

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



| CODICE COMMESSA | LIVELLO PROGETTAZIONE | D.P.R. 207/10 | PROGRESSIVO ELABORATO | CATEGORIA OPERA | NUMERO OPERA | REVISIONE | SCALA |
|--------------------|--------------------------|------------------|--------------------------|--------------------|-----------------|-----------|-------|
| MS06 | E | b | 021 | OA | 01 | R0 | === |

**MS06 - MANUTENZIONE STRAORDINARIA
SEDE E MANUFATTI DI LINEA**
Progetto Esecutivo

SOTTOPASSO VEICOLARE DI VIA IV NOVEMBRE - TRADATE (VA)
Relazione geotecnica

| Revisioni | | Data | Descrizione | Redatto | Controllato |
|-----------|---|----------|-----------------|---------|-------------|
| | 3 | | - | | |
| | 2 | | - | | |
| | 1 | | - | | |
| | 0 | LUG 2019 | PRIMA EMISSIONE | | RG |

NORD_ING

FERROVIENORD

Progettista



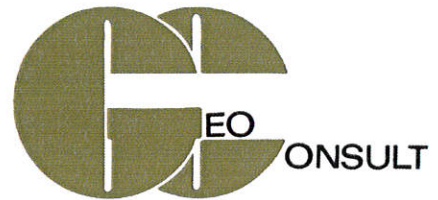
Collaborazione

| REDATTO | CONTROLLATO | APPROVATO | DATA |
|-------------------------------|-------------|-----------|------|
| CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE | | | AGG. |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

mod. 7.5 06 rev.00



ASACERT
ISO 9001:2015



COMUNE: TRADATE
PROVINCIA: VARESE
LOCALITA': VIA IV NOVEMBRE
COMMITTENTE: ETS SPA

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA (R2) ai sensi dell'NTC 2018

DATA: NOVEMBRE 2018



La presente relazione ha esclusiva finalità geotecniche. Si scoraggia ogni altro uso od interpretazione impropria (ad esempio ambientale o tecnico economica)

E' vietato ogni utilizzo anche parziale e la riproduzione non autorizzata di questo documento ed ogni sua divulgazione incompleta

Indice

| | |
|--|---------|
| 1.0 relazione geotecnica | pag. 2 |
| 1.1 modello geotecnico | pag. 2 |
| 1.2 condizioni di fondazione | pag. 9 |
| 1.2.1 calcolo della portanza | pag. 9 |
| 1.2.2. Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV) | pag. 11 |
| 1.2.3 Verifica allo slittamento (scorrimento) | pag. 14 |
| 1.2.4 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE) - calcolo dei cedimenti | pag. 15 |
| 1.2.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo | pag. 18 |

1.0 RELAZIONE GEOTECNICA

1.1 MODELLO GEOTECNICO

In coerenza con il modello geologico definito nella relazione geologica viene definito il modello geotecnico attribuendo valori ai principali parametri geotecnici degli orizzonti individuati.

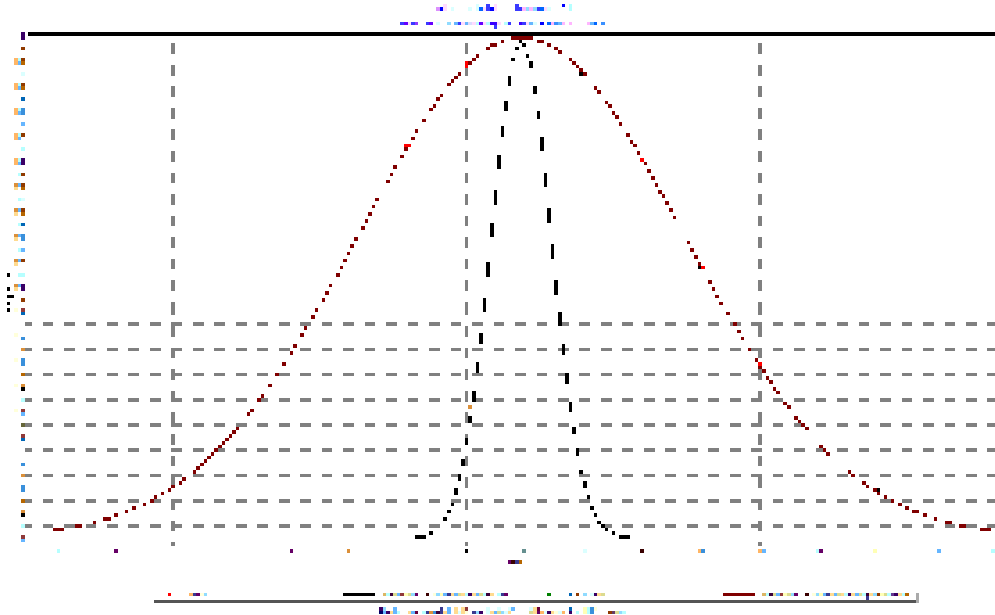
Si veda al proposito la seguente tabella esemplificativa.

| Prove SCPT | Orizzonte 1 | | | Orizzonte 2 | | | Orizzonte 3 | | | rifiuto prof. m |
|---------------------|-------------|-------|------------------|-------------|-------|------------------|-------------|-------|------------------|-----------------|
| | Spess m | Nscpt | Nspt $\beta=1,5$ | Spess m | Nscpt | Nspt $\beta=1,5$ | Spess m | Nscpt | Nspt $\beta=1,5$ | |
| 1 | 1,2 | 2,0 | 3,0 | 4,5 | 4,0 | 6,0 | 0,9 | 12,0 | 18,0 | |
| 2 | 1,2 | 1,7 | 2,6 | 9,0 | 5,1 | 7,7 | 0,6 | 24,0 | 36,0 | 11,0 |
| valore medio | 1,2 | 1,9 | 2,8 | 6,8 | 4,6 | 6,8 | 0,8 | 18,0 | 27,0 | |
| valore normalizzato | | | 3 | | | 7 | | | 20 | |

Tabella n°1

I parametri geotecnici del terreno vengono valutati come caratteristici con metodo statistico a partire dalle resistenze penetrometriche misurate in modo diretto. Nell'approccio statistico la probabilità di non superamento da utilizzare deve essere quella del 5% come specificato sia nell' EC1 che nell' EC7 ed è coerente con quanto indicato nella Normativa Nazionale. Trattandosi di campioni poco numerosi ($N < 30$) si è ritenuto utilizzare la distribuzione di Student applicata al valore di N inteso come valore di resistenza SPT (correlato ad esso nel nostro caso per le prove SCPT come specificato in seguito); nel caso di campione unitario o molto piccolo si può anche operare introducendo un coefficiente di variazione (C.O.V.) dedotto dalla letteratura scientifica.

Si veda di seguito un esempio di curva di distribuzione statistica calcolata.



prova 2 orizzonte 2

Le resistenze SCPT sono state correlate allo standard SPT con un coefficiente $\beta = 1.5$ scelto sulla base di dati bibliografici (Tisconi 1987, S.G.I., Meardi, Pagani, Cestari), dell'esperienza dello scrivente, della energia strumentale e della litologia.

Nella attribuzione di valori ai parametri geotecnici, le valutazioni espresse si basano sui risultati delle prove eseguite, tenuto conto della litologia presunta dei terreni – non sono state nel caso specifico commissionati sondaggi ed analisi di laboratorio – ed elaborate facendo riferimento ai seguenti principali Autori ed all'esperienza dello scrivente.

L'orizzonte -1- e -2- viene valutato sia in condizioni non drenate, relativamente ai primi 2-3 metri presumibilmente pseudocoerenti che drenate.

| | |
|--|--|
| Peso di volume γ | Peck e Terzaghi |
| Densità relativa d_r | Skempton – Gibbs & Holtz Schultze & Mezembach Bazaara – Terzaghi & Peck |
| Angolo di attrito interno ϕ | Peck – Hanson & Thorburn - Meyerhoff – Road Bridge Specification - Japanese National Railway – Owasaki & Iwasaki - Sowers – Hatanaka e Ukida |
| Modulo di elasticità drenato | Bowles – Schmertmann – Buisman - Webb |
| Modulo di Poisson μ | Yaky |
| Modulo di taglio Kg/cm^2 | Ohsaki & Iwasaki |
| Modulo di elasticità tangenziale dinamico Kg/cm^2 | Imai & Tanuochi |
| Velocità onde di taglio (m/s) | Imai & Tanuochi |
| Coesione non drenata | Peck e Terzaghi; DM-7; Sanglerat; Shioi e Fukui |
| Modulo edometrico Kg/cm^2 | Stroud e Butler; Bishop |
| Modulo di elasticità non drenato Kg/cm^2 | Duncan, Buchigani e altri |

Tabella n°2

Si vedano di seguito i tabulati di elaborazione dei parametri geotecnici.

| ORIZZONTE: 1 | | CONDIZIONI DRENATE | | | |
|--------------|--------------|---|-------------|--|--|
| | | ANGOLO ATTRITO (°) | Nspt | | NOTE |
| | | Peck -Hanson & Thornburn | 28,0 | | <5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie) |
| | INPUT | Meyerhof < 5% limo | 30,8 | | <5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie) |
| | | Meyerhof > 5% limo | 25,4 | | <3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie) |
| | | Road Bridge Specification | 21,7 | | >8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose) |
| | SPT = | Japanese National Railway | 27,9 | | " " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose) |
| | | Owasaki & Iwasaki | 22,7 | | " " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose) |
| | | Sowers | 28,8 | | <4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie) |
| | | De Mello | 28,6 | | >2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie) |
| | | DENSITA' RELATIVA (%) | | | |
| | | Marcuson & Bieganousky | 47,9 | | sabbie normalconsolidate |
| | | Marcuson & Bieganousky | 47,9 | | sabbie sovraconsolidate |
| | | Bazaara (1967) | 21,5 | | pressione efficace >= 0.732Kg/cm ² |
| | | MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²) | | | |
| | | Tornaghi et Alii | 123,6 | | Inattendibile per SPT bassi o alti |
| | | Shmertmann | 24,0 | | SABBIA FINE |
| | | Shmertmann | 36,0 | | SABBIA MEDIA |
| | | Shmertmann | 60,0 | | SABBIA GROSSOLANA |
| | | Schultze-Mezebach | 91,8 | | SABBIA SOTTO FALDA |
| | | D'apollonia et Alii | 214,1 | | GHIAIA + SABBIA |
| | | D'apollonia et Alii | 406,9 | | SABBIA SC |
| | | Webb | 87,6 | | SABBIA SATURA |
| | | Webb | 25,7 | | SABBIA ARGILLOSA |
| | | Mezebach e Malcev | 48,6 | | SABBIA FINE |
| | | Mezebach e Malcev | 51,4 | | SABBIA MEDIA |
| | | Mezebach e Malcev | 69,4 | | SABBIA +GHIAIA |
| | | Mezebach e Malcev | 73,5 | | SABBIA GHIAIOSA |
| | | Bowles | 91,8 | | SABBIA NORMAL CONSOLIDATA |
| | | Bowles | 45,9 | | SABBIA SATURA |
| | | Bowles | 110,1 | | SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA |
| | | Bowles | 27,5 | | SABBIA LIMOSA |
| | | Bowles | 58,7 | | SABBIA ARGILLOSA |
| | | Bowles per N<=15 | 55,1 | | |
| | | MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²) | | | |
| | | Ohsaki & Iwasaki | 182,6 | | SABBIE PULITE |
| | | Ohsaki & Iwasaki | 272,4 | | SABBIE CON FINE PLASTICO |
| | | MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²) | | | |
| | | Imai & Tanuochi 1982 | 304,0 | | |
| | | VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s) | | | |
| | | Imai & Tanuochi 1982 | 137,0 | | |
| | | COEFFICIENTE di POISSON | | | |
| | | Jaky 1942 | 0,364 | | |
| | | PESO DI VOLUME | | | |
| | | Terzaghi e Peck | 1,85 | | SATURO |

| ORIZZONTE: 1 | | CONDIZIONI NON DRENATE | | | |
|--------------|--------------|--|------|--|---------------------------|
| | | COESIONE NON DRENATA (Kg/cm²) | | | |
| | | Terzaghi & Peck | 0,20 | | ARGILLE MEDIA PLASTICITA' |
| | | NAVFAC, D.M.7.2 | 0,12 | | LIMI |
| | | NAVFAC, D.M.7.2 | 0,24 | | ARGILLE MEDIA PLASTICITA' |
| | | Sanglerat | 0,30 | | ARGILLE LIMOSE |
| | Nspt= | Sanglerat | 0,20 | | ARGILLE LIMO-SABBIOSE |
| | | MODULO DI ELASTICITA' NON DRENATO (Kg/cm²) | | | |
| | | Duncan & Buchigami | 70,4 | | ARGILLE LIMOSE |
| | | MODULO EDOMETRICO (Kg/cm²) | | | |
| | | Stroud & Butler (1975) | 18,0 | | ARGILLE BASSA PLASTICITA' |
| | | Bishop | 30,0 | | ARGILLE LIMOSE |

| ORIZZONTE: 2 | | CONDIZIONI DRENATE | | |
|--------------|-------|---|-------------|--|
| | | ANGOLO ATTRITO (°) | Nspt | NOTE |
| | | Peck -Hanson &Thornburn | 29,2 | <5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie) |
| | INPUT | Meyerhof < 5% limo | 32,5 | <5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie) |
| | | Meyerhof > 5% limo | 27,4 | <3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie) |
| | | Road Bridge Specification | 25,2 | >8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose) |
| | SPT = | Japanese National Railway | 29,1 | " " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose) |
| | 7 | Owasaki & Iwasaki | 26,8 | " " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose) |
| | | Sowers | 30,0 | <4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie) |
| | | De Mello | 36,0 | >2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie) |
| | | DENSITA' RELATIVA (%) | | |
| | | Marcuson & Bieganousky | 54,4 | sabbie normalconsolidate |
| | | Marcuson & Bieganousky | 54,3 | sabbie sovraconsolidate |
| | | Bazaara (1967) | 32,9 | pressione efficace >= 0.732Kg/cm ² |
| | | MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²) | | |
| | | Tornaghi et Alii | 188,9 | Inattendibile per SPT bassi o alti |
| | | Shmertmann | 56,0 | SABBIA FINE |
| | | Shmertmann | 84,0 | SABBIA MEDIA |
| | | Shmertmann | 140,0 | SABBIA GROSSOLANA |
| | | Schultze-Mezebach | 112,9 | SABBIA SOTTO FALDA |
| | | D'appolonia et Alii | 245,0 | GHIAIA +SABBIA |
| | | D'appolonia et Alii | 449,4 | SABBIA SC |
| | | Webb | 107,1 | SABBIA SATURA |
| | | Webb | 38,5 | SABBIA ARGILLOSA |
| | | Mezebach e Malcev | 62,8 | SABBIA FINE |
| | | Mezebach e Malcev | 69,2 | SABBIA MEDIA |
| | | Mezebach e Malcev | 111,2 | SABBIA +GHIAIA |
| | | Mezebach e Malcev | 120,9 | SABBIA GHIAIOSA |
| | | Bowles | 112,2 | SABBIA NORMAL CONSOLIDATA |
| | | Bowles | 56,1 | SABBIA SATURA |
| | | Bowles | 159,1 | SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA |
| | | Bowles | 39,8 | SABBIA LIMOSA |
| | | Bowles | 71,8 | SABBIA ARGILLOSA |
| | | Bowles per N<=15 | 79,5 | |
| | | MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²) | | |
| | | Ohsaki & Iwasaki | 404,9 | SABBIE PULITE |
| | | Ohsaki & Iwasaki | 518,7 | SABBIE CON FINE PLASTICO |
| | | MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²) | | |
| | | Imai & Tanuochi 1982 | 540,8 | |
| | | VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s) | | |
| | | Imai & Tanuochi 1982 | 178,7 | |
| | | COEFFICIENTE di POISSON | | |
| | | Jaky 1942 | 0,351 | |
| | | PESO DI VOLUME | | |
| | | Terzaghi e Peck | 1,90 | SATURO |

| ORIZZONTE: 2 | | CONDIZIONI NON DRENATE | | |
|--------------|-------|--|-------|---------------------------|
| | | COESIONE NON DRENATA (Kg/cm²) | | |
| | | Terzaghi & Peck | 0,47 | ARGILLE MEDIA PLASTICITA' |
| | | NAVFAC, D.M.7.2 | 0,27 | LIMI |
| | | NAVFAC, D.M.7.2 | 0,55 | ARGILLE MEDIA PLASTICITA' |
| | | Sanglerat | 0,70 | ARGILLE LIMOSE |
| | Nspt= | Sanglerat | 0,47 | ARGILLE LIMO-SABBIOSE |
| | 7 | | | |
| | | MODULO DI ELASTICITA' NON DRENATO (Kg/cm²) | | |
| | | Duncan & Buchigami | 164,2 | ARGILLE LIMOSE |
| | | MODULO EDOMETRICO (Kg/cm²) | | |
| | | Stroud & Butler (1975) | 42,0 | ARGILLE BASSA PLASTICITA' |
| | | Bishop | 70,0 | ARGILLE LIMOSE |

| ORIZZONTE: 3 | | CONDIZIONI DRENATE | | | |
|--------------|--------------|---|---------------|--|--|
| | | ANGOLO ATTRITO (°) | Nspt | NOTE | |
| | | Peck -Hanson & Thornburn | 32,8 | <5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie) | |
| | INPUT | Meyerhof < 5% limo | 37,1 | <5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie) | |
| | | Meyerhof > 5% limo | 32,7 | <3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie) | |
| | | Road Bridge Specification | 32,3 | >8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose) | |
| SPT = | 20 | Japanese National Railway | 33,0 | " " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose) | |
| | | Owasaki & Iwasaki | 35,0 | " " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose) | |
| | | Sowers | 33,6 | <4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie) | |
| | | De Mello | 45,2 | >2 m inattendibile per phi > 38* (Sabbie) | |
| | | DENSITA' RELATIVA (%) | | | |
| | | Marcuson & Bieganousky | 70,8 | sabbie normalconsolidate | |
| | | Marcuson & Bieganousky | 70,5 | sabbie sovraconsolidate | |
| | | Bazaara (1967) | 55,6 | pressione efficace >= 0.732Kg/cm ² | |
| | | MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²) | | | |
| | | Tornaghi et Alii | 319,2 | inattendibile per SPT bassi o alti | |
| | | Shmertmann | 160,0 | SABBIA FINE | |
| | | Shmertmann | 240,0 | SABBIA MEDIA | |
| | | Shmertmann | 400,0 | SABBIA GROSSOLANA | |
| | | Schultze-Mezebach | 181,4 | SABBIA SOTTO FALDA | |
| | | D'appolonia et Alii | 345,2 | GHIAIA + SABBIA | |
| | | D'appolonia et Alii | 587,6 | SABBIA SC | |
| | | Webb | 170,4 | SABBIA SATURA | |
| | | Webb | 80,4 | SABBIA ARGILLOSA | |
| | | Mezebach e Malcev | 108,8 | SABBIA FINE | |
| | | Mezebach e Malcev | 127,2 | SABBIA MEDIA | |
| | | Mezebach e Malcev | 247,2 | SABBIA + GHIAIA | |
| | | Mezebach e Malcev | 274,8 | SABBIA GHIAIOSA | |
| | | Bowles | 178,4 | SABBIA NORMAL CONSOLIDATA | |
| | | Bowles | 89,2 | SABBIA SATURA | |
| | | Bowles | 318,1 | SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA | |
| | | Bowles | 79,5 | SABBIA LIMOSA | |
| | | Bowles | 114,2 | SABBIA ARGILLOSA | |
| | | Bowles per N<=15 | 159,1 | | |
| | | MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²) | | | |
| | | Ohsaki & Iwasaki | 1086,1 | SABBIE PULITE | |
| | | Ohsaki & Iwasaki | 1151,9 | SABBIE CON FINE PLASTICO | |
| | | MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²) | | | |
| | | Imai & Tanuochi 1982 | 1104,2 | | |
| | | VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s) | | | |
| | | Imai & Tanuochi 1982 | 248,5 | | |
| | | COEFFICIENTE di POISSON | | | |
| | | Jaky 1942 | 0,315 | | |
| | | PESO DI VOLUME | | | |
| | | Terzaghi e Peck | 2,00 | SATURO | |

ORIZZONTI LITOTECNICI

-1- Orizzonte superficiale, poco consistente/sciolto

| <i>parametro</i> | <i>simbolo</i> | <i>U.M.</i> | <i>Valore</i> |
|-------------------------------|----------------|------------------|---------------|
| Peso di volume umido | γ_w | t/m ³ | 1,70 |
| Peso di volume saturo | γ_{sat} | t/m ³ | 1,85 |
| Modulo di Poisson | μ_k | - | 0,36 |
| Numero di colpi correlato SPT | N_{Ck} | - | 3 |

Condizioni drenate

| | | | |
|------------------------------|-----------|--------------------|------|
| Angolo di attrito interno | ϕ'_k | gradi | 25,4 |
| coesione | c'_k | Kg/cm ² | 0 |
| Densità relativa | d_{rk} | % | 22 |
| Modulo di elasticità drenato | E'_k | Kg/cm ² | 55 |

Condizioni non drenate

| | | | |
|----------------------------------|-----------|--------------------|-----|
| coesione | c_{uk} | Kg/cm ² | 0,3 |
| Modulo edometrico | m_{ok} | Kg/cm ² | 30 |
| Modulo di elasticità non drenato | $E_{u'k}$ | Kg/cm ² | 70 |

-2- Orizzonte ,successivo poco addensato.

| <i>parametro</i> | <i>simbolo</i> | <i>U.M.</i> | <i>Valore</i> |
|-------------------------------|----------------|------------------|---------------|
| Peso di volume umido | γ_w | t/m ³ | 1,75 |
| Peso di volume saturo | γ_{sat} | t/m ³ | 1,90 |
| Modulo di Poisson | μ_k | - | 0,35 |
| Numero di colpi correlato SPT | N_{Ck} | - | 7 |

Condizioni drenate

| | | | |
|------------------------------|-----------|--------------------|------|
| Angolo di attrito interno | ϕ'_k | gradi | 27,3 |
| coesione | c'_k | Kg/cm ² | 0 |
| Densità relativa | d_{rk} | % | 33 |
| Modulo di elasticità drenato | E'_k | Kg/cm ² | 80 |

Condizioni non drenate

| | | | |
|----------------------------------|-----------|--------------------|-----|
| coesione | c_{uk} | Kg/cm ² | 0,7 |
| Modulo edometrico | m_{ok} | Kg/cm ² | 70 |
| Modulo di elasticità non drenato | $E_{u'k}$ | Kg/cm ² | 164 |

-3- Orizzonte ,successivo mediamente addensato.

| <i>parametro</i> | <i>simbolo</i> | <i>U.M.</i> | <i>Valore</i> |
|-------------------------------|----------------|------------------|---------------|
| Peso di volume umido | γ_w | t/m ³ | 1,85 |
| Peso di volume saturo | γ_{sat} | t/m ³ | 2,00 |
| Modulo di Poisson | μ_k | - | 0,315 |
| Numero di colpi correlato SPT | N_{ck} | - | 20 |

Condizioni drenate

| | | | |
|------------------------------|-----------|--------------------|------|
| Angolo di attrito interno | ϕ'_k | gradi | 32,5 |
| coesione | c'_k | Kg/cm ² | 0 |
| Densità relativa | d_{rk} | % | 55 |
| Modulo di elasticità drenato | E'_k | Kg/cm ² | 275 |

1.2 CONDIZIONI DI FONDAZIONE

1.2.1 Calcolo della portanza

Il progetto prevede fondazioni impostate a circa 2,55 metri di profondità che interesseranno quindi i terreni poco addensati corrispondenti all'orizzonte litotecnico -2-.

Viene in tale ipotesi calcolata la portanza del terreno allo Stato Limite Ultimo, applicando la formula proposta da Brinch Hansen elaborata avvalendosi del Programma QSB2 WIN di Programgeo di Carpenedolo (BS). La formula proposta da Brinch Hansen deriva da quella di Meyerhoff differendo per i fattori correttivi di forma, approfondimento, inclinazione dei carichi, e per il fattore di

portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazioni su pendio o con base ruotata.

Ha la seguente espressione per $\Phi > 0$

$$Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y \quad \text{E per } \Phi = 0$$

$$Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1+s_c+d_c-i_c-b_c-g_c) + y_1 \times D$$

La variante modificata della formula di Brinch Hansen differisce dall'originale per una diversa definizione del fattore N_y e del fattore di forma s_q .

In cui: N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza.

$$N_q = \exp[\text{P}i \times \text{Tg}(\Phi)] \times \text{Tg}^2(45+\Phi/2); N_c = (N_q-1) \times \text{Cotg}(\Phi) ;$$

$$N_y = 2 \times (N_q-1) \times \text{Tg}(\Phi); \quad s_c, s_q, s_y = \text{fattori di forma dati da:}$$

$$s_c = 0.2 \times B/L \text{ per } \Phi = 0; s_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L) \text{ per } \Phi > 0; s_q = 1 + (B/L) \times \text{sen}(\Phi); s_y = 1 - 0.4 \times (B/L); \quad d_c, d_q, d_y = \text{fattori correttivi per l'approfondimento, dati da: } d_c = 0.4 \times K \text{ per } \Phi = 0; \text{ dove } K = D/B \text{ per } D/B \leq 1 \text{ e } K = \text{arctang}(D/B) \text{ per } D/B > 1; d_c = 1 + 0.4 \times k;$$

$$d_q = 1 + 2 \times \text{tg}(\Phi) \times [1-\text{sen}(\Phi)]^2 \times K; d_y = 1; \quad i_c, i_q, i_y = \text{fattori correttivi per carichi inclinati, dati da: } i_c = 0.5 - 0.5 \times \text{srq}[1-H/(A \times c)] \text{ per } \Phi = 0$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q-1) \text{ per } \Phi > 0; \quad i_q = [1 - 0.5 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5; \quad i_y = [1 - 0.7 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5 \text{ per } b^\circ=0;$$

$$i_y = [1 - (0.7 - b^\circ/450) \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5 \text{ per } b^\circ > 0;$$

dove H = componente longitudinale del carico; V = componente assiale del carico; b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;

A = area effettiva della fondazione;

$$b_c, b_q, b_y = \text{fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da: } b_c = b^\circ/147 \text{ per } \Phi = 0; b_c = 1 - b^\circ/147 \text{ per } \Phi > 0; b_q = \exp[-2 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\Phi)]; b_y = \exp[-2.7 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\Phi)];$$

$$z_c, z_q, z_y = \text{fattori correttivi per gli effetti cinematici dovuti al sisma (Paolucci & Pecker -1997) con } z_q = 1, z_c=1; \quad z_y = (1 - K_h / \text{tg}(\Phi))^{0.35}$$

ove K_h = coeff. Sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni.

In riferimento a quanto richiesto contenuto nel paragrafo 10.2 delle NTC2018:

- Origine e caratteristiche del codice di calcolo: programma utilizzato QSB2 vers. 2.10, di ProgramGeo; autore: dr. Aldo di Bernardo - produttore del programma.

- Affidabilità dei codici di calcolo: Si dichiara che si è esaminata la documentazione fornita insieme al programma e di avere accertato che le basi teoriche sulle quali è basato il software sono affidabili ed idonee al caso in esame.
- Modalità di presentazione dei risultati: si dichiara che gli elaborati riportati nella relazione, tratti dal programma, sono sufficienti a sintetizzare in maniera completa ed efficace il calcolo svolto.
- Informazioni generali sull'elaborazione: sono stati svolti controlli sui risultati dell'elaborazione, verificando che non vi siano incongruenze.
- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati: i risultati ottenuti, paragonandoli a quelli ottenuti in altri risultano attendibili, inoltre sono stati verificati i tabulati di calcolo e non sono stati riscontrati errori od incongruenze.

1.2.2 Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV)

Per quanto riguarda la verifica agli Stati Limite Ultimi occorre fare riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. Essa viene effettuata sia nella condizione fondamentale (allo SLU) che sismica (*allo SLV*). In quest'ultimo caso i calcoli sono stati effettuati sotto l'azione sismica, determinando i parametri a g, F°, T_c relativi alla pericolosità sismica. Si tenga presente che il calcolo della portanza viene effettuato nella condizione sismica adottando una inclinazione del carico verticale costante (secondo il metodo di Paolucci e Pecker visto in precedenza) e carico centrato sulla fondazione, quindi in assenza di momenti flettenti (questo anche in condizioni statiche). La verifica finale dovrà tenere conto della inclinazione dei carichi verticali e della riduzione della fondazione per effetto delle sollecitazioni flettenti, se necessario, sulla base dei risultati del calcolo strutturale.

Le verifiche vengono effettuate nei confronti degli stati limite ultimi per diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2 e R3).

Nel caso della verifica allo stato limite ultimo in condizioni statiche e dinamiche di tipo geotecnico GEO per carico limite e per scorrimento dell'insieme fondazione terreno la verifica deve essere effettuata secondo:

Approccio 2: unico (A1+M1+R3)

si è ottenuto, per una fondazione a platea di lato 8,80 X 16,70 m ,alta 0,5 m:
IN CONDIZIONI DRENATE

Carico limite condizione fondamentale SLU : 3,74 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

```

Riassunto del calcolo della portata delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: Fondamentale
Fondazione a platea
Larghezza della fondazione (m): 8,8
Lunghezza della fondazione (m): 16,7
Altezza della fondazione (m): 0,5
Profondità di posa (m): 2,55
metodo di calcolo: Brinch Hansen stato limite ultimo

          Fattori di forma
Sc: 1,33      Sq: 1,34      Sp: 0,78
          Fattori di profondità
Dc: 1,02      Dq: 1,02      Dp: 1
          Fattori inclinazione carico da sistema
Ec: 1         Eq: 1         Ep: 1
          Fattori inclinazione pendio
Gc: 1         Gq: 1         Gp: 1
          Fattori inclinazione base
Hc: 1         Hq: 1         Hp: 1
          Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sistema
Ic: 1         Iq: 1         Ip: 1

          RISULTATO
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: 1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: 1
Coefficiente di sicurezza globale: 1,1
Correzione di Terzaghi: non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cm²): 3,74
Profondità del cono efficace (m): 7,22
    
```

Carico limite condizione sismica SLV : 3,11 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

```

Riassunto del calcolo della portata delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: sismica
Fondazione a platea
Larghezza della fondazione (m): 8,8
Lunghezza della fondazione (m): 16,7
Altezza della fondazione (m): 0,5
Profondità di posa (m): 2,55
metodo di calcolo: Brinch Hansen stato limite ultimo

          Fattori di forma
Sc: 1,33      Sq: 1,28      Sp: 0,83
          Fattori di profondità
Dc: 1,02      Dq: 1,02      Dp: 1
          Fattori inclinazione carico da sistema
Ec: 0,85      Eq: 0,85      Ep: 0,8
          Fattori inclinazione pendio
Gc: 1         Gq: 1         Gp: 1
          Fattori inclinazione base
Hc: 1         Hq: 1         Hp: 1
          Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sistema
Ic: 1         Iq: 1         Ip: 0,98

          RISULTATO
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: 1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: 1
Coefficiente di sicurezza globale: 2,5
Correzione di Terzaghi: non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cm²): 3,11
Profondità del cono efficace (m): 7,22
Accelerazione sismica orizzontale (g): 0,058
    
```

IN CONDIZIONI NON DRENATE

Carico limite condizione fondamentale SLU : 2,43 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App. II Combinazione: fondamentale

Fondazione a platea

| | | |
|---------------------------------|--|------|
| Larghezza della fondazione (m): | | 8,8 |
| Lunghezza della fondazione (m): | | 18,7 |
| Altezza della fondazione (m): | | 0,5 |
| Profondità di posa (m): | | 2,35 |

metodo di calcolo:

| | | | |
|------|------|-----------------------------------|---|
| | | Brinch Hansen stato limite ultimo | |
| Sc: | 1,37 | Sc: | Fattori di forma |
| | | | 1,37 |
| Di: | 1,02 | Di: | Fattori di profondità |
| | | | 1,02 |
| Ic: | 1 | Ic: | Fattori inclinazione carico da sistema |
| | | | 1 |
| Scc: | 1 | Scc: | Fattori inclinazione pendio |
| | | | 1 |
| Bc: | 1 | Bc: | Fattori inclinazione base |
| | | | 1 |
| Zc: | 1 | Zc: | Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sistema |
| | | | 1 |

RISULTATO

| | |
|---|---------------|
| Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: | 1 |
| Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: | 1 |
| Coefficiente di sicurezza globale: | 2,3 |
| Correzione di Terzaghi: | non applicata |
| Capacità portante S.L.U. (kg/cm ²): | 2,43 |
| Profondità del cono efficace (m): | 4,4 |

Carico limite condizione sismica SLV : 2,08 kg/cm²

Come risulta dal presente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App. II Combinazione: sismica

Fondazione a platea

| | | |
|---------------------------------|--|------|
| Larghezza della fondazione (m): | | 8,8 |
| Lunghezza della fondazione (m): | | 18,7 |
| Altezza della fondazione (m): | | 0,5 |
| Profondità di posa (m): | | 2,35 |

metodo di calcolo:

| | | | |
|------|------|-----------------------------------|---|
| | | Brinch Hansen stato limite ultimo | |
| Sc: | 1,37 | Sc: | Fattori di forma |
| | | | 1,23 |
| Di: | 1,02 | Di: | Fattori di profondità |
| | | | 1,02 |
| Ic: | 0,83 | Ic: | Fattori inclinazione carico da sistema |
| | | | 0,83 |
| Scc: | 1 | Scc: | Fattori inclinazione pendio |
| | | | 1 |
| Bc: | 1 | Bc: | Fattori inclinazione base |
| | | | 1 |
| Zc: | 1 | Zc: | Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sistema |
| | | | 0,99 |

RISULTATO

| | |
|---|---------------|
| Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: | 1 |
| Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: | 1 |
| Coefficiente di sicurezza globale: | 2,1 |
| Correzione di Terzaghi: | non applicata |
| Capacità portante S.L.U. (kg/cm ²): | 2,08 |
| Profondità del cono efficace (m): | 4,4 |
| Accelerazione sismica orizzontale (g): | 0,058 |

La **Valutazione della sicurezza** andrà effettuata a progetto esecutivo dal progettista, ove ,per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad \text{Ove:}$$

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione sulle varie combinazioni di carico (di pertinenza del progettista);

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

Qualora le condizioni non drenate non risultassero verificate risulterà necessario prevedere, in relazione allo spessore effettivo dell'orizzonte coesivo ,non determinabile con le prove penetrometriche, l'eventuale bonifica dello stesso o valutazioni più accurate mediante analisi in laboratorio dei parametri geotecnici di resistenza di tali terreni.

1.2.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa, nelle situazioni in cui la fondazione si trova sollecitata da forze orizzontali, per esempio per azione del sisma, in generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza: $H \leq S + E$

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H , della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità. Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni incoerenti ($\varphi > 0$), in condizioni drenate,, S viene calcolata come segue $S = V \tan \delta$ in cui V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

| Tipologia | Valore di δ |
|---|------------------------|
| Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera | $\delta = \varphi$ |
| Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo | $\delta = 2/3 \varphi$ |

Il parametro ϕ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da: $H = V k_{hi}$ dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza

allo slittamento si ricava semplicemente dalla relazione:
$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg \delta}{k_{hi}}$$

Secondo il D.M. gennaio 2018 il rapporto S/H (coefficiente di sicurezza allo scorrimento) deve essere maggiore o uguale a 1,1.

Si è ottenuto, per quanto riguarda la fondazione in progetto:

Coeff. di sicurezza per verifica allo slittamento: 8,19

Come risulta dal presente calcolo.

```
riassunto verifica allo scorrimento
secondo NTI2018 app.II combinazione delle azioni sismica
fondazione gettata in opera n
lunghezza della fondazione (m): 8,8
lunghezza della fondazione (m): 18,7
altezza della fondazione (m): 0,3
profondità di posa (m): 2,25
AZIONI SULLA FONDAZIONE
fattore di sicurezza di legge: 1,1
coefficiente sismico orizzontale della struttura (khi): 0,062
RISULTATO
fattore di sicurezza allo scorrimento: 8,19
```

Esso risulta verificato.

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni coerenti($\phi=0$), in condizioni non drenate, S viene calcolata come segue: $S = A c_u$

dove c_u è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da: $A=BL \cos \omega$ con ω =inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

La verifica potrà effettuata dallo strutturista ponendo $C_u=0,7$ e $K_{hi}=0,062$.

1.2.4 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE)- calcolo dei cedimenti

Per quanto riguarda Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata condotta la verifica dei cedimenti in via teorica per fondazioni isolate avvalendosi del metodo della elasticità.

I dati sono stati elaborati con programma di calcolo QSB2 di Programgeo. Si tenga presente che non sono disponibili analisi di laboratorio su campioni di terreno non essendo stati commissionate campionature indisturbate del terreno e pertanto la esecuzioni di analisi con prove di compressibilità. In questi casi si devono adoperare metodi o correlazioni empiriche con i moduli di compressibilità come nello specifico caso.

Viene valutata la componente immediata del cedimento mentre non risulta pertanto possibile stimare il valore del cedimento secondario, come pure il decorso dei cedimenti nel tempo.

Il metodo della elasticità si basa sulla seguente relazione:

$S = DH \times Q^2/E$ In cui: DH = spessore strato; Q^2 = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato; E = modulo di deformazione dello strato.

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale viene condotto con il criterio di Boussinesq.

Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da: $p_z = [Q/(4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2)$;

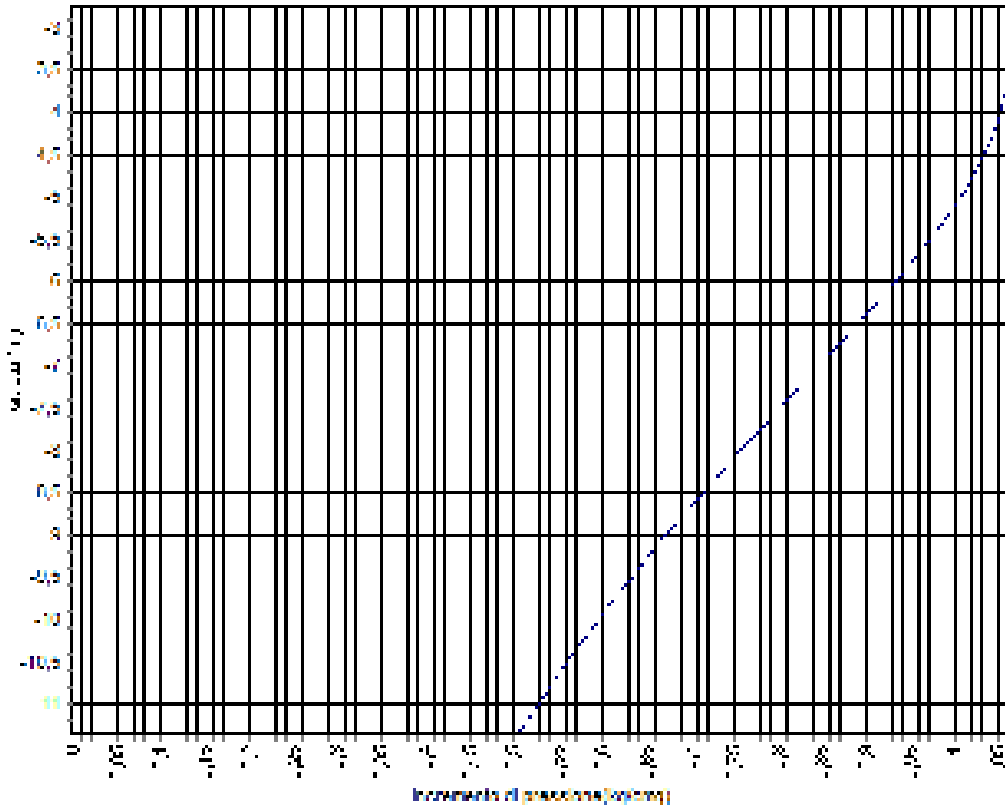
in cui: $m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)]/[(V+V1) \times V]$; $m_2 = \text{atang}[2 \times M \times N \times \sqrt{V}]/(V1-V)$ dove: $M = B/z$; $N = L/z$; $V = M^2 + N^2 + 1$; $V1 = (M \times N)^2$; $\pi = \pi$ Greco.

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree.

Questo metodo fornisce valori sia relativi a fondazioni rigide che flessibili.

Viene considerato come indicatoci dallo strutturista una pressione sul terreno pari a 1,5 Kg/cm². Nella verifica viene tenuto conto del contributo dato dal terreno asportato: si veda a titolo esemplificativo il seguente diagramma

rappresentante il bulbo di diffusione delle tensioni indotte dalle fondazioni nel sottosuolo.



Bulbo di diffusione delle tensioni indotte nel sottosuolo dalle fondazioni

Ottenendo il seguente cedimento per la fondazione in progetto:
per fondazioni considerate flessibili, come risulta dal presente calcolo.

cedimento : 7,1 cm

| | | | |
|--|------------------|----------------|-----------------------|
| Riassunto del calcolo dei cedimenti - verifica allo stato limite d'esercizio | | | |
| larghezza della fondazione (m): | | 1,8 | |
| lunghezza della fondazione (m): | | 16,7 | |
| carico lordo applicato sulla fondazione (kg/cm²): | | | 1,3 |
| metodo di calcolo dei cedimenti : teoria dell'elasticità | | | |
| tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni): n.c. | | | |
| | vertice sinistro | punta centrale | vertice destro |
| cedimento immediato (cm): | 41 | 70,8 | 41 |
| cedimento secondario (cm): | n.c. | n.c. | n.c. |
| area cedimenti (cm): | 41 | 70,8 | 41 |
| max. inclin. differenziale(‰): | 29,8 | | |
| massima distorsione (%): | 0,226 | | |
| fondazione rigida o flessibile) | | | fondazione flessibile |

per fondazioni considerate rigide, come risulta dal presente calcolo:

cedimento : 5,7 cm

| | | |
|--|----------------|-------------------|
| Riassunto del calcolo dei cedimenti - verifica allo stato Limite d'esercizio | | |
| Larghezza della fondazione (m): | | 8,0 |
| Lunghezza della fondazione (m): | | 16,7 |
| Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²): | | 1,3 |
| Metodo di calcolo dei cedimenti : Teoria dell'elasticità | | |
| Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni): | | |
| | punto centrale | |
| Cedimento immediato (cm): | 56,6 | |
| Cedimento secondario (cm): | n.c. | |
| Somma cedimenti (cm): | 56,6 | |
| Fondazione rigida o flessibile: | | Fondazione rigida |

Il progettista potrà valutare l'ammissibilità dei cedimenti in relazione agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese dall'opera ed operare la verifica

$$Ed \leq Cd$$

Ove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore minimo dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

La verifica non tiene conto dei possibili ulteriori cedimenti che potrebbero determinarsi per carichi vibranti, ad esempio dovuti al passaggio dei mezzi ferroviari.

Qualora l'entità del cedimento risultasse non ammissibile si dovrà ricorrere a fondazioni su pali o miste con i pali in funzione di mitigazione dei valori di cedimento.

1.2.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo

Per quanto riguarda il modulo di Winkler o coefficiente di sottofondo statico viene applicato per il calcolo il metodo di Bowles che propone la seguente relazione: $K \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot f_c$

Ove $f_c = 0.025 / \text{cedimento della fondazione}$

Si è ottenuto per la fondazione in progetto :

Coefficiente di sottofondo statico $K = 0,45 \text{ Kg/cm}^3$

Come risulta dal presente calcolo.

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione a platea

Larghezza della fondazione (m): 8,8

Lunghezza della fondazione (m): 16,7

Cedimento del terreno di fondazione (cm): 7,1

carico netto applicato sulla fondazione (kg/cm²): 1,07

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato:

Metodo di Bowles

Modulo di reazione (kg/cm²):

0,45

