

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 ENEL Imbocco Finestra Cravasco

Strutture

Relazione Geotecnica e Idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv 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 B 0 X	0 0 2	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-FA1B-0X-002_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-04-E-CV-RG-FA1B-0X-002-A00

Foglio
2 di 2

1. PREMESSA	3
2. INDAGINI ESEGUITE.....	4
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	5
6. STRATIGRAFIA	6
7. IDROGEOLOGIA	7
8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	8
9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI	9
10. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI	10
11. CEDIMENTI.....	16

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 Finestra Cravasco”*. L'opera di riferimento in questo caso è un FABBRICATO ENEL che poggerà sul piazzale dell'imbocco Cravasco già realizzato. Le dimensioni di riferimento per il fabbricato in oggetto sono 11,75 x 6,10 m altezza interna 3,50 m.

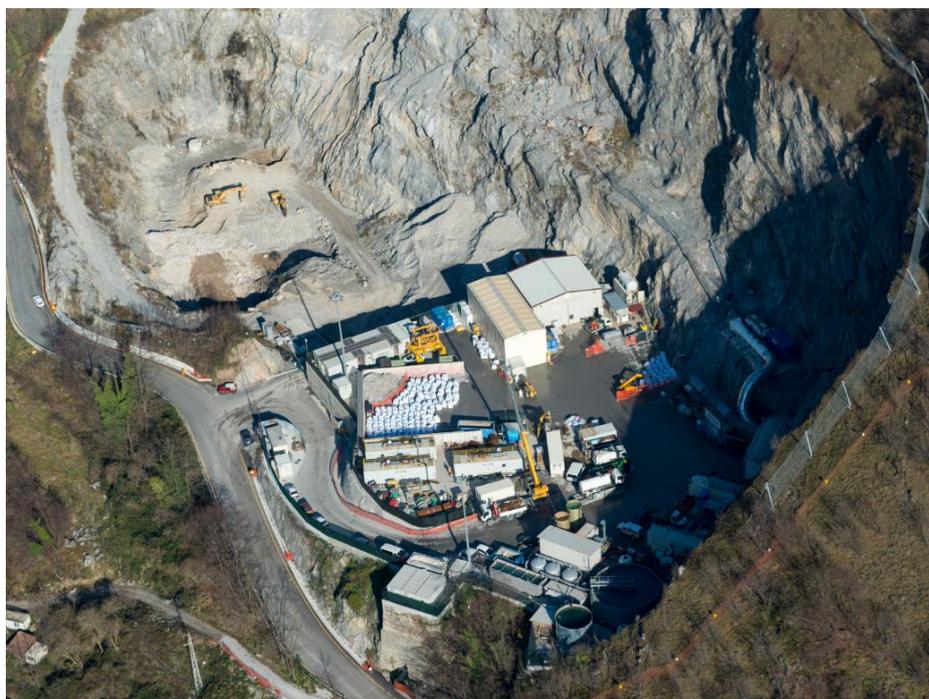


IMMAGINE AEREA DELL'AREA DELL'IMBOCCO

2. INDAGINI ESEGUITE

La caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area interessata dall'Interconnessione è stata definita facendo riferimento ai risultati dei sondaggi geognostici effettuati nella zona per la progettazione dell'imbocco della finestra Carvasco durante varie campagne di indagine. In particolare, il sondaggio disponibile più vicino alla zona di intervento è il sondaggio SF12 effettuato durante la campagna 2005 per lo studio geotecnico per la realizzazione dell'imbocco della Finestra Carvasco.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

- Relazione geologica geomorfologica e geotecnica (Doc IG5101ECVRBGA1E00001A00) per l'Imbocco della Finestra Carvasco;
- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per la piazzola Finestra Carvasco (Doc IG5104ECVROIN1A00001_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

La finestra Carvasco è ubicata sul versante sinistro del Torrente Verde in corrispondenza di un vecchio fronte di cava abbandonata.

Dal punto di vista geologico il substrato roccioso affiorante nell'area in esame è costituito interamente dai litotipi appartenenti alla Formazione delle Dolomie di Monte Gazzo (dG) appartenente all'Unità di Monte Gazzo – Isoverde. Trattasi di dolomie e calcari dolomitici grigi da microcristallini a saccaroidi, ben stratificati, talora con giunti pelitici centimetrici di colore giallo – verde. Possono essere presenti livelli di breccie intraformazionali e rari strati marnosi con spaziatura tra i livelli mediamente pari a 2 m. E' una formazione rocciosa dal comportamento fragile, la stratificazione ha inclinazioni variabili tra 40° e 70° dirette verso Sud-Est.

In superficie il substrato dolomitico era originariamente mascherato da depositi quaternari detritico colluviali, di frana e alluvionali con spessori variabili da circa 1,0 m fino ad oltre 5-6 m nelle zona di conca.

A seguito delle attività di sbancamento richieste per la creazione del piazzale relativo all'imbocco Carvasco tutta la parte di terreni sciolti di origine quaternaria è stata rimossa ed attualmente il piazzale si sviluppa direttamente sulla dolomia in posto. Nel seguito si allega foto aerea del sito centrata sul piazzale.



6. STRATIGRAFIA

Per la ricostruzione **dell'andamento stratigrafico originario degli strati** si è fatto riferimento al sondaggio SF12 e alle tomografie sismiche.

Attraverso l'interpretazione dei carotaggi, della morfologia del versante e della geologia di riferimento si è dato seguito ad una ricostruzione stratigrafica. In virtù della totale rimozione dell'originaria copertura detritica sciolta di età quaternaria la stratigrafia farà riferimento esclusivamente al substrato costituito da dolomia massiccia.

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

- *Strato di usura sciolto di natura sabbioso ghiaioso (0,0 – 0,3 m)*

Rappresenta la parte superficiale di usura costituita da terreno di riporto sciolto derivante dalle demolizioni della roccia in posto;

- *Dolomie di Monte Gazzo (0,3 – 15,0 m)*

Dolomia massiccia localmente con fratture caratterizzate da apertura molto variabile e compresa tra alcuni decimetri e oltre 150. Il grado di fratturazione è molto variabile con caratterizzazione geomeccanica RMR variabile tra 56 e 60.

In virtù di tale situazione eventuali zone intensamente fratturate dovranno essere "ricucite" mediante un getto di magrone con eventuale rete elettrosaldata prima di poggiare eventuali fondazioni isolate.

7. IDROGEOLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico l'intervento in esame interesserà esclusivamente il substrato roccioso affiorante costituito da dolomia massiccia localmente più o meno fratturata.

In riferimento a questa litologia è indispensabile quindi distinguere due contesti differenti in termini di meccanismi di movimento delle acque:

- AMMASSO ROCCIOSO AFFIORANTE IN NORMALI CONDIZIONI DI FRATTURAZIONE
- ZONE DI FAGLIA

Nel caso dell'ammasso roccioso affiorante in normali condizioni di fratturazione la presenza di riempimenti e/o cemento calcitico nelle fratture limita fortemente la permeabilità che raramente supera valori di $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$. Nelle zone di frattura questo valore di k può salire notevolmente e raggiungere i $1 \times 10^{-4} \text{m/s}$.

Ai fini geotecnici si evidenzia quindi una situazione di sostanziale assenza di falda.

8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

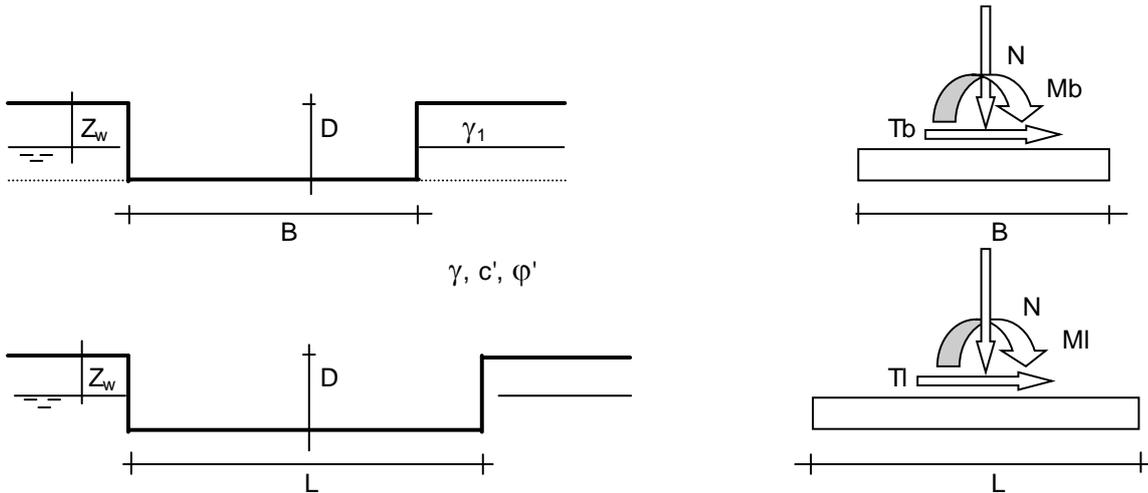
Per la definizione dei parametri geotecnici necessari alle verifiche progettuali è stato fatto riferimento agli esiti delle classificazioni geomeccaniche di Beniaowski e di Seraphim-Pereira per la deformabilità riportate sull'elaborato (IG5101ECVRBGA1E00001A00).

Sulla base di questi dati, e facendo riferimento ad esperienze pregresse su substrati analoghi, di seguito vengono indicati i valori dei parametri geotecnici. Tali valori sono già stati utilizzati e validati per la progettazione dell'adiacente imbocco Carvasco, **in particolare essi si riferiscono al caso più cautelativo che fa riferimento alle dolomie molto fratturate:**

Litotipo	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione c' (MPa)	Angolo di attrito φ (°)	Modulo def. E (GPa)
Dolomia massiva	27	0.53-1.45	38-46	9.0-11.3
Dolomia mediamente fratturata	27	0.3-1.24	35-45	4.9-6.0
Dolomia molto fratturata	27	0.23-1.0	33-42	3.1-3.9

9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI

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



DIMENSIONE FONDAZIONI

- | | | |
|-------------------------------------|------|-----|
| ▪ Larghezza: (B) | 0,7 | [m] |
| ▪ Lunghezza: (L) | 12,0 | [m] |
| ▪ Profondità piano di posa: (D) | 1,2 | [m] |
| ▪ Eccentricità dei carichi: (e) | 0,0 | [m] |
| ▪ Inclinazione piano di posa: | 0 | [°] |

PARAMETRI GEOTECNICI

- | | | |
|---|------|----------------------|
| ▪ Coesione: (c') | 80 | [kPa] |
| ▪ Angolo di attrito: (ϕ') | 42 | [°] |
| ▪ Peso di volume terreno di fondazione: (γ_1) | 27,0 | [kN/m ³] |
| ▪ Peso di volume terreno sopra fondazione: (γ_2) | 27,0 | [kN/m ³] |
| ▪ Inclinazione piano campagna: | 0 | [°] |

10. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

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'_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:

$$d'_c = 0.4k$$

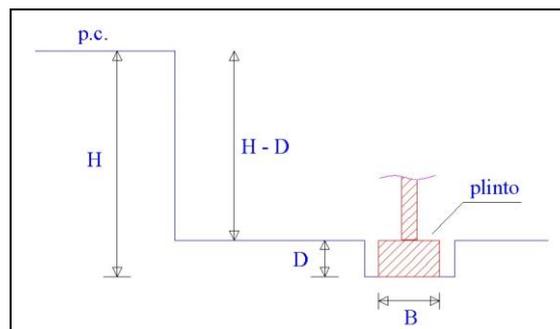
$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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



- 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):

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

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

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

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

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 27,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 27,00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 80,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 42,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10,00 \quad (\text{m})$$

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

$$\begin{aligned}B^* &= 0,70 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 12,00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 32,40 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 27,00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 85,37$$

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

$$N_c = 93,71$$

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

$$N_\gamma = 155,54$$

 s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,05$$

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

$$s_q = 1,05$$

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

$$s_\gamma = 0,98$$

 i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,94 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,06 \quad m = 1,94 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

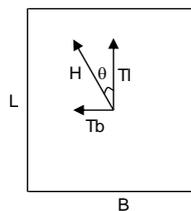
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_q = 1,21$$

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

$$d_c = 1,21$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 14482,53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: (Q_{lim}): **14482.53 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza: (F_s) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: (Q_{amm}) **4827.51 [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 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.

Si ottengono allora i risultati riportati sulla tabella allegata nel seguito:

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbidge					
Probabilità di superamento 2,3%					
Tempo di ritorno $t = 100$ anni					
		s (mm)	gamma	N_{spt}	I_c
		20	2,70	45	0,0278
			f_n	f_t	H-D (m)
			1,60	1,60	0,80
B	D	Carico ammissibile (kg/cm²)			
		B/L =	B/L =	B/L =	
(m)	(m)	0	0,50	1,00	
0,70	1,20	2,66	3,28	3,96	
FONDAZIONE NASTRIFORME					

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

la Q_{amm} risulta pari a 2,66 Kg/cm² (260,85 kPa)

Anche nel caso dei cedimenti la Q_{amm} è molto inferiore alla pressione di progetto (<150 kPa)