

OPERA:

NUOVA ILLUMINAZIONE DEL FRONTE MARE DI ANCONA

STRATEGIA DI SVILUPPO URBANO SOSTENIBILE - I.T.I. WATERFRONT DI ANCONA 3.0
CUP: E31B17000680007

FASE:

PROGETTO ESECUTIVO AMBITO URBANO

OGGETTO:

CALCOLI STRUTTURALI
VIA XXIX SETTEMBRE-LUNGOMARE
VANVITELLI
CONFIGURAZIONE P5 E P6

ELABORATO GRAFICO:

B-C.4.4.6

Data:
Dicembre 2019

Scala:

ENTE AMMINISTRATIVO

COMUNE DI ANCONA

Largo XXIV Maggio 1, - tel: 071 222.1
RUP: Arch. Claudio CENTANNI

IDEAZIONE E COORDINAMENTO GENERALE, PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI, CO-PROGETTAZIONE ILLUMINOTECNICA,
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN PROGETTAZIONE, RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE VARIE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

TIMBRO E FIRMA



SARDELLINI MARASCA ARCHITETTI

ANCONA Via De Bosis 8 - 60123 tel 071 2073835 - fax 071 2082631
e-mail: studio@sardellinimarasca.com - www.sardellinimarasca.com

Arch. Anita SARDELLINI

Ing. Andrea MARASCA

Arch. Giorgio MARASCA

Geom. Paolo MARASCA

PROGETTAZIONE ILLUMINOTECNICA



Società d'ingegneria ASTRAPTO srl

ROMA Viale dell'Università 27 - 00185 - tel 06 4941250

e-mail: info@astrapto.it

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

Ing. Gaetano ROCCO

ANCONA Corso Garibaldi n° 111 - 60121 - tel 071 56300

e-mail: info@roccoengineering.it

PROGETTAZIONE SISTEMI E RETI DI TELECOMUNICAZIONE WI-FI E VIDEOSORVEGLIANZA

Ing. Diego FRANZONI

ANCONA Via Bartolin n° 6 - 60129 - tel 071 3580028

e-mail: diego.franzoni@gmail.com

CO-PROGETTISTA - GIOVANE PROFESSIONISTA

Arch. Valentina PORCARELLI

JESI Via dei Fiori n° 9 - 60035 - tel 333 1514050

e-mail: valentina.porcarelli@gmail.com

PRESTAZIONI GEOLOGICHE

Geologo Stefano GIULIANI

JESI Via Papa Giovanni XXIII n° 14/b - 60035 - tel/fax. 0731 201555

e-mail: geotecstudiogeologico@gmail.com

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	2
2. RELAZIONE SUI MATERIALI	2
2.1. Calcestruzzo.....	2
2.2. Acciaio da costruzione	2
2.3. Barre filettate per tirafondi	3
3. CALCOLI STATICI	3
3.1. Criteri di calcolo.....	3
3.2. Analisi dei carichi	4
3.3. Azione del vento	4
3.4. Modello di calcolo	5
3.5. Verifica giunto di base	8
4. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	11
4.1. Verifica del carico limite	12

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo per la realizzazione dei pali di illuminazione stradale e pedonale, lungo via XXIX settembre di Ancona.

2. RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1. Calcestruzzo

Per le opere in c.a. si prevede l'impiego di un calcestruzzo **XS3** con classe di resistenza "**C 35/45**" ($R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$) e classe di consistenza **S4** con copriferro minimo 50mm. Nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali

- modulo elastico E $= 34077 \text{ N/mm}^2$
- res. cil. compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione f_{cd} è:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 21,16$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari ad 1,5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

2.2. Acciaio da costruzione

I profili delle strutture principali in carpenteria metallica saranno realizzati in acciaio tipo:

A. "**S 235**" (UNI EN 10025-2 per i laminati a caldo a sezione aperta) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 360 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$

B. "**S 235 H**" (UNI EN 10210-1 per profili a sezione cava) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 360 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo delle membrature in carpenteria metallica R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

La **saldatura** dovrà avvenire in officina con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011, a completa penetrazione UNI 2560:2010

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza con le seguenti caratteristiche:

2.3. Barre filettate per tirafondi

- Vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2013)
- tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_{yb} \geq 640 \text{ MPa}$
- dado classe 8 (UNI EN ISO 898-2:2012)
- rosette 100HV min. (UNI EN 15048-1)
- forza di serraggio $N_s = 0,8 f_{K,N} \cdot A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0,2 N_s \cdot d$

I bulloni dovranno essere dotati di dispositivi antisvitamento: rondelle elastiche spaccate secondo la UNI 1751:2013.

3. CALCOLI STATICI

3.1. Criteri di calcolo

Le verifiche assumendo le azioni e le combinazioni previste dalle NTC 2018.

Le normative di riferimento sono:

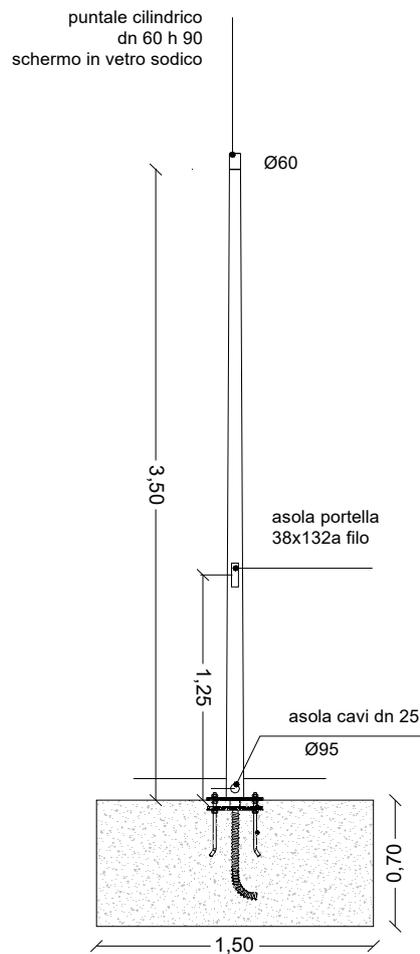
- D.M. 17 gennaio 2018 recante "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 recante Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.;
- CNR 10016/2000: Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;
- Eurocodice 3: UNI EN 1993-1-1 "Progettazione delle strutture in acciaio";

3.2. Analisi dei carichi

Il peso proprio delle strutture è calcolato automaticamente dal programma in base alla geometria dell'elemento ed alle caratteristiche del materiale con il quale è realizzato. Il peso proprio "G1" è stato tenuto in considerazione assumendo, nel modello, un peso specifico per l'acciaio pari a 78,50 kN/m3.

3.3. Azione del vento

Le azioni del vento sono considerate come una pressione statica normale alla superficie esterna degli elementi costruttivi. Si calcolano due diversi valori della pressione del vento in funzione dell'altezza dal suolo z di ciascuno palo di illuminazione.



I valore della pressione del vento è dato da:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento

c_e = coefficiente di esposizione

c_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

per la zona in oggetto (Ancona – zona 3), si ha:

Velocità di base: $v_b = v_{b,0} \cdot c_d = 27 \cdot 1,00 = 27 \text{ m/s}$

Velocità di riferimento: $v_r = v_b \cdot c_r = 27 \cdot 1,00 = 27 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento: $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 456,29 \text{ N/m}^2$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 .

I singoli coefficienti, assumono i seguenti valori:

$c_e = 1,80$ Per $z = 3,50 \text{ m}$ palo illuminazione pedonale

$c_d = 1,00$

$c_p = 2,40$ §C3.3.8.7

$$p(z = 3,50 \text{ m}) = 1,97 \text{ kN/m}^2$$

3.4. Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata con un modello tridimensionale dove le singole aste sono modellate con elementi frame.

Nel seguito vengono riportati i dati di input del modello e successivamente i risultati delle analisi.

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi sono state determinate in base alle indicazioni della normativa di riferimento: le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalle NTC 2018 al Cap. 2.

Nelle verifiche di resistenza di cui allo stato limite di resistenza della struttura [STR] compresi gli elementi di fondazione si adotta la seguente combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (\text{SLU})$$

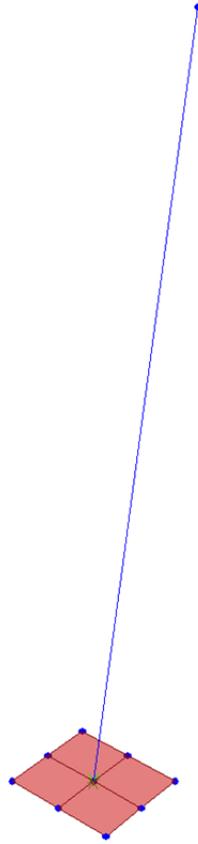


Figura 1 – Modello shade

Dati di input

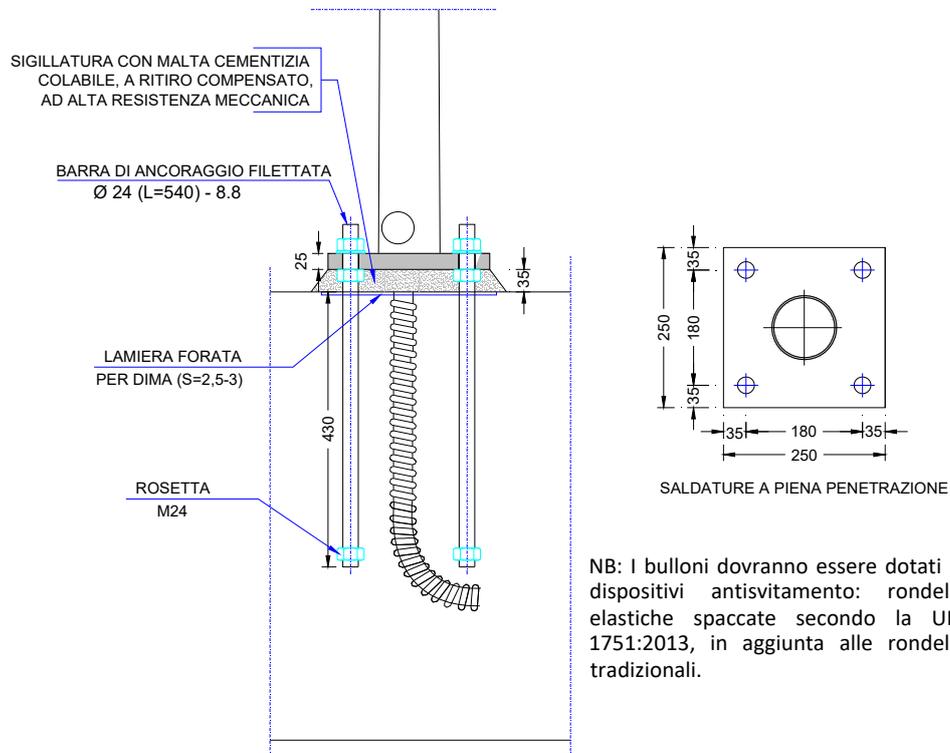
TABLE: Load Pattern Definitions		
LoadPat	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
DEAD	Dead	1
Vx+	Wind	0
Vx-	Wind	0
Vy	Wind	0
V45°+	Wind	0
V45°-	Wind	0

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	InitialCond
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	Zero
MODAL	LinModal	Zero
Vx+	LinStatic	Zero
Vx-	LinStatic	Zero
Vy	LinStatic	Zero
V45°+	LinStatic	Zero
V45°-	LinStatic	Zero

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU x+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	Vx+	1,5
SLU x-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	Vx-	1,5
SLU y	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	Vy	1,5
SLU 45+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	V45°+	1,5
SLU 45-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	V45°-	1,5
involuppo	Envelope	Response Combo	SLU 45-	1
	Envelope	Response Combo	SLU 45+	1
	Envelope	Response Combo	SLU x-	1
	Envelope	Response Combo	SLU x+	1
	Envelope	Response Combo	SLU y	1

3.5. Verifica giunto di base

L'ancoraggio di base della struttura è costituito da una piastra in acciaio S235 di forma rettangolare 250 x 250 mm e spessore 25 mm. La piastra di base contiene quattro barre filettate zincate $\phi 24$ $A_{res} = 353 \text{ mm}^2$, acciaio classe 8.8 con lunghezza di ancoraggio minima pari a 400 mm. Si procede alla verifica dell'elemento più sollecitato.



NB: I bulloni dovranno essere dotati di dispositivi antisvitamento: rondelle elastiche spaccate secondo la UNI 1751:2013, in aggiunta alle rondelle tradizionali.

PART. TIPO GIUNTO DI BASE CONFIGURAZIONE 5

Le massime sollecitazioni agenti sul collegamento risultano pari a:

$$N_{Ed} = -0,32 \text{ KN}$$

$$V_{x,Ed} = 1,15 \text{ KN}$$

$$V_{y,Ed} = 1,15 \text{ KN}$$

$$M_{x,Ed} = 2,38 \text{ KNm}$$

$$M_{y,Ed} = 2,38 \text{ KNm}$$

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si adotta la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$F_{V,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ sono rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione, $F_{V,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$ sono rispettivamente le resistenze di taglio e di trazione.

$$F_{t,Ed} = \sigma_s \cdot A_{res}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Verifica a trazione barre filettate:

$$F_{t,Ed} = \sigma_s \cdot A_{res} = 35,68 \cdot 353 \cdot 10^{-3} = 12,59 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min[F_{tb,Rd}; B_{p,Rd}]$$

$$F_{tb,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 353}{1,25} \cdot 10^{-3} = 203,33 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 36,00 \cdot 25 \cdot 360}{1,25} \cdot 10^{-3} = 488,58$$

$$F_{t,Rd} = 203,33 \text{ kN} > 12,59 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione di progetto

Resistenza a trazione dei bulloni

Resistenza a punzonamento flangia

Verifica a taglio barre filettate:

Per la singola barra $\phi 24$ il taglio massimo sollecitante è pari a $F_{V,Ed} = 0,41 \text{ kN}$.

$$F_{v,Rd} = \min [F_{vb,Rd} ; F_{bf,Rd}] \quad \text{Resistenza a taglio di progetto}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 353}{1,25} \cdot 10^{-3} = 135,55 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio dei bulloni}$$

$$F_{bf,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,22 \cdot 0,47 \cdot 235 \cdot 24 \cdot 25}{1,25} \cdot 10^{-3} = 117,70 \text{ kN} \quad \text{Verifica a rifollamento piastra}$$

$$F_{v,Rd} = 117,70 \text{ kN} > 0,41 \text{ kN}$$

Verifica a taglio – trazione

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{0,41}{117,70} + \frac{12,59}{1,4 \cdot 203,33} = 0,05 \leq 1$$

Verifica ancoraggio

Consiste nel verificare $F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed}$

Lunghezza tirafondi $L_t = 400 \text{ mm}$

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione

$$R_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione

$$f_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 21,16 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica a trazione

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_C = 2,46 \text{ N/mm}^2$$

Compressione massima calcestruzzo

$$\sigma_c = 2,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 21,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trazione di progetto dell'ancoraggio

$$F_{t,an,Ed} = F_{t,Ed} = 12,59 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione per aderenza

$$F_{t,ad,Rd} = L_t \cdot \pi \cdot \emptyset \cdot f_{bd} = 74,20 \text{ kN}$$

$$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed}$$

Rosetta M24

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica saldatura piastra:

Le saldature di collegamento della colonna alla piastra sono a piena penetrazione secondo quanto riportato nel capitolo delle 4.2.8.2.1 NTC2018

4. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

La fondazione è costituita da un plinto in c.a. di dimensioni 150 cm x 150 cm e altezza 70 cm.

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico valutata come $R_d = R/\gamma_R$.

Le verifiche, da condurre con l'approccio 2 (A1+M1+R3), sono le seguenti:

- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento delle resistenza negli elementi strutturali;
- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

I coefficienti per le azioni, per i materiali e per le resistenze da utilizzare con l'approccio 2 sono evidenziati di seguito:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

4.1. Verifica del carico limite

Per il calcolo del carico limite si adotta il metodo di Terzaghi

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Dove:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2\left(0,75\pi - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di Q_{lim} dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Si considera un approfondimento della fondazione pari a $D=0,70$ m. Di seguito si riporta il calcolo della resistenza del sistema geotecnico pari $R_d = q_{lim}/\gamma_R$. con $\gamma_R = 2,3$.

$$N_q = 4,92$$

$$N_c = 13,67$$

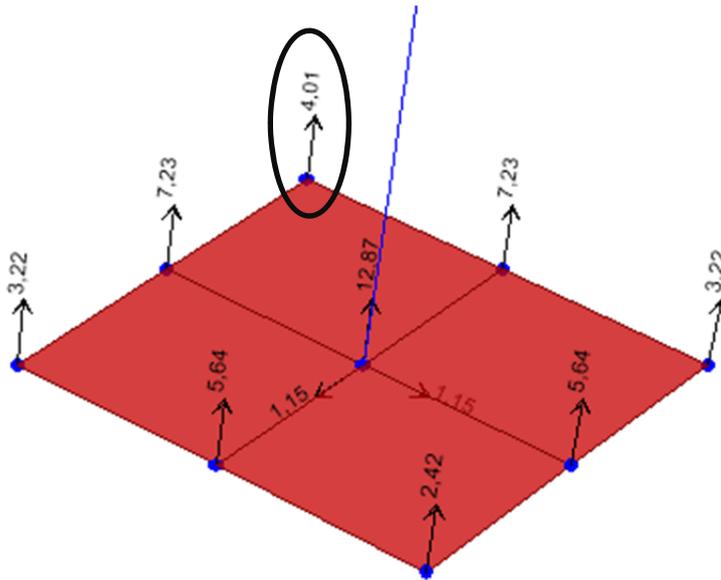
$$N_\gamma = 3,40$$

$$Q_{lim} = 0 \cdot 13,67 \cdot 1,3 + 12,00 \cdot 4,92 + 0,5 \cdot 1,7 \cdot 4 \cdot 3,40 \cdot 0,8 = 68,29 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{68,29}{2,3} = 29,69 \text{ kN/m}^2$$

Le verifiche vengono svolte confrontando la reazione della molla, divisa per l'area di influenza, con la portanza R_d .

Nell'immagine seguente si evidenzia la reazione massima riscontrata per l'elemento in oggetto di verifica.



La massima reazione si ha nella molla evidenziata in figura ed è pari a 4,01 kN, per cui si ottiene:

$$E_d = \frac{R_{molla}}{A_{inf}} = \frac{4,01}{0,375 \cdot 0,375} = 28,51 \text{ KN/m}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto $R_d > E_d$

Essendo un plinto tozzo, non è soggetto a sollecitazioni significative e pertanto si omette la verifica strutturale.

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

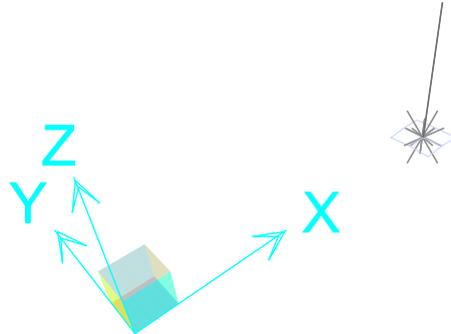


Figure 1: Finite element model

1.1. Joint coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Table 1: Joint Coordinates					
Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
			m	m	m
55	GLOBAL	Cartesian	10,1025	0,	0,
56	GLOBAL	Cartesian	9,3525	0,75	0,
57	GLOBAL	Cartesian	10,8525	0,75	0,
58	GLOBAL	Cartesian	9,3525	-0,75	0,
59	GLOBAL	Cartesian	10,8525	-0,75	0,
60	GLOBAL	Cartesian	10,1	2,700E-16	4,5
61	GLOBAL	Cartesian	10,1025	0,75	0,
62	GLOBAL	Cartesian	10,1025	-0,75	0,
63	GLOBAL	Cartesian	9,3525	0,	0,
64	GLOBAL	Cartesian	10,8525	0,	0,

1.2. Joint restraints

Table 2: Joint Restraint Assignments

Table 2: Joint Restraint Assignments						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
55	Yes	Yes	No	No	No	No

1.3. Element connectivity

Table 3: Connectivity - Frame

Frame	JointI	JointJ	Length m
5	55	60	4,5

Table 4: Frame Section Assignments

Frame	AnalSect	DesignSect	MatProp
5	palo pedonale	palo pedonale	Default

Table 5: Connectivity - Area

Area	Joint1	Joint2	Joint3	Joint4
42	63	55	61	56
43	58	62	55	63
44	62	59	64	55
45	55	64	57	61

Table 6: Area Section Assignments

Area	Section	MatProp
42	S100	Default
43	S100	Default
44	S100	Default
45	S100	Default

2. Material properties

This section provides material property information for materials used in the model.

Table 7: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
B450C	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000	105000000	0,	1,1700E-05
C35/45	2,4990E+01	2,5483E+00	34077000,	14198750,	0,2	1,0000E-05
S235	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000	80769230,	0,3	1,1700E-05

Table 8: Material Properties 03a - Steel Data

Table 8: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
S235	235000,	360000,	-0,1

Table 9: Material Properties 03b - Concrete Data

Table 9: Material Properties 03b - Concrete Data

Material	Fc KN/m2	eFc KN/m2	FinalSlope
C35/45	35000,	35000,	-0,1

Table 10: Material Properties 03e - Rebar Data

Table 10: Material Properties 03e - Rebar Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
B450C	450000,	540000,	-0,1

3. Section properties

This section provides section property information for objects used in the model.

3.1. Frames

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

SectionName	Material	Shape	t3 m	t2 m	tf m	tw m	Area m2	TorsConst m4
250 x 150 s=10	S235	Box/Tube	0,25	0,15	0,01	0,01	0,0076	0,000059
D 60	S235	Pipe	0,06			0,003	0,000537	4,376E-07
D 95	S235	Pipe	0,095			0,003	0,000867	1,837E-06
palo pedonale		Nonprismatic						

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

SectionName	I33 m4	I22 m4	I23 m4	AS2 m2	AS3 m2
250 x 150 s=10	0,000064	0,000028	0,	0,005	0,003
D 60	2,188E-07	2,188E-07	0,	0,000269	0,000269
D 95	9,183E-07	9,183E-07	0,	0,000434	0,000434
palo pedonale					

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

SectionName	S33 m3	S22 m3	Z33 m3	Z22 m3	R33 m	R22 m
250 x 150 s=10	0,000508	0,000376	0,000625	0,000435	0,09141	0,060918
D 60	7,293E-06	7,293E-06	9,756E-06	9,756E-06	0,02018	0,02018
D 95	0,000019	0,000019	0,000025	0,000025	0,032544	0,032544
palo pedonale						

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

SectionName	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod
250 x 150 s=10	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
D 60	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
D 95	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
palo pedonale								

Table 12: Frame Section Properties 05 - Nonprismatic

Table 12: Frame Section Properties 05 - Nonprismatic

SectionName	SegmentNum	StartSect	EndSect	AbsLength m	VarLength	EI33Var	EI22Var
palo pedonale	1	D 95	D 60		1,	Parabolic	Linear

3.2. Areas

Table 13: Area Section Properties, Part 1 of 3

Table 13: Area Section Properties, Part 1 of 3

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness m	BendThick m	F11Mod
S100	C35/45	Shell	Shell-Thick	Yes	0,8	0,8	1,

Table 13: Area Section Properties, Part 2 of 3

Table 13: Area Section Properties, Part 2 of 3

Section	F22Mod	F12Mod	M11Mod	M22Mod	M12Mod	V13Mod	V23Mod
S100	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,

Table 13: Area Section Properties, Part 3 of 3

Table 13: Area Section Properties, Part 3 of 3

Section	MMod	WMod
S100	1,	1,

4. Load patterns

This section provides loading information as applied to the model.

4.1. Definitions

Table 14: Load Pattern Definitions

Table 14: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
DEAD	Dead	1,	
Vx+	Wind	0,	None
Vx-	Wind	0,	None
Vy	Wind	0,	None
V45°+	Wind	0,	None
V45°-	Wind	0,	None

5. Load cases

This section provides load case information.

5.1. Definitions

Table 15: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Table 15: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
DEAD	LinStatic	Zero				Prog Det
MODAL	LinModal	Zero				Prog Det
Vx+	LinStatic	Zero				Prog Det
Vx-	LinStatic	Zero				Prog Det
Vy	LinStatic	Zero				Prog Det
V45°+	LinStatic	Zero				Prog Det
V45°-	LinStatic	Zero				Prog Det

Table 15: Load Case Definitions, Part 2 of 2

Table 15: Load Case Definitions, Part 2 of 2

Case	DesignAct
DEAD	Non-Composite
MODAL	Other
Vx+	Short-Term Composite
Vx-	Short-Term Composite
Vy	Short-Term Composite
V45°+	Short-Term Composite
V45°-	Short-Term Composite

5.2. Static case load assignments

Table 16: Case - Static 1 - Load Assignments

Table 16: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
DEAD	Load pattern	DEAD	1,
Vx+	Load pattern	Vx+	1,
Vx-	Load pattern	Vx-	1,
Vy	Load pattern	Vy	1,
V45°+	Load pattern	V45°+	1,
V45°-	Load pattern	V45°-	1,

6. Load combinations

This section provides load combination information.

Table 17: Combination Definitions

Table 17: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU x+	Linear Add	DEAD	1,3
SLU x+		Vx+	1,5
SLU x-	Linear Add	DEAD	1,3
SLU x-		Vx-	1,5
SLU y	Linear Add	DEAD	1,3
SLU y		Vy	1,5
SLU 45+	Linear Add	DEAD	1,3
SLU 45+		V45°+	1,5
SLU 45-	Linear Add	DEAD	1,3
SLU 45-		V45°-	1,5
inviluppo	Envelope	SLU 45-	1,
inviluppo		SLU 45+	1,
inviluppo		SLU x-	1,
inviluppo		SLU x+	1,
inviluppo		SLU y	1,

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	2
2. RELAZIONE SUI MATERIALI	2
2.1. Calcestruzzo.....	2
2.2. Acciaio da costruzione	2
2.3. Barre filettate per tirafondi	3
3. CALCOLI STATICI	3
3.1. Criteri di calcolo	3
3.2. Analisi dei carichi	4
3.3. Azione del vento	4
3.4. Modello di calcolo	5
3.5. Verifica giunto di base	8
4. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	11
4.1. Descrizione delle fondazioni.....	11
4.2. Caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione	11
5. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	15
5.1. Calcolo portanza fondazioni	15
5.2. Verifica fondazione.....	16
1.1.1 Verifica pali di fondazione	18
1.1.2 Verifica solettone di fondazione torre	22

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo per la realizzazione dei pali di illuminazione stradale e pedonale, lungo via XXIX settembre di Ancona.

2. RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1. Calcestruzzo

Per le opere in c.a. si prevede l'impiego di un calcestruzzo **XS3** con classe di resistenza "**C 35/45**" ($R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$) e classe di consistenza **S4** con copriferro minimo 50mm. Nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali

- modulo elastico E $= 34077 \text{ N/mm}^2$
- res. cil. compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione f_{cd} è:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 21,16$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari ad 1,5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

2.2. Acciaio da costruzione

I profili delle strutture principali in carpenteria metallica saranno realizzati in acciaio tipo:

A. "**S 235**" (UNI EN 10025-2 per i laminati a caldo a sezione aperta) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 360 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$

B. "**S 235 H**" (UNI EN 10210-1 per profili a sezione cava) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 360 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo delle membrature in carpenteria metallica R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

La **saldatura** dovrà avvenire in officina con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011, a completa penetrazione UNI 2560:2010

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza con le seguenti caratteristiche:

2.3. Barre filettate per tirafondi

- Vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2013)
- tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_{yb} \geq 640 \text{ MPa}$
- dado classe 8 (UNI EN ISO 898-2:2012)
- rosette 100HV min. (UNI EN 15048-1)
- forza di serraggio $N_s = 0,8 f_{K,N} \cdot A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0,2 N_s \cdot d$

I bulloni dovranno essere dotati di dispositivi antisvitamento: rondelle elastiche spaccate secondo la UNI 1751:2013.

3. CALCOLI STATICI

3.1. Criteri di calcolo

Le verifiche assumendo le azioni e le combinazioni previste dalle NTC 2018.

Le normative di riferimento sono:

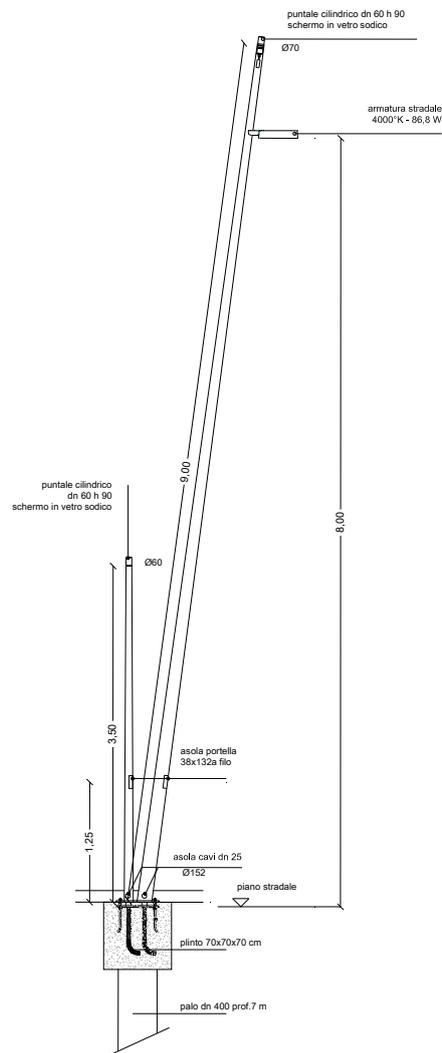
- D.M. 17 gennaio 2018 recante "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 recante Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.;
- CNR 10016/2000: Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;
- Eurocodice 3: UNI EN 1993-1-1 "Progettazione delle strutture in acciaio";

3.2. Analisi dei carichi

Il peso proprio delle strutture è calcolato automaticamente dal programma in base alla geometria dell'elemento ed alle caratteristiche del materiale con il quale è realizzato. Il peso proprio "G1" è stato tenuto in considerazione assumendo, nel modello, un peso specifico per l'acciaio pari a 78,50 kN/m3.

3.3. Azione del vento

Le azioni del vento sono considerate come una pressione statica normale alla superficie esterna degli elementi costruttivi. Si calcolano due diversi valori della pressione del vento in funzione dell'altezza dal suolo z di ciascuno palo di illuminazione.



Il valore della pressione del vento è dato da:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento

c_e = coefficiente di esposizione

c_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

per la zona in oggetto (Ancona – zona 3), si ha:

Velocità di base: $v_b = v_{b,0} \cdot c_d = 27 \cdot 1,00 = 27 \text{ m/s}$

Velocità di riferimento: $v_r = v_b \cdot c_r = 27 \cdot 1,00 = 27 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento: $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 456,29 \text{ N/m}^2$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 .

I singoli coefficienti, assumono i seguenti valori:

$c_e = 1,80$ Per $z = 3,50 \text{ m}$ palo illuminazione pedonale

$c_e = 2,29$ per $z = 9,00 \text{ m}$ palo illuminazione stradale

$c_d = 1,00$

$c_p = 2,40$ §C3.3.8.7

$$p(z = 3,50 \text{ m}) = 1,97 \text{ kN/m}^2$$

$$p(z = 9,00 \text{ m}) = 2,51 \text{ kN/m}^2$$

3.4. Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata con un modello tridimensionale dove le singole aste sono modellate con elementi frame.

Nel seguito vengono riportati i dati di input del modello e successivamente i risultati delle analisi.

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi sono state determinate in base alle indicazioni della normativa di riferimento: le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalle NTC 2018 al Cap. 2.

Nelle verifiche di resistenza di cui allo stato limite di resistenza della struttura [STR] compresi gli elementi di fondazione si adotta la seguente combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (\text{SLU})$$

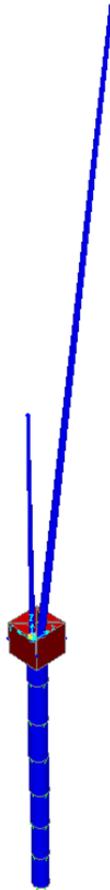


Figura 1 – Modello shade

Dati di input

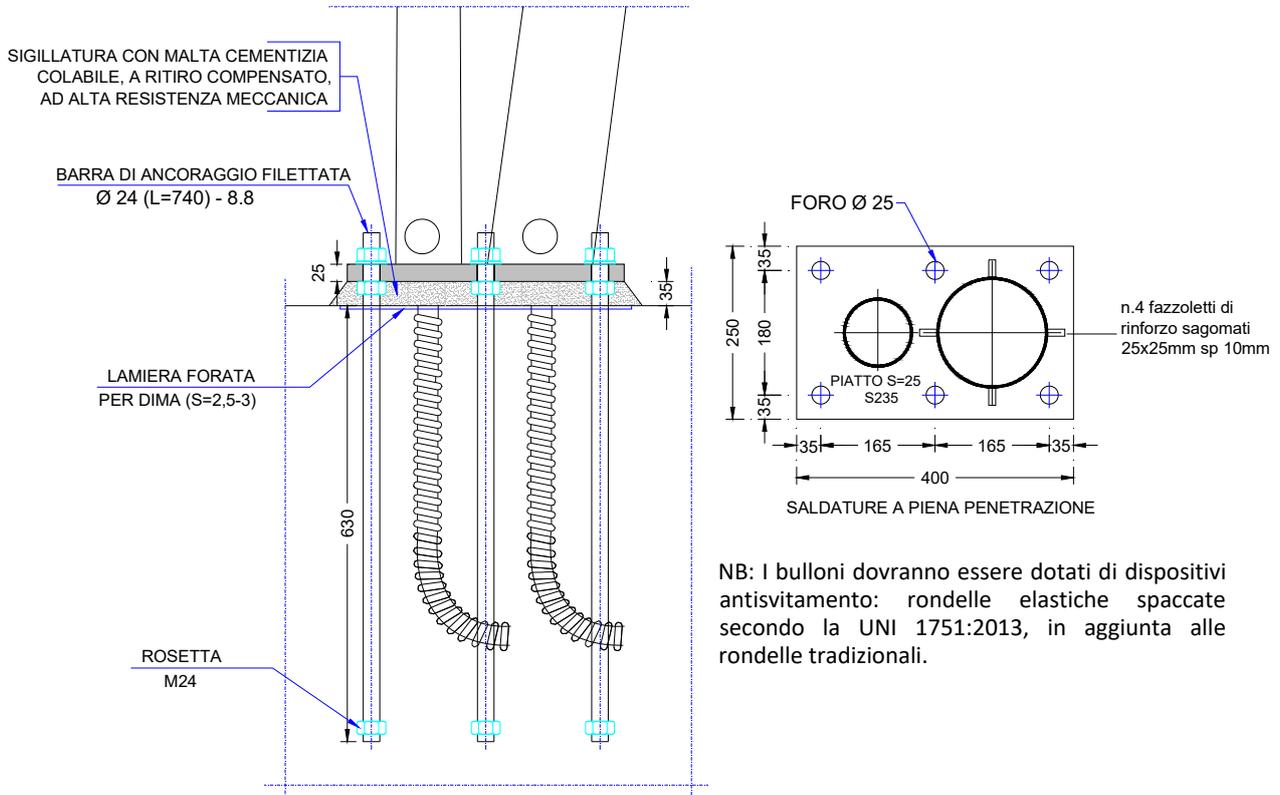
TABLE: Load Pattern Definitions		
LoadPat	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
DEAD	Dead	1
Vx+	Wind	0
Vx-	Wind	0
Vy	Wind	0
V45°+	Wind	0
V45°-	Wind	0

TABLE: Load Case Definitions		
Case	Type	InitialCond
Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	Zero
MODAL	LinModal	Zero
Vx+	LinStatic	Zero
Vx-	LinStatic	Zero
Vy	LinStatic	Zero
V45°+	LinStatic	Zero
V45°-	LinStatic	Zero

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLU x+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	Vx+	1,5
SLU x-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	Vx-	1,5
SLU y	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	Vy	1,5
SLU 45+	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	V45°+	1,5
SLU 45-	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	V45°-	1,5
inviluppo	Envelope	Response Combo	SLU 45-	1
	Envelope	Response Combo	SLU 45+	1
	Envelope	Response Combo	SLU x-	1
	Envelope	Response Combo	SLU x+	1
	Envelope	Response Combo	SLU y	1

3.5. Verifica giunto di base

L'ancoraggio di base della struttura è costituito da una piastra in acciaio S235 di forma rettangolare 400 x 250 mm e spessore 25 mm. La piastra di base contiene sei barre filettate zincate $\phi 24$ $A_{res} = 353 \text{ mm}^2$, acciaio classe 8.8 con lunghezza di ancoraggio minima pari a 600 mm. Si procede alla verifica dell'elemento più sollecitato.



**PART. TIPO GIUNTO DI BASE
CONFIGURAZIONE 6**

Le massime sollecitazioni agenti sul collegamento risultano pari a:

$$N_{Ed} = -1,48 \text{ KN}$$

$$V_{x,Ed} = 5,80 \text{ KN}$$

$$V_{y,Ed} = 5,80 \text{ KN}$$

$$M_{x,Ed} = 21,94 \text{ KNm}$$

$$M_{y,Ed} = 22,60 \text{ KNm}$$

$$M_{z,Ed} = 3,11 \text{ KNm}$$

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si adotta la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ con } \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$F_{V,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ sono rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione, $F_{V,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$ sono rispettivamente le resistenze di taglio e di trazione.

$$F_{t,Ed} = \sigma_s \cdot A_{res}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Verifica a trazione barre filettate:

$$F_{t,Ed} = \sigma_s \cdot A_{res} = 190 \cdot 353 \cdot 10^{-3} = 67,07 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min[F_{tb,Rd}; B_{p,Rd}]$$

$$F_{tb,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 353}{1,25} \cdot 10^{-3} = 203,33 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 36,00 \cdot 25 \cdot 360}{1,25} \cdot 10^{-3} = 488,58$$

$$F_{t,Rd} = 203,33 \text{ kN} > 67,07 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione di progetto

Resistenza a trazione dei bulloni

Resistenza a punzonamento flangia

Verifica a taglio barre filettate:

Per la singola barra $\phi 24$ il taglio massimo sollecitante è pari a $F_{V,Ed} = 5,04 \text{ kN}$ comprensivo dell'effetto del momento $M_{z,Ed}$.

$$F_{v,Rd} = \min [F_{vb,Rd} ; F_{bf,Rd}] \quad \text{Resistenza a taglio di progetto}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 353}{1,25} \cdot 10^{-3} = 135,55 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio dei bulloni}$$

$$F_{bf,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,22 \cdot 0,47 \cdot 235 \cdot 24 \cdot 25}{1,25} \cdot 10^{-3} = 117,70 \text{ kN} \quad \text{Verifica a rifollamento piastra}$$

$$F_{v,Rd} = 117,70 \text{ kN} > 5,04 \text{ kN}$$

Verifica a taglio – trazione

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{5,04}{117,70} + \frac{67,07}{1,4 \cdot 203,33} = 0,278 \leq 1$$

Verifica ancoraggio

Consiste nel verificare $F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed}$

Lunghezza tirafondi $L_t = 600 \text{ mm}$

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 45,00 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 21,16 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,34 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 2,46 \text{ N/mm}^2$

Compressione massima calcestruzzo $\sigma_c = 11,39 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 21,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Trazione di progetto dell'ancoraggio $F_{t,an,Ed} = F_{t,Ed} = 67,07 \text{ kN}$

Resistenza a trazione per aderenza $F_{t,ad,Rd} = L_t \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd} = 111,29 \text{ kN}$

$$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed}$$

Rosetta: M24

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica saldatura piastra:

Le saldature di collegamento della colonna alla piastra sono a piena penetrazione secondo quanto riportato nel capitolo delle 4.2.8.2.1 NTC2018

4. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

4.1. Descrizione delle fondazioni

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo per la realizzazione dei pali di illuminazione stradale e pedonale, lungo via XXIX settembre di Ancona. La fondazione è costituita da un plinto di dimensioni 70x70x70 cm su cui si intestano n. 1 pali trivellato del diametro di 40 cm e lunghezza 7,00 m.

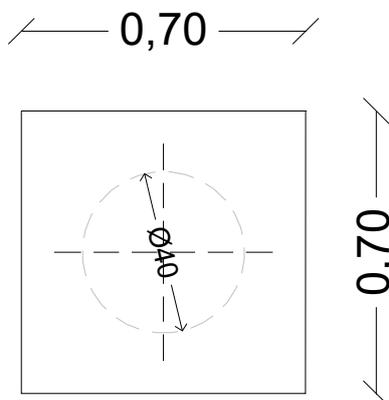


Figura 2 - Carpenteria di fondazione

4.2. Caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione

Il modello geotecnico di sottosuolo e le caratteristiche del terreno di fondazione utilizzati per le analisi derivano dalle risultanze della “Relazione geologica – indagine geofisica – sismica – rapporto geologico – tecnico” elaborata dal Geol. Stefano Giuliani. Le prove geotecniche e geofisiche eseguite in situ sono le seguenti:

- N. 1 Sondaggio Penetrometrico Dinamico con apparecchiatura Pagani TG63 Dpsh;
- N. 2 Acquisizioni geofisiche HVSR;
- N. 1 Sondaggio Geologico a carotaggio continuo standard spinto a 30 mt. dal p.c. del Molo Rizzo.

Nel seguito si riporta la stratigrafia utilizzata

<u>UNITÀ LITOTECNICA</u>	<u>PROFONDITÀ</u>	<u>DESCRIZIONE</u>
1.	0,0÷4,0 m	Terreno di riporto antropico antico
2.	4,0÷15,0 m	Argille limose e sabbiose di Coltre Colluviale detritica
3.	15,0÷21,0 m	Sabbie limose di Coltre Colluviale
2.	21,0÷25,0 m	Argille limose e sabbiose di Coltre Colluviale detritica
4.	25,0÷27,2 m	Eluvioni Argillose
5.	27,2÷30,0 m	Substrato Miocenico argillo-marnoso-calcareo (Schlier)

È stata rilevata la presenza della falda acquifera a circa - 0,80 m dal p.c. (quota circa del livello marino).

Le caratteristiche del terreno di fondazione assunte per il calcolo sono le seguenti:

- 1° substrato (Terreno di riporto antropico antico):
 peso di volume $\gamma = 12,75 \text{ kN/m}^3$;
- 2° substrato (Argille limose e sabbiose di Coltre Colluviale detritica):
 4÷15m
 peso di volume $\gamma = 15,69 \text{ kN/m}^3$;
 coesione non drenata $C_u = 18 \text{ kN / m}^2$;
 21÷25m
 peso di volume $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$;
 coesione non drenata $C_u = 55 \text{ kN / m}^2$;
- 3° substrato (Sabbie limose di Coltre Colluviale):
 peso di volume $\gamma = 16,40 \text{ kN/m}^3$;
- 4° substrato (Eluvioni Argillose):
 peso di volume $\gamma = 19,1 \text{ kN / m}^3$;
 angolo di resistenza al taglio $\varphi = 22^\circ$;
 coesione drenata $C' = 8 \text{ kN / m}^2$
 coesione non drenata $C_u = 120 \text{ kN / m}^2$
 modulo edometrico $E_{ed} = 5500 \text{ kN / m}^2$
- 5° substrato (Substrato Miocenico argillo-marnoso-calcareo (Schlier)):
 peso di volume $\gamma = 21,25 \text{ kN / m}^3$;
 angolo di resistenza al taglio $\varphi = 26^\circ$;
 coesione drenata $C' = 25 \text{ kN / m}^2$

coesione non drenata $C_u = 280 \text{ kN} / \text{m}^2$

modulo edometrico $E_{ed} = 14000 \text{ kN} / \text{m}^2$

Per l'analisi strutturale dei pali di fondazione soggetti ad azioni orizzontali, considerati immersi su terreno a comportamento elastico, dalla stratigrafia si è ricavato il relativo coefficiente di reazione orizzontale alla Winkler " k_h ". Noto k_h si ricava la rigidezza K da assegnare ai nodi di discretizzazione dei pali nel modello di analisi, tramite la seguente relazione

$$K = k_h \cdot D \cdot i$$

Dove:

k_h = coefficiente di reazione orizzontale

D = diametro del palo = 0,80 m

i = lunghezza di discretizzazione del palo = 1,00 m

Per la determinazione della costante di sottofondo del terreno k_h si è fatto riferimento alla teoria di Reese e Matlock.

$$K_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

n_h è un coefficiente che dipende dal tipo di terreno

z approfondimento fondazione

d diametro del palo (80 cm)

Tipo di terreno	n_h [N/cm ³]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hilt, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

Valori orientativi di n_h per terreni coesivi

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1.000	1.000 ÷ 3.000
Valore consigliato di A	200	600	1.500
n_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

Valori orientativi di n_h e di A (eq. 14.25) per terreni incoerenti

Determinazione della costante di sottofondo del terreno:

$$1^\circ \begin{cases} 0,00 \text{ m} \rightarrow K_h = 0,000 \text{ kN}/\text{m}^3 \\ 4,00 \text{ m} \rightarrow K_h = 4000 \text{ kN}/\text{m}^3 \end{cases}$$

$$2^{\circ} \begin{cases} 4,00 \text{ m} \rightarrow K_h = 7000 \text{ kN/m}^3 \\ 8,00 \text{ m} \rightarrow K_h = 14000 \text{ kN/m}^3 \end{cases}$$

Per la stratigrafia in esame, si assume il valore di "k_h" medio costante pari a 8000 kN/m³.

La valutazione delle massime sollecitazioni agenti sulle fondazioni discende dalle analisi condotte su di un modello completo, comprendente sia le strutture di elevazione che le fondazioni. Il plinto di fondazione in c.a. viene schematizzato con elementi shell; mentre il palo di fondazione con elementi frame vincolati a cerniera alla base e assegnata sezione circolare in c.a. di diametro 40 cm. Per considerare che questi sono immersi in un suolo alla Winkler, vengono discretizzati in tratti di lunghezza unitaria ed assegnando ai nodi delle molle elastiche con rigidezza K proporzionale alla K_h.



Figura 4-3 – Modello shade

Le verifiche vengono effettuate per le sole combinazioni statiche allo SLU trascurando le combinazioni sismiche in quanto le sollecitazioni derivate da quest'ultime risultano inferiori rispetto a quelle generate dalle combinazioni statiche in presenza di vento.

5. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

La fondazione è costituita da un plinto di spessore 70 cm fondato su n. 1 pali $\phi = 40 \text{ cm}$, lungo 7 m che si intesta alla punta sulle Argille limose e sabbiose di Coltre Colluviale detritica.

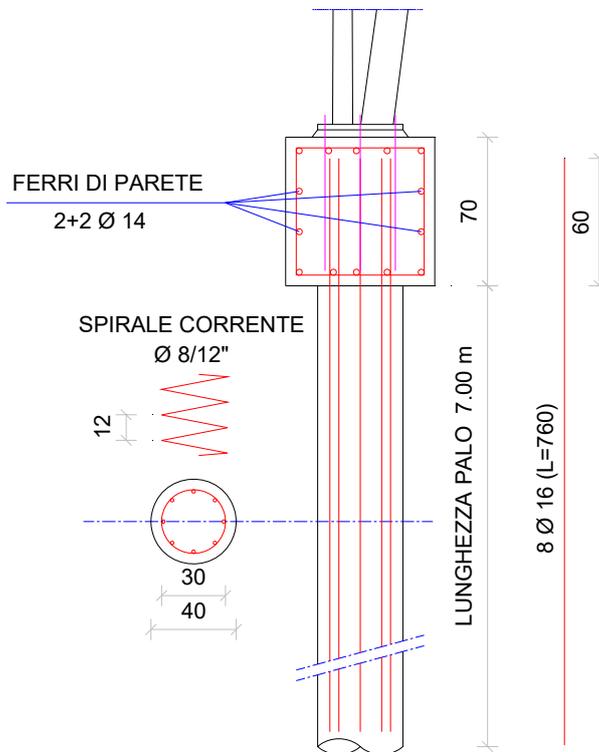


Figura 4 – Sezione e carpenteria fondazione

5.1. Calcolo portanza fondazioni

Per i pali il carico limite è dato dalla somma di due contributi:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s$$

dove:

- Q_p è la portata alla punta espressa in [kN];
- Q_s è la portata laterale espressa in [kN].

Viste le caratteristiche del terreno (terreno coesivo alla profondità di 18 m) la portata alla punta è data da:

$$Q_p = q_p \cdot A_{palo} = N_c \cdot C_u \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

dove:

- N_c è pari a 9.

La portata laterale è data dalla somma dei contributi dei diversi strati di terreno attraversati dal palo di fondazione:

TERRENI COESIVI:
$$Q_s = q_s \cdot A_{laterale_palo} = \pi d \cdot l_{palo} \cdot \alpha \cdot C_u$$

L'associazione Geotecnica Italiana (AGI) suggerisce di assumere per α i valori indicati nella tabella seguente

Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

Si procede al calcolo delle portanze, trascurando il contributo dei primi 3 metri di lunghezza del palo in cui è presente un terreno con scarse capacità portanti:

$$Q_p = q_p \cdot A_{palo} = N_c \cdot C_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} = (9 \cdot 18) \cdot \frac{\pi \cdot 0,40^2}{4} = 20,36 \text{ kN}$$

“Il valore di N_c al quale si previene con le varie teorie è compreso fra 8 e 12 circa; tenendo anche conto dell’importanza relativamente modesta della resistenza alla punta in condizioni non drenate, si pone in genere $N_c=9$ ”. CARLO VIGGIANI “FONDAZIONI”, HEVELIUS EDIZIONI.

$$Q_s = q_s \cdot A_{laterale_{palo}} = \pi d \cdot l_{palo} \cdot \alpha \cdot C_u = \pi \cdot 0,40 \cdot (4 \cdot 1 \cdot 18) = 90,48 \text{ kN}$$

$$Q_{lim} = 20,36 + 90,48 = 110,84 \text{ kN}$$

5.2. Verifica fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell’azione valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico valutata come $R_d = R_k / \gamma_R$.

Le verifiche delle fondazioni profonde devono essere eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali.

Entrambe le verifiche sono condotte con l’Approccio 2 (A1+M1+R3); di seguito si riportano le tabelle delle NTC con i coefficienti parziali γ da applicare nelle rispettive verifiche.

I coefficienti parziali per le azioni sono definiti in tabella 6.2.I, di seguito riportata:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono definiti in tabella 6.2.II:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k dei singoli pali è stata determinata con metodi di calcolo analitici, pertanto la $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) trovata deve essere ridotta in funzione al numero di verticali indagate con la seguente relazione:

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In questo caso, considerando un numero di sondaggi pari a 2, i coefficienti ξ_3 ed ξ_4 sono pari rispettivamente a 1,70 e 1,70 (tabella 6.4.IV).

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

1.1.1 Verifica pali di fondazione

Viene effettuata dapprima la verifica GEO in base ai massimi carichi assiali agenti di compressione per i massimi valori dovuti alle combinazioni agli SLU. Si riporta il diagramma dei massimi sforzi assiali:

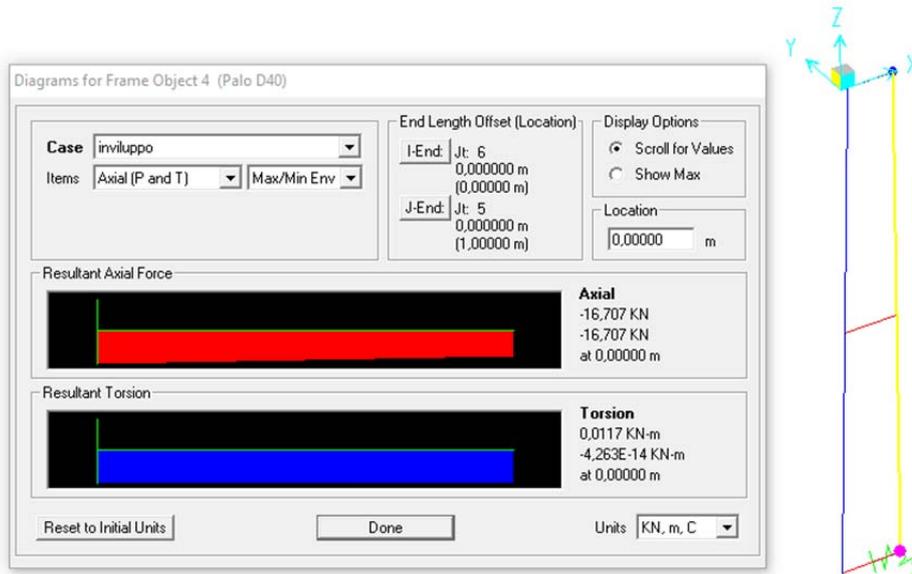


Figura 5-5 – Massimo sforzo di compressione

$$N_{Ed,comp} = 16,71 \text{ kN}$$

Verifica raggiungimento carico limite assiale (GEO)

I contributi resistenti che entrano in gioco sono la portata laterale e quella alla punta del palo:

$$\frac{Q_s}{\gamma_{s,comp} \cdot \xi} + \frac{Q_p}{\gamma_p \cdot \xi} = \frac{90,48}{1,15 \cdot 1,70} + \frac{20,36}{1,35 \cdot 1,70} = 52,93 \text{ kN} \geq N_{Ed,comp} = 16,71 \text{ kN}$$

Verifica raggiungimento carico limite nei riguardi dei carichi trasversali

Le azioni trasversali, a cui sono soggette le fondazione, sono ripartite automaticamente dal modello di calcolo in cui è presente la fondazione. Per il calcolo del carico limite nei riguardi dei carichi trasversali si fa riferimento alla teoria di Broms. Il terreno di fondazione è di tipo coesivo e nel caso in esame si ricade nella condizione di pali a rotazione in testa impedita. Il meccanismo di rottura è indicato come a palo "corto".

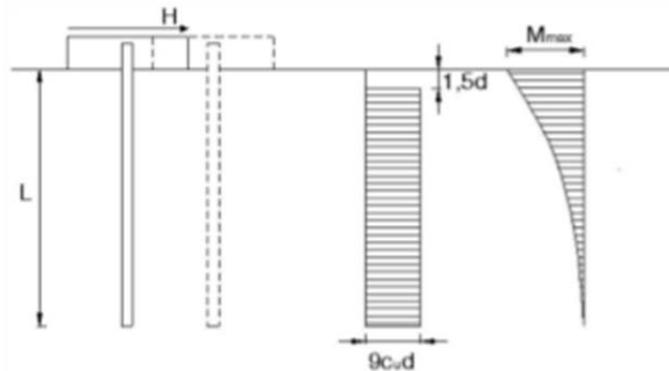


Figura 5-6 – Pali impediti di ruotare in testa, terreni coesivi: palo "corto"

Il carico H_{lim} di un palo corto si esprime:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot (L - 1,5 \cdot d)$$

Dove d è il diametro del palo ed L la lunghezza del palo.

Le seguente tabella estratta dalle NTC, fornisce il coefficiente parziale γ da applicare per la verifica in oggetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Siccome la resistenza caratteristica R_k del singolo palo, è stata determinata con metodi di calcolo analitici " $R_{c,cal}$ ", quest'ultima verrà divisa per il fattore di correlazione $\zeta = 1,70$ corrispondente al minor numero di verticali d'indagine.

A favore di sicurezza si considera reagente soltanto lo strato che va da 4 a 15m ($L=4m$). Il carico H_{lim} risulta:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot (L - 1,5 \cdot d) = 9 \cdot 18 \cdot 0,4 \cdot (4 - 1,5 \cdot 0,4) = 220,32 \text{ kN}$$

Reazioni di Taglio massime agenti in testa al micropalo più sollecitato:

$$V_{ed} = 10,54 \text{ kN}$$

La resistenza $R_{tr,d}$ di ciascun palo, con $\gamma_T = 1,30$ e $\zeta = 1,70$ è data da:

$$R_{tr,d} = \frac{H_{lim}}{\gamma_T \cdot \zeta} = \frac{220,32}{1,30 \cdot 1,70} = 99,69$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$10,54 \text{ kN} = V_{ed} \leq R_d = 99,69 \text{ kN}$$

Verifica a taglio del palo (STR)

Si riportano diagrammati i tagli in testa ai pali per il caso di time history più gravoso.

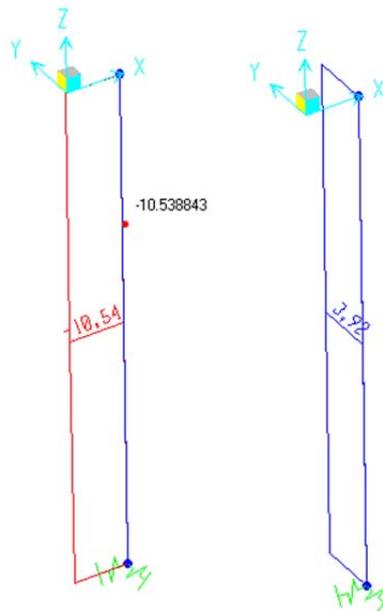


Figura 7 - Massimo taglio

Il taglio sollecitante è dato:

$$V_2 = 10,54 \text{ kN}$$

$$V_3 = 3,32 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = \sqrt{10,54^2 + 3,32^2} = 11,05 \text{ kN}$$

L'altezza utile di una sezione circolare si può determinare facendo riferimento a:

$$d = r + \frac{2r}{\pi} = 327,32 \text{ mm}$$

I pali sono armati con un'armatura perimetrale di confinamento a spirale continua $A_{sw} = \phi 8/12''$.

$$V_{Rsd,c} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha = 0,9 \cdot 327 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot 4^2}{120} \cdot \frac{450}{1,15} \cdot 1 \cdot 1 = 96,47 \text{ kN} > V_{soll,c} = 11,05 \text{ kN}$$

dove θ è l'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse del palo che in assenza di compressione viene considerato pari 45° , e α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale considerato pari a 90°

Verifica a pressoflessione del palo (STR)

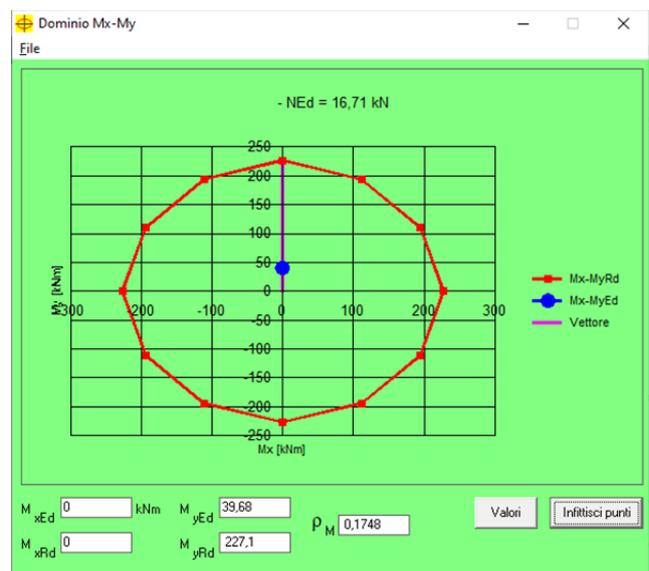
Nella parte alta a partire dalla testa, l'armatura longitudinale è costituita da 8 ϕ 16 :

$$A_s = 8\phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

Verifica a pressoflessione:

Di seguito si riporta un estratto del tabulato:

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	OutputCase	P	M2	M3
Text	Text	KN	KN-m	KN-m
4	SLU x+	-16,707	4,02E-09	39,6807



Le sollecitazioni cadono all'interno del dominio di resistenza e la verifica risulta soddisfatta.

1.1.2 Verifica solettone di fondazione torre

Il progetto e la verifica del plinto di fondazione viene condotta con le massime sollecitazioni flessionali.

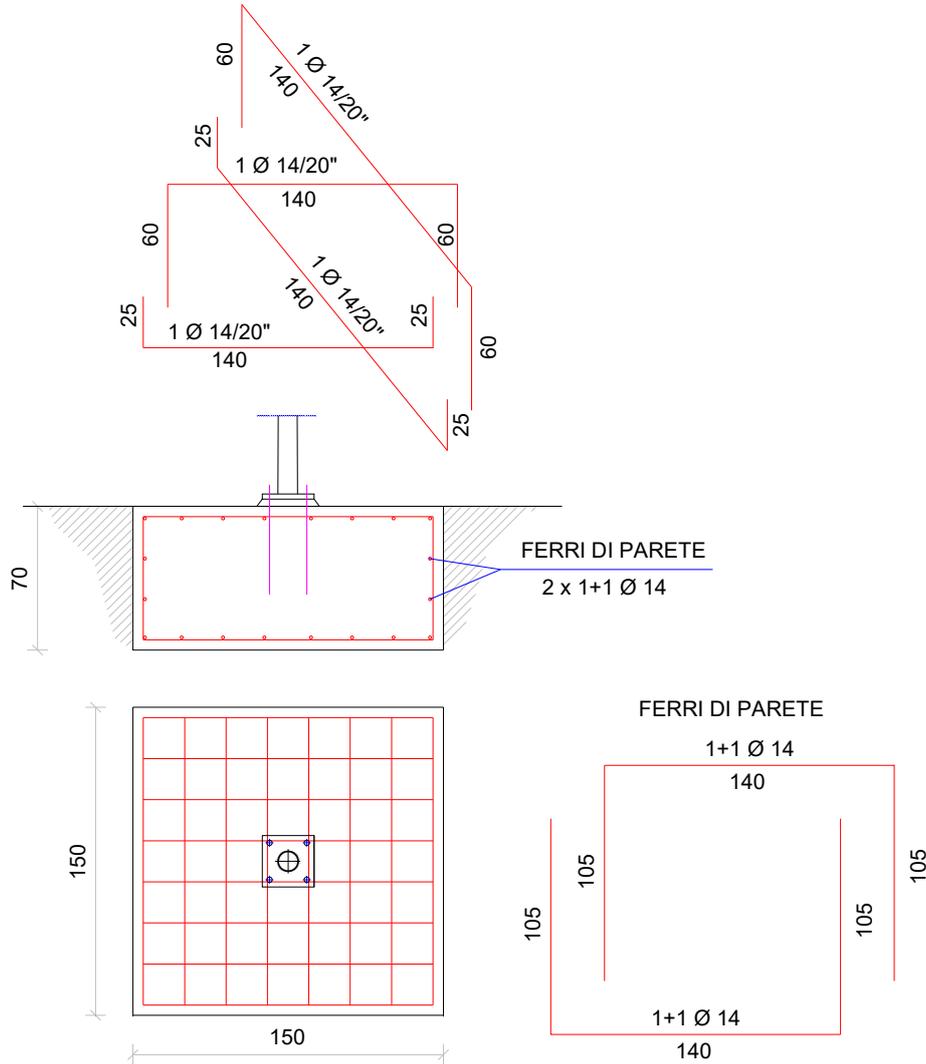


Figura 8 – Carpenteria soletta

La soletta in esame misura $1,50 \times 1,50 \text{ m}$ ed ha spessore pari a 70 cm; è armata inferiormente e superiormente con $1 \phi 14/20''$ in entrambe le direzioni.

Le massime sollecitazioni agenti per la combinazione più gravosa sono riportate nell'immagini seguenti:

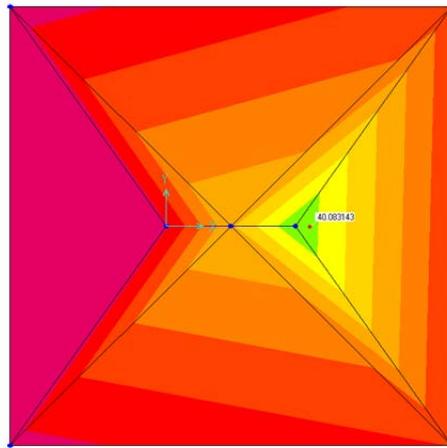


Figura 9 – Momento flettente trasversale $M_{11}=40 \text{ kNm/m}$

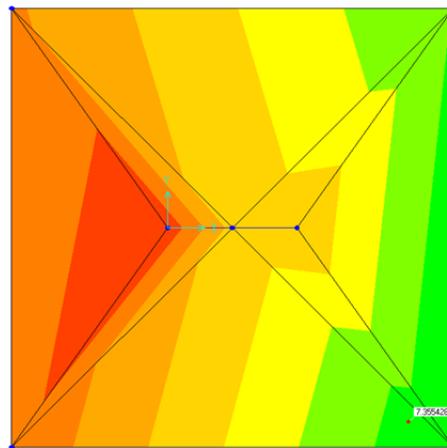


Figura 10 – Momento flettente longitudinale $M_{22}=7,35 \text{ kNm/m}$

Il momento resistente è dato da $M_{Rd} = A_s \cdot 0,9d \cdot f_{yd} = (5 \cdot 154) \cdot 0,9 \cdot 650 \cdot 391,3 = 176,26 \text{ kNm}$; la verifica è soddisfatta in quanto:

$$M_{Sd} = 40,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 176,26 \text{ kNm}$$

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

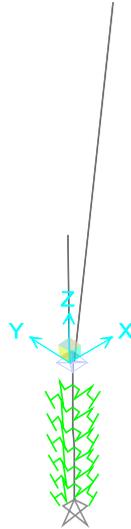


Figure 1: Finite element model

1.1. Joint coordinates

Table 1: Joint Coordinates

Table 1: Joint Coordinates						
Joint	CoordSys	CoordType	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	
			m	m	m	
1	GLOBAL	Cartesian	0,	0,	0,	
2	GLOBAL	Cartesian	0,	2,700E-16	4,5	
3	GLOBAL	Cartesian	0,205	0,	0,	
4	GLOBAL	Cartesian	1,59673	6,040E-16	9,90268	
5	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	0,	
6	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-1,	
7	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-2,	
8	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-3,	
9	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-4,	
10	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-5,	
11	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-6,	
12	GLOBAL	Cartesian	0,1025	0,	-7,	
21	GLOBAL	Cartesian	-0,2475	0,35	0,	
22	GLOBAL	Cartesian	0,4525	0,35	0,	
23	GLOBAL	Cartesian	-0,2475	-0,35	0,	
24	GLOBAL	Cartesian	0,4525	-0,35	0,	

1.2. Joint restraints

Table 2: Joint Restraint Assignments

Table 2: Joint Restraint Assignments						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
12	Yes	Yes	Yes	No	No	No

1.3. Element connectivity

Table 3: Connectivity - Frame

Table 3: Connectivity - Frame			
Frame	JointI	JointJ	Length m
1	1	2	4,5
2	3	4	10,
3	1	5	0,1025
4	6	5	1,
5	5	3	0,1025
6	7	6	1,
7	8	7	1,
8	9	8	1,
9	10	9	1,
10	11	10	1,
11	12	11	1,

Table 4: Frame Section Assignments

Table 4: Frame Section Assignments			
Frame	AnalSect	DesignSect	MatProp
1	palo pedonale	palo pedonale	Default
2	palo stradale	palo stradale	Default
3	250 x 150 s=10	250 x 150 s=10	Default
4	Palo D40	Palo D40	Default
5	250 x 150 s=10	250 x 150 s=10	Default
6	Palo D40	Palo D40	Default
7	Palo D40	Palo D40	Default
8	Palo D40	Palo D40	Default
9	Palo D40	Palo D40	Default
10	Palo D40	Palo D40	Default
11	Palo D40	Palo D40	Default

Table 5: Connectivity - Area

Table 5: Connectivity - Area				
Area	Joint1	Joint2	Joint3	Joint4
1	21	23	1	
2	3	24	22	
3	21	1	5	
4	5	22	3	
5	21	5	22	

Table 5: Connectivity - Area

Area	Joint1	Joint2	Joint3	Joint4
6	1	23	5	
7	5	24	3	
8	5	23	24	

Table 6: Area Section Assignments

Table 6: Area Section Assignments

Area	Section	MatProp
1	S70	Default
2	S70	Default
3	S70	Default
4	S70	Default
5	S70	Default
6	S70	Default
7	S70	Default
8	S70	Default

2. Material properties

This section provides material property information for materials used in the model.

Table 7: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table 7: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
B450C	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000	105000000	0,	1,1700E-05
C35/45	2,4990E+01	2,5483E+00	34077000,	14198750,	0,2	1,0000E-05
S235	7,6973E+01	7,8490E+00	210000000	80769230,	0,3	1,1700E-05

Table 8: Material Properties 03a - Steel Data

Table 8: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
S235	235000,	360000,	-0,1

Table 9: Material Properties 03b - Concrete Data

Table 9: Material Properties 03b - Concrete Data

Material	Fc KN/m2	eFc KN/m2	FinalSlope
C35/45	35000,	35000,	-0,1

Table 10: Material Properties 03e - Rebar Data

Table 10: Material Properties 03e - Rebar Data

Material	Fy KN/m2	Fu KN/m2	FinalSlope
B450C	450000,	540000,	-0,1

3. Section properties

This section provides section property information for objects used in the model.

3.1. Frames

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 4

SectionName	Material	Shape	t3 m	t2 m	tf m	tw m	Area m2	TorsConst m4
250 x 150 s=10	S235	Box/Tube	0,25	0,15	0,01	0,01	0,0076	0,000059
D 160	S235	Pipe	0,16			0,003	0,00148	9,122E-06
D 60	S235	Pipe	0,06			0,003	0,000537	4,376E-07
D 95	S235	Pipe	0,095			0,003	0,000867	1,837E-06
Palo D40	C35/45	Circle	0,4				0,125664	0,002513
palo pedonale		Nonprismatic						
palo stradale		Nonprismatic						

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 4

SectionName	I33 m4	I22 m4	I23 m4	AS2 m2	AS3 m2
250 x 150 s=10	0,000064	0,000028	0,	0,005	0,003
D 160	4,561E-06	4,561E-06	0,	0,00074	0,00074
D 60	2,188E-07	2,188E-07	0,	0,000269	0,000269
D 95	9,183E-07	9,183E-07	0,	0,000434	0,000434
Palo D40	0,001257	0,001257	0,	0,113097	0,113097
palo pedonale					
palo stradale					

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 4

SectionName	S33 m3	S22 m3	Z33 m3	Z22 m3	R33 m	R22 m
250 x 150 s=10	0,000508	0,000376	0,000625	0,000435	0,09141	0,060918
D 160	0,000057	0,000057	0,000074	0,000074	0,055518	0,055518
D 60	7,293E-06	7,293E-06	9,756E-06	9,756E-06	0,02018	0,02018
D 95	0,000019	0,000019	0,000025	0,000025	0,032544	0,032544
Palo D40	0,006283	0,006283	0,010667	0,010667	0,1	0,1
palo pedonale						
palo stradale						

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

Table 11: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 4

SectionName	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod
250 x 150 s=10	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
D 160	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
D 60	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
D 95	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
Palo D40	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,
palo pedonale								
palo stradale								

Table 12: Frame Section Properties 02 - Concrete Column, Part 1 of 2

Table 12: Frame Section Properties 02 - Concrete Column, Part 1 of 2

SectionName	RebarMatL	RebarMatC	ReinfConfig	LatReinf	Cover	NumBarsCirc	BarSizeL
					m		
Palo D40	B450C	B450C	Circular	Ties	0,05	8	16d

Table 12: Frame Section Properties 02 - Concrete Column, Part 2 of 2

Table 12: Frame Section Properties 02 - Concrete Column, Part 2 of 2

SectionName	BarSizeC	SpacingC
		m
Palo D40	8d	0,1

Table 13: Frame Section Properties 05 - Nonprismatic

Table 13: Frame Section Properties 05 - Nonprismatic

SectionName	SegmentNum	StartSect	EndSect	AbsLength	VarLength	EI33Var	EI22Var
				m			
palo pedonale	1	D 95	D 60		1,	Parabolic	Linear
palo stradale	1	D 160	D 60		1,	Parabolic	Linear

3.2. Areas

Table 14: Area Section Properties, Part 1 of 3

Table 14: Area Section Properties, Part 1 of 3

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick	F11Mod
					m	m	
S70	C35/45	Shell	Shell-Thick	Yes	0,7	0,7	1,

Table 14: Area Section Properties, Part 2 of 3

Table 14: Area Section Properties, Part 2 of 3

Section	F22Mod	F12Mod	M11Mod	M22Mod	M12Mod	V13Mod	V23Mod
S70	1,	1,	1,	1,	1,	1,	1,

Table 14: Area Section Properties, Part 3 of 3

Table 14: Area Section Properties, Part 3 of 3

Section	MMod	WMod
S70	1,	1,

4. Load patterns

This section provides loading information as applied to the model.

4.1. Definitions

Table 15: Load Pattern Definitions

Table 15: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
DEAD	Dead	1,	
Vx+	Wind	0,	None
Vx-	Wind	0,	None
Vy	Wind	0,	None
V45°+	Wind	0,	None
V45°-	Wind	0,	None

5. Load cases

This section provides load case information.

5.1. Definitions

Table 16: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Table 16: Load Case Definitions, Part 1 of 2

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesActOpt
DEAD	LinStatic	Zero				Prog Det
MODAL	LinModal	Zero				Prog Det
Vx+	LinStatic	Zero				Prog Det
Vx-	LinStatic	Zero				Prog Det
Vy	LinStatic	Zero				Prog Det
V45°+	LinStatic	Zero				Prog Det
V45°-	LinStatic	Zero				Prog Det

Table 16: Load Case Definitions, Part 2 of 2

Table 16: Load Case Definitions, Part 2 of 2

Case	DesignAct
DEAD	Non-Composite
MODAL	Other
Vx+	Short-Term Composite

Table 16: Load Case Definitions, Part 2 of 2

Case	DesignAct
Vx-	Short-Term Composite
Vy	Short-Term Composite
V45°+	Short-Term Composite
V45°-	Short-Term Composite

5.2. Static case load assignments

Table 17: Case - Static 1 - Load Assignments

Table 17: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
DEAD	Load pattern	DEAD	1,
Vx+	Load pattern	Vx+	1,
Vx-	Load pattern	Vx-	1,
Vy	Load pattern	Vy	1,
V45°+	Load pattern	V45°+	1,
V45°-	Load pattern	V45°-	1,

6. Load combinations

This section provides load combination information.

Table 18: Combination Definitions

Table 18: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU x+	Linear Add	DEAD	1,3
SLU x+		Vx+	1,5
SLU x-	Linear Add	DEAD	1,3
SLU x-		Vx-	1,5
SLU y	Linear Add	DEAD	1,3
SLU y		Vy	1,5
SLU 45+	Linear Add	DEAD	1,3
SLU 45+		V45°+	1,5
SLU 45-	Linear Add	DEAD	1,3
SLU 45-		V45°-	1,5
inviluppo	Envelope	SLU 45-	1,
inviluppo		SLU 45+	1,
inviluppo		SLU x-	1,
inviluppo		SLU x+	1,
inviluppo		SLU y	1,