Finanziato dall'Unione europea

NextGenerationEU

COMUNE DI CASTENASO (BO)

PNRR - MISSIONE 5 COMPONENTE 2 INVESTIMENTO/SUBINVESTIMENTO 2.1 "RIGENERAZIONE URBANA"

PISTA CICLABILE MARANO E IMPIANTO DI ATLETICA *VIA DELLO SPORT*INTERVENTO COORDINATO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA PER LA MOBILITÀ SOSTENIBILE CON RIGENERAZIONE E RIFUNZIONALIZZAZIONE DI SPAZI OUTDOOR

CUP E97HH21001140001

Il Committente

COMUNE DI CASTENASO
U.O. LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONI
Area Tecnica Patrimonio
Piazza Raffaele Bassi, 2
lavori.pubblici@comune.castenaso.bo.it

Responsabile unico del procedimento
Ing. Silvia Malaguti

Il Progettista e Direttore dei lavori

Ing. Lisa Giuliani
via Nuova, 15/A - 40127 Bologna
Ordine degli Ingegneri della provincia di Bologna
N° iscrizione 7885/A

Collaboratore
Ing. Concezio Roberto Di Rocco

Coordinatore sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione
Ing. Giancarlo Di Rocco

PROGETTO ESECUTIVO - rev. 01

Data 03.07.2023

Oggetto

RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI TORRIFARO

scala

Elaborato numero

ST.06

Città di Castenaso

LISA GIULIANI
INGEGNERE
VIA NUOVA, 15/A
40127 - BOLOGNA
339 3772507
e-mail lisa_giulia@yahoo.it
C.F. GLNLSI78H46A944Q
PARTITA IVA 02918301207

E' vietata la riproduzione e diffusione in qualsiasi forma. Tutti i diritti sono riservati nei termini di legge al Comune di Castenaso

INDICE

1 INTRODUZIONE 3

2 MATERIALI 5

3 RIFERIMENTI NORMATIVI 6

4 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PALO 7

5 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI 8

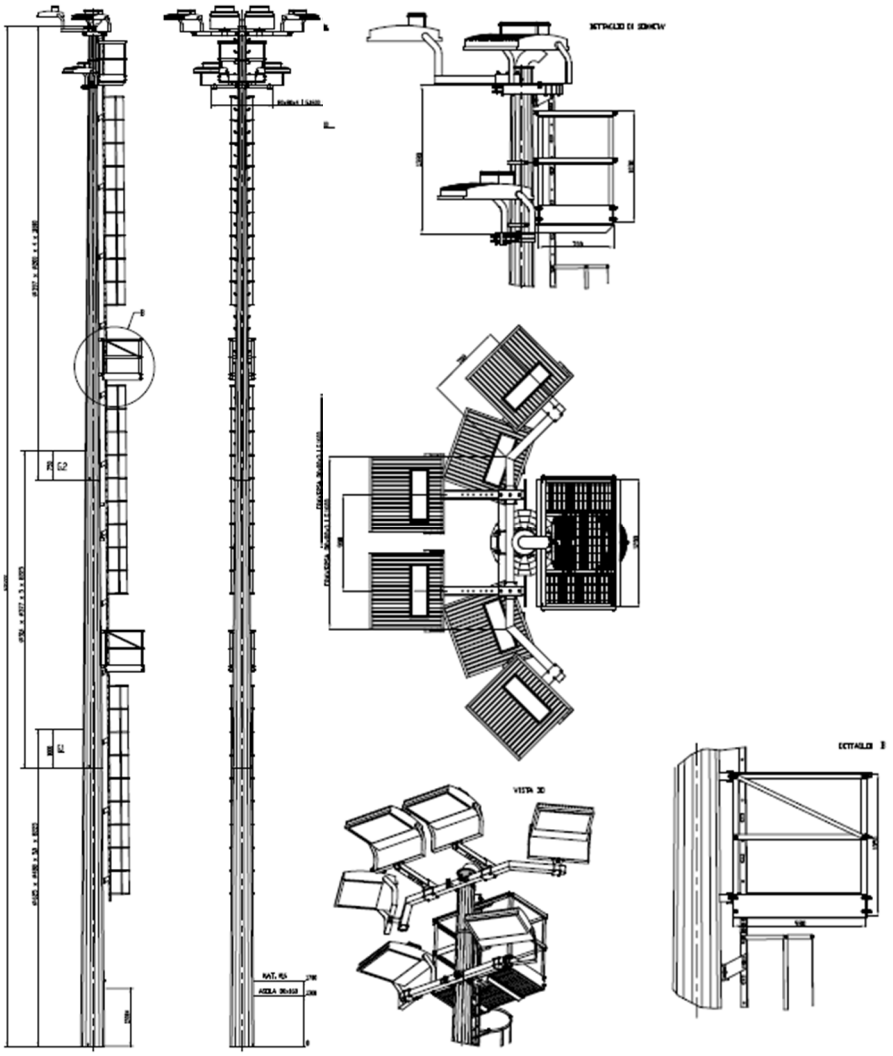
5.1 Contesto edilizio, caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito 8

5.2 Verifiche del plinto (STR) 11

5.3 Verifiche del plinto (GEO) 13

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono illustrati i risultati della relazione di calcolo della struttura di fondazione delle torri faro, da realizzare presso l'area sportiva situata in Via dello Sport 2/1 a Castenaso (BO).
Il calcolo è stato eseguito in previsione della futura installazione di torrifaro con piattaforma in sommità, delle quali si riportano nel seguito, a titolo puramente indicativo, alcune rappresentazioni.



Si procederà alla verifica del plinto di fondazione con le seguenti caratteristiche geometriche:

- Platea di base 450 x 450 x 0.5 m;
- Dado superiore 190 x 190 x 1.6 m;
- Foro per l'infissione torre: ϕ0.8 m x h = 1.5 m

Dalle caratteristiche geometriche precedentemente descritte, si ottiene:

<u>Fondazione:</u>

Volume = 18.83 mc

Peso = Volume x γ_{cls} = 18.83 mc x 2500 kg/mc = 47075 kg

Terreno di riporto sul plinto

Volume = 22.4 mc

Peso = Volume x $\gamma_{terreno}$ = 22.4 mc x 1800 kg/mc = 40320 kg

2 MATERIALI

Acciaio per cemento armato ordinario

- Barre ad aderenza migliorata: acciaio tipo B40C
    - Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} > 450\ MPa$
    - Tensione di calcolo a snervamento $f_{yd} > 391\ MPa$
    - Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 540\ MPa$
    - Modulo di Young Es = 210000 *MPa*

Conglomerato cementizio classe C25/30

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 30\ MPa$
- Tensione limite ultima $f_{cd} > 14.11\ MPa$
- Modulo di Young E = 31476 *MPa*

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione è stata eseguita in conformità alle norme tecniche vigenti ed in particolare:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971: "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*";
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 11951 del 14 febbraio 1974: "*Istruzioni di applicazione della Legge n. 1086/71*";
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*";
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 n. 380 "*Testo unico per l'edilizia*"
- D.M. del Ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"* (17 gennaio 2018);
- Circolare n. 7 del C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019: "*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018*";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 " *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*" e s.m.i. (nel seguito richiamata come OPCM 3274).

<u>Normativa Tecnica Regione Emilia-Romagna:</u>

- Legge Regionale Emilia-Romagna n. 31 del 25 novembre 2002 "*Disciplina generale dell'edilizia*"
- Legge Regionale Emilia-Romagna n. 19 del 30 ottobre 2008 "*Norme per la riduzione del rischio sismico*"
- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1 della L.R.n. 19 del 2008*" GPG/2011/1474 Progr. Num.1373/2011.
- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale ai sensi dell'articolo 9 comma 4 della L.R. n.19 del 2008*" GPG/2016/2399 Progr. Num.2272/2016
- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi strutturali in zone sismiche, di cui all'articolo 94-bis del Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, in adeguamento alle linee guida approvate con decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 30 aprile 2020*" GPG/2020/1873 Progr. Num.1661/2009.

- Giunta della Regione Emilia-Romagna "*Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità della protezione civile ed elenco di categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza particolare in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso*" GPG/2009/1885 - Progr. Num.1661/2009.

Riferimenti tecnici:

CNR Normre Tecniche 10025/1998 "Istruzioni per la progettazione l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo";

UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale";

UNI EN 1992-1:2005 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

UNI EN 1998-1:2005 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"

UNI EN 1998-5:2005 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PALO

Alla luce delle caratteristiche geometriche e strutturali delle torri faro metalliche, si ricavano le sollecitazioni alla base della struttura, con le quali effettuare le verifiche del plinto.
Si riportano, nel seguito, le azioni considerate.

Sforzi di base	Valore [daN, m]
MOMENTO	41047,90
TAGLIO	2540.25
CARICO ASSIALE	2718.23

5 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

5.1 CONTESTO EDILIZIO, CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO

L'area di edificazione è situata nel comune di Castenaso (BO), in via dello Sport 2.

Le coordinate geografiche nel sistema di riferimento WGS84 sono:

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
44.51268950	11.46796500
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)
44.514444	11.469102
Altitudine (mt)	39



Figura 1: Vista aerea

E’ stata condotta una indagine in sito in data 05/01/2023 caratterizzata dalle seguenti prove:

- n. 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT);
- n.1 prova HVSR per la stima delle onde Vs del sottosuolo.

Di seguito si riporta una stralcio planimetrico con l’ubicazione delle indagini.

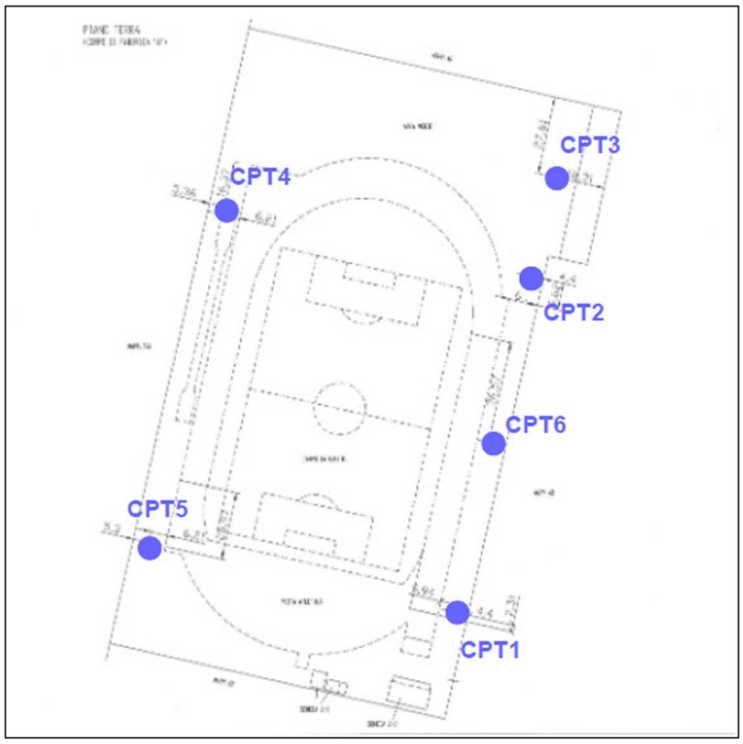


Figura 2: Stralcio planimetrico con ubicazione delle indagini condotte

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, è stato ricostruito l’assetto litostratigrafico del sottosuolo del sito in oggetto.
Si riportano, nel seguito, i parametri geotecnici considerati per il dimensionamento delle opere strutturali.

PARAMETRI CARATTERISTICI UNITA’ LITOTECNICHE – CPT1, CPT2, CPT4, CPT5, CPT6							
Unità	Comportamento PREVALENTE	Retino	Profondità media	γ'_k (t/m^3)	c_{uk} (kg/cm^2)	ϕ'_k (°)	M_{ok} (kg/cm^2)
1	COESIVO		p.c. ÷ 7,00	1,93	0,75	-	56,00
2	GRANULARE		7,00 ÷ 12,00	1,03	-	30	220,00
3	COESIVO		12,00÷14,00	0,95	0,90	-	75,00

PARAMETRI CARATTERISTICI UNITA' LITOTECNICHE – CPT3 (SETTORE NE)							
Unità	Comportamento PREVALENTE	Retino	Profondità media	γ'_k (t/m^3)	c_{uk} (kg/cm^2)	ϕ'_k (°)	M_{ok} (kg/cm^2)
1	GRANULARE		p.c. ÷ 5,00	1,85/0,89	-	28	90,00
2	COESIVO		5,00 ÷ 8,00	0,92	0,6	-	47,00
3	GRANULARE		8,00 ÷ 5,00	0,91	-	27	60,00

L'elaborazione dei risultati dell'indagine sismica ha permesso di stimare un valore della velocità delle onde di taglio (Vs30) pari a 242 m/s pertanto, considerando i suddetti valori delle velocità delle onde di taglio calcolati, si ritiene ragionevole attribuire al sito in oggetto la **categoria di terreno C**.

La **categoria topografica** considerata è **T1**, che corrisponde a superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica e Geofisica allegate.
Le fondazioni sono di tipo diretto a travi rovesce in c.c.a. gettato in opera.

5.2 VERIFICHE DEL PLINTO (STR)

VERIFICA PLINTO A BICCHIERE (CNR 2025/98)
450x450 SLU torri faro

Sollecitazioni SLV

Vsd=	2,5	t
Msd=	41,05	tm
Nsd=	90	t
e=	0,46	m

Caratteristiche statiche e geometriche

h=	1,50	m
a=	0,80	m
b=	0,80	m
A=	0,90	m
B=	0,90	m
H=	1,60	m
t=	0,80	m
d=	0,77	m
As=	31,4	cm^2
A's=	31,4	cm^2
Al=	31,4	cm^2
A'l=	31,4	cm^2
Av=	125,6	cm^2
Aw=	125,6	cm^2
tf=	0,5	m
d0=	2,1	m
c0=min((0.2d0, tf/2)=	0,25	m
h0=	1,475	m
Msd/(Nsd a)=	0,57	m

fsd=	3913
fc1d=	141
fctd=	11,97
Es/Ec=	7

Verifiche dimensionali

h /a >= (1.2÷2) a	1,875	>	1,38	Verificato
t>= B/3	0,8	>	0,30	Verificato

Azioni sul bicchiere

F1=Vsd+3/2Msd/h=	43,55	t
F2=3/2Msd/h=	41,05	t
F3=Nsd=	90	t

$\alpha = A'_s / A_s$=	1
α_e= Es/Ec=	7
λ= c/z=	0,94
z= 0.9d=	0,69 m
c=(B+t)/2-b/4=	0,65 m
$\lambda 0$= h0/d0=	0,70
z'=	0,74 m

verifica bordi frontali

$2As(1+\alpha)fsd/\lambda > F1$	524	>	43,55 t	Verificato
$2\ 0.4\ d(h/2)fc1d/(1+\lambda^2) > F1$	946	>	43,55 t	Verificato
$[t(b+t)+\alpha_e A_w]fctd > F2$	1637	>	41,05 t	Verificato

verifica bordi laterali

$2Alfsd/(1-\alpha c/z') > F1$	702	>	43,55 t	Verificato
$2A'lfsd/(1+\alpha c/z') > F1$	131	>	43,55 t	Verificato

verifica pareti laterali

$2Av\ fsd/\lambda 0 > F1$	1399	>	43,55 t	Verificato
$2\ 0.4\ d0\ t\ fc1d/(1+\lambda 0^2) > F1$	12699	>	43,55 t	Verificato

Verifica solettone

Ax=	65,94	cm^2		
e=	0,5	m		
Rg=	58	t		
dx=	0,45	m		
λx=	1,31	m		
Ax fsd / λx =	197	>	58 t	Verificato

Verifica punzonamento

A'x=	31,5	cm^2		
A'y=	31,5	cm^2		
Atot=	20,25	m^2		
a'=	2,15	m		
b'=	2,15	m		
u=	7,439	m		
dx=	0,45	m		
dy=	0,45	m		
κ=1.6-df=	1,15	m		
df=(dx+dy)/2=	0,45	m		
ρf= (ρx+ρy)^0.2=	0,33%			
ρx=	0,33%			
ρy=	0,33%			
Ast=	25,12	cm^2		

$N_{pu}= 0.25 d_f u f_{ctd} \kappa(1.2+40\rho_f)+A_{st}f_{sd}$=	252	>	69 t	Verificato

5.3 VERIFICHE DEL PLINTO (GEO)

5.3.1 Verifica in condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

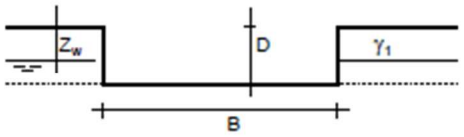
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

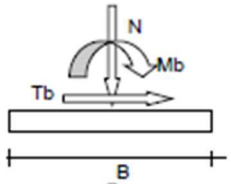
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

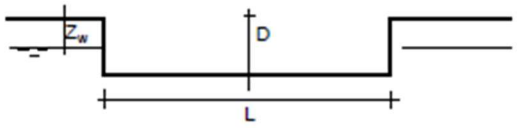
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

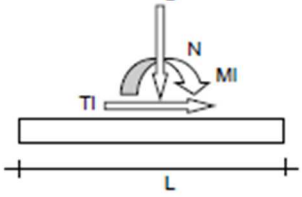
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	◉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00







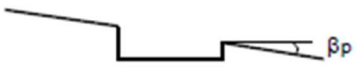


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	4,50	(m)
L	=	4,50	(m)
D	=	2,50	(m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	900,00		1170,00
Mb [kNm]	410,00		533,00
Ml [kNm]	410,00		533,00
Tb [kN]	25,00		32,50
Tl [kN]	25,00		32,50
H [kN]	35,36	0,00	45,96

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 60,00 (kN/mq)

φ' = 0,00 (°)

Valori di progetto

c' = 60,00 (kN/mq)

φ' = 0,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,46 (m)

e_L = 0,46 (m)

B* = 3,59 (m)

L* = 3,59 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 45,00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 13,56 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 1,00

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 5,14

$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan\varphi'$

Nγ = 0,00

s_o, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$

$s_c =$ 1,19

$s_q = 1 + B^* \tan\varphi' / L^*$

$s_q =$ 1,00

$s_\gamma = 1 - 0{,}4 * B^* / L^*$

$s_\gamma =$ 0,60

i_o, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,50

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,50

$\theta = \text{arctg}(T_b/T_l)$ = 45,00 (°)

m = 1,50 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cot g\varphi'))^m$

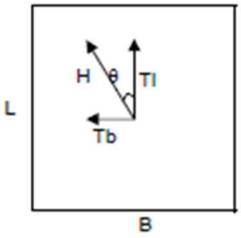
$i_q =$ 1,00

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$

$i_c =$ 0,98

$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 1,00



d_o, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1,00

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1,27

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 505,25 (kN/m^2)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 90,84 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 219,67 ≥ $q =$ 90,84 (kN/m^2)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 45,96 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

Sd = 772,83 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

Sd / γ_R = 702,57 ≥ **Hd =** 45,96 (kN)

5.4 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

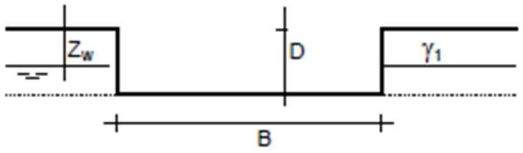
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

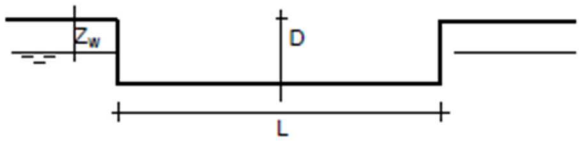
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

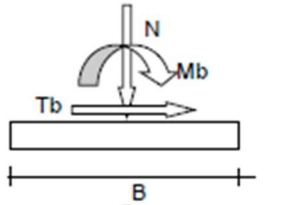
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

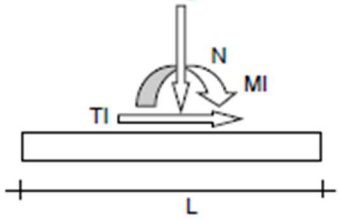
			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	◉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



γ, c', φ'





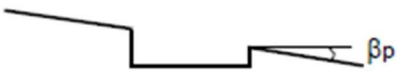


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	4,50	(m)
L	=	4,50	(m)
D	=	2,50	(m)



βf = 0,00 (°)



βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	900,00		1170,00
Mb [kNm]	410,00		533,00
Ml [kNm]	410,00		533,00
Tb [kN]	25,00		32,50
Tl [kN]	25,00		32,50
H [kN]	35,36	0,00	45,96

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 18,00 (kN/mc)

γ = 18,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 27,00 (°)

Valori di progetto

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 27,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,46 (m)

e_L = 0,46 (m)

B* = 3,59 (m)

L* = 3,59 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 45,00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 13,56 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 13,20

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 23,94

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

Nγ = 14,47

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1,55

$s_q = 1 + B^*\tan\varphi' / L^*$

$s_q =$ 1,51

$s_\gamma = 1 - 0{,}4^*B^* / L^*$

$s_\gamma =$ 0,60

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,50

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,50

$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^m$

$i_q =$ 0,94

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 0,94

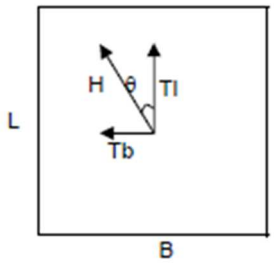
$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 0,90

$\theta = \text{arctg}(Tb/Tl) =$ 45,00 (°)

m = 1,50 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b\sin^2\theta+m_l\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\,D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1,21

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1,23

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1,00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1,00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 1214,02 (kN/m^2)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 90,84 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 527,83 ≥ $q =$ 90,84 (kN/m^2)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 45,96 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

Sd = 596,14 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$Sd / \gamma_R =$ 541,95 ≥ Hd = 45,96 (kN)

---000---