso specifico del materiale
E_x * 1E3	: Modulo elastico in direzione x moltiplicato per 10 al cubo
Ni.x	: Coefficiente di Poisson in direzione x
Alfa.x	: Coefficiente di dilatazione termica in direzione x
E_y * 1E3	: Modulo elastico in direzione y moltiplicato per 10 al cubo
Ni.y	: Coefficiente di Poisson in direzione y
Alfa.y	: Coefficiente di dilatazione termica in direzione y
E₁₁ * 1E3	: Elemento della matrice elastica moltiplicato per 10 al cubo, 1a riga - 1a colonna
E₁₂ * 1E3	: Elemento della matrice elastica moltiplicato per 10 al cubo, 1a riga - 2a colonna
E₁₃ * 1E3	: Elemento della matrice elastica moltiplicato per 10 al cubo, 1a riga - 3a colonna
E₂₂ * 1E3	: Elemento della matrice elastica moltiplicato per 10 al cubo, 2a riga - 2a colonna
E₂₃ * 1E3	: Elemento della matrice elastica moltiplicato per 10 al cubo, 2a riga - 3a colonna
E₃₃ * 1E3	: Elemento della matrice elastica moltiplicato per 10 al cubo, 3a riga - 3a colonna

ARCHIVIO MATERIALI PIASTRE

Materiale N.ro	Densita' kg/mc	Ex*1E3 kg/cm ²	Ni.x	Alfa.x (*1E5)	Ey*1E3 kg/cm ²	Ni.y	Alfa.y (*1E5)	E11*1E3 kg/cm ²	E12*1E3 kg/cm ²	E13*1E3 kg/cm ²	E22*1E3 kg/cm ²	E23*1E3 kg/cm ²	E33*1E3 kg/cm ²
1	2500	312	0.20	1.00	312	0.20	1.00	325	65	0	325	0	130
2	1900	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
3	1900	25	0.25	1.00	25	0.25	1.00	27	7	0	27	0	10
4	1700	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
5	1700	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
6	1900	5	0.25	1.00	5	0.25	1.00	5	1	0	5	0	2
7	1900	20	0.25	1.00	20	0.25	1.00	21	5	0	21	0	8
8	1900	15	0.25	1.00	15	0.25	1.00	16	4	0	16	0	6
9	1900	5	0.25	1.00	5	0.25	1.00	5	1	0	5	0	2
10	1900	20	0.25	1.00	20	0.25	1.00	21	5	0	21	0	8
11	1900	15	0.25	1.00	15	0.25	1.00	16	4	0	16	0	6
12	1800	25	0.25	1.00	25	0.25	1.00	27	7	0	27	0	10
13	1900	50	0.25	1.00	50	0.25	1.00	53	13	0	53	0	20
14	1800	50	0.25	1.00	50	0.25	1.00	53	13	0	53	0	20
15	1900	50	0.25	1.00	50	0.25	1.00	53	13	0	53	0	20
16	1900	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
17	1900	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12

COMBINAZIONI CARICHI

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PLE	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
PLM	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PCE	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
PCM	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento DS	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00

COMBINAZIONI CARICHI

DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PLE	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PLM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PCE	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PCM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento DS	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MASSE CONC. DIR. 1	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 2	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa della verifica degli elementi bidimensionali.

Quota N.ro	: Quota a cui si trova l'elemento
Perim. N.ro	: Numero identificativo del macroelemento il cui perimetro è stato definito prima di eseguire la verifica
Nodo 3d N.ro	: Numero del nodo relativo alla suddivisione del macroelemento in microelementi
Nx	: Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse x del sistema locale. (Il sistema di riferimento locale è quello delle armature)
Ny	: Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse y del sistema locale
Txy	: Sforzo tagliante sul piano dell'elemento con direzione y e agente sulla faccia di normale x del sistema locale. (Ovvero anche, per la simmetria delle tensioni tangenziali, sforzo tagliante sul piano dell'elemento con direzione x e agente sulla faccia di normale y del sistema locale)
Mx	: Momento flettente agente sulla sezione di normale x del sistema locale. Per le verifiche è accoppiato allo sforzo normale Nx. Questo momento è incrementato per tenere in conto il valore del momento torcente Mxy
My	: Momento flettente agente sulla sezione di normale y del sistema locale. Per le verifiche è accoppiato allo sforzo normale Ny. Questo momento è incrementato per tenere in conto il valore del momento torcente Mxy
Mxy	: Momento torcente con asse vettore x e agente sulla sezione di normale x (ovvero anche, per la simmetria delle tensioni tangenziali momento torcente con asse vettore y e agente sulla sezione di normale y)
σ_{cx}	: Tensione di lavoro del calcestruzzo nella faccia di normale x
σ_{cy}	: Tensione di lavoro del calcestruzzo nella faccia di normale y
σ_{fx}	: Tensione di lavoro dell'acciaio nella faccia di normale x
σ_{fy}	: Tensione di lavoro dell'acciaio nella faccia di normale y
Ax superiore	: Area totale armatura superiore diretta lungo x. (Area totale è l'area della pressoflessione più l'area per il taglio riportata dopo)
Ay superiore	: Area totale armatura superiore diretta lungo y
Ax inferiore	: Area totale armatura inferiore diretta lungo x
Ay inferiore	: Area totale armatura inferiore diretta lungo y
Atag	: Area per il taglio su ciascuna faccia per le due direzioni
σ_t	: Tensione massima di contatto con il terreno
Eta	: Abbassamento verticale del nodo in esame
Fpunz	: Forza punzonante sulla piastra
Apunz	: Armatura sufficiente da sola ad assorbire la forza punzonante

VERIFICA PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1

Quo N.r	Per N.r	Nodo 3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	σ_x kg/cm ²	σ_y kg/cm ²	σ_x kg/cm ²	σ_y kg/cm ²	Ax s cm ²	Ay s cm ²	Ax i cm ²	Ay i cm ²	Atag cm ²	σ_t kg/cm ²	eta mm	Fpunz kg	Apunz cm ²
0	1	5	-766	523	586	11757	11619	-321	29	28	2575	2528	0.2	0.2	6.3	6.3	0.1	0.4	-0.6	90275	0.0
0	1	12	-18	729	104	-1893	-7115	1431	11	21	2574	2567	1.0	3.9	1.0	1.0	0.0	0.5	-0.6		
0	1	21	240	183	354	4715	-4734	2137	17	17	2506	2509	0.2	2.6	2.6	1.0	0.1	0.2	-0.3		
0	1	22	289	873	265	-2414	-7462	657	12	22	2569	2579	1.3	4.1	1.0	1.1	0.1	0.5	-0.6		
0	1	26	88	387	456	2639	-4380	821	12	17	2456	2585	0.2	2.4	1.5	1.0	0.1	0.3	-0.3		
0	1	27	176	1112	337	-3152	-7992	-785	14	23	2580	2584	1.7	4.4	1.0	1.3	0.1	0.5	-0.6		
0	1	31	-264	101	418	2303	-4728	-517	12	17	2576	2487	1.0	2.6	1.3	1.1	0.1	0.3	-0.4		
0	1	32	-486	2019	450	-5760	-9927	-2110	20	25	2573	2559	3.1	5.7	1.2	1.6	0.1	0.5	-0.6		
0	1	46	-636	1078	1290	11094	10892	-2084	28	27	2576	2584	0.4	0.3	6.1	6.2	0.2	0.4	-0.5		
0	1	47	-582	2240	827	10013	8962	-956	26	24	2573	2599	0.3	0.3	5.4	5.3	0.2	0.4	-0.4		
0	1	49	-538	2152	864	7348	8137	-71	22	22	2573	2573	0.3	0.3	4.0	4.9	0.2	0.4	-0.4		
0	1	51	-88	-2689	1282	12385	11604	-1512	30	29	2572	2574	0.3	0.3	6.8	6.4	0.2	0.5	-0.6		
0	1	54	198	-2562	1233	10571	11151	2044	26	28	2516	2575	1.0	1.0	5.8	6.1	0.2	0.5	-0.6		
0	1	69	333	-555	244	-4028	6069	-2375	16	20	2574	2575	2.2	1.0	1.0	3.2	0.0	0.4	-0.5		
0	1	70	32	-289	71	-3433	6566	-2744	15	21	2589	2576	1.9	1.0	1.1	3.4	0.0	0.4	-0.5		
0	1	72	-315	-1170	634	6094	9479	852	20	26	2573	2573	1.0	1.0	3.3	5.1	0.1	0.5	-0.6		
0	1	84	-367	-236	591	-3418	5851	-2318	15	20	2578	2575	1.9	1.0	1.3	3.2	0.1	0.3	-0.4		
0	1	100	-675	-1104	833	5402	9676	-119	19	26	2575	2575	0.3	0.3	3.0	5.3	0.2	0.5	-0.6		
0	1	101	-266	-1125	1009	6413	10935	-2609	21	28	2576	2572	1.0	0.3	3.5	6.0	0.2	0.5	-0.7		
0	1	102	-418	556	1551	11549	9373	1216	29	25	2576	2528	0.4	0.4	6.4	5.4	0.3	0.4	-0.5		
0	1	103	-1079	-1032	1611	12673	12473	530	30	30	2573	2573	0.4	0.4	7.0	6.9	0.3	0.5	-0.6		
0	1	104	-542	-2144	1798	13752	15013	-1328	31	33	2573	2575	0.4	0.4	7.7	8.3	0.3	0.5	-0.6		
0	1	107	134	-1370	230	-2523	7146	-2113	12	22	2550	2576	1.4	1.0	1.3	3.8	0.0	0.7	-0.8		
0	1	114	115	834	2014	-4053	4241	-484	16	16	2550	2594	2.5	2.5	2.5	2.7	0.4	0.5	-0.7		
0	1	115	40	-670	1520	4799	6547	2466	15	21	2134	2574	2.0	0.4	2.8	3.7	0.3	0.5	-0.7		

ALLEGATO B) CALCOLI STRUTTURALI SOSTEGNO CATENARIA TIPO 2

● **SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA**

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nella tabella caratteristiche statiche dei profili e caratteristiche materiali.

Sez.	: Numero d'archivio della sezione
U	: Perimetro bagnato per metro di sezione
P	: Peso per unità di lunghezza
A	: Area della sezione
Ax	: Area a taglio in direzione X
Ay	: Area a taglio in direzione Y
Jx	: Momento d'inerzia rispetto all'asse X
Jy	: Momento d'inerzia rispetto all'asse Y
Jt	: Momento d'inerzia torsionale
Wx	: Modulo di resistenza a flessione, asse X
Wy	: Modulo di resistenza a flessione, asse Y
Wt	: Modulo di resistenza a torsione
ix	: Raggio d'inerzia relativo all'asse X
iy	: Raggio d'inerzia relativo all'asse Y
sver	: Coefficiente per verifica a svergolamento ($h/(b*t)$)
E	: Modulo di elasticità normale
G	: Modulo di elasticità tangenziale
s_{amm}	: Tensione ammissibile
lambda	: Valore massimo della snellezza
fe	: Tipo di acciaio (1 = Fe360; 2 = Fe430; 3 = Fe510)
Ω	: Prospetto per i coefficienti Ω (1 = a; 2 = b; 3 = c; 4 = d – Per le sezioni in legno: 5 = latifoglie dure; 6=conifere)
Caric. extra	: Coefficiente per carico estradossato per la verifica allo svergolamento
E.lim.	: Eccentricità limite per evitare la verifica allo svergolamento

Coeff.'ni'	: <i>Coefficiente "ni"</i>
ver.	: <i>-1 = non esegue verifica; 0 = verifica solo aste tese; 1 = verifica completa</i>
gamma	: <i>peso specifico del materiale</i>
Wx Plast.	: <i>Modulo di resistenza plastica in direzione X</i>
Wy Plast.	: <i>Modulo di resistenza plastica in direzione Y</i>
Wt Plast.	: <i>Modulo di resistenza plastica torsionale</i>
Ax Plast.	: <i>Area a taglio plastica direzione X</i>
Ay Plast.	: <i>Area a taglio plastica direzione Y</i>
Iw	: <i>Costante di ingobbamento (momento di inerzia settoriale)</i>
Num.Rit.Tors	: <i>Numero di ritegni torsionali</i>

- **SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA**

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle carichi termici aste, carichi distribuiti aste, carichi concentrati, carichi termici shell e carichi shell.

CARICHI ASTE

- **Asta3d** : Numero dell'asta spaziale
- **Dt** : Delta termico costante
- **ALI.SISMICA** : Coefficiente di riduzione del sovraccarico per la condizione in stampa ai fini del calcolo della massa sismica
- **Riferimento** : Sistema di riferimento dei carichi (0 globale ; 1 locale)
- **Qx** : Carico distribuito in direzione X sul nodo iniziale
- **Qy** : Carico distribuito in direzione Y sul nodo iniziale
- **Qz** : Carico distribuito in direzione Z sul nodo iniziale
- **Qx** : Carico distribuito in direzione X sul nodo finale
- **Qy** : Carico distribuito in direzione Y sul nodo finale
- **Qz** : Carico distribuito in direzione Z sul nodo finale
- **Mt** : Momento torcente distribuito

CARICHI CONCENTRATI

- **Nodo3d** : Numero del nodo spaziale
- **Fx** : Forza in direzione X nel sistema di riferimento globale
- **Fy** : Forza in direzione Y nel sistema di riferimento globale
- **Fz** : Forza in direzione Z nel sistema di riferimento globale
- **Mx** : Momento in direzione X nel sistema di riferimento globale
- **My** : Momento in direzione Y nel sistema di riferimento globale
- **Mz** : Momento in direzione Z nel sistema di riferimento globale

CARICHI SHELL

- **Shell** : Numero dello shell spaziale
- **Dt** : Delta termico costante
- **Riferimento** : Sistema di riferimento delle pressioni e dei carichi distribuiti; verticale è la direzione dell'asse Z del sistema di riferimento globale, normale è la direzione ortogonale all'elemento per le pressioni e ortogonale al lato per i carichi distribuiti. Codici:
 - 0 = pressione verticale e carico normale
 - 1 = pressione normale e carico verticale
 - 2 = pressione normale e carico normale
 - 3 = pressione verticale e carico verticale
- **P.a** : Pressione sul primo vertice dello shell
- **P.b** : Pressione sul secondo vertice dello shell
- **P.c** : Pressione sul terzo vertice dello shell
- **P.d** : Pressione sul quarto vertice dello shell
- **Q.ab** : Carico distribuito sul lato ab
- **Q.bc** : Carico distribuito sul lato bc
- **Q.cd** : Carico distribuito sul lato cd
- **Q.da** : Carico distribuito sul lato da

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

TUBI A SEZIONE TONDA					TUBI A SEZIONE TONDA				
Sez. N.ro	Descrizione	d mm	s mm	Mat. N.ro	Sez. N.ro	Descrizione	d mm	s mm	Mat. N.ro
1933	Tubo 355.6x20	356	20	9	1934	Tubo 219.1x6.3	219	6	9
1935	tirante	40	20	8	1936	Tubo 152.7x6.3	153	6	9
1937	Tirante	16	8	8					

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

CARATTERISTICHE STATICHE DEI PROFILI														
Sez. N.ro	U m2/m	P kg/m	A cmq	Ax cmq	Ay cmq	Jx cm4	Jy cm4	Jt cm4	Wx cm3	Wy cm3	Wt cm3	ix cm	iy cm	sver 1/cm
1933	1.12	165.5	210.86	105.68	105.68	29790.8	29790.8	59581.7	1675.52	1675.52	3351.05	11.89	11.89	0.00
1934	0.69	33.1	42.12	21.07	21.07	2386.1	2386.1	4772.1	217.81	217.81	435.61	7.53	7.53	0.00
1935	0.13	9.9	12.56	9.42	9.42	12.6	12.6	25.1	6.28	6.28	12.56	1.00	1.00	0.00
1936	0.48	22.7	28.97	14.51	14.51	777.7	777.7	1555.4	101.86	101.86	203.72	5.18	5.18	0.00
1937	0.05	1.6	2.01	1.51	1.51	0.3	0.3	0.6	0.40	0.40	0.80	0.40	0.40	0.00

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

DATI PER VERIFICHE EUROCODICE							
Sez. N.ro	Descrizione	Wx Plastico cm3	Wy Plastico cm3	Wt Plastico cm3	Ax Plastico cm2	Ay Plastico cm2	Iw cm6
1933	Tubo 355.6x20	2255.21	2255.21	3351.05	134.24	134.24	0.0
1934	Tubo 219.1x6.3	285.37	285.37	435.61	26.81	26.81	0.0
1935	tirante	10.67	10.67	12.56	8.00	8.00	0.0
1936	Tubo 152.7x6.3	135.11	135.11	203.72	18.45	18.45	0.0
1937	Tirante	0.68	0.68	0.80	1.28	1.28	0.0

ARCHIVIO SEZIONI IN ACCIAIO

CARATTERISTICHE MATERIALE														
Mat. N.ro	E kg/cmq	G kg/cmq	σ amm. kg/cmq	lambda max	Tipo Ferr	Om eg	caric estra	ecc. cm	coeff. ni	verifica	Gamma kg/cm	Adatt Plast	Lung/ SpLim	
1	2100000	850000	1600	200.0	1	1	1.00	200	1.500	1	7850	NO	250	
2	2100000	850000	1600	200.0	1	2	1.40	200	1.500	1	7850	NO	250	
3	2100000	850000	1600	200.0	1	3	1.40	200	1.500	1	7850	NO	250	
4	2100000	850000	1600	200.0	1	4	1.00	200	1.500	1	7850	NO	250	
5	2100000	850000	1600	200.0	1	3	0.00	200	1.500	1	7850	NO	250	
6	125000	10000	100	200.0	1	5	0.00	200	1.500	1	800	NO	250	
7	100000	5000	70	200.0	1	6	0.00	200	1.500	1	800	NO	250	
8	2100000	850000	2400	200.0	3	1	1.00	200	1.500	0	7850	NO	250	
9	2100000	850000	2400	200.0	3	1	1.00	200	1.500	1	7850	NO	200	

CARICHI DISTRIBUITI ASTE

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 8										ALIQUOTA SISMICA: 0
IDENT.		NODO INIZIALE			NODO FINALE					
Asta3d N.ro	Riferimento	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Mt t*m/ml	Pretens t	
1	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
2	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
3	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
4	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
7	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
13	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
14	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
16	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
22	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
23	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
25	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
29	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	
30	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0	

CARICHI DISTRIBUITI ASTE

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 8

ALIQUOTA SISMICA: 0

IDENT.		NODO INIZIALE			NODO FINALE				
Asta3d N.ro	Riferi mento	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Mt t*m/ml	Pretens t
35	0	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.0

CARICHI DISTRIBUITI ASTE

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 9

ALIQUOTA SISMICA: 0

IDENT.		NODO INIZIALE			NODO FINALE				
Asta3d N.ro	Riferi mento	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Mt t*m/ml	Pretens t
1	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
2	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
3	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
4	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
5	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
14	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
16	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
22	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
23	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
25	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
29	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
30	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0
35	0	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.0

CARICHI DISTRIBUITI ASTE

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 10

ALIQUOTA SISMICA: 0

IDENT.		NODO INIZIALE			NODO FINALE				
Asta3d N.ro	Riferi mento	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Qx t/ml	Qy t/ml	Qz t/ml	Mt t*m/ml	Pretens t
1	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
2	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
3	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
4	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
5	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
14	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
15	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
17	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
22	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
23	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
24	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
26	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
29	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
30	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0
35	0	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.0

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 3

ALIQUOTA SISMICA: 100

IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
14	2.62	4.54	-0.65	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 3 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
16	0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 4 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
14	0.00	9.07	-1.30	0.00	0.00	0.00
15	-0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00
16	0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 5 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
12	0.37	-0.64	-0.02	0.00	0.00	0.00
14	7.00	-3.07	-1.46	0.00	0.00	0.00
16	0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 6 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
12	0.37	-0.64	-0.02	0.00	0.00	0.00
14	4.39	1.47	-2.10	0.00	0.00	0.00
15	-0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00
16	0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00

CARICHI TERMICI/DISTRIBUITI/CONCENTRATI

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 7 ALIQUOTA SISMICA: 100						
IDENTIF	FORZE CONCENTRATE			MOMENTI CONCENTRATI		
Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
11	-0.37	-0.64	-0.02	0.00	0.00	0.00
12	0.37	-0.64	-0.02	0.00	0.00	0.00
14	0.00	-6.13	-2.91	0.00	0.00	0.00
15	-0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00
16	0.34	0.59	-0.02	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI CARICHI

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1 CD	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 CD	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 CD+1 DE	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
2 cd+1 de	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esercizio	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Vento S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Vento D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI CARICHI															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00
MASSE CONC. DIR. 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00

COMBINAZIONI CARICHI								
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
1CD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2 CD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1 CD+1 DE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2 cd+1 de	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Vento S	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Vento D	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
MASSE CONC. DIR. 1	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	
MASSE CONC. DIR. 2	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO / LEGNO

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nel tabulato di stampa delle verifiche delle aste in acciaio ed in legno:

Fili : Fili fissi iniziale e (sotto) finale
Quota : Quote dei fili fissi
Pos : Posizione. Le sigle adottate sono le seguenti:

i = iniziale; *c* = campata; *f* = finale

Com : Numero della combinazione di carico riportata, per la quale è stata effettuata la verifica più gravosa per la sezione
N : Sforzo normale
M_x : Momento relativo all'asse X (sistema locale di asta)
M_y : Momento relativo all'asse Y (sistema locale di asta)
T_x : Taglio in direzione X (sistema locale di asta)
T_y : Taglio in direzione Y (sistema locale di asta)
M_z : Momento torcente
σ_n : Tensione normale dovuta a sforzo normale
σM_x : Tensione normale dovuta a momento M_x
σM_y : Tensione normale dovuta a momento M_y
τ_x : Tensione tangenziale dovuta a taglio T_x
τ_y : Tensione tangenziale dovuta a taglio T_y
τM_t : Tensione tangenziale da momento torcente (può riferirsi ad una combinazione di carico diversa da quella in cui si ottiene la massima da taglio)
σ_{id} : Tensione ideale:

$$\sqrt{(\sigma_n + \sigma M_x + \sigma M_y)^2 + 3(\tau_{\max} + \tau M_t)^2}$$

essendo τ_{\max} la tensione tangenziale dovuta al taglio risultante, nel punto in cui essa raggiunge il massimo valore assoluto

σ_{amm} : Tensione massima di lavoro ammissibile pari alla tensione di snervamento
Sez.N. : Numero di archivio della sezione
Ac : Coefficiente di amplificazione dei carichi statici. Sostituisce il dato 'Sez.N.' se l'incremento dei carichi statici è maggiore di 1
qn : Carico distribuito normale all'asse della trave in kg/m, incluso il peso proprio
Asta : Numerazione dell'asta

L'ultima riga delle quattro relative a ciascuna asta, si riferisce ai valori utili ad effettuare le verifiche di instabilità:

l	: Lunghezza dell'asta
$\beta \cdot l$: Lunghezza libera d'inflessione
N	: Sforzo normale per la verifica di instabilità
M_x	: Momento M _x equivalente per la verifica di instabilità
M_y	: Momento M _y equivalente per la verifica di instabilità
omega	: Coefficiente per la verifica a carico di punta
lambda	: Snellezza massima
σ_{ins}	: Tensione equivalente per la verifica a carico di punta
σ_{sve}	: Tensione equivalente per la verifica a svergolamento
W.max	: Freccia massima dell'asta
W.rel	: Spostamento relativo, depurato dalla traslazione rigida dei nodi
W.lim	: Spostamento limite

Per le sezioni in legno vengono modificate le seguenti colonne:

$\sigma_{id} \rightarrow$ Rapp. Fless	: Rapporto di verifica per la flessione composta secondo le formule dell'EC5 [5.1.9a], [5.1.9b], [5.1.10a], [5.1.10b]. Viene riportato il valore più alto fra tutte le varie combinazioni e si intende verificato, come tutti gli altri rapporti, se il valore è minore di uno
$\sigma_{amm} \rightarrow$ Rapp.Taglio	: Rapporto di verifica per il taglio e la torsione secondo le formule dell'EC5 [5.1.7.1], [5.1.8] avendo sovrapposto gli effetti come per la flessione composta
Omega \rightarrow l_x	: Lambda relativo X secondo le formule dell'EC5 [5.2.1a]
lambda \rightarrow l_y	: Lambda relativo Y secondo le formule dell'EC5 [5.2.1b]
$\sigma_{ins} \rightarrow$ R_x	: Rapporto di verifica per la presso-flessione secondo le formule dell'EC5 [5.2.1e]
$\sigma_{sve} \rightarrow$ R_y	: Rapporto di verifica per la presso-flessione secondo le formule dell'EC5 [5.2.1f]

FORZE SISMICHE NODALI - SISMA N.ro: 1

Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
2	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.057	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.444	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

FORZE SISMICHE NODALI - SISMA N.ro: 2

Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
2	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.057	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.444	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000

VERIFICHE - ASTE METALLICHE

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N.r	N (kg)	Mx (kg*m)	My (kg*m)	Tx (kg)	Ty (kg)	Mz (kg*m)	σn	σMx	σMy	τx (kg/cmq)	τy	τMt	σid	σamm.
Sez.N. 1933	1	3.70		11	32323	1947	0	2377	0	849.01	153	116	0	22	0	25	282	2400
Tubo 355.6	qn=	0		11	32016	2824	0	2479	0	849.01	152	169	0	23	0	25	331	2400
Asta: 1	1	0.00		11	31709	7443	0	2580	0	849.01	150	444	0	24	0	25	601	2400
Instab.:l=	370.5	β*l=		370.5	-22849	4177	0	lmd= 1.05	lmd= 31	σin= 365	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.49	0.09			1.85	cm
Sez.N. 1933	2	3.70		11	-49716	2850	0	2901	0	848.12	236	170	0	27	0	25	416	2400
Tubo 355.6	qn=	0		11	-50022	2740	0	2992	0	848.12	237	164	0	28	0	25	411	2400
Asta: 2	2	0.00		11	-50329	8327	0	3083	0	848.12	239	497	0	29	0	25	742	2400
Instab.:l=	370.5	β*l=		370.5	-50329	6245	0	lmd= 1.05	lmd= 31	σin= 630	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.50	0.09			1.85	cm
Sez.N. 1933	3	3.70		9	-2202	4750	0	3666	0	6.76	10	283	0	35	0	0	300	2400
Tubo 355.6	qn=	0		11	-2474	4047	0	2002	0	1.94	12	242	0	19	0	0	255	2400
Asta: 3	3	0.00		9	-2815	9210	0	3870	0	6.76	13	550	0	37	0	0	567	2400
Instab.:l=	370.5	β*l=		370.5	-2815	6908	0	lmd= 1.05	lmd= 31	σin= 427	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.58	0.11			1.85	cm
Sez.N. 1933	11	3.70		11	47878	2768	0	2873	0	-844.64	227	165	0	27	0	25	403	2400
Tubo 355.6	qn=	0		11	47572	2760	0	2964	0	-844.64	226	165	0	28	0	25	401	2400
Asta: 4	11	0.00		11	47265	8300	0	3055	0	-844.64	224	495	0	29	0	25	726	2400
Instab.:l=	370.5	β*l=		370.5	-29724	5793	0	lmd= 1.05	lmd= 31	σin= 497	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.50	0.09			1.85	cm
Sez.N. 1933	12	3.70		11	-33887	2050	0	2413	0	-845.74	161	122	0	23	0	25	295	2400
Tubo 355.6	qn=	0		11	-34193	2818	0	2515	0	-845.74	162	168	0	24	0	25	341	2400
Asta: 5	12	0.00		11	-34500	7492	0	2616	0	-845.74	164	447	0	25	0	25	617	2400
Instab.:l=	370.5	β*l=		370.5	-34500	5619	0	lmd= 1.05	lmd= 31	σin= 511	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.49	0.09			1.85	cm
Sez.N. 1934	3	3.70		9	-908	2039	0	2737	0	-89.89	22	936	0	130	0	21	993	2400
Tubo 219.1	qn=	-33		9	-908	112	0	2711	0	-89.89	22	52	0	129	0	21	269	2400
Asta: 6	1	3.70		9	-908	2243	0	2685	0	-89.89	22	1030	0	127	0	21	1082	2400
Instab.:l=	158.0	β*l=		110.6	-908	1682	0	lmd= 1.00	lmd= 15	σin= 794	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.55	0.02			0.79	cm
Sez.N. 1934	1	3.70		11	314	2284	0	2847	0	-17.41	7	1049	0	135	0	4	1083	2400
Tubo 219.1	qn=	-33		11	314	25	0	2873	0	-17.41	7	11	0	136	0	4	244	2400
Asta: 7	2	3.70		11	314	2255	0	2899	0	-17.41	7	1035	0	138	0	4	1071	2400
Instab.:l=	158.0	β*l=		110.6	-489	1018	0	lmd= 1.00	lmd= 15	σin= 479	σsv= 0	Wmax/rel/lim=	0.50	0.02			0.79	cm

VERIFICHE - ASTE METALLICHE																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N.r	N (kg)	Mx (kg*m)	My (kg*m)	Tx (kg)	Ty (kg)	Mz (kg*m)	σ_n	σ_{Mx}	σ_{My}	τ_x	τ_y	τ_{Mt}	σ_{id}	$\sigma_{amm.}$
Sez.N.	1934	2	3.70	9	-907	2245	0	2688	0	89.57	22	1031	0	128	0	21	1083	2400

PLINTO DI FONDAZIONE

ARCHIVIO MATERIALI PIASTRE													
Materiale N.ro	Densita' kg/mc	Ex*1E3 kg/cmq	Ni.x	Alfa.x (*1E5)	Ey*1E3 kg/cmq	Ni.y	Alfa.y (*1E5)	E11*1E3 kg/cmq	E12*1E3 kg/cmq	E13*1E3 kg/cmq	E22*1E3 kg/cmq	E23*1E3 kg/cmq	E33*1E3 kg/cmq
1	2500	312	0.20	1.00	312	0.20	1.00	325	65	0	325	0	130
2	1900	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
3	1900	25	0.25	1.00	25	0.25	1.00	27	7	0	27	0	10
4	1700	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
5	1700	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
6	1900	5	0.25	1.00	5	0.25	1.00	5	1	0	5	0	2
7	1900	20	0.25	1.00	20	0.25	1.00	21	5	0	21	0	8
8	1900	15	0.25	1.00	15	0.25	1.00	16	4	0	16	0	6
9	1900	5	0.25	1.00	5	0.25	1.00	5	1	0	5	0	2
10	1900	20	0.25	1.00	20	0.25	1.00	21	5	0	21	0	8
11	1900	15	0.25	1.00	15	0.25	1.00	16	4	0	16	0	6
12	1800	25	0.25	1.00	25	0.25	1.00	27	7	0	27	0	10
13	1900	50	0.25	1.00	50	0.25	1.00	53	13	0	53	0	20
14	1800	50	0.25	1.00	50	0.25	1.00	53	13	0	53	0	20
15	1900	50	0.25	1.00	50	0.25	1.00	53	13	0	53	0	20
16	1900	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12
17	1900	30	0.25	1.00	30	0.25	1.00	32	8	0	32	0	12

CRITERI DI PROGETTO														
IDEN	ASTE ELEVAZIONE													
Crit N.ro	Def Tag	%Scorr Staffe	P max. Staffe	P min. Staffe	τ_{Mtmin} kg/cmq	Ferri parete	Elim cm	Tipo verific.	Fl. rett	DenX pos.	DenX neg.	DenY pos.	DenY neg.	%Mag car.
1	si	100	30	0	3	no	200	Mx	1	0	0	0	0	0

CRITERI DI PROGETTO							
IDEN	ASTE FONDAZIONE						
Crit N.ro	Min T/ σ	Verif. Alette	%Scorr Staffe	P max. Staffe	P min. Staffe	τ_{Mtmin} kg/cmq	Ferri parete
2	no	no	100	33	0	3	no

CRITERI DI PROGETTO									
IDEN	PILASTRI				IDEN	PILASTRI			
Crit N.ro	Def Tag	τ_{Mtmin} kg/cmq	Tipo verific.		Crit N.ro	Def Tag	τ_{Mtmin} kg/cmq	Tipo verific.	
3	si	3.0	Mx/My						

CRITERI DI PROGETTO																							
IDENTIF.		%	CARATTERISTICHE DEL MATERIALE										DURABILITA'			CARATTER.COSTRUTTIVE					FLAG		
Crit N.ro	Elem.	Rig Tor	Rck kg/cmq	Classe Acciai	Mod. E kg/cmq	Pois son	Sgmc	tauc0	tauc1	Sgmr	om og	Gamma kg/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Copr staf	Copr ferr	Fi min	Fi st.	Lun sta	Li n.	Ap pe	
1	ELEV.	60	250	B450C	299619	0.20	85.0	5.3	16.9	2600	15	2500	Ordinario	POCO SENS.	0.00	2.0	3.4	12	8	60	0	0	
2	FOND.	60	250	B450C	299619	0.20	85.0	5.3	16.9	2600	15	2500	Ordinario	POCO SENS.	0.00	2.0	3.4	12	8	60	0	0	
3	PILAS	60	250	B450C	299619	0.20	85.0	5.3	16.9	2600	15	2500	Ordinario	POCO SENS.	0.00	2.0	3.4	12	8	50	0	0	
101	ACCIAIO																					1	
102	ACCIAIO																					3	

MATERIALI SHELL IN C.A.

IDENT	CARATTERISTICHE MATERIALE								COPRIFERRO	
Mat. N.ro	Rck kg/cmq	Classe Acciaio	Mod. E kg/cmq	Pois-son	Sgmc kg/cmq	Sgmf kg/cmq	Coe Om.	Gamma kg/mc	Setti (cm)	Piastre (cm)
1	300	FeB44k	312201	0.20	97.5	2600	15	2500	3.0	3.0

DATI MASCHI MURARI

IDEN	TIRANTE	DATI DI RETE							PRECOMPRES		DATI DI MATERIALE				Descrizione Estesa
		Re te	Rck	Classe Acc.	Fi mm	Pas cm	Spsx (m)	Spdx (m)	Sforz (t)	Pass (m)	Gamma kg/mc	Fk kg/cmq	Fkv	Mod.E kg/cmq	
2	0.00								0.50	1900	30.0	1.2	30000	12000	Mattoni pieni malta bastarda
3	0.00								0.50	1900	25.0	0.8	25000	10000	Blocchi modulari 29x19x19
4	0.00								0.50	1700	30.0	1.8	30000	12000	Blocchi in argilla espansa
5	0.00								0.50	1700	30.0	1.8	30000	12000	Blocchi in cls alleggerito
6	0.00								0.50	1900	5.0	0.2	5000	2000	Pietrame in cattive condiz.
7	0.00								0.50	1900	20.0	0.7	20000	8000	Pietrame ben organizzato
8	0.00								0.50	1900	15.0	0.4	15000	6000	Muratura a sacco
9	0.00								0.50	1900	5.0	0.3	5000	2000	Listata in cattive condiz.
10	0.00								0.50	1900	20.0	0.9	20000	8000	Listata ben organizzata
11	0.00								0.50	1900	15.0	0.5	15000	6000	Listata a sacco buone cond.
12	0.00								0.50	1800	25.0	1.0	25000	10000	Blocchi di tufo
13	0.00								0.50	1900	50.0	2.0	50000	20000	Mattoni pieni nuovi
14	0.00								0.50	1800	50.0	2.4	50000	20000	Mattoni forati nuovi
15	0.00								0.50	1900	50.0	1.8	50000	20000	Consolidata con cls e rete
16	0.00								0.50	1900	30.0	1.1	30000	12000	Pietrame inietato
17	0.00								0.50	1900	30.0	1.1	30000	12000	A sacco consolidata con rete

DATI SHELL SPAZIALI

Shell N.ro	IDENTIFICAZIONE								CARATTERISTICHE SEZIONE				SUDDIVIS.					
	Filo 1	Filo 2	Filo 3	Filo 4	Quota1 (m)	Quota2 (m)	Quota3 (m)	Quota4 (m)	Nod3d 1	Nod3d 2	Nod3d 3	Nod3d 4	Sez. N.ro	Spess (cm)	Kwinkl kg/cm	Tipo Mat.	MeshX	MeshY
1	9	2	1	8	0.00	0.00	0.00	0.00	20	3	1	19	1	80.0	8.00	1	4	4
2	2	3	1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	3	5	1	1	1	80.0	8.00	1	4	4
3	3	12	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	5	9	7	7	1	80.0	8.00	1	4	4
4	1	3	11	11	0.00	0.00	0.00	0.00	1	5	7	7	1	80.0	8.00	1	4	4
5	2	12	3	3	0.00	0.00	0.00	0.00	3	9	5	5	1	80.0	8.00	1	4	4
6	12	7	4	11	0.00	0.00	0.00	0.00	9	18	17	7	1	80.0	8.00	1	4	4
7	8	1	11	4	0.00	0.00	0.00	0.00	19	1	7	17	1	80.0	8.00	1	4	4
8	9	7	12	2	0.00	0.00	0.00	0.00	20	18	9	3	1	80.0	8.00	1	4	4

COMBINAZIONI CARICHI

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1CD	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 CD	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 CD+1 DE	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
2 cd+1 de	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esercizio	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Vento S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
Vento D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00
MASSE CONC. DIR. 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00

COMBINAZIONI CARICHI

DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SOVRACCARICO PERMAN.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1CD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 CD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 CD+1 DE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 cd+1 de	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento S	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento D	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
vento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
MASSE CONC. DIR. 1	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
MASSE CONC. DIR. 2	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nella tabella di stampa della verifica degli elementi bidimensionali.

Quota N.ro	: Quota a cui si trova l'elemento
Perim. N.ro	: Numero identificativo del macroelemento il cui perimetro è stato definito prima di eseguire la verifica
Nodo 3d N.ro	: Numero del nodo relativo alla suddivisione del macroelemento in microelementi
Nx	: Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse x del sistema locale. (Il sistema di riferimento locale è quello delle armature)
Ny	: Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse y del sistema locale
Txy	: Sforzo tagliante sul piano dell'elemento con direzione y e agente sulla faccia di normale x del sistema locale. (Ovvero anche, per la simmetria delle tensioni tangenziali, sforzo tagliante sul piano dell'elemento con direzione x e agente sulla faccia di normale y del sistema locale)
Mx	: Momento flettente agente sulla sezione di normale x del sistema locale. Per le verifiche è accoppiato allo sforzo normale Nx. Questo momento è incrementato per tenere in conto il valore del momento torcente Mxy
My	: Momento flettente agente sulla sezione di normale y del sistema locale. Per le verifiche è accoppiato allo sforzo normale Ny. Questo momento è incrementato per tenere in conto il valore del momento torcente Mxy
Mxy	: Momento torcente con asse vettore x e agente sulla sezione di normale x (ovvero anche, per la simmetria delle tensioni tangenziali momento torcente con asse vettore y e agente sulla sezione di normale y)
σ_{cx}	: Tensione di lavoro del calcestruzzo nella faccia di normale x
σ_{cy}	: Tensione di lavoro del calcestruzzo nella faccia di normale y
σ_{fx}	: Tensione di lavoro dell'acciaio nella faccia di normale x
σ_{fy}	: Tensione di lavoro dell'acciaio nella faccia di normale y
Ax superiore	: Area totale armatura superiore diretta lungo x. (Area totale è l'area della pressoflessione più l'area per il taglio riportata dopo)
Ay superiore	: Area totale armatura superiore diretta lungo y
Ax inferiore	: Area totale armatura inferiore diretta lungo x
Ay inferiore	: Area totale armatura inferiore diretta lungo y
Atag	: Area per il taglio su ciascuna faccia per le due direzioni
σ_t	: Tensione massima di contatto con il terreno
Eta	: Abbassamento verticale del nodo in esame
Fpunz	: Forza punzonante sulla piastra
Apunz	: Armatura sufficiente da sola ad assorbire la forza punzonante

FORZE SISMICHE NODALI - SISMA N.ro: 1

Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
2	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.099	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.436	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	3.416	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.075	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

FORZE SISMICHE NODALI - SISMA N.ro: 2

Nodo3d N.ro	Fx (t)	Fy (t)	Fz (t)	Mx t*m	My t*m	Mz t*m
2	0.000	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.099	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.062	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.436	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	3.416	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.062	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.075	0.000	0.000	0.000	0.000

VERIFICA PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1

Quo N.r	Per N.r	Nodo 3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	σc x kg/cmq	σc y kg/cmq	σf x kg/cmq	σf y kg/cmq	Ax s cmq	Ay s cmq	Ax i cmq	Ay i cmq	Atag cmq	σt kg/cmq	eta mm	Fpunz kg	Apunz cmq
0	1	3	-1502	720	1494	12009	9881	-2077	29	25	2575	2505	2.3	4.2	6.7	5.7	0.3	0.5	-0.6	64898	0.0
0	1	7	1525	271	1312	-8879	7189	2176	24	21	2571	2510	5.2	3.8	2.4	4.0	0.3	0.4	-0.4	-61791	0.0
0	1	9	-1599	-248	1410	9689	8327	2090	26	24	2574	2574	3.3	3.9	5.4	4.7	0.3	0.4	-0.5	49085	0.0
0	1	23	1910	-81	1723	9174	7478	-1511	24	23	2589	2573	1.4	3.6	5.5	4.3	0.3	0.6	-0.7		
0	1	27	-70	-239	1084	8792	7673	-2880	25	23	2575	2572	1.5	3.5	4.8	4.2	0.2	0.4	-0.5		
0	1	28	1180	-1233	2168	7071	9516	-402	21	26	2595	2573	1.7	4.7	4.3	5.4	0.4	0.4	-0.5		
0	1	32	57	-468	1242	5496	7462	-3327	18	23	2385	2573	2.3	3.6	3.1	4.2	0.2	0.4	-0.5		
0	1	33	232	-1031	1697	3770	9157	-497	15	25	2565	2576	1.7	4.4	2.3	5.1	0.3	0.4	-0.5		
0	1	38	-495	-1284	2430	-5014	9643	-433	18	26	2577	2571	3.1	5.0	3.0	5.6	0.5	0.4	-0.4		
0	1	49	634	-991	1161	2985	8610	-701	13	24	2577	2574	1.3	4.1	1.9	4.8	0.2	0.3	-0.4		
0	1	50	483	-778	275	3520	7879	-877	15	23	2587	2574	1.4	3.4	2.0	4.2	0.1	0.3	-0.4		
0	1	53	1087	-635	2192	4418	8687	-542	16	24	2572	2576	2.5	4.2	2.9	5.0	0.4	0.4	-0.4		
0	1	64	947	-1409	2407	5589	8808	3003	19	25	2590	2575	2.2	5.0	3.5	5.1	0.5	0.4	-0.4		
0	1	68	-567	-1048	1130	-2842	7962	1971	13	23	2577	2573	1.7	3.9	1.7	4.4	0.2	0.3	-0.4		
0	1	69	56	-1045	1731	-3447	8501	3176	15	24	2591	2574	2.2	4.7	1.9	4.8	0.3	0.4	-0.4		
0	1	73	-2166	-619	2000	-6057	8104	1792	20	24	2576	2575	3.5	4.2	2.9	4.6	0.4	0.3	-0.4		
0	1	74	-796	-1137	2358	-7049	9145	2993	22	25	2576	2573	4.1	5.2	2.6	5.3	0.5	0.4	-0.4		
0	1	75	3258	398	800	-9509	6316	1474	24	20	2572	2484	5.8	3.1	3.4	3.6	0.2	0.3	-0.4		
0	1	83	509	-1209	486	-11668	-7300	2211	28	22	2543	2574	6.3	3.9	2.0	3.8	0.1	0.3	-0.4		
0	1	84	-1510	638	332	-9043	6406	996	25	20	2575	2508	4.8	3.2	1.6	3.6	0.1	0.3	-0.4		
0	1	87	-3015	929	639	12006	7680	-1623	29	22	2574	2572	1.7	3.1	6.5	4.3	0.1	0.5	-0.6		
0	1	89	-3008	538	701	10152	6741	763	27	21	2574	2599	3.0	2.8	5.5	3.8	0.1	0.4	-0.6		
0	1	96	-735	-1400	2063	9258	7030	-725	25	22	2573	2574	1.2	3.1	5.3	4.1	0.4	0.3	-0.4		
0	1	97	-3095	583	1936	9965	4583	-332	26	17	2576	2568	2.1	1.0	5.6	2.9	0.4	0.3	-0.4		
0	1	110	98	253	1120	-8608	-7195	2961	24	21	2542	2512	4.7	4.0	2.0	3.7	0.2	0.4	-0.5		
0	1	114	-1938	40	1716	-9032	-6935	1706	25	21	2572	2480	5.1	4.0	1.7	3.9	0.3	0.4	-0.5		
0	1	128	1218	-626	822	-8763	-7724	2027	24	23	2568	2572	5.0	4.2	1.4	3.8	0.2	0.3	-0.4		
0	1	130	2	2845	58	-1008	3965	-241	8	14	2570	2568	1.0	1.0	1.0	2.6	0.0	0.9	-1.1		
0	1	138	-917	689	931	9427	8810	-2054	26	24	2574	2588	1.3	3.6	5.2	4.9	0.2	0.6	-0.7		