

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**

**U.O. PRODUZIONE SUD E ISOLE**

**PROGETTO ESECUTIVO  
RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA-RADDUSA AGIRA  
Nuova viabilità al km 13+000**

**Relazione Calcolo Blocco Fondazione Pali Illuminazioni**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS0S 00 E 78 CL LF0000 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	Giustino/Marra 	Sett. 2015	A. Fagnano 	Sett. 2015	P. Carlesimo	Sett. 2015	D. Tiberti	Settembre 2015



File: RS0S00E78CLLF0000003A.doc

n. Elab.: 68

## INDICE

1	GENERALITÀ.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	5
4.1	CALCESTRUZZO.....	5
4.2	ACCIAIO .....	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENO DI FONDAZIONE.....	6
6	DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	7
7	ANALISI DEI CARICHI .....	8
7.1	ANALISI DEI CARICHI DA PESO PROPRIO E PERMANENTI.....	8
7.2	SPINTA DEL TERRENO .....	9
7.3	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	11
7.4	AZIONE DEL VENTO.....	12
7.5	AZIONE SISMICA .....	13
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	15
8.1	COMBINAZIONI DI CARICHI SLU.....	15
8.2	COMBINAZIONI DI CARICHI SLE.....	16
9	CRITERI DI CALCOLO.....	16
9.1	CRITERIO DI VERIFICA A CAPACITA PORTANTE DELLA FONDAZIONE (GEO).....	18
9.2	CRITERIO DI VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (GEO).....	19
9.3	CRITERIO DI VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU).....	19
10	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	20
10.1	VERIFICA A CARICO LIMITE SLU .....	20
10.2	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SLU.....	25



**PROGETTO ESECUTIVO**  
**TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA**  
**NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000**

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E 78 CL	LF 00 00 003	A	3 di 31

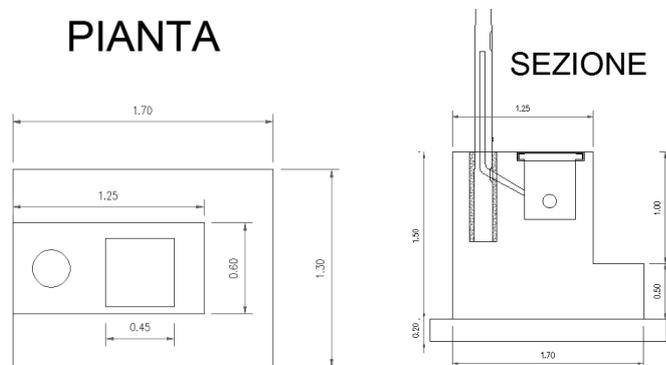
10.3	VERIFICA ALLA ROTAZIONE SLU .....	25
10.4	VERIFICA A CARICO LIMITE SLV .....	25
10.5	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SLV .....	31
10.6	VERIFICA ALLA ROTAZIONE SLV .....	31

## 1 GENERALITÀ

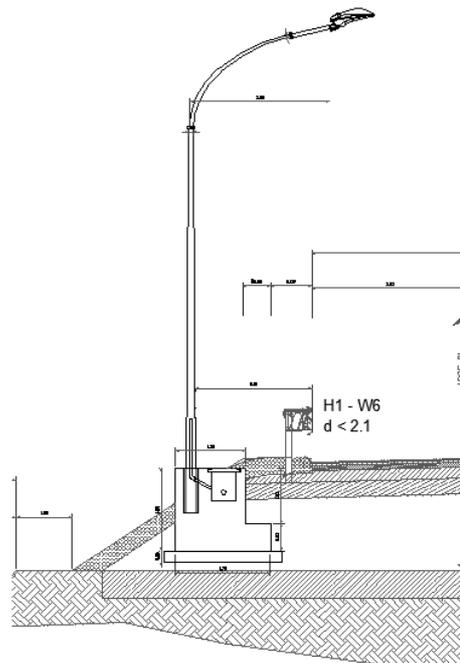
La presente relazione è relativa al calcolo/verifica dei plinto di fondazione dei pali di illuminazione stradale di altezza pari a 8.00 m posti lungo la viabilità..

Per quanto riguarda il palo d'illuminazione stradale, questo è previsto con un'altezza di 8.00m+0.80m con sbraccio lungo 2.50m per il supporto dell'apparecchio illuminante.

Il plinto di fondazione del palo è costituito da un "bicchiere" predisposto per l'alloggio del palo e del pozzetto di dimensioni in pianta 0.6 m \* 1.25 m con altezza di 1.00m e da una suola di fondazione rettangolare di dimensioni in pianta 1.70 m \* 1.30 m con altezza di 0.50 m (vedi immagine che segue).



Si fa riferimento alla sezione tipo in rilevato, in cui il plinto (in parte fuori terra) è soggetto, oltre che ai carichi trasmessi dal palo, alle spinte del terreno lato monte ed ad un'aliquota di spinta dovuta ai carichi mobili della strada.



## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

## 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

RS0S 00 E 78 WB LF 0000 001 A – Impianti LFM – Sezioni Trasversali

RS0S 00 E 78 TX LF 0000 001 A – Impianti LFM – Particolari Costruttivi

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo

#### Classe di resistenza per plinti fondazione pali

	<b>C25/30</b>	
Modulo di elasticità longitudinale	$E_C =$	31447 [MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	$10 \times 10^{-6}$ [C <sup>-1</sup> ]
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50 [-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85 [-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	30,0 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	24,9 [MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	32,9 [MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2,56 [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} =$	1,79 [MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3,07 [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,15 [MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk} =$	4,03 [MPa]

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,1	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} =$	1,19	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd} =$	1,43	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd} =$	2,69	[MPa]

**Magro di fondazione:**

Resistenza cubica a compressione caratteristica:	$R_{ck} =$	15 MPa
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica:	$f_{ck} =$	12 MPa
Fattore di sicurezza cls:	$\gamma_c / \alpha_{cc} =$	1.5 / 0.85 = 1.765
Compressione di calcolo:	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	6.8 MPa
Modulo elastico:	$E =$	27100 MPa

**C12/15**

**4.2 Acciaio**

**Acciaio da armatura cls**

	<b>B450C</b>		
Modulo di elasticità longitudinale	$E_s =$	210000	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540	[MPa]
Allungamento	$A_{gt} \geq$	7,50%	[-]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391,3	[MPa]

**5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENO DI FONDAZIONE**

Ai fini del dimensionamento delle opere di fondazione il terreno di interesse è quello di riporto, a cui sono stati attribuiti i seguenti parametri fisici e meccanici in accordo a quanto dettagliato per i rilevati stradali al §4.2 della “Specificazione per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie” (elab. RFI-DTC-INC-CS-SP-IFS-001-A):

STRATO SUPERFICIALE - Terreno di riporto

- Peso per unità di volume  $\gamma_{nat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$
- Coesione efficace  $c' = 0.00 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito efficace  $\phi' = 35^\circ$
- Modulo di elasticità  $E = 11 \text{ MPa}$

La falda idrica, come evidenziato nella relazione geotecnica, si rinviene ad una profondità di circa 7.70m dal p.c.. Tale valore è esterno ai volumi significativi delle opere in oggetto.

## 6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 50 anni [NTC – 2.4.1] relativa a “opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale” e rientra nella classe d'uso III [NTC – 2.4.2] relativa a “reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza”. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso [definito in NTC – Tabella 2.4.II] si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una  $P_{VR}$  pari al 10% [NTC – Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno  $T_R$ , come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{75}{\ln(1 - 0.10)} = 712 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica [NTC – 7.11.6.2.1] in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ , dipendente dall'accelerazione massima al sito  $a_g$  in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce. Nel caso in esame, per il comune di Catenanuova (EN), allo SLV risulta:

$$a_g = 0.148 \text{ g}$$

[NTC – 3.2.2] Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione dei categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento. Nel caso in esame, la categoria di suolo di fondazione è stata definita sulla base della conoscenza di  $V_{s,30}$ , ricavato dalle indagini sismiche eseguite nelle campagne geognostiche. In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di tipo C: “Depositi di terreno a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti”. Per quanto riguarda le condizioni topografiche, si può far riferimento ad una superficie pianeggiante (categoria T1). In definitiva, il sito in esame è caratterizzato solo da amplificazioni di carattere stratigrafico e, per tale motivo, in fase di progetto, i coefficienti stratigrafico e topografico previsti dalla norma possono essere considerati unitari [NTC – Tabelle 3.2.V e 3.2.VI]:

$$S_S = 1.5 \qquad S_T = 1.0$$

## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 Analisi dei carichi da peso proprio e permanenti

I carichi permanenti strutturali sono rappresentati dal peso del plinto avente peso per unità di volume  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ , dal peso del terreno avente peso per unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  e dal peso del palo dell'illuminazione.

#### Peso plinto:

$$P_b = B_b * L_b * H_b * \gamma_{cls} = 1.25 * 0.6 * 1 * 25 = 18.75 \text{ kN}$$

Per tenere conto della presenza dei vuoti (canaletta ed alloggio palo) si considera una percentuale di riduzione dei vuoti del'80% da cui:

$$P_{b,ridotto} = 0.80 * 18.75 = 15 \text{ kN}$$

Tale carico è applicato ad un'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione di 0.225 m.

$$P_f = B_f * L_f * H_f * \gamma_{cls} = 1.3 * 1.7 * 0.5 * 25 = 27.625 \text{ kN}$$

#### Peso palo:

$$P_{palo} = 0.86 \text{ kN}$$

Tale carico è applicato ad un'eccentricità rispetto al baricentro della fondazione di 0.60 m.

$$P_{corpo-illuminante} = 0.15 \text{ kN}$$

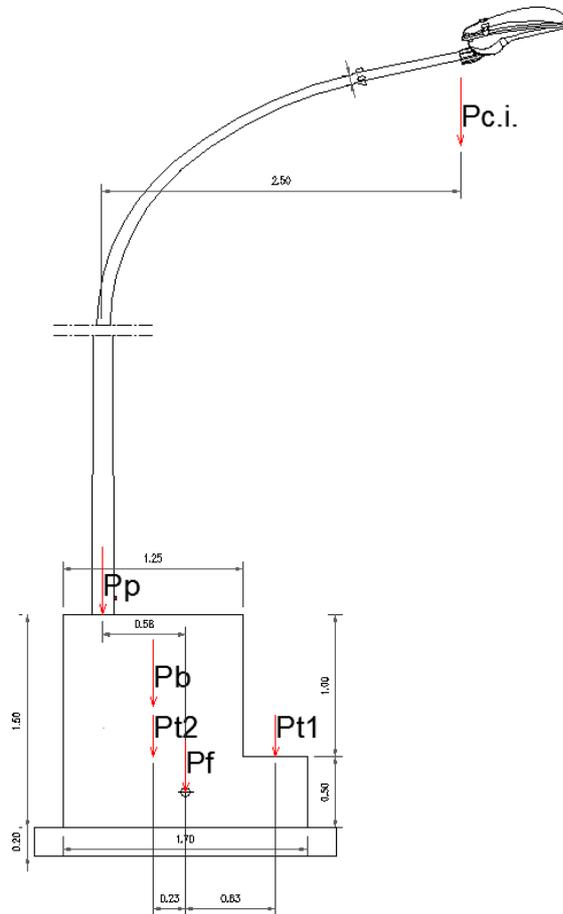
Tale carico è applicato ad un'eccentricità rispetto al palo ( $B_{app}$ ) di 2.50 m.

#### Peso terreno:

Si considera un peso del terreno da rilevato di  $19 \text{ kN/m}^3$  (vedi par.5).

$$P_{t1} = 0.45 * 1.3 * 1 * 19 = 11.115 \text{ kN applicato a } -0.625 \text{ m dal baricentro della suola di fondazione.}$$

$$P_{t2} = 1.25 * (1.3 - 0.6) * 0.45 * 19 = 7.48 \text{ kN applicato a } 0.225 \text{ m dal baricentro della suola di fondazione.}$$



## 7.2 Spinta del terreno

Le spinte del terreno sono state valutate coerentemente la caratterizzazione geotecnica illustrata al paragrafo 5. Il coefficiente di spinta a riposo è stato determinato con la nota relazione di Jaki:

$$k_0 = 1 - \sin\varphi'$$

Il coefficiente di spinta attiva è stato valutato utilizzando la teoria del cuneo di rottura di Coulomb, che tiene conto, oltre alle ipotesi base della teoria di Rankine, anche della presenza dell'attrito fra terra e muro  $\delta$  e della superficie interna del paramento del muro comunque inclinata di un angolo  $\psi$ . Lo sviluppo analitico della teoria di Coulomb è stato definito da Muller-Breslau, i quali valutano il coefficiente di spinta attiva in condizione statica come:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$\varphi$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;

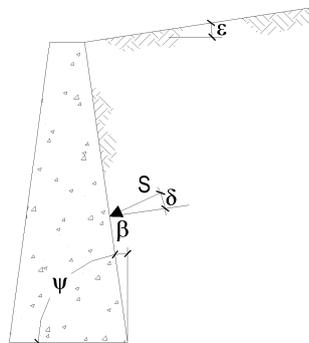
$\delta$  è l'angolo di attrito terra-muro, assunto pari a  $0.60\varphi$ ;

$\varepsilon$  è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

$\beta$  è l'inclinazione rispetto alla verticale della parete interna del muro.

### COEFFICIENTI DI SPINTA

$\varphi'$ =	35,0	(°)
$\varepsilon$ =	0,0	(°)
$\delta$ =	23,3	(°)
$\beta$ =	0,0	(°)
$\psi$ =	90,0	(°)



### STATICO

**COULOMB**

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

**RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )**

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

#### coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
ka =	0,2444 (-)	ka =	0,2710 (-)
$kah = ka \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$kah = ka \cos(\varepsilon)$	
kah =	0,2244 (-)	kah =	0,2710 (-)

#### coefficiente di spinta passiva

Coulomb		Rankine	
kp =	9,9616 (-)	kp =	3,6902 (-)
$kph = kp \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$kph = kp \cos(\varepsilon)$	
kph =	9,1469 (-)	kph =	3,6902 (-)

In accordo con il tipo di approccio perseguito e del tipo di verifica condotta, i parametri di calcolo adottati vengono sintetizzati come segue:

Combinazione A1+M1:

$$\varphi = 35^\circ$$

$$k_0 = 0.426$$

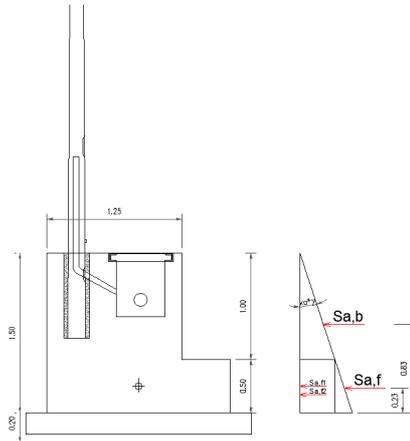
$$k_a = 0.27$$

$$S_a = 1/2 * \gamma * k_a * H^2$$

Da cui:

$$S_{a,b} = (1/2 * 19 * 0.27 * 1^2) * 0.6 = 1.539 \text{ kN applicato ad } 0.83 \text{ m dalla base della fondazione (H/3 bicchiere + H}_f)$$

$$S_{a,f} = (19 * 0.27 * 1 * 0.5 + 1/2 * 19 * 0.27 * 0.5^2) * 1.3 = 4.17 \text{ kN applicata a } 0.232 \text{ m dalla base della fondazione}$$

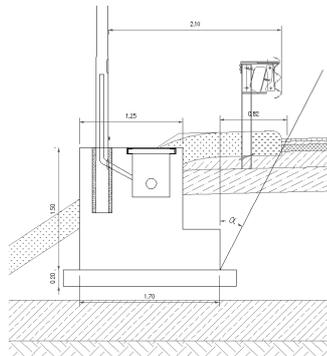


### 7.3 Sovraccarichi variabili

Il sovraccarico variabile tenuto in conto è quello da traffico agente a tergo della fondazione, pari a 20.00 kN/m<sup>2</sup>.

Si è considerata una aliquota di tale carico per tenere in conto che è posto ad una distanza > 0.80m dal bordo della fondazione (agisce al di là del cuneo di spinta attiva).

Tale aliquota è stata calcolata, da letteratura, ridotta del coeff.  $\lambda_a = \text{tg}^2 \alpha = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2) = 0.27$ .



#### 7.4 Azione del Vento

AZIONE DEL VENTO	
<b>Località</b>	<b>Sicilia e provincia di Reggio Calabria</b>
<b>Zona:</b>	<b>4</b>
<b>Distanza dalla costa</b>	<b>&gt;30 km</b>
<b>Categoria di esposizione</b>	<b>III</b>
<b>Rugosità</b>	<b>Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D</b>
<b>Altitudine</b>	<b>130 m slm</b>
<b>Altezza Palo</b>	<b>8 m</b>

<b>vb</b>	28 m/s	<i>Velocità di riferimento</i>
<b>qref</b>	490 N/mq	<i>Pressione cinetica di riferimento</i>
<b>ct</b>	1	<i>Coefficiente di topografia</i>
<b>kr</b>	0,20	<i>Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione</i>
<b>zo</b>	0,10 m	
<b>zmin</b>	5 m	
<b>ce</b>	2,00	<i>Coefficiente di esposizione</i>
<b>cd</b>	1	<i>Coefficiente dinamico</i>

#### Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma per la valutazione della pressione esterna ed interna dipende dalla tipologia strutturale. In questo caso è funzione del diametro della costruzione e della pressione  $q = q_{ref} * c_e = 977,58 \text{ N/mq}$ .

per  $d * (q)^{1/2} = 0,11 * 977,58^{1/2} = 3,44$

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

$$c_p = 1,783 - 0,263 * d * q^{0.5} = 0,88$$

<b>cp</b>	0,88
-----------	------

**Pressione del vento:  $P_v = q_b c_e c_p c_d$**

**860 N/mq**

## 7.5 Azione sismica

L'analisi sismica è stata eseguita con il metodo pseudo-statico. I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  sono valutati con le relazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$\beta_m$  è un coefficiente dipendente dal valore dell'accelerazione orizzontale  $a_g$  e dalla tipologia di sottosuolo, i valori di  $\beta_m$  sono riportati in tabella 7.11.II della NTC2008, nel caso in esame viene utilizzato  $\beta_m=0.24$ ;

$k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$k_v$  è il coefficiente sismico in direzione verticale;

L'accelerazione massima viene valutata come:

$$\frac{a_{\max}}{g} = S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove:

$S_s = 1.500$  tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

$S_t = 1.000$  tiene conto dell'amplificazione topografica;

$\frac{a_g}{g} = 0.148$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito per lo SLV.

La valutazione della spinta in condizioni dinamiche viene effettuata con il metodo di Mononobe e Okabe:

per  $\beta \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per  $\beta > \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

$$\theta \text{ è l'angolo tale che } \tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v};$$

### SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

$$1. \theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad 2. \theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad 3. \theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

massima accelerazione al suolo	$a_g/g =$	0,15	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_S =$	1,50	(-)
coefficiente stratigrafico	$S_T =$	1,00	(-)
rapporto sisma verticale/orizzontale	$k_v / k_h =$	0,50	(-)
peso di volume naturale del terreno	$\gamma =$	19,0	(kN/mc)
peso di volume secco del terreno	$\gamma_d =$	19,0	(kN/mc)
peso specifico dell'acqua	$\gamma_w =$	10,0	(kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ( $\gamma = \gamma_{\text{sat}}$ )
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente  $\beta$  per spostamenti ammissibili del muro  $\beta = 0,24$

$k_h =$	0,0533	$k_v =$	0,0266
$\theta^+ =$	2,97 (°)	$\theta^- =$	3,13 (°)

coefficienti di spinta attiva			coefficienti di spinta passiva ( $\delta = 0$ )		
$kas^+ =$	0,2747	(-)	$kps^+ =$	3,5893	(-)
$kas^- =$	0,2764	(-)	$kps^- =$	3,5837	(-)

La tabella seguente riporta i suddetti parametri, distinguendo le combinazioni di verifica in base all'approccio perseguito:

Combinazione SLV (A1+M1):

$$\beta_m = 0,24$$

$$k_h = 0,053$$

$$k_{as} = 0,28$$

$$\Delta S_{as} = 1/2 * (\gamma * H^2 * (k_{as} - k_a))$$

Da cui:

$$\Delta S_{as,b} = (1/2 * (\gamma * H_b^2 * (k_{as} - k_a))) * 0,6 = 0,5 * (19 * 1^2) * (0,28 - 0,27) * 0,6 = 0,057 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{as,f} = (1/2 * (\gamma * H_f^2 * (k_{as} - k_a)) * 1.3 =$$

$$((19 * 1 * 0.5 + 1/2 * 19 * 0.5^2) * (k_{as} - k_a)) * 1.3 = 0.14 \text{ kN}$$

La sovraspinta sismica, a vantaggio di sicurezza, si considera applicata ad H/2.

Sono state altresì considerate le forze di inerzia dovute al peso del muro e del terreno gravante sulla suola di fondazione, valutate come:

$$F_i = k_h \cdot W_i$$

E' stata considerata anche l'aliquota di sovraspinta sismica dovuta ai carichi da traffico moltiplicata per il coeff. riduttivo  $\Psi_{2i} = 0.2$  per carichi stradali in combinazione sismica.

## 8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

### 8.1 Combinazioni di carichi SLU

Tutte le condizioni di carico elementari di carico possono essere raggruppate nei seguenti gruppi di condizioni:

$G_1$  : azioni dovute al peso proprio e ai carichi permanenti strutturali;

$G_2$  : azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali;

P : azioni dovute ai carichi di precompressione;

$Q_{ik}$  : azioni dovute ai sovraccarichi accidentali;

E : azioni dovute ai carichi simici orizzontali e verticali.

Secondo quanto previsto dalle NTC 2008, si considerano tutte le combinazioni non sismiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{ik} + \sum (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

essendo:

Carichi	Coef.	Condizione		
	$\gamma_F (\gamma_E)$	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	$\gamma_{G,1}$	0,9÷1,1	1,0÷1,3	1,0÷1,0
Perm.non strutturali	$\gamma_{G,2}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3

**Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli**

$\gamma_p = 1.00$  (precompressione)

$\Psi_{0i} = 0 \div 1.00$  (coefficiente di combinazione allo SLU per tutte le condizioni di carico elementari variabili per tipologia e categoria  $Q_{ik}$ )

Le combinazioni sismiche considerate sono:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + E + \left[ \sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

essendo:

$\Psi_{2i} = 0.2$  nel caso di sovraccarichi stradali.

## 8.2 Combinazioni di carichi SLE

Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, si considerano le combinazioni:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[ \sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Essendo, nel caso di carichi stradali,  $\Psi_{2i}$  pari a 0 per la combinazione quasi permanente, pari a 0.75 per la combinazione frequente e pari a 1 per la combinazione rara.

## 9 CRITERI DI CALCOLO

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed  $R_d$  l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	$\gamma_{G1}$	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	$\gamma_{G2}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili	$\gamma_{Qi}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

**Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli**

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza $\varphi'$	$\tan \gamma'_K$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_K$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Partendo da questi coefficienti, è possibile definire le caratteristiche meccaniche dei terreni in funzione del tipo di approccio. In particolare avremo:

##### Terreno da rilevato stradale

##### Metodo M1

Peso per unità di volume totale  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$

Angolo di attrito di calcolo  $\phi' = 35^\circ$

##### Metodo M2

Peso per unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$

Angolo di attrito interno  $\phi' = 29.26^\circ$

Le verifiche SLU e GEO vengono effettuate con l'Approccio 2, che prevede i seguenti coefficienti:

(A1+M1+R3)

I coefficienti parziali di sicurezza R3 sono pari a:

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)

Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte ed il fattore parziale di sicurezza  $R_2=1.0$ .

Nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse verranno effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al punto C7.11.6.2 delle *Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008*.

### 9.1 Criterio di verifica a capacità portante della fondazione (GEO)

La verifica a carico limite della fondazione è stata eseguita facendo riferimento alla nota formula trinomia di Terzaghi.

$$q_{lim} = \psi_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + \psi_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot N_c \cdot c + \psi_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui:

- $\gamma_1$  è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sopra del piano di posa della fondazione;
- $\gamma_2$  è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  sono coefficienti tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;
- $\psi_q$ ,  $\psi_c$ ,  $\psi_\gamma$  sono i coefficienti correttivi legati al tipo di rottura (generale o per punzonamento);
- $\zeta_q$ ,  $\zeta_c$ ,  $\zeta_\gamma$  sono i coefficienti correttivi di forma; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione;
- $\xi_q$ ,  $\xi_c$ ,  $\xi_\gamma$  sono i coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;
- $\alpha_q$ ,  $\alpha_c$ ,  $\alpha_\gamma$  sono i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa;
- $\beta_q$ ,  $\beta_c$ ,  $\beta_\gamma$  sono i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

In particolare, per la determinazione del carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_{es} = \frac{N}{L' \cdot B'}$$

dove:

- N è la risultante delle azioni verticali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata, comprensivi del peso della platea;
- L' è la lunghezza ridotta della fondazione;
- B' è la larghezza della fondazione.

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, una fondazione di dimensioni ridotte pari a:

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

con  $e_L$  ed  $e_B$  eccentricità del carico nelle due direzioni.

## 9.2 Criterio di verifica a scorrimento sul piano di posa (GEO)

La verifica allo scorrimento della fondazione consiste nell'assicurare la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera va a scorrere sul piano di contatto con il terreno di fondazione. Pertanto essa risulta soddisfatta se la componente delle forze agenti nella direzione parallela al piano di scorrimento risulta inferiore alla forza di attrito che si genera al contatto tra opera e terreno di fondazione. Tale forza risulta proporzionale al peso del plinto ed è espressa dalla relazione (per terreni caratterizzati da  $\varphi' \neq 0$  e  $c' = 0$ ).

$$R = N \cdot \tan \varphi'_d$$

dove:

R è la forza resistente allo scorrimento;

N è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione;

$\varphi'_d$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione relativamente all'approccio di progetto.

## 9.3 Criterio di verifica a ribaltamento (EQU)

Il meccanismo di collasso per ribaltamento prevede la rotazione intorno all'estremità di valle della suola di fondazione, che diventa il centro di rotazione dell'opera. La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq R_2 = 1.00$$

dove:

$M_s$  è il momento stabilizzante rispetto al centro di rotazione dovuto al peso del muro;

$M_r$  è il momento ribaltante rispetto al centro di rotazione dovuto alla spinta del terrapieno e di eventuali sovraccarichi.



**PROGETTO ESECUTIVO**  
**TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA**  
**NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000**

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E 78 CL	LF 00 00 003	A	20 di 31

## 10 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 10.1 Verifica a carico limite SLU

A vantaggio di sicurezza nelle verifiche a carico limite, si è considerato che la profondità del piano di posa D è la minima letta in corrispondenze dello spigolo esterno della fondazione + magrone senza considerare i 0.30m di terreno vegetale.

Si è tenuto conto della riduzione del carico limite dovuta all'inclinazione indefinita del piano di posa (a vantaggio di sicurezza), posta pari a  $33.70^\circ$  (pendenza rilevato 2/3).

Si è considerato un incremento di peso del terreno per il calcolo del sovraccarico alla profondità D ( $\gamma_1=21\text{kN/m}^3$ ) per tenere conto della presenza dei 0.30m di terreno vegetale e della presenza del riempimento in magrone.

Si riporta la verifica a carico limite più gravosa, in tale verifica è stato considerato il carico da vento come azione variabile principale, il carico mobile è stato quindi ridotto del coefficiente  $\Psi_{0r} = 0.6$ .

Si è considerato agente anche il 30% di taglio e momento da vento nella direzione ortogonale.

**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  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

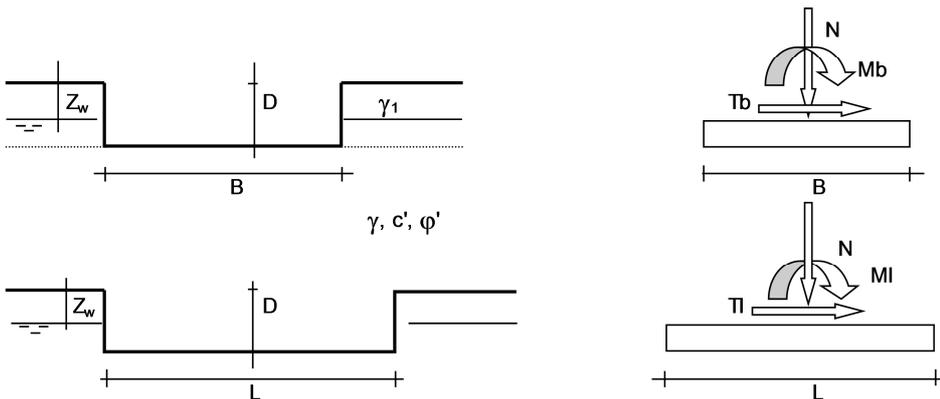
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	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	
	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 = 1,70 (m)  
L = 1,30 (m)  
D = 0,70 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	72,84	0,00	94,69
Mb [kNm]	0,33	4,98	7,90
MI [kNm]	0,00	1,25	1,87
Tb [kN]	5,73	1,86	10,24
TI [kN]	0,00	0,23	0,34
H [kN]	5,73	1,87	10,24

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 21,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

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

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

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

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 7,70 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,08 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,02 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,53 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,26 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 14,70 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, N $\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 33,30$$

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

$$N_c = 46,12$$

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

$$N_\gamma = 48,03$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1,59$$

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

$$s_q = 1,58$$

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

$$s_\gamma = 0,67$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,55 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 88,09 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,45 \quad m = 1,55 \quad (-)$$

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

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

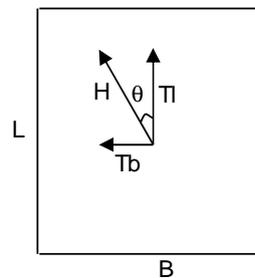
$$i_q = 0,84$$

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

$$i_c = 0,83$$

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

$$i_\gamma = 0,75$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1,14$$

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

$$d_c = 1,15$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 33,69 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 33,69 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 0,11$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 0,11$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 113,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 49,00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 49,55 \geq q = 49,00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 10.2 Verifica allo scorrimento SLU

### VERIFICA A SCORRIMENTO

#### Carico agente

$$H_d = 10,24 \quad (\text{kN})$$

#### Azione Resistente

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

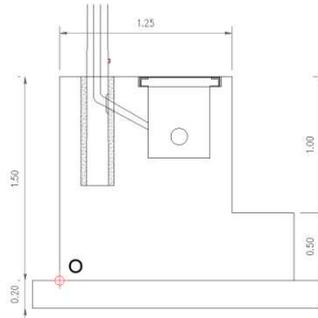
$$S_d = 66,30 \quad (\text{kN})$$

#### Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 60,27 \geq H_d = 10,24 \quad (\text{kN})$$

## 10.3 Verifica alla rotazione SLU

Vengono calcolati i momento rispetto al punto O ipotizzato come punto di riferimento



Calcolo momento stabilizzante e resistente secondo la combinazione EQU:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (P_{t1} \cdot (0,625 + 0,85) + P_{t2} \cdot (0,85 - 0,225) + P_f \cdot 0,85 + P_b \cdot (0,85 - 0,225) + P_p \cdot (0,85 - 0,60) + P_{c.i.} \cdot (2,5 + (0,85 - 0,225)))$$

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 54,6 = 49,14 \text{ kNm}$$

$$M_{rib} = 1,5 \cdot (M_{vento} + 0,6 \cdot M_{spinta, qm}) + 1,1 \cdot M_{spinta} = 9,70 \text{ kNm}$$

$M_{stab} > M_{rib}$  la verifica è soddisfatta.

## 10.4 Verifica a carico limite SLV

A vantaggio di sicurezza nelle verifiche a carico limite, si è considerato che la profondità del piano di posa D è la minima letta in corrispondenze dello spigolo esterno della fondazione + magrone senza considerare i 0.30m di terreno vegetale.



**PROGETTO ESECUTIVO**  
**TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA**  
**NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000**

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E 78 CL	LF 00 00 003	A	26 di 31

Si è tenuto conto della riduzione del carico limite dovuta all'inclinazione indefinita del piano di posa (a vantaggio di sicurezza), posta pari a  $33.70^\circ$  (pendenza rilevato 2/3).

Si è considerato un incremento di peso del terreno per il calcolo del sovraccarico alla profondità D ( $\gamma_1=21\text{kN/m}^3$ ) per tenere conto della presenza dei 0.30m di terreno vegetale e della presenza del magrone.

Si riporta la verifica a carico limite più gravosa, in condizione sismica il carico mobile è stato ridotto del coefficiente  $\Psi_{0i} = 0.2$ .

Si è considerato agente anche il 30% di taglio e momento da sisma nella direzione ortogonale.

**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 ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

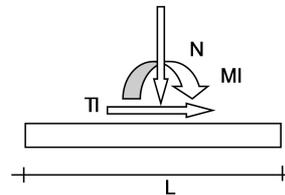
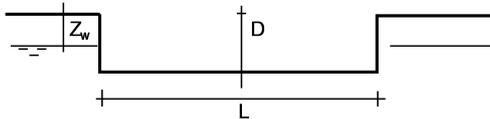
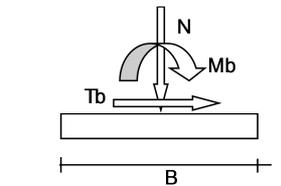
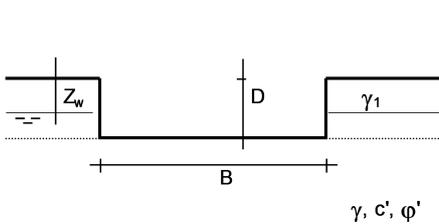
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

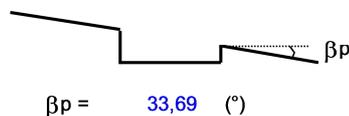
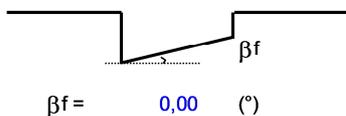
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	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	
	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 = 1,70 (m)  
L = 1,30 (m)  
D = 0,70 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	72,85	0,00	72,85
Mb [kNm]	0,33	2,17	2,50
MI [kNm]	0,00	0,57	0,57
Tb [kN]	5,73	3,50	9,23
TI [kN]	0,00	0,94	0,94
H [kN]	5,73	3,62	9,27

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 21,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

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

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

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

$$\varphi' = 35,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 7,70 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,03 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,01 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,63 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,28 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 14,70 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, N $\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 33,30$$

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

$$N_c = 46,12$$

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

$$N_\gamma = 48,03$$

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E 78 CL	LF 00 00 003	A	29 di 31

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1,57$$

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

$$s_q = 1,55$$

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

$$s_\gamma = 0,69$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,56 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 84,19 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,44 \quad m = 1,56 \quad (-)$$

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

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

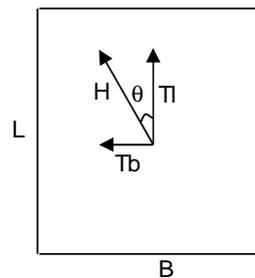
$$i_q = 0,81$$

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

$$i_c = 0,80$$

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

$$i_\gamma = 0,71$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1,14$$

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

$$d_c = 1,14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

RELAZIONE TECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS05	00	E 78 CL	LF 00 00 003	A	30 di 31

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 33,69 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 33,69 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 0,11$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 0,11$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 109,19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 34,77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 47,48 \geq q = 34,77 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 10.5 Verifica allo scorrimento SLV

### VERIFICA A SCORRIMENTO

#### Carico agente

$$H_d = 9,27 \quad (\text{kN})$$

#### Azione Resistente

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

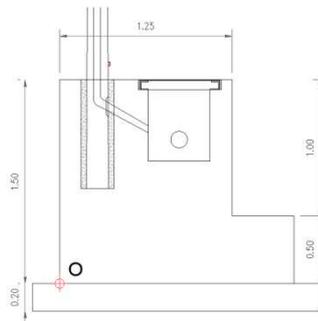
$$S_d = 51,01 \quad (\text{kN})$$

#### Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 46,37 \geq H_d = 9,27 \quad (\text{kN})$$

## 10.6 Verifica alla rotazione SLV

Vengono calcolati i momento rispetto al punto O ipotizzato come punto di riferimento



Calcolo momento stabilizzante e resistente secondo la combinazione EQU:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (P_{t1} \cdot (0,625 + 0,85) + P_{t2} \cdot (0,85 - 0,225) + P_f \cdot 0,85 + P_b \cdot (0,85 - 0,225) + P_p \cdot (0,85 - 0,60) + P_{c.i.} \cdot (2,5 + (0,85 - 0,225)))$$

$$M_{stab} = 0,9 \cdot 54,6 = 49,14 \text{ kNm}$$

$$M_{rib} = 1 \cdot (M_{sisma} + 0,2 \cdot M_{spinta, qm}) + 1,1 \cdot M_{spinta} = 4,40 \text{ kNm}$$

$M_{stab} > M_{rib}$  la verifica è soddisfatta.