

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**IMPIANTI ESTERNI
ILLUMINAZIONE
Relazione di calcolo opere di sostegno**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Prima emissione Première diffusion	N.MORDA' (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	A.BIANCHI (MUSINET ENG.)	A.LOVISOLO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	I	E	A	4	O	1	
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie						

E	I	M	R	E	2	6	1	3	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object	Numero documento Numéro de document			Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Andrea LOVISOLO
Albo di Torino
N° 11173 S



SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1- Carpenteria fondazione pali illuminazione</i>	<i>4</i>
<i>Figura 2- Carpenteria fondazione Torri faro</i>	<i>5</i>

1. Premessa

In tale ambito, nella presente relazione di calcolo strutturale, sarà trattata la tipologia delle fondazione in calcestruzzo armato di basamento di pali per l'illuminazione e di Torri faro da realizzarsi nel nuovo Autoporto che ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

Nel seguito vengono quindi riportate la descrizione delle strutture, la modellazione e le verifiche effettuate.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

- Legge 05/11/1971, n.1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
- D.M. del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni."
- CNR UNI 10011/88 "Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, e la manutenzione"
- CNR 10025/84

Ulteriori riferimenti tecnici sono costituiti

- Eurocodice 2 – "Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali"
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali."
- CNR DT207-2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

3. Descrizione dell'opera

I plinti per il sostegno dei pali di illuminazione stradali saranno in c.a. gettato in opera costituiti da un bicchiere profondo 80cm nel quale verranno posizionati i pali e da una fondazione di dimensioni 150x150x400 (LxPxH). Questo vano verrà poi riempito con sabbia per bloccare il palo sulla sua verticale. Il bicchiere conterrà inoltre un foro del diametro minimo di 32mm come predisposizione per il passaggio dei cavi di alimentazione e dati. Si riporta un'immagine della fondazione descritta.

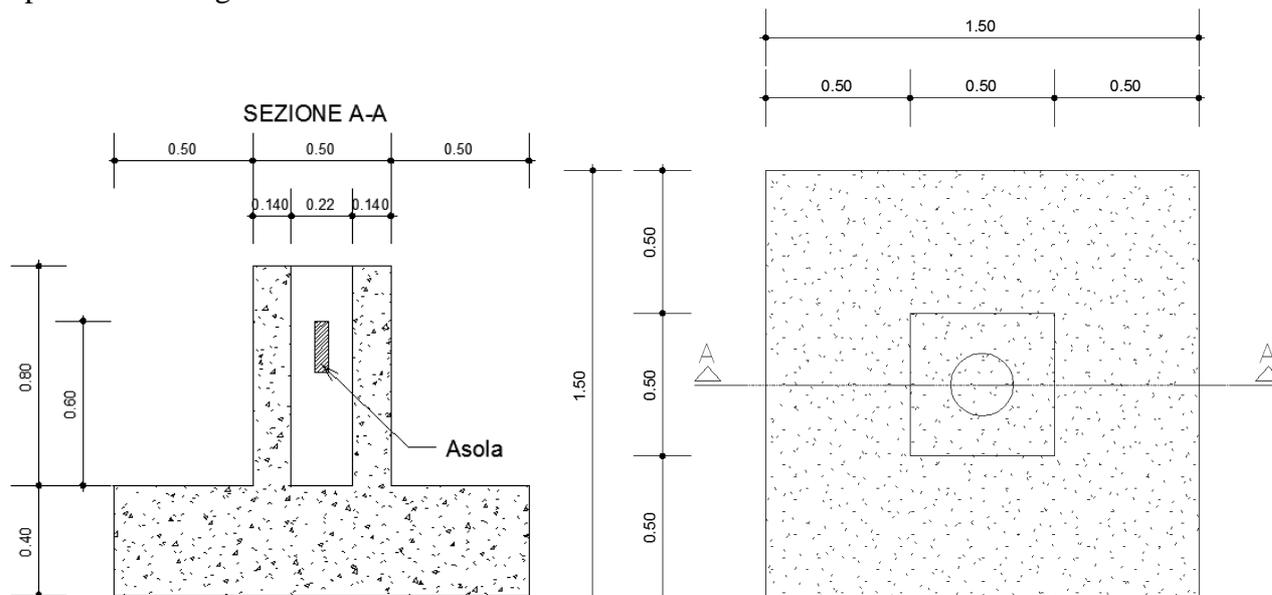


Figura 1- Carpenteria fondazione pali illuminazione

I pali presentano un'altezza di 12m fuori terra.

Le fondazioni delle torri faro sono costituite da un baggiolo alto 80cm e lungo 250cm e una fondazione di dimensioni 250x250x50. Il getto di magrone è stato armato (spessore 20cm) e collabora con la fondazione per l'equilibrio globale dell'opera di fondazione.

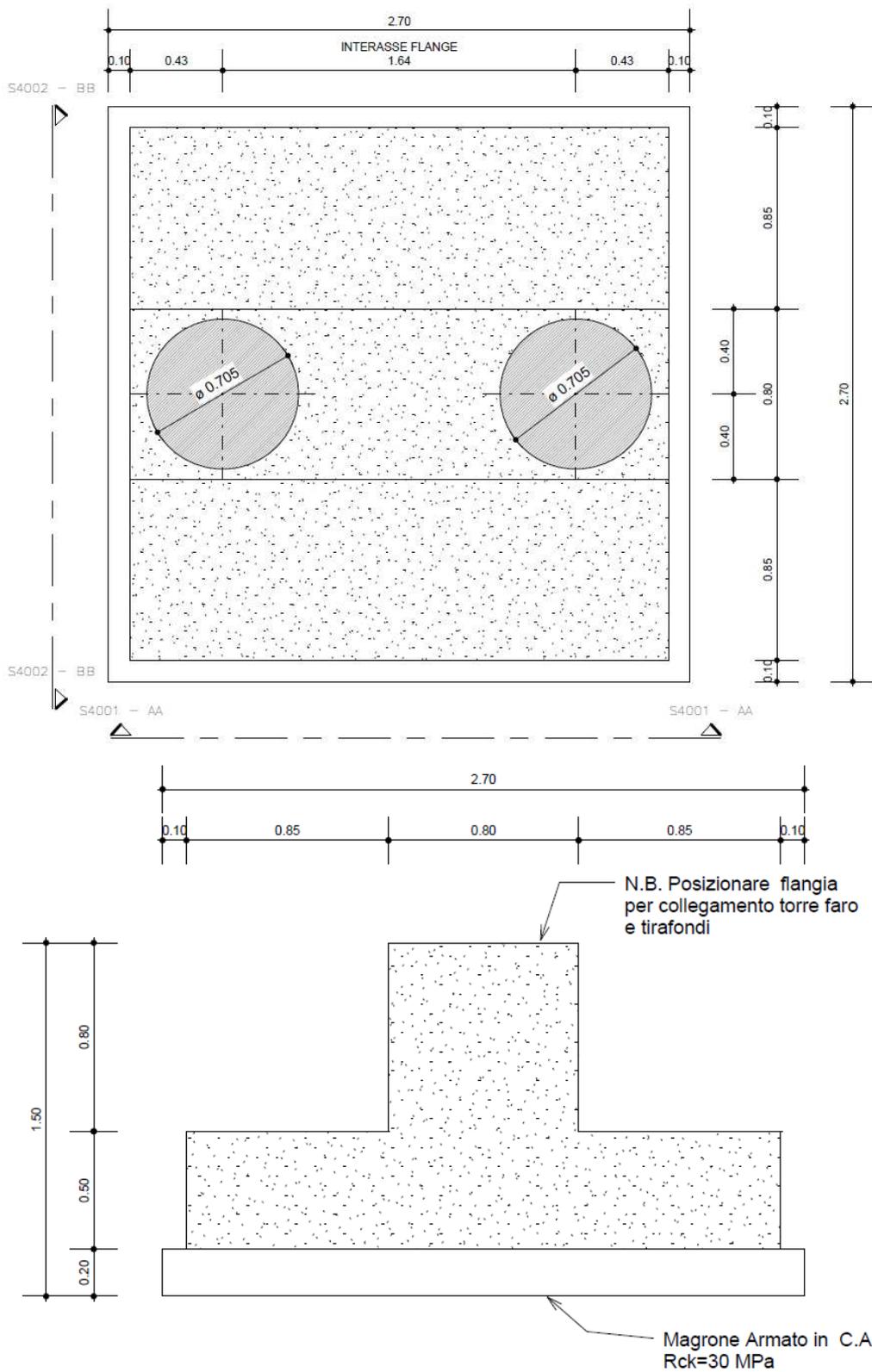


Figura 2- Carpenteria fondazione Torri faro

4. Materiali previsti e resistenze di calcolo

I materiali usati sono:

Calcestruzzo armato classe C 25 / 30					
					0.5
Dosaggio di cemento					300 kg/m ³
Resistenza cubica caratteristica		$R_{ck} =$		30	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica		$f_{ck} =$		24.9	N/mm ²
Resistenza cilindrica media		$f_{cm} =$		32.9	N/mm ²
Resistenza media a trazione		$f_{ctm} =$		2.56	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione		$f_{ctfm} =$		3.07	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione		$f_{ctk} =$		1.79	N/mm ²
Modulo elastico medio		$E_{cm} =$		31447	N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza		$\gamma_c =$		1.5	
Fattore riduzione resistenza per lunga durata		$\alpha_c =$		0.85	
Resistenza a compressione di calcolo		$f_{cd} =$		14.11	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo		$f_{ctd} =$		1.19	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione di calcolo		$f_{ctfd} =$		1.43	N/mm ²
Deformazione limite del calcestruzzo		$\epsilon_{c0} =$		0.20	%
Deformazione ultima del calcestruzzo		$\epsilon_{cu} =$		0.35	%
Acciaio B450C					
Tensione caratteristica a rottura		$f_{yt} =$		530	N/mm ²
Tensione caratteristica a snervamento		$f_{yk} =$		450	N/mm ²
Modulo elastico		$E_s =$		206000	N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza		$\gamma_s =$		1.15	
Resistenza di calcolo		$f_{yd} =$		391.3	N/mm ²
Stato limite controllo tensioni calcestruzzo					
SLE rara tens. CLS		$\sigma_{clim} =$		14.94	N/mm ²
SLE quasi permanente tens. CLS		$\sigma_{clim} =$		11.21	N/mm ²
SL rara tensione acciaio		$\sigma_{clim} =$		360	N/mm ²

5. Analisi dei carichi

La pressione del vento è ricavata con la seguente formula

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

DATI SITO		
quota=	410	m
Zona	1	
a ₀ =	1000	m
v _{b,0} =	25	m/s
k _a =	0.01	1/s
Cat Esposizione	2	-
Classe Rugosità	D	-
c _t =	1	-
k _r =	0.19	-
z ₀ =	0.05	m
z _{min} =	4	m
c _d =	1	-

DATI PALO ILLUMINAZIONE			DATI TORRI FARO		
h=	12	m	h=	20	m
d=	0.188	m	d=	0.51	m
peso=	1600	N	peso=	10600	N

Calcolo azioni del vento sul palo						
$v_{b,0} =$	25	m/s				
$q_b =$	390.63	N/m ²				
<u>Calcolo coeff di esposizione</u>			NTC 3.3.7			
$c_e(z) =$	$c_e(z_{min}) =$	1.801		Valido fino a 4 metri		
$c_e(z=12m) =$		2.469		Calcolato ad altezza 12 metri		
<u>Calcolo coeff di forma</u>			NTC C3.3.10.6			
$q_1 =$	703.3344					
$q_2 =$	964.5733					
$c_p =$	0.7					
<u>Calcolo delle pressioni</u>						
$P_1 =$	492.33	N/m ²	$z=4$			
$P_2 =$	675.20	N/m ²	$z=12$			
<u>Calcolo delle forze agenti</u>						
$F_1 =$	1111	N	componente costante			
$F_2 =$	138	N	componente variabile			
<u>Azioni testa plinto -valori caratteristici</u>						
$M_k =$	7948	Nm				
$F_k =$	1248	N				
$N_k =$	1600	N				
Calcolo azioni del vento sulle torri faro				N=	2	n. torri faro
$v_{b,0} =$	25	m/s				
$q_b =$	390.63	N/m ²				
<u>Calcolo coeff di esposizione</u>			NTC 3.3.7			
$c_e(z) =$	$c_e(z_{min}) =$	1.801		Valido fino a 4 metri		
$c_e(z=20m) =$		2.810		Calcolato ad altezza 20 metri		
<u>Calcolo coeff di forma</u>			NTC C3.3.10.6			
$q_1 =$	703					
$q_2 =$	1098					
$c_p =$	0.7					
<u>Calcolo delle pressioni singolo palo</u>						
$P_1 =$	492.33	N/m ²	$z=4$			
$P_2 =$	768.35	N/m ²	$z=20$			

<u>Calcolo delle forze agenti</u>			
$F_1=$	10044 N		componente costante
$F_2=$	2252 N		componente variabile
<u>Azioni testa plinto -valori caratteristici</u>			
$M_k=$	133469 Nm		
$F_k=$	12296 N		
$N_k=$	10600 N		

6. Modalità di verifica

Nel presente paragrafo sono illustrate le verifiche condotte ai fini della valutazione della sicurezza dei plinti in oggetto. Il contesto è quello degli stati limite.

La verifica di sicurezza si effettua verificando per i meccanismi di collasso presi in esame che la resistenza di calcolo sia maggiore della azione di calcolo

$$R_d > S_d$$

I meccanismi presi in esame sono i seguenti:

- verifiche a ribaltamento EQU
- verifica a scorrimento A2-M2-R2
- verifica a capacità portante A2-M2-R2
- verifica plinto a bicchiere/plinto A1-M1-R1

7. Verifica plinti pali illuminazione

Verifica a ribaltamento

Per quanto riguarda la verifica di equilibrio globale viene condotta la verifica a ribaltamento del plinto a bicchiere. Si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

Coefficienti combinazione				
AZIONI		EQ	A1	A2
Permanenti		0.9	1	1
		1.1	1.3	1
Permanenti non stru		0	0	0
		1.5	1.5	1.3
Variabili		0	0	0
		1.5	1.5	1.3

La verifica risulta soddisfatta se

$$FS = M_{st} / M_{rib} > 1$$

essendo M_{stab} il momento stabilizzante dato dal carico verticale della sovra struttura e dal peso del plinto e il M_{rib} il momento ribaltante derivante dall'azione del vento.

Si riportano i tabulati di verifica.

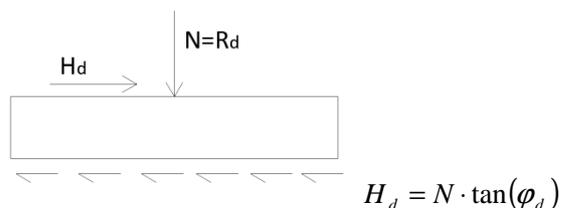
Azioni alla base del plinto		
$M_k =$	9446	Nm
	9.45	kNm
$H_k =$	1248	N
	1.25	kN

VERIFICA A RIBALTAMENTO			
<u>Caratteristiche plinto</u>			
$B_1 =$	1.5	m	
$B_2 =$	1.5	m	
$c =$	0.8	m	altezza bicchiere
$a =$	0.4	m	altezza plinto
<u>Peso fondazione</u>			
$W_t =$	36.00	kN	peso terreno
$W_p =$	1.60	kN	peso palo
$W_{cls} =$	22.50	kN	peso fondazione
$W_0 =$	60.10	kN	peso totale
<u>Verifica a ribaltamento</u>			EQU
$M_{RIB} =$	14.17	kNm	
$M_{ST} =$	40.57	kNm	
$FS =$	2.86		

Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento del piano di posa della fondazione, in condizioni statiche e sismiche, è condotta secondo la combinazione di carico A2+M2-R2.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano cui corrisponde lo scorrimento del muro.



Alla base del bicchiere le caratteristiche del terreno sono le seguenti:

Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 25^\circ$

Peso specifico terreno $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

VERIFICA A SCORRIMENTO		$\gamma_R =$	1.1		
$\varphi =$	25.00 °				
$\varphi_d =$	20.00 °	0.35	rad		
$N_d =$	54.64 kN				
$H_d =$	1.62 kN				
$H_d/N_d =$	0.030	<	$\tan(\varphi_d) =$	0.36	<i>Verificato</i>

Verifica capacità portante

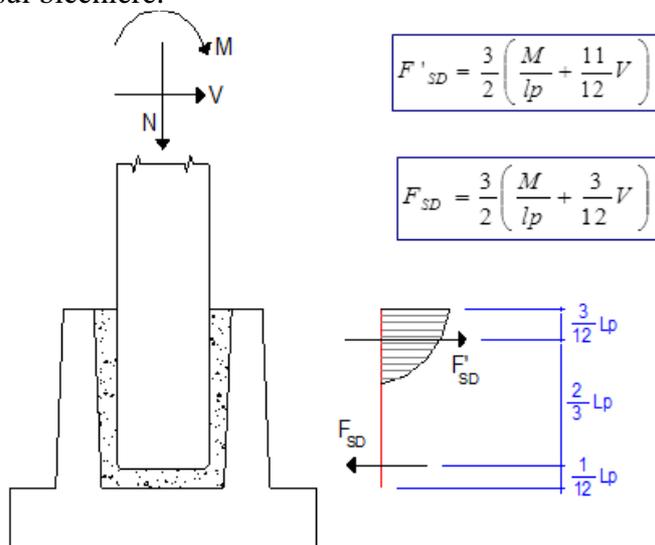
CALCOLO PRESSIONI TERRENO					
$T_k =$	1.25	kN			
$N_k =$	60.10	kN			
$M_k =$	9.45	kNm			
$B =$	1.50	m	$B/6 =$	0.25	m
$L =$	1.5	m			

A2-M2-R2 -GEO			
<i>Sollecitazioni di calcolo base</i>			
$M_{sd} =$	12.28	kNm	
$N_{sd,tot} =$	60.10	kN	
$V_{sd} =$	1.62	kN	
$e =$	0.20	m	
$u =$	0.00	m	
<i>Tensioni normali</i>			
$B_{adott} =$	1.50	m	
$p_{max} =$	48.54	kN/m ²	<i>sez reagente</i>
$p_{min} =$	0.00	kN/m ²	
$p_{n,m} =$	26.71	kN/m ²	valore medio
<i>Tensioni tangenziali</i>			
$p_h =$	0.72	kN/m ²	

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE		A2-M2-R2-statica			
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00	kN/m ³	$c =$	0 kN/m ²
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	20.00	°	$f =$	25.00 °
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00	kN/m ²	$g_f =$	1.25 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00	°	$g_c =$	1.25 SLU
				$g_R =$	1.80 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE					
Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	1.20	m	$c_u =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq f$)	$a =$	0.00	°	$g_{cu} =$	1.40 SLU
				$c_{ud} =$	0.00 kN/m ²
Larghezza fondazione	$B =$	1.50	m		
Lunghezza fondazione	$L =$	1.50	m	$A =$	2.25 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.20	m		
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00	m		
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	1.09	m		
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	1.50	m		
DATI RELATIVI AI CARICHI					
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	26.71	kN/m ² =	0.27	kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	0.72	kN/m ² =	0.01	kg/cm ²
Carico normale alla fondazione	$N =$	43.7	kN =	4373	kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	2	kN =	162.2688	kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00	kN/m ²	0.00	kg/cm ²
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA					
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c	
Fattori principali (kN/m ²)	F	10.91	24.00	0.00	
Fattori di capacità portante	N	2.95	6.40	14.83	
Fattori di forma fondazione	s	1.15	1.15	1.30	
Fattori di profondità del piano di f	d	1.00	1.26	1.31	
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.91	0.94	0.94	
Fattori di inclinaz. del piano di fo	b	1.00	1.00	1.00	
Fattori di inclinaz. del piano di ca	g	1.00	1.00	1.00	
Prodotto totale	$F N s d i b q$	34	209.76	0.00	
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	135	kN/m ² =	1.35	kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	221	kN =	22125	kg
Coefficiente di sicurezza	$FS =$	5.06			

Verifica strutturali fondazione

Per quanto riguarda le verifiche strutturali della fondazione si riporta il tabulato di verifica del plinto a bicchiere in accordo con le disposizioni contenute all'interno delle Istruzioni C.N.R. 10025/84. Le pressioni di contatto alla base del palo si trasformano in sollecitazioni esterne sul bicchiere.

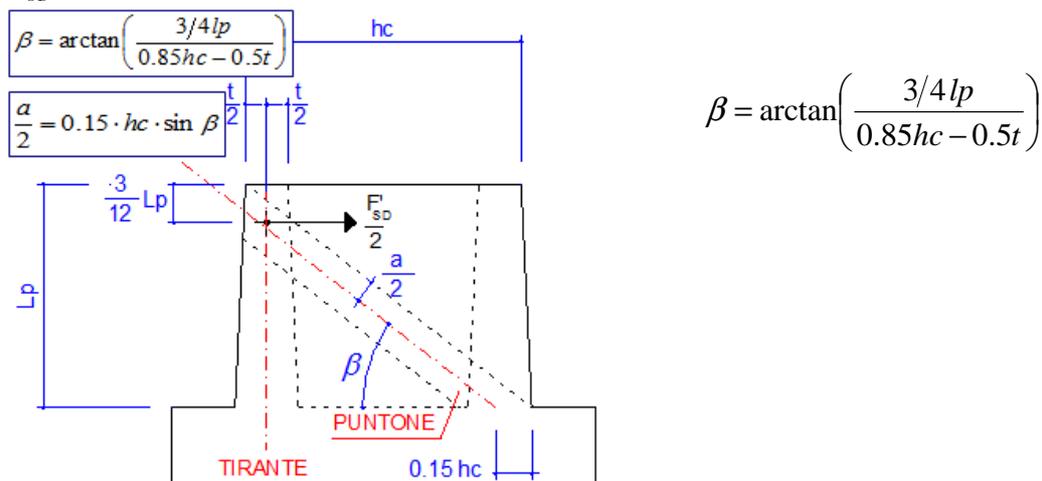


Le sollecitazioni di calcolo si ottengono da quelle in testa al plinto amplificate dei coefficienti della combinazione A1.

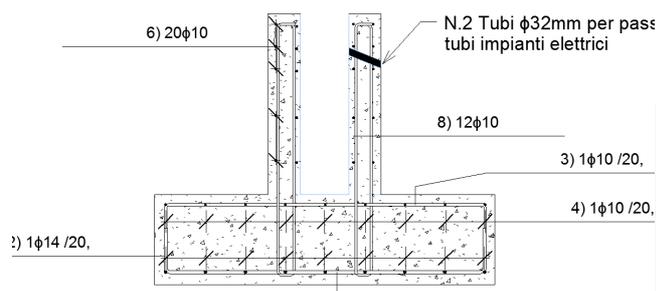
Lo sforzo F'_{sd} deve essere assorbito dal tirante che si instaura per l'equilibrio delle forze: devono essere inserite opportune armature nella parte superiore del bicchiere orizzontalmente:

$$A_{s,oriz} = 6\Phi 10$$

La parete nella direzione dello sforzo si comporta come una mensola tozza soggetta al carico $F'_{sd}/2$.



Le armature verticali di calcolo per assorbire lo sforzo sono $A_{s,vert} = 4\Phi 10$



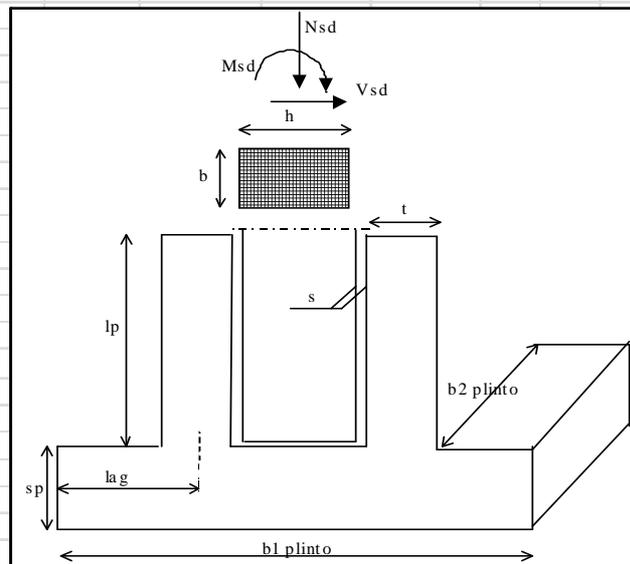
Azioni testa plinto -valori caratteristici

$M_k =$	7948 Nm
$F_k =$	1248 N
$N_k =$	1600 N

Verifica plinto a bicchiere CNR10025/84

CLS 25/30	$R_{ck} =$	300	kg/cm ²
	$f_{cd} =$	141	kg/cm ²
	$f_{ctd} =$	11.37	kg/cm ²
Acciaio B450C	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
	$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
	$M_{sd} =$	119 216	kg cm
	$N_{sd} =$	208	kg
	$V_{sd} =$	187	kg

altezza bicchiere:	$l_p =$	80	cm
larghezza del pilastro nel piano di flessione:	$h =$	18	cm
larghezza del pilastro ortogonale al piano di flessione:	$b =$	18	cm
spessore bicchiere:	$t =$	14	cm
lato del plinto nel piano di flessione:	$b_{1\text{plinto}} =$	150	cm
lato del plinto ortogonale al piano di flessione:	$b_{2\text{plinto}} =$	150	cm
lunghezza mensola ciabatta:	$l_{ag} =$	57	cm
spessore plinto:	$s_p =$	40	cm
copriferro:	$c =$	5	cm
altezza utile:	$d =$	35	cm
distanza tra filo pilastro e filo interno bicchiere:	$s =$	2	cm
larghezza filo esterno collo bicchiere per il calcolo di	$h_c =$	50	cm
	$\beta =$	59.39	°
	$a =$	12.91	cm
	$\Omega d =$	3224.0	cm ²
	$b_1 =$	98.0	cm
	$h_1 =$	98.0	cm



Verifica compressione testa bicchiere:	$F'_{sd} =$	2493	kg								
Armatura orizzontale testa bicchiere TOTALE:	$A_f =$	0.32	cm ²								
Verifica compressione malta/pilastro:	$F_{sd} =$	2306	kg	$F_{rd} =$	67165	kg	=> $F_{sd} < F_{rd}$ OK				
Armatura montante bicchiere:	$N_s =$	2107	kg	=>	$A_f =$	0.54	cm ²				
Verifica puntone cls:	$N_c =$	2448	kg		$F_c =$	25502	kg	=> $N_c < F_c$ OK			
Punzonamento:	$P_{sd} =$	1444	kg		$P_{rd} =$	28020	kg	=> $P_{sd} < P_{rd}$ OK			
Armatura orizzontale testa bicchiere sing. parete:	$A_f =$	0.32	cm ²	=> n°	6	φ	10	=	4.71	cm ²	OK
Armatura montante bicchiere:	$A_f =$	0.54	cm ²	=> n°	4	φ	10	=	3.14	cm ²	OK

La verifica dell'armatura della base del plinto è condotta considerando il tratto a sbalzo soggetto alle pressioni del terreno. Le sezioni 1-1 è stata verificata con l'utilizzo delle metodologie illustrate nella circ. 617/2009 delle NTC 2008 Cap.4.1.2.1.5 "Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive dei nodi". La mensola sarà soggetta alla pressione del terreno diretta verso l'alto.

Le verifiche delle mensole tozze viene effettuata facendo riferimento al norma CNR 10025/98, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

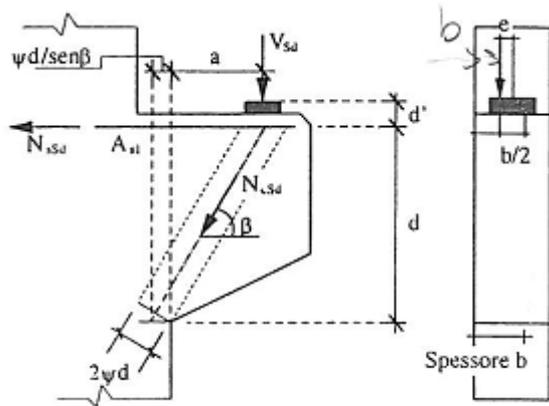


Figura 2: Traliccio isostatico

$$N_{cSd} = \frac{V_{Sd}}{\sin\beta}$$

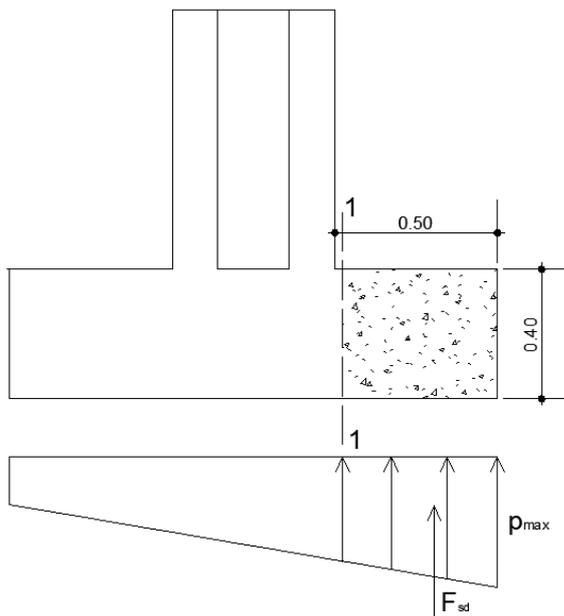
$$N_{sSd} = \frac{V_{Sd}}{\tan\beta}$$

$$\tan\beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi/\sin\beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

$$\psi \leq 0.176$$

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{V}{d} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{s1} \cdot f_{yd}$$



A1-M1-R1 -STR			
<i>Sollecitazioni di calcolo base</i>			
$M_{sd} =$	14.17	kNm	
$N_{sd,tot} =$	60.10	kN	
$V_{sd} =$	1.87	kN	
$e =$	0.24	m	
$u =$	0.00	m	
<i>Tensioni normali</i>			
$B_{adott} =$	1.50	m	
$p_{max} =$	51.90	kN/m ²	<i>sez reagente</i>
$p_{min} =$	1.52	kN/m ²	

L'armatura impiegata è la seguente:

5 Φ 14 inferiori

5 Φ 10 superiori

Verifica a flessione		VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98	
$F_{sd} =$	21752 N/m	al metro di larghezza	
$H_{sd} =$	0 N		
GEOMETRIA DELLA MENSOLA			
$l =$	500 [mm]	aggetto della mensola	
$a =$	266 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro	
$h =$	400 [mm]	altezza della mensola	
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola	
$d' =$	50 [mm]	copriferro	
$d =$	350 [mm]	altezza utile	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CLS			
$R_{ck} =$	30 [N/mm ²]		
$f_{ck} =$	24.90 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica	
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls	
$f_{cd} =$	14.11 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione	
ACCIAIO			
$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]		
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio	
$v =$	0.576 (deve essere ≥ 0.5)		
$v =$	0.58		
$k =$	0.76426		
$v_{sd} =$	0.004		
$\lambda v =$	0.760	snellezza della mensola	
$tg\beta =$	1.3075 (con β =angolazione del puntone compresso)		
$\Psi_{min} =$	0.00363 (≤ 0.176)	Verificato	
Taglio Resistente			
$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sfo	altro
$A_v =$	46 [mm ²]		
Armature			
$A_{s1} =$	0.43 [cm ²]		
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]		
$A_v =$	0.46 [cm ²]		
Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA			
$A_t =$	0.43 [cm ²]		
Armatura impiegata			
n	ϕ	A_s	
5	14	7.70	cmq/ml VER

8. Verifica plinti Torri faro

Verifica a ribaltamento

Per quanto riguarda la verifica di equilibrio globale viene condotta la verifica a ribaltamento del plinto di fondazione. Si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

Coefficiente combinazione				
AZIONI		EQ	A1	A2
Permanenti		0.9	1	1
		1.1	1.3	1
Permanenti non stru		0	0	0
		1.5	1.5	1.3
Variabili		0	0	0
		1.5	1.5	1.3

La verifica risulta soddisfatta se

$$FS = M_{st}/M_{rib} > 1$$

essendo M_{stab} il momento stabilizzante dato dal carico verticale della sovra struttura e dal peso del plinto e il M_{rib} il momento ribaltante derivante dall'azione del vento.

Si riportano i tabulati di verifica.

Azioni alla base del plinto

$M_k =$	149454 N m
	149.45 kNm
$H_k =$	12296 N
	12.30 kN

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Caratteristiche plinto

$B_1 =$	2.5 m			$\gamma_{cls} =$	25	kN/m^3
$B_2 =$	2.5 m			$\gamma_t =$	20	kN/m^3
$c =$	0.8 m	altezza baggiolo				
$a =$	0.5 m	altezza plinto				
$b =$	0.8 m	larghezza baggiolo				

Peso fondazione

$W_t =$	68.00 kN	peso terreno		Magrone	$h =$	0.2 m
$W_p =$	21.20 kN	peso palo			$B1' =$	2.7 m
$W_{cls} =$	118.13 kN	peso fondazione			$B2' =$	2.7 m
$W_0 =$	207.33 kN	peso totale			$W_m =$	36.45 kN

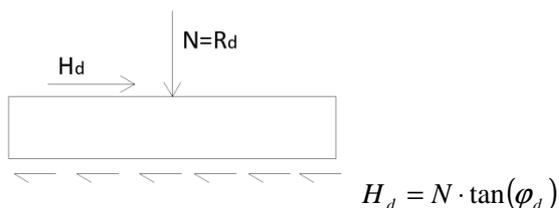
Verifica a ribaltamento

		EQU				
$M_{RIB} =$	224.18 kNm					
$M_{ST} =$	296.19 kNm					
$FS =$	1.32					

Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento del piano di posa della fondazione, in condizioni statiche e sismiche, è condotta secondo la combinazione di carico A2+M2-R2.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano cui corrisponde lo scorrimento del muro.



Alla base del bicchiere le caratteristiche del terreno sono le seguenti:

Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 25^\circ$

Peso specifico terreno $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

VERIFICA A SCORRIMENTO		$\gamma_R =$	1.1		
$\varphi =$	25.00 °				
$\varphi_d =$	20.00 °	0.35	rad		
$N_d =$	221.61 kN				
$H_d =$	15.98 kN				
$H_d/N_d =$	0.072	<	$\tan(\varphi_d) =$	0.36	<i>Verificato</i>

Verifica capacità portante

CALCOLO PRESSIONI TERRENO					
$T_k =$	12.30 kN				
$N_k =$	207.33 kN				
$M_k =$	149.45 kNm				
$B =$	2.70 m	$B/6 =$	0.45 m		
$L =$	2.70 m				

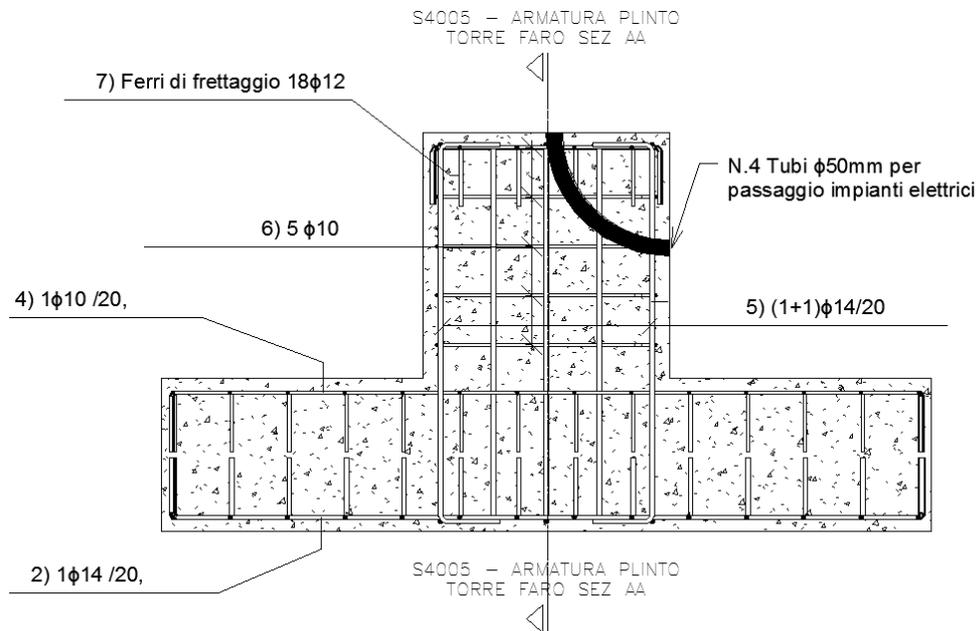
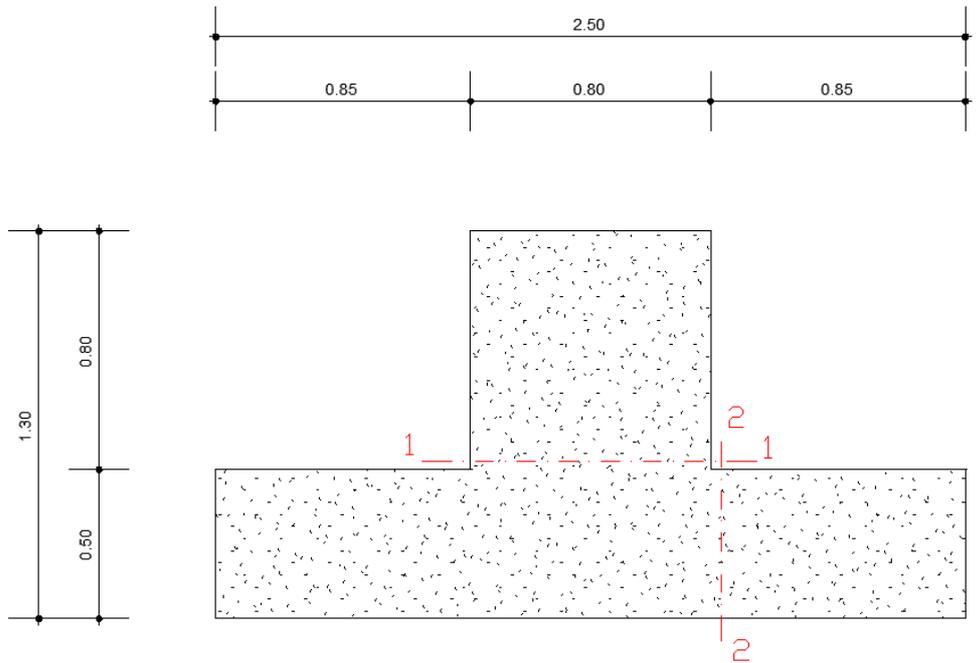
A2-M2-R2 -GEO			
<i>Sollecitazioni di calcolo base</i>			
$M_{sd} =$	194.29	kNm	
$N_{sd,tot} =$	207.33	kN	
$V_{sd} =$	15.98	kN	
$e =$	0.94	m	
$u =$	0.41	m	
<i>Tensioni normali</i>			
$B_{adott} =$	2.70	m	
$p_{max} =$	123.99	kN/m ²	<i>sezparz</i>
$p_{min} =$	0.00	kN/m ²	
$p_{n,m} =$	28.44	kN/m ²	valore medio
<i>Tensioni tangenziali</i>			
$p_h =$	2.19	kN/m ²	

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE		A2-M2-R2-statica				
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00	kN/m ³	$c =$	0	kN/m ²
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	20.00	°	$f =$	25.00	°
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00	kN/m ²	$g_f =$	1.25	SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00	°	$g_c =$	1.25	SLU
				$g_R =$	1.80	SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE						
Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	1.30	m	$c_u =$	0.00	kN/m ²
Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)	$a =$	0.00	°	$g_{cu} =$	1.40	SLU
				$c_{ud} =$	0.00	kN/m ²
Larghezza fondazione	$B =$	2.70	m			
Lunghezza fondazione	$L =$	2.70	m	$A =$	7.29	mq
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.94	m			
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00	m			
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	0.83	m			
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	2.70	m			
DATI RELATIVI AI CARICHI						
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	28.44	kN/m ² =	0.28	kg/cm ²	
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	2.19	kN/m ² =	0.02	kg/cm ²	
Carico normale alla fondazione	$N =$	63.4	kN =	6341	kg	
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	16	kN =	1598.463	kg	
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00	kN/m ²	0.00	kg/cm ²	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA						
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c		
Fattori principali (kN/m ²)	F	8.26	26.00	0.00		
Fattori di capacità portante	N	2.95	6.40	14.83		
Fattori di forma fondazione	s	1.06	1.06	1.12		
Fattori di profondità del piano di f	d	1.00	1.32	1.38		
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.45	0.60	0.59		
Fattori di inclinaz. del piano di fo	b	1.00	1.00	1.00		
Fattori di inclinaz. del piano di ca	g	1.00	1.00	1.00		
Prodotto totale	$F N s d i b q$	12	139.35	0.00		
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	84	kN/m ² =	0.84	kg/cm ²	
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	187	kN =	18695	kg	
Coefficiente di sicurezza	$FS =$	2.95				

Verifica strutturali fondazione

Sono condotte le seguenti verifiche:

- sezione 1-1 di connessione tra i due getti di fondazione soggetto al momento ribaltante presente a quel livello;
- sezione 2-2 sotto l'azione delle pressioni del terreno



Verifica a flessione DM08 -Sezione 1-1			
$M_{sd} =$	215	kNm	
$c =$	0.8	m	altezza baggiolo
$B =$	2.5	m	
Calcestruzzo			Acciaio
$R_{ck} =$	300	kg/cm ²	$f_{yk} =$ 4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249	kg/cm ²	$\gamma_s =$ 1.15
$f_{ctm} =$	25.6	kg/cm ²	$f_{yd} =$ 3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9	kg/cm ²	$f_{cd} =$ 141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5		$f'_{cd} =$ 71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{ctd} =$ 11.9 kg/cm ²

L'armatura impiegata è: 1 Φ 14/20 sui due lati

Dati sezione			
$b_w =$	100	cm	
$h =$	80	cm	
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	75	cm	altezza utile
Armatura tesa disposta			$C_{med} =$ 5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5
$A_{sw} =$		7.69	cm ²
Momento resistente			
$q =$	0.0284		percentuale meccanica d'armatura
$M_{Rd} =$	2223851	kg*cm	momento resistente
$M_{Rd} =$	222.39	kNm	
$M_{sd} =$	85.98	kNm/ml	
$FS =$	2.59		Verificato

A1-M1-R1 -STR										
<i>Sollecitazioni di calcolo base</i>										
M_{sd} =	224.18	kNm								
N_{sd,tot} =	243.78	kN								
V_{sd} =	18.44	kN								
e=	0.92	m								
u=	0.43	m								
<i>Tensioni normali</i>										
B _{adott} =	2.70	m								
p _{max} =	140	kN/m ²	<i>sezparz</i>							
p _{min} =	0.00	kN/m ²								
						MOMENTO PER VERIFICA SLU FONDAZIONE				
						b=	2.70	m	larghezza fondazione	
						a=	0.85	m	lunghezza sbalzo	
						p ₂ =	96	kN/m ²		
						F _{sd} =	100	kN/ml		
						z=	0.451	m	braccio risultante pressioni	
						M _{sd} =	45.22	kNm/ml		

L'armatura impiegata è la seguente:

5Φ14 inferiori

5Φ10 superiori

Verifica a flessione DM08 -Sezione 2-2			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	300 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	249 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	25.6 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	17.9 kg/cm ²	$f_{cd} =$	141 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	71 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	11.9 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	50 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	45 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$c_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5
	$A_{sw} =$	7.69 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.0474	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	1321122 kg*cm	momento resistente	
$M_{Rd} =$	132.11 kNm		
$M_{sd} =$	45.22 kNm		
$FS =$	2.92	Verificato	