

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO ESECUTIVO

**Fabbricato Sicurezza Imbocco Nord - Galleria Serravalle**

### Strutture

### Relazione Geotecnica e Idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistro		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R G	F A 1 L 0 X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	3BA S.r.l.	11/05/17	COCIV	12/05/17	A.Mancarella	12/05/17	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-04-E-CV-RG-FA1L-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008



<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>3</b>
<b>3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....</b>	<b>5</b>
<b>6. STRATIGRAFIA.....</b>	<b>6</b>
<b>7. IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>7</b>
<b>8. PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>8</b>
<b>9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>9</b>
<b>10. CAPACITA' PORTANTE.....</b>	<b>11</b>
<b>11. CEDIMENTI.....</b>	<b>19</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta ai sensi del DM 11-03-1988 e s.m.i. *“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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*.

Il sito in oggetto fa parte di quelli ricompresi nella tratta A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI e corrisponde alle opere in previsione in corrispondenza dell'areale di cantiere *“Imbocco Nord Galleria Serravalle”* alla PK 36+600. L'opera di riferimento in questo caso è un *“Fabbricato sicurezza”* che poggerà sul piazzale dell'imbocco nord già realizzato. Le dimensioni di riferimento per il fabbricato in oggetto sono 46,41 x 7,10 m altezza interna 3,50 m.

## 2. INDAGINI ESEGUITE

La caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area interessata dall'Interconnessione è stata definita facendo riferimento ai risultati del sondaggio e degli studi geognostici effettuati nella zona per la progettazione dell'imbocco nord della Galleria Serravalle durante varie campagne di indagine riportate nell'elaborato IG51-04-E-CV-RO-IN1K-00-001-A01.

## 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione dei terreni è stata definita attraverso l'analisi dei seguenti elaborati.

- Relazione di calcolo (Doc IG51-02-E-CV-CL-GA1L-0X-001-A00) per il solettone di fondo dell'imbocco nord della galleria Serravalle;
- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per l'imbocco nord della Galleria Serravalle (Doc IG51-04-E-CV-RO-IN1K-00-001-A01).

## 4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. Min. LL.PP. 11 marzo 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 - L. 02.02.1974, n. 64 - art. 1 D.M. 11.03.1988 - Istruzioni 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.
- D.M. LL. PP. 14 settembre 2005  
Norme tecniche per la costruzioni in zona sismica. Norme tecniche per la costruzioni in zona sismica.

## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

L'area oggetto del presente rapporto appoggia essenzialmente sulle alluvioni quaternarie del bacino del T. Scrivia riferibili al Fluviale recente (f13), poggianti sul termine basale della successione pliocenica, rappresentato dalle Argille di Lugagnano/Argille Azzurre (aL).

Le Argille di Lugagnano rappresentano il termine basale della successione pliocenica. Il passaggio tra i sottostanti Conglomerati di Cassano Spinola (BTP) e le Argille di Lugagnano è stato osservato esclusivamente in carote di sondaggio e risulta di tipo transizionale rapido, sviluppandosi entro pochi metri. Le Argille di Lugagnano sono costituite da argille e argille siltose, localmente sabbiose-fini, di colore beige (zona di alterazione superficiale) o grigio-azzurro, a stratificazione mal distinta, localmente sottolineata da livelli con maggior contenuto in sostanza organica.

Gli argilloscisti sono molto alterati nei primi metri dalla superficie, principalmente per ossidazione, dissoluzione del carbonato e argillificazione parziale delle fasi feldspatiche. Sempre in superficie gli argilloscisti sono sigillati da una copertura detritico-colluviale dello spessore di circa 2,0 m.

I depositi fluviali recenti comprendono sedimenti a granulometria grossolana costituiti in generale da ghiaie e sabbie con percentuali minori di argille e limi. I depositi fluviali recenti sono stati distinti in due unità geometricamente sovrapposte (f13a e f13b). L'unità stratigraficamente inferiore è costituita da ghiaie sabbiose limoso/argillose (f13a). L'unità stratigraficamente superiore è costituita da ghiaie sabbiose (f13b) con clasti che presentano vari gradi di arrotondamento e sfericità e diametro massimo di circa 3-4 cm, solo localmente sono presenti elementi con diametro maggiore.

## 6. STRATIGRAFIA

Dal punto di vista geologico la piazzola IN1K appoggia interamente sui depositi alluvionali terrazzati del T. Scrivia, riferibili al Fluviale Recente (fl3), con stratificazione suborizzontale.

È quindi prevedibile che l'area di intervento interessi un complesso sedimentario fluviale a stratificazione suborizzontale, comprendente ghiaie sabbioso-limose debolmente argillose, con matrice fine, siltoso-arenacea mediamente alterata. Localmente potranno essere presenti livelli metrici argilloso e siltoso-argillosi (Figura 4). I depositi fluviali recenti (fl3) sono ricoperti da una coltre

di suolo e terreno vegetale di spessore medio variabile da 0,5 a 2 metri; lo spessore complessivo dei depositi fluviali medi nel punto di interesse è dell'ordine di 4-6 m.

In sintesi la successione stratigrafica originaria presente nell'area della piazzola è la seguente:

- *Depositi fluviali (0,0 – 4,0 m)*

Ghiaie sabbioso-limose debolmente argillose, con matrice fine, siltoso-arenacea mediamente alterata. Localmente potranno essere presenti livelli al massimo metrici argilloso e siltoso-argillosi;

- *Argille di Lugagnano (4,0 – 10,0 m)*

Argille e argille siltose, localmente sabbiose-fini, di colore beige (zona di alterazione superficiale) o grigio-azzurro, a stratificazione mal distinta, localmente sottolineata da livelli con maggior contenuto in sostanza organica.

Da quanto riportato sulla documentazione progettuale disponibile il fabbricato FA1L si collocherà in corrispondenza del piazzale di servizio all'altezza dell'imbocco della galleria, qui il rilevato di raccordo costituito da materiale di riporto non è più presente e il substrato corrisponde direttamente a quello naturale.

## 7. IDROGEOLOGIA

L'area di intervento è situata su un terrazzo alluvionale in sinistra idrografica del T. Scrivia, a cavallo della scarpata di origine fluviale che separa i depositi alluvionali medi (fl2), situati a SW dell'opera, e i depositi alluvionali recenti (fl3) a NE. L'opera ricade interamente all'interno dei depositi alluvionali recenti (fl3), la cui area terrazzata mostra un andamento pianeggiante, debolmente inclinato verso NNW, separata dall'attuale alveo di piena ordinaria del T. Scrivia da una scarpata di origine fluviale e sufficientemente lontana da non risentire delle dinamiche fluviali che lo interessano. I depositi alluvionali in questo settore hanno uno spessore stimato di circa 4-5 m, al di sopra è spesso presente una coltre di suolo di origine agricola con spessore variabile (<2 m).

Non sono disponibili dati piezometrici della zona ma si ipotizza la presenza di una falda libera nei depositi alluvionali confinata verso il basso dal substrato, rappresentato dalle Argille di Lugagnano, aventi una permeabilità molto bassa. In particolare i dati dei pozzi indicano soggiacenze variabili e mediamente comprese tra 3 e 7 m da pc.

Tali valori permettono in via preliminare di escludere l'azione di una sottospinta idrostatica sulle opere di fondazione in progetto.



## 8. PARAMETRI GEOTECNICI

Per la definizione dei parametri geotecnici necessari alle verifiche progettuali è stato fatto riferimento all'elaborato IG51-02-E-CV-CL-GA1L-0X-001-A00 utilizzando i medesimi parametri geotecnici adottati per la relazione di calcolo del solettone di fondo.

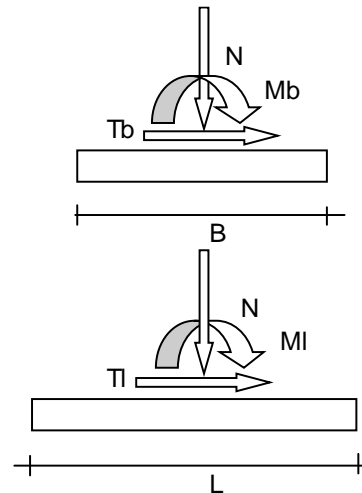
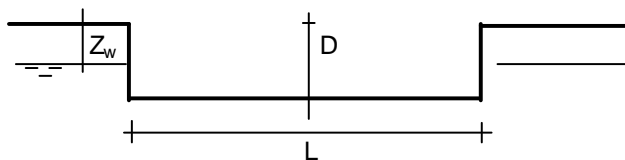
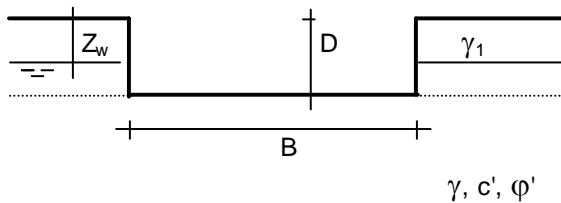
In particolare il suddetto elaborato fa riferimento per i calcoli geotecnici non ai depositi fluviali (fl2) in quanto essi sono stati parzialmente/totalmente rimossi nell'ambito dei lavori per ricavare il nuovo piazzale ma si riferisce direttamente alle Argille di Lugagnano alterate (aL2).

Sulla base di questi dati, e facendo riferimento ad esperienze pregresse su terreni analoghi, di seguito vengono indicati i valori dei parametri geotecnici. Tali valori fanno riferimento a un terreno di fondazione impostato sulle Argille di Lugagnano:

- *Argille di Lugagnano strato superficiale.*
  - $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$             peso di volume
  - $\phi = 24^\circ$                     angolo d'attrito
  - $c' = 50 \text{ kPa}$                 coesione efficace (drenata)

## 9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI

Sulla base del progetto del fabbricato in esame risulta che le sue fondazioni saranno in parte perimetrali costituite da travi rovesce e in parte su platea.



### **DIMENSIONE FONDAZIONI (TRAVI ROVESCE)**

▪ Larghezza: ( $B$ )	0,7	[m]
▪ Lunghezza: ( $L$ )	46,41	[m]
▪ Profondità piano di posa: ( $D$ )	1,2	[m]
▪ Eccentricità dei carichi: ( $e$ )	0,0	[m]
▪ Inclinazione piano di posa:	0	[°]

### **DIMENSIONE FONDAZIONI (PLATEA)**

▪ Larghezza: ( $B$ )	7,1	[m]
▪ Lunghezza: ( $L$ )	12,49	[m]
▪ Profondità piano di posa: ( $D$ )	1,0	[m]
▪ Eccentricità dei carichi: ( $e$ )	0,0	[m]
▪ Inclinazione piano di posa:	0	[°]

**PARAMETRI GEOTECNICI**

▪ Coesione:( $c'$ )	50	[kPa]
▪ Angolo di attrito:( $\phi'$ )	24	[°]
▪ Peso di volume terreno di fondazione:( $\gamma_1$ )	20,0	[kN/m <sup>3</sup> ]
▪ Peso di volume terreno sopra fondazione:( $\gamma_2$ )	20,0	[kN/m <sup>3</sup> ]
▪ Inclinazione piano campagna:	0	[°]

## 10. CAPACITA' PORTANTE

### **Formula di Hansen (1970)**

E' una estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi per terreno in pendenza. Il modello di calcolo adottato prevede la rottura del terreno di fondazione con la creazione di una superficie di scivolamento estesa.

Assumendo il piano di fondazione orizzontale, con carichi applicati ortogonalmente, ed essendo nullo il contributo della resistenza per coesione, la formula di Brinch-Hansen si riduce a:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma B N_{\gamma s} + q' N_q S_q + c' N_c S_c$$

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di D/B <1

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori D/B >1:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso in cui  $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d' <sub>c</sub>	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

- Fattori di forma:

$$s'_{c} = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_{c} = 1 + \frac{N_{q}}{N_{c}} \frac{B}{L}$$

$$s_{c} = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

$$s_{q} = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

- Fattori di profondità:

$$d'_{c} = 0.4k$$

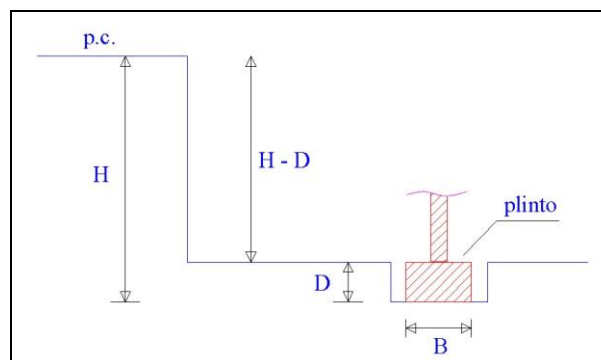
$$d_{c} = 1 + 0.4k$$

$$d_{q} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_{\gamma} = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$



- Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

- Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$\bullet \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

•

- Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

## TABULATO DI CALCOLO FONDAZIONI PERIMETRALI (TRAVI ROVESCE)

### Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20,00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

### Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 50,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

### Profondità della falda

$$Z_w = 5,00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0,00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 1,05 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 44,25 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

### q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

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

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

$$N_q = 9,60$$

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

$$N_c = 19,32$$

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

$$N_\gamma = 9,44$$

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

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

$$s_c = 1,01$$

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

$$s_q = 1,01$$

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

$$s_\gamma = 0,99$$

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

$$m_\theta = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,98 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,02 \quad m = 1,98 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>θ</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

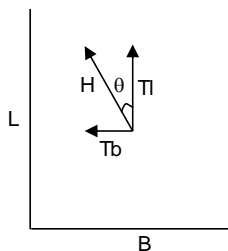
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$


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

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

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

$$d_q = 1,27$$

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

$$d_c = 1,30$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1662,24 \quad (\text{kN/m}^2)$$



- Pressione limite: ( $Q_{lim}$ ): **1662,24 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza: ( $F_s$ ) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: ( $Q_{amm}$ ) **554.08 [kPa]**
- Pressione di progetto agente: ( $Q_{ag}$ ) **150 [kPa]**

**$Q_{ag} < Q_{amm}$  VERIFICATO**

## TABULATO DI CALCOLO FONDAZIONE A PLATEA

### Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20,00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

### Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 50,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

### Profondità della falda

$$Z_w = 5,00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0,00 \quad (\text{m}) & B^* &= 7,10 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) & L^* &= 12,49 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

### q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 8,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 16,48 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

$$N_q = 9,60$$

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

$$N_c = 19,32$$

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

$$N_\gamma = 9,44$$

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

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

$$s_c = 1,28$$

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

$$s_q = 1,25$$

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

$$s_\gamma = 0,77$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,64 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,36 \quad m = 1,64 \quad (-)$$

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

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

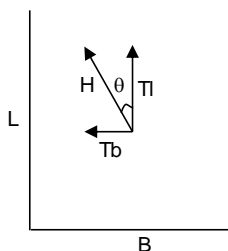
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_q = 1,02$$

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

$$d_c = 1,02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1788,28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: ( $Q_{lim}$ ): **1788,28 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza: ( $F_s$ ) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: ( $Q_{amm}$ ) **596.09 [kPa]**
- Pressione di progetto agente: ( $Q_{ag}$ ) **150 [kPa]**

$Q_{ag} < Q_{amm}$  VERIFICATO

## 11. CEDIMENTI

Il problema della valutazione dei carichi ammissibili per fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platee di fondazione) poste a una certa profondità dal piano campagna, deve essere affrontato tenendo conto del livello di tensioni efficaci presenti alla quota di imposta delle fondazioni prima dello scavo. In effetti il carico che la struttura trasmette al terreno può essere suddiviso in un contributo dovuto alla sua ricompressione sino ai livelli tensionali preesistenti lo scavo ed in uno che esprime la compressione del terreno dovuta all'aliquota di pressione eccedente la tensione geostatica.

La valutazione del carico ammissibile deve essere effettuata valutando i cedimenti che la struttura è in grado di sopportare.

In terreni a granulometria eterogenea, come quello in esame, la relazione tra cedimento e carichi applicati viene solitamente dedotta da correlazioni di tipo empirico, anziché dalle formule legate alla teoria dell'elasticità, che si discostano troppo dal reale comportamento del materiale.

In generale si preferisce ricorrere a correlazioni di tipo empirico, con riferimento a formule tratte dalla letteratura tecnica.

In particolare per la determinazione del valore di cedimento ammissibile  $S_{max}$ , ci si riferisce alle correlazioni di Grant et al. (1974) che, per fondazioni a platea determina un cedimento massimo pari a  $S_{max} = 3$  cm, per fondazioni nastriformi  $S_{max} = 2$  cm.

A questo punto, facendo riferimento al metodo di Burland e Burbidge (1984), basato sull'analisi statistica di casi reali, il cedimento può essere espresso nella forma:

$$S_{lim} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot ((q_{amm} - 2/3q') \cdot B^{0.7} \cdot I_c)$$

dove:

- $f_s$ ,  $f_h$ ,  $f_t$  = fattori correttivi che tengono della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e dei cedimenti nel tempo;
- $q_{amm}$  = carico ammissibile per la fondazione (KPa);
- $q'$  = tensione verticale agente alla quota di imposta della fondazione (KPa);
- $S_{lim}$  = cedimento massimo (mm);
- $B$  = lato della fondazione (m);
- $I_c$  = indice di compressibilità.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato statisticamente ai valori di  $N_{spt}$  tramite la relazione:

$$\log(N_{spt} \cdot 1.4 I_c^{102}) = 2.232 \pm 0.263$$

nella quale 2.232 rappresenta il valore medio e 0.263 lo scarto quadratico medio. Nel caso in esame sulla base della tipologia di terreno è stata cautelativamente adottata una parametrizzazione di  $n_{spt}$  pari a 34 colpi/piede.

In questo caso si ottengono dei risultati che rappresentano una stima associata ad una probabilità del 50% di non superare il cedimento ammissibile.

Anziché introdurre un fattore di sicurezza, si preferisce però in questo caso ridurre la probabilità di superamento del cedimento ammissibile. Si ipotizza cioè di ritenere accettabile una probabilità del 97,7% che il cedimento massimo non sia superato.

Si ottengono allora i risultati riportati sulle tabelle allegate nel seguito e riferite rispettivamente alle fondazioni perimetrali e alla platea.

**FONDAZIONI PERIMETRALI (TRAVI ROVESCE)**

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbidge					
<b>Probabilità di superamento 2,3%</b>					
<b>Tempo di ritorno t =100 anni</b>					
		s (mm)	gamma	Nspt	lc
		20	2,00	34	0,0411
			fh	ft	H-D (m)
			1,60	1,60	0,80
B	D	Carico ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )			
		B/L =	B/L =	B/L =	
(m)	(m)	0	0,50	1,00	
0,70	0,40	1,72	2,13	2,59	

FONDAZIONE NASTRIFORME B/L=0

In Tabella sono riportati i valori di carico ammissibile per fondazioni di lato di lato B pari a 0,7 m e altezza D pari a 0,4 m, nell'ipotesi di limitare i cedimenti entro valori ammissibili (2 cm in 100 anni),

la  $Q_{amm}$  risulta pari a 1,72 Kg/cm<sup>2</sup> (172 kPa)

Anche nel caso dei cedimenti la  $Q_{amm}$  è superiore alla pressione di progetto (150 kPa)

**FONDAZIONE A PLATEA**

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbridge

Probabilità di superamento 2,3%

Tempo di ritorno  $t = 100$  anni

s (mm)	gamma	Nspt	lc
30	2,00	34	0,0296

fh	ft	H-D (m)
1,60	1,60	0,80

B	D	Carico ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )		
		B/L = 0	B/L = 0,50	B/L = 1,00
(m)	(m)			

7,10	0,40	0,80	0,97	1,16	FONDAZIONE PLATEA B/L=0,5
------	------	------	------	------	---------------------------

In Tabella sono riportati i valori di carico ammissibile per fondazioni di lato di lato B pari a 0,7 m e altezza D pari a 0,4 m, nell'ipotesi di limitare i cedimenti entro valori ammissibili (3 cm in 100 anni),

la  $Q_{amm}$  risulta pari a 0,97 Kg/cm<sup>2</sup> (97 kPa)

Anche nel caso dei cedimenti la  $Q_{amm}$  è superiore alla pressione di progetto (50 kPa)