

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 SSE ARQUATA-LIBARNA - SOTTOSTAZIONE ELETTRICA 3KV**

### 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 Z 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-FA1Z-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008





<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. PARAMETRI GEOTECNICI UTILIZZATI.....</b>	<b>4</b>
<b>3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....</b>	<b>6</b>
<b>6. PARAMETRI GEOTECNICI DEL RILEVATO.....</b>	<b>7</b>
<b>7. IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>8</b>
<b>8. Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione .....</b>	<b>9</b>
<b>9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>10</b>
<b>10. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI.....</b>	<b>12</b>
<b>11. CEDIMENTI.....</b>	<b>17</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 più in particolare del rilevato di Linea tra le progressive PK. 29+064,72 e 29+461 “Serravalle imbocco sud”. Qui il rilevato forma un piazzale di allargamento denominato IN1H che si colloca sul rilevato di linea RI11.

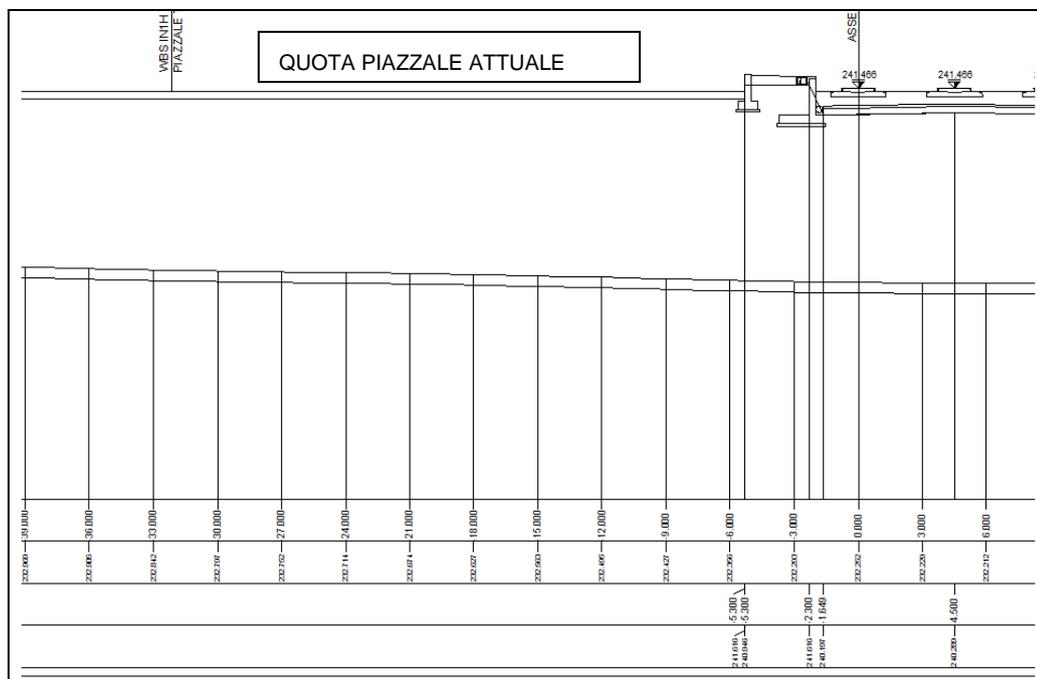
L'opera di riferimento in questo caso è un *“Fabbricato Tipologici SSE”* con tetto a falde inclinate che poggerà sul piazzale di allargamento già realizzato. Le dimensioni di riferimento per il fabbricato in oggetto sono 30 x 13,50 m altezza interna 7,40 m (parte alta) 4,20 (parte bassa).

## 2. PARAMETRI GEOTECNICI UTILIZZATI

Il fabbricato in progetto si colloca totalmente in corrispondenza di un rilevato di allargamento. La caratterizzazione geotecnica dell'area in rilevato è stata definita facendo riferimento ai terreni utilizzati e alle modalità impiegate per la costruzione degli stessi, nonché delle prove di accettazione e ai valori da raggiunti e già utilizzati per la progettazione del rilevato ferroviario. **In particolare, per il sito in esame le sezioni trasversali di riferimento del rilevato vanno dalla Sez. 22 alla 25.**

Sulla base delle quote riportate sulla Sez. n. 24 che taglia il fabbricato stesso nella sua zona mediana e di cui si riporta nel seguito uno stralcio<sup>1</sup>, si sono definiti gli spessori di riporto a cui corrisponderanno le fondazioni. Considerando la presenza di uno spessore di circa 2,5 m di terreno di riporto sostituito a quello naturale durante le operazioni di bonifica si raggiunge uno spessore medio di riporto che nell'area su cui poggeranno le fondazioni del fabbricato in esame sarà mediamente compreso tra 6,5 e 7,0 m.

STRALCIO ESTRATTO DALLA SEZ. 24



<sup>1</sup> Estratto dall'elaborato "SEZ TRASVERSALI TAV 4/6" DA PK 29+064,72 A PK 29+461 - IG5102ECVW9R110X003C00

### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

- Relazione geotecnica (Doc. IG51-02-E-CV-RB-RI11-00-001-A00);
- Relazione geotecnica di verifica di stabilità dei rilevati (Doc IG51-02-E-CV-RO-RI11-00-002-A00);
- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per (Doc. IG51-04-E-CV-RO-IN1H-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 d'intervento è situata lungo il versante idrografico sinistro del fiume Scrivia, si tratta di un settore in cui alle successioni sedimentarie terrigene, prevalentemente silicoclastiche, riferibili al settore meridionale del Bacino Terziario Piemontese (BTP) seguono, in discontinuità, i depositi alluvionali pleistocenico-olocenici del bacino di Alessandria, rappresentati in questo settore dai depositi del T. Scrivia.

Il rilevato su cui si collocherà l'opera in progetto verrà realizzato essenzialmente su depositi quaternari che, nell'ambito del BTP, poggiano direttamente su litotipi riferibili alla formazione delle Marne di Cessole.

Le marne di Cessole sono costituite da una alternanza di marne e marne siltose omogenee, bioturbate, in strati decimetrico-metrici, con intercalati strati centimetrico-decimetrici risedimentati siltosi e/o arenacei molto fini

Queste formazioni sono quasi sempre coperte in superficie dai depositi quaternari e/o da depositi antropici. In particolare all'altezza dell'opera in esame è stata rilevata principalmente la presenza dei depositi detritico colluviali. Lo spessore di tali depositi varia da pochi metri a 15-20 m circa.

Si tratta di depositi prevalentemente argillosi e argilloso-siltosi  $\pm$  sabbiosi, contenenti localmente frammenti centimetrico-decimetrici delle unità sottostanti da cui sono originati (Formazione di Costa Areasa, fC e Marne di Cessole, mC).

Alla base del versante modellato nella formazione di Costa Areasa subaffiorante, dove si colloca la WBS in esame, si trovano accumuli di depositi misti detritico-alluvionali, cui si possono localmente associare, lungo l'asse del fondovalle del Fosso Pradella, depositi alluvionali sottili, riferibili al fluviale recente e non distinguibili cartograficamente con precisione.

I depositi alluvionali del settore vallivo, poco prima dello sbocco in pianura, sono costituiti da successioni che presentano una granulometria scarsamente differenziata con netta prevalenza di elementi clastici grossolani e sono connessi a due ordini di terrazzi principali.

I depositi alluvionali recenti sono costituiti prevalentemente da ghiaie, organizzate in corpi lenticolari mal definiti, in cui si rinvengono rare intercalazioni centimetrico decimetriche di sabbie limose e limoso-argillose.

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI DEL RILEVATO

Sulla base di quanto già precedentemente riportato in merito alla posizione del fabbricato esso risulta corrispondere al rilevato ferroviario in un settore dove il medesimo ha uno spessore, al di sopra del terreno naturale compreso tra 6,5 e 7,0 m. In tale situazione la maggioranza della spinta dovuta alle fondazioni si scaricherà sullo strato di riporto.

Sulla base di quanto riportato sull'elaborato progettuale del rilevato ferroviario e sull'elaborato geotecnico di verifica di stabilità del medesimo nel seguito si descrivono le caratteristiche realizzative e le prestazioni geotecniche adottate, che potranno essere utilizzate per la progettazione delle fondazioni del fabbricato in esame.

Il rilevato ferroviario e gli adiacenti rilevati di allargamento sono caratterizzati da un'altezza media di circa 10.0 m dal piano campagna originario. Prima della formazione del rilevato, il terreno al di sotto del piano di campagna è stato sempre asportato per uno spessore minimo di 50 cm (scotico) e comunque per tutto lo strato di terreno vegetale.

Il piano di posa del rilevato è stato costipato mediante rullatura in modo da ottenere un valore della densità secca non inferiore al 95% della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO modificata (CNR-BU n. 69).

Il corpo del rilevato ferroviario è stato realizzato mediante l'impiego di terre appartenenti ai gruppi, in ordine di priorità, A1, A2-4, A2-5, A3, A2-6, A2-7 e A4.

Il materiale è stato steso in strati di spessore non superiore a 50 cm per le terre dei gruppi A1, A2-4 e non superiore a 30 cm per il materiale dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4.

Ogni strato è stato messo in opera con un contenuto d'acqua prossimo all'ottimale ed è stato costipato in modo da raggiungere in ogni punto un valore della densità secca almeno pari al 95% della densità massima AASHTO modificata. Il valore del modulo di deformazione previsto da progetto è pari a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1 m dai bordi e a 40 MPa per la restante zona centrale.

Sulla base dei parametri definiti in sede progettuale al rilevato possono essere applicati seguenti parametri geotecnici:

FORMAZIONE GEOLOGICA	PESO DI VOLUME (Y)	ANGOLO DI ATTRITO ( $\phi^\circ$ )	COESIONE EFFICACE (C')
TERRENO DI RIPORTO	20 kN/mc	38°	0 KPa

## 7. IDROGEOLOGIA

Nell'area dell'intervento il contesto idrogeologico naturale è caratterizzato dalla presenza di terreni superficiali con grado di permeabilità variabile da basso a medio alto, rappresentati dalla coltre detritico – colluviale (col) e dai depositi alluvionali recenti (fl3), poggianti su di un substrato costituito da litofacies torbiditiche e marnose, caratterizzate da un grado di permeabilità variabile da basso a molto basso, costituito dalle marne di Cessole (mC).

In termini generali il modello prevede una circolazione idrica nel sottosuolo all'interno dei depositi superficiali (riporto, depositi colluviali e alluvionali, od eventualmente o localmente nella parte superiore del substrato detensionata e alterata) e delimitata verso il basso dal substrato pelitico – marnoso sano poco permeabile, alimentata dall'infiltrazione nel versante collinare posto ad ovest del tracciato e condizionata dalle trasformazioni antropiche.

I depositi detritici e la coltre detritico-colluviale di versante sono sede di piccole falde localizzate e discontinue, e non sono mediamente in grado di assicurare una produzione idrica costante, essendo fortemente condizionati dal regime delle precipitazioni stagionali.

**Sulla base di tale modello idrogeologico è possibile considerare, a fini geotecnici, il rilevato ferroviario come terreno sottosaturo escludendo quindi ogni possibile spinta idrostatica sulle fondazioni in progetto.**

## 8. CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base delle considerazioni sulla stratigrafia e sulle caratteristiche geotecniche dei terreni e in funzione dell'andamento del contatto tra riporto e substrato naturale definito dalle Sezioni trasversali 22 - 25 è possibile scegliere quali parametri geotecnici utilizzare per il calcolo delle fondazioni.

### FONDAZIONI NASTRIFORMI PERIMETRALI

Per tale tipologia di fondazione si potranno adottare i parametri del terreno di riporto

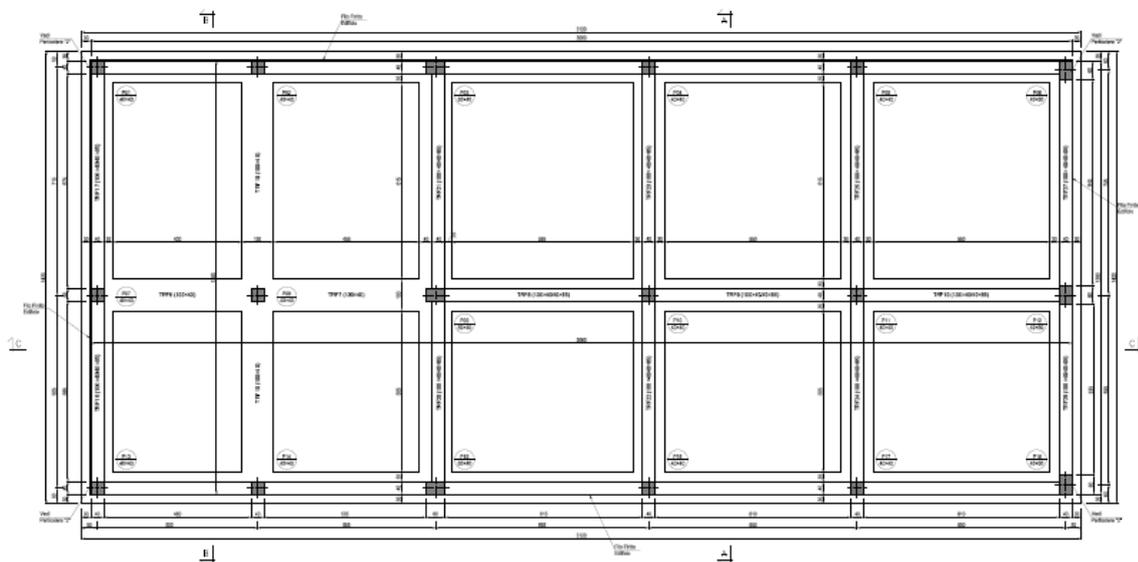
FORMAZIONE GEOLOGICA	PESO DI VOLUME (Y)	ANGOLO DI ATTRITO ( $\phi^\circ$ )	COESIONE EFFICACE (C')
TERRENO DI RIPORTO	20 kN/mc	38°	0 KPa

La scelta di adottare i parametri geotecnici del rilevato deriva dal fatto che il suo spessore raggiunge i 6-7 m, in tali condizioni il bulbo di carico delle travi rovesce si svilupperà quasi esclusivamente su tale materiale di riporto e ad esso si dovrà fare riferimento nei calcoli di verifica delle fondazioni.

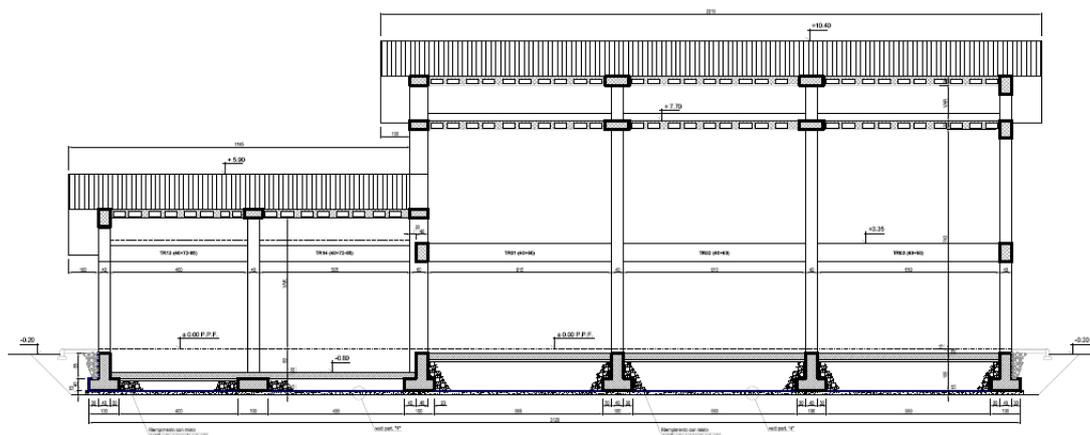
## 9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI

Sulla base del progetto del fabbricato in esame risulta che le sue fondazioni saranno del tipo nastriforme (travi a T rovesce) con disposizione a griglia.

Nel seguito si allega uno stralcio planimetrico e una sezione trasversale del medesimo con evidenziate le sue differenti tipologie di fondazioni, per ognuna delle quali saranno eseguite apposite verifiche della pressione ammissibile e dei cedimenti.



PIANTA DELLE FONDAZIONI NASTRIFORMI

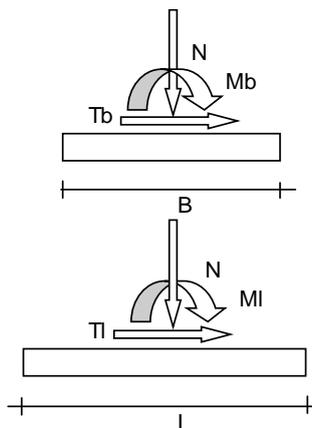
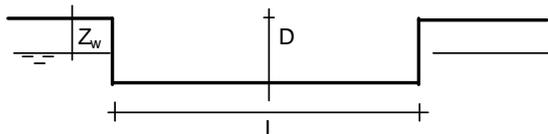
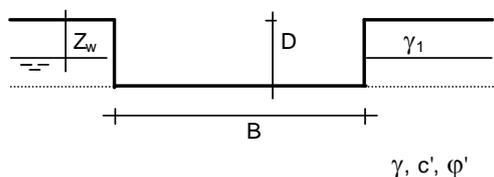


SEZIONE C-C



## DIMENSIONI FONDAZIONI NASTRIFORMI

- Larghezza: ( $B$ ) 1,0 [m]
- Lunghezza: ( $L$ ) 30,6 [m]
- Profondità piano di posa: ( $D$ ) 1,3 [m]
- Eccentricità dei carichi: ( $e$ ) 0,0 [m]
- Inclinazione piano di posa: 0 [°]



## 10. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Saranno utilizzate le formule di Brinch-Hansen, per la capacità portante e di Burland e Burbidge per i cedimenti.

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

E' una estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di un fattore "b" che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore "g" 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:

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

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
$d'_c$	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:*

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

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

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

- *Fattori di profondità:*

$$d'_c = 0.4k$$

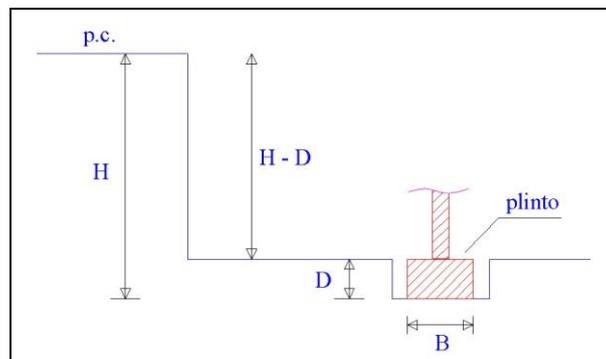
$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

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

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

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



- 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 DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI NASTRIFORMI (TRAVI A T 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

$$\begin{aligned}c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 38,00 \quad (^{\circ})\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 4,00 \quad (\text{m})$$

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

$$\begin{aligned}B^* &= 1,00 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 30,60 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 26,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

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

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

$$N_q = 48,93$$

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

$$N_c = 61,35$$

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

$$N_\gamma = 78,02$$

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

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

$$s_c = 1,03$$

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

$$s_q = 1,03$$

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

$$s_\gamma = 0,99$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,97 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,03 \quad m = 1,97 \quad (-)$$

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

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

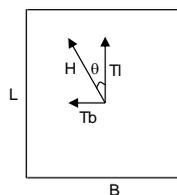
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$ per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$ 

$$d_q = 1,25$$

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

$$d_c = 1,25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**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**

$$q_{lim} = 2158,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: (**Q<sub>lim</sub>**): **2158.06** [kPa]
- Coefficiente di sicurezza: (**F<sub>s</sub>**) **3** [-]
- Pressione ammissibile: (**Q<sub>amm</sub>**) **719.35** [kPa]
- Pressione di progetto agente: (**Q<sub>max</sub>**) **< 150** [kPa]

**Q<sub>max</sub> < Q<sub>amm</sub> 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 terreni attritivi, per fondazioni a platea determina un cedimento massimo pari a  $S_{max} = 2$  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:

$$\log (N_{spt}1.4I_c102) = 2.232 \pm 0.263$$

nella quale 2.232 rappresenta il valore medio e 0.263 lo scarto quadratico medio.

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.

**Sostituendo i valori di resistenza alla penetrazione per le alluvioni e per le marne si sono quindi calcolati con un apposito tabulato di calcolo si sono ottenuti i risultati riportati nella tabella allegata nel seguito che si riferisce alla fondazione perimetrale (B/L=0).**

### FONDAZIONE NASTRIFORME

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbridge					
<b>Probabilità di superamento 2,3%</b>					
<b>Tempo di ritorno t = 100 anni</b>					
		s (mm)	gamma	Nspt	Ic
		20	2,00	40	0,0327
			f <sub>h</sub>	f <sub>t</sub>	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	
1,00	0,40	1,68			

FONDAZIONE NASTRIFORME

**Per la FONDAZIONE NASTRIFORME la  $Q_{amm}$  risulta pari a 1,68 Kg/cm<sup>2</sup> (circa 160 kPa) >  $Q_{max}$  (150 kPa)**

Anche per i cedimenti calcolati la  $Q_{amm}$  è superiore alla pressione di progetto ( $Q_{max}$ ) pari a 150 kPa per la nastriforme