

## CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

### PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

**PROGETTAZIONE:** ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

<b>I PROGETTISTI</b> Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista	<b>ATTIVITA' DI SUPPORTO</b>  RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti
<b>COLLABORATORI</b> Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
<b>IL GEOLOGO</b> Dott. Pasquale SCORCIA	
<b>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> Ing. Alberto SANCHIRICO	
<b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b> Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
<b>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA</b> Ing. Nicola MARZI	

## 13-IMPIANTI

SV3 - SVINCOLO OTRANTO SS16

Relazione di calcolo sottoplinto di fondazione

<b>CODICE PROGETTO</b>  PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. L0503A      D      1701	<b>NOME FILE</b> T00_IM04_IMP_RE03_A.pdf  <b>CODICE ELAB.</b> T00      IM04      IMP      RE03	<b>REVISIONE</b>  A	<b>SCALA:</b>  Varie		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			

## INDICE

1.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.	AZIONI DI PROGETTO	7
4.1	Inquadramento geomorfologico	7
5.	VERIFICA DI SICUREZZA	12
5.1	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici	12
5.2	Verifica della capacità portante	19

## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo in acciaio di sezione tubolare variabile e il relativo plinto di fondazione, posto in prossimità dello svincolo "**SV3 - Svincolo Otranto SS16**"; il palo è di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 10,00 m (  $L_{tot}$  10,8 m).

Alla testa del palo di sostegno potrà essere montato uno sbraccio portante ( $L_{max}$  2,00) con all'estremità un apparecchio illuminante. Il Palo in acciaio presenta una sezione trasversale alla base di diametro esterno pari a circa 15,80 cm, mentre in sommità di 6,00 cm e uno spessore delle pareti di 4 mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 14 kg e uno sbraccio in acciaio  $l=2,0m$  del peso di circa 14 kg.

La struttura di fondazione è un plinto in c.a.p. di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m, all'interno del quale viene predisposto un foro per consentire il successivo montaggio del palo e un vuoto per il pozzetto d'ispezione. Il plinto presenta un allargamento alla base di 0,20 m su tutti i lati (base quadrata di lato 1,40 m) per un'altezza di 0,20 m, per migliorare il suo comportamento nei confronti del carico limite e del ribaltamento (vedi scheda tecnica allegata).

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### **- Legge 05.11.1971 n. 1086**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

### **- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 11.03.1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

### **- Decreto Ministro dei Lavori Pubblici 09.01.1996**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

### **- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 15.10.1996**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative a "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al Decreto Ministeriale 09.01.1996.

### **- Decreto Ministro dei Lavori Pubblici 16.01.1996**

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

### **- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 04.07.1996**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996.

### **- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 17.01.2018**

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

### **- Circolare 2 Febbraio 2009, n° 617**

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/1/2008

### **- CNR-DT 207/2008**

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

### **- Norma Italiana CEI 7-6 / 1997**

Norme per il controllo della zincatura a caldo per immersione su elementi di materiale ferroso destinati a linee e impianti elettrici.

### **- Norma EN1461**

Protezione superficiale: zincatura a caldo

**-Norma Tedesca DIN 4114**

Criteri di calcolo per i casi di instabilità nelle costruzioni in acciaio (sbandamento, svergolamento, imbozzamento).

- **EUROCODICE 1** – AZIONI SULLE STRUTTURE - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

- **EUROCODICE 3** – PROGETTAZIONE STRUTTURE IN ACCIAIO - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

**- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011**

Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

**- Norme Tecniche C.N.R. n. 10022/84**

Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.

**- Norme Tecniche UNI EN 40 – 3 - 1**

Pali per illuminazione pubblica – progettazione e verifica (specifica dei carichi caratteristici – maggio 2001)

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

1) LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN197

2) AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN12620

3) ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2

4) ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008

5) ACCIAIO PER ARMATURA: B450C

6) ACCIAIO PER PALO:

- Tubolari, profilati laminati a caldo S 275 JR (ex Fe430C)

Tensione di snervamento  $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{samm} = 190 \text{ N/mm}^2$  (tensione ammissibile)

Resilienza KV  $\geq 27 \text{ J}$  alla temperatura di 20 °C

Allungamento percentuale a rottura  $\geq 22 \%$

7) Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30.

$\sigma_{famm} = 8.5 \text{ N/mm}^2$  (flessione)

$\sigma_{camm} = 5.95 \text{ N/mm}^2$  (compressione semplice)

Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:

*CLASSE DI ESPOSIZIONE:* XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm

- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60

- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO: S4

- AGGREGATI D < 30 mm

- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m<sup>3</sup>

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.17/01/2018.

## 4. AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

L'azione sismica non viene considerata avendo considerato l'azione massima del vento.

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

### 4.1 Inquadramento geomorfologico

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNRDT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

#### Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento ( $v_b$ ) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine massima di 107 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.



Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

**DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO E DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE**

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0,02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			107
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			27,000
$\alpha_R (T_R)$			1,00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27,020



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

$p$  (pressione del vento [N/mq]) =  $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$   
 $q_b$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $c_e$  (coefficiente di esposizione)  
 $c_p$  (coefficiente di forma)  
 $c_d$  (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$  ( $\rho = 1,25$  kg/mc)

$q_b$ [N/mq]	456,29
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

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

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

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
3	D	107

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$  per  $z \geq z_{min}$   
 $c_e(z) = c_e(z_{min})$  per  $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
II	0,19	0,05	4	1

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO E DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PALO

**SOLLECITAZIONI ALLA BASE PER LE AZIONI DA VENTO**

**1. Calcolo pressione cinetica di riferimento**

$V_b =$	27,02	[m/s]	Velocità di riferimento
$\rho =$	1,25	[kg/m <sup>3</sup> ]	Densità dell'area
$q_b =$	0,456	[kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione cinetica

**2. Calcolo coefficiente di esposizione**

$k_r =$	0,19	[-]
$z_0 =$	0,05	[-]
$z_{min} =$	4	[-]
$c_t =$	1	[-]

<b>Numero strati =</b>	<b>5</b>
------------------------	----------

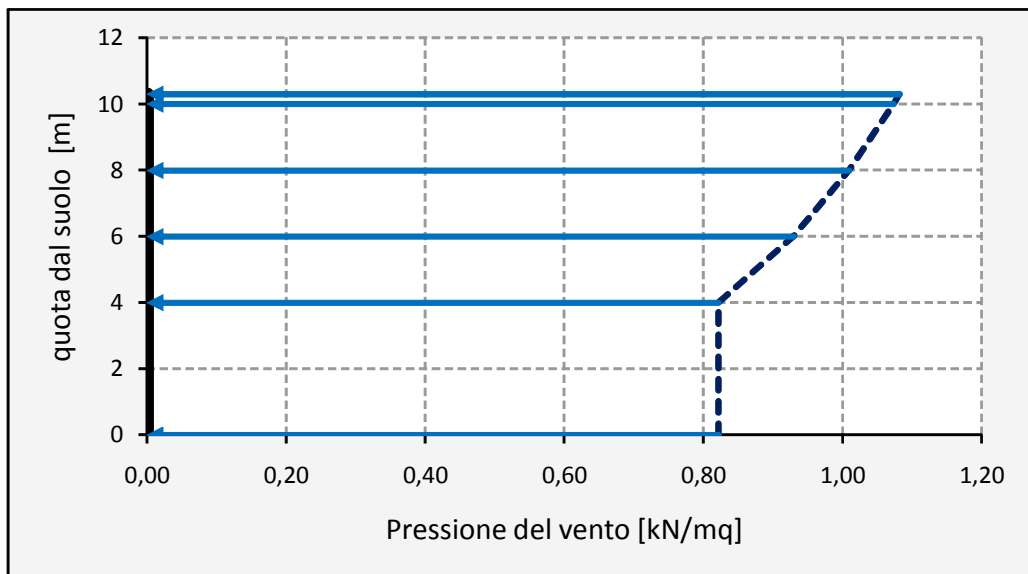
Punto	z [m]	$c_e$ [-]
0	0,0	1,80
1	4,0	1,80
2	6,0	2,04
3	8,0	2,21
4	10,0	2,35
5	10,3	2,37
6		
7		
8		
9		
10		

**3. Coefficienti di forma e dinamico**

$c_p =$	1	[-]	Coefficiente di forma
$c_d =$	1	[-]	Coefficiente dinamico

### 5 - Pressione del vento

Punto	z [m]	p [kN/m <sup>2</sup> ]
0	0	0,82
1	4	0,82
2	6	0,93
3	8	1,01
4	10	1,07
5	10,3	1,08
6		
7		
8		
9		
10		



### 6. Sollecitazioni alla base

Strato	$\Delta z$ [m]	Quota [m]	Spessore [m]	T [kN]	M [kNm]
1	4	4	0,11	0,36	0,72
2	2	6	0,11	0,19	0,97
3	2	8	0,11	0,21	1,50
4	2	10	0,11	0,23	2,06
5	0,3	10,3	0,6	0,19	1,97
6					
7					
8					
9					
10					

<b>Taglio</b>	<b>1,19</b>	<b>[kN</b>
<b>Momento flettente</b>	<b>7,22</b>	<b>[kNm]</b>

## 5. VERIFICA DI SICUREZZA

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 10,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 5.1 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

Le azioni di calcolo  $E_d$  si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta il valore di pretensione;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{Qi}$  e  $\gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento
- verifica a scorrimento
- verifica di capacità portante del terreno

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo GEO.

Per la verifica allo scorrimento e di capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Verifiche:

### 1) PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del palo	$L = 10.00 \text{ m}$
Diametro di base del palo	$D = 15.80 \text{ cm}$
Spessore sezione trasversale	$t = 4.00 \text{ mm}$
Tensione di snervamento acciaio S275 JR	$f_y = 2750.00 \text{ kg/cm}^2$
Lunghezza sbraccio	$L_s = 2,00 \text{ m}$

#### • Verifica a flessione

Parametro sezione trasversale	$D/t = 39.50$
Parametro resistenza	$\varepsilon = (235/f_{yk})^{1/2} = 0.924$
Classe sezione trasversale = $(D/t \leq 50 * \varepsilon^2 = 42.69)$	<i>(sezioni plastiche o duttili)</i>
Coefficiente STR carichi accidentali	$g_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Momento massimo dovuto al vento	$M_V = 1083 \text{ kgm}$
Momento massimo dovuto al peso dell'armatura e dello sbraccio ( $L_s = 2,00\text{m}$ , $P = 28\text{kg}$ ):	
	$M_s = g_Q * P * L_s = 84\text{kgm}$
Coeff. parz. di sicurezza per la resistenza	$g_{M0} = 1.05$
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = (D^3 - (D - 2*t)^3) / 6 = 94.9 \text{ cm}^3$

#### Momento resistente di progetto $M_c$ ,

$$R_d = (W_{pl} * f_y) / M_0 = 2485.47 \text{ kgm}$$

#### Momento sollecitante alla base del palo

$$M_{Sd} = M_V + M_s = 1167 \text{ kgm}$$

**VERIFICATO** ( $M_S / M_R \geq 1$ )

## 2) PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto	$h = 100 \text{ cm}$
Base minore del plinto	$b = 100 \text{ cm}$
Basa maggiore del plinto	$B = 140 \text{ cm}$
Peso specifico cls	$g_{\text{cls}} = 2500 \text{ kg/m}^3$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = 100 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = 14 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{\text{faro}} = 14 \text{ kg}$
Altezza palo	$L = 10.00 \text{ m}$
Lunghezza sbraccio	$L_s = 2,00 \text{ m}$

### • Verifica al ribaltamento

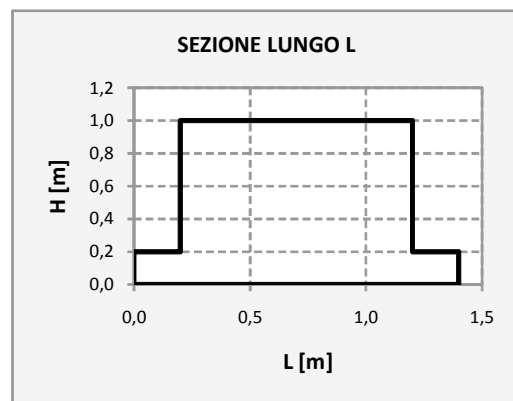
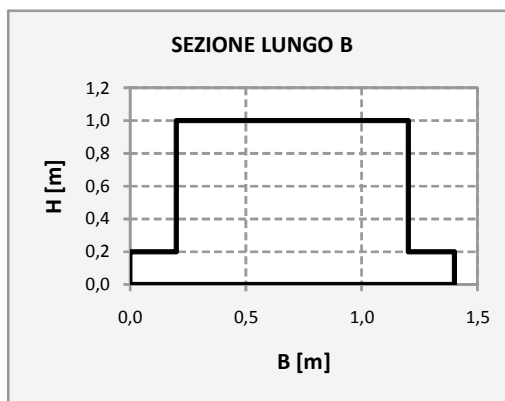
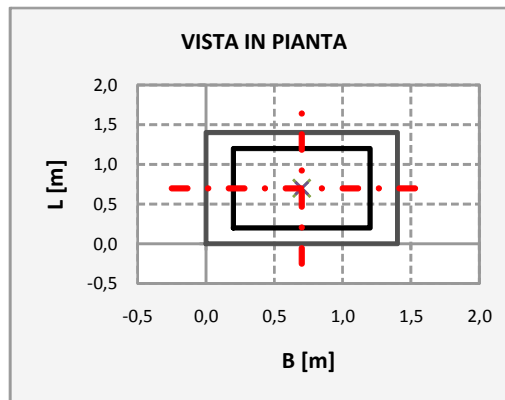
La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo approccio GEO.

Si calcolano il momento ribaltante,  $MR$ , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante,  $MS$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $MS/MR \geq 1$ .

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE (NTC2018)****1 - Geometria e caratteristiche dei materiali**

H =	1,00	[m]	Altezza totale plinto
B =	1,40	[m]	Larghezza maggiore plinto
L =	1,40	[m]	Lunghezza maggiore plinto
b =	1,00	[m]	Larghezza minore plinto
l =	1,00	[m]	Lunghezza minore plinto
h <sub>c</sub> =	0,20	[m]	Altezza cordolo
b <sub>c</sub> =	0,20	[m]	Lunghezza cordolo in direzione B
l <sub>c</sub> =	0,20	[m]	Lunghezza cordolo in direzione L
γ <sub>ca</sub> =	25,00	[kN/mc]	Peso specifico cemento armato
γ <sub>terreno</sub> =	20,00	[kN/mc]	Peso specifico terreno di rinterro

**3 - Coefficienti parziali per le azioni**

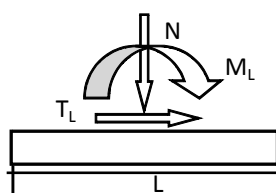
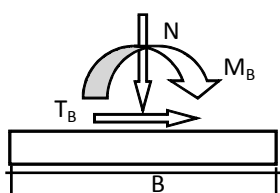
Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU (A1)
Permanenti	Favorevole	γ <sub>G1</sub>	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ <sub>G2</sub>	0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ <sub>Qi</sub>	0
	Sfavorevole		1,5



## 2 - Azioni agenti

### Azioni agenti su estradosso fondazione

$N =$	1,28	[kN]	Sforzo normale
$T_B =$	1,19	[kN]	Taglio in direzione B
$M_B =$	7,22	[kNm]	Momento in direzione B
$T_L =$	1,19	[kN]	Taglio in direzione L
$M_L =$	7,22	[kNm]	Momento in direzione L



$G_{CA} =$	29,80	[kN]	Peso proprio plinto
$G_{terreno} =$	15,36	[kN]	Peso proprio terreno di rinterro

## 4 - Verifica (combinazione A1+M1+R3)

### Coefficienti parziali per la verifica

Verifica	coefficiente parziale (R3)
Ribaltamento	1,15

### Equilibrio a rotazione intorno l'asse B

#### Calcolo momento stabilizzante

$M_{stab\_ppf} =$	18,77	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio plinto
$M_{stab\_ppt} =$	9,68	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio terreno
$M_{stab\_N} =$	0,81	[kNm]	Momento stabilizzante per sforzo normale (*)
<b><math>M_{stab} =</math></b>	<b>29,26</b>	<b>[kNm]</b>	<b>Momento stabilizzante totale</b>

#### Calcolo momento ribaltante

$M_{rib\_M} =$	10,83	[kNm]	Momento ribaltante per momento flettente (*)
$M_{rib\_T} =$	1,785	[kNm]	Momento ribaltante per taglio (*)
<b><math>M_{rib} =</math></b>	<b>12,62</b>	<b>[kNm]</b>	<b>Momento ribaltante totale</b>

$$M_{stab} / M_{rib} = 2,32 \geq 1,15 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

(\*) Vedi azioni agenti su estradosso della fondazione

Equilibrio a rotazione intorno l'asse L

Calcolo momento stabilizzante

$M_{stab\_ppf} =$	18,77	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio plinto
$M_{stab\_ppt} =$	9,68	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio terreno
$M_{stab\_N} =$	0,81	[kNm]	Momento stabilizzante per sforzo normale (*)
<b><math>M_{stab} =</math></b>	<b>29,26</b>	<b>[kNm]</b>	Momento stabilizzante totale

Calcolo momento ribaltante

$M_{rib\_M} =$	10,83	[kNm]	Momento ribaltante per momento flettente (*)
$M_{rib\_T} =$	1,785	[kNm]	Momento ribaltante per taglio (*)
<b><math>M_{rib} =</math></b>	<b>12,62</b>	<b>[kNm]</b>	Momento ribaltante totale

$M_{stab} / M_{rib} = 2,32 \geq 1,15$  **Verifica soddisfatta**

(\*) Vedi azioni agenti su estradosso della fondazione

Come si può osservare dal tabulato di calcolo la verifica risulta soddisfatta

• **Verifica alla capacità portante e allo scorrimento**

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_{\phi}) / \gamma_R$$

Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere  $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente A1 carichi permanenti	$g_G = 1.00$ (favorevoli)
Coefficiente A1 carichi accidentali	$g_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici	$g_{\phi} = 1.00$
Coefficiente R3 scorrimento	$g_R = 1.10$
Taglio massimo dovuto al vento	$T_v = 119\text{kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = g_G \cdot N_p = 100.00 \text{ kg}$

Peso dello sbraccio  $N_s = g \cdot N_s = 14.00 \text{ kg}$

Peso del faro  $N_{faro} = g \cdot N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$

Peso del plinto  $P = g \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto} = 2380.00 \text{ kg}$

Angolo di attrito terreno-cls  $d = 2/3 \cdot \phi' = 20.00^\circ$

**Forza resistente  $FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(d/g_{\phi'}) / g_R = 829.85 \text{ kg}$**

**Forza di scorrimento  $F_s = 119 \text{ kg}$**

**VERIFICATO** ( $FR/F_s \geq 1$ )

## 5.2 Verifica della capacità portante

### 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 ( $e_B = M_b/N$ )

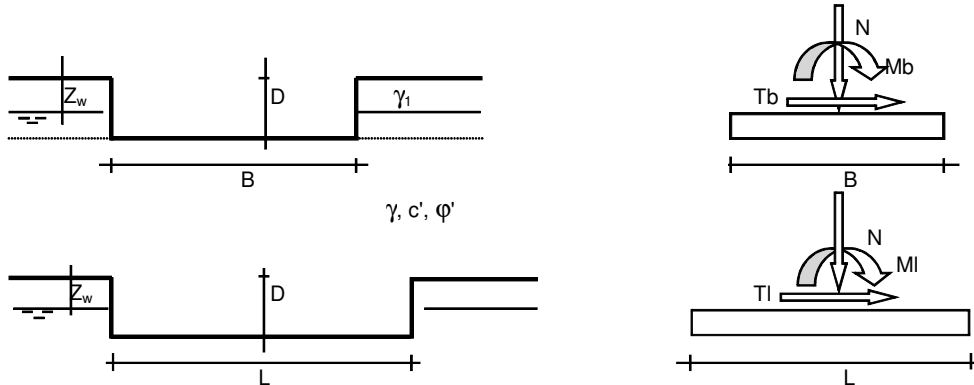
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

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

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	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 = 1,40 (m)  
 L = 1,40 (m)  
 D = 1,00 (m)



	AZIONI		
	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	31,08	0,00	40,40
Mb [kNm]	8,41	0,00	10,93
MI [kNm]	8,41	0,00	10,93
Tb [kN]	1,19	0,00	1,55
TI [kN]	1,19	0,00	1,55
H [kN]	1,68	0,00	2,19

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 20,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 20,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 100,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,27 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,27 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 0,86 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 0,86 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 20,00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 6,40$$

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

$$N_c = 14,83$$

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

$$N_\gamma = 5,39$$

**s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>γ</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,43$$

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

$$s_q = 1,36$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,60$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,50 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 45,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,50 \quad m = 1,50 \quad (-)$$

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

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

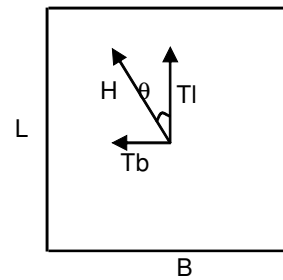
$$i_q = 0,92$$

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

$$i_c = 0,91$$

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

$$i_\gamma = 0,87$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1,27$$

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

$$d_c = 1,32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = \qquad 1,00$$

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

$$b_c = \qquad 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_i + \beta_p = \qquad 0,00 \qquad \beta_i + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1,00$$

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

$$g_c = \qquad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = \qquad 228,32 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = \qquad 54,78 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = \qquad 99,27 \qquad \geq \qquad q = \qquad 54,78 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = \qquad 2,19 \qquad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

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

$$S_d = \qquad 14,71 \qquad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = \qquad 13,37 \qquad \geq \qquad H_d = \qquad 2,19 \qquad (\text{kN})$$