

FUSINA S.R.L.

INDAGINI NEL SOTTOSUOLO

COMMITTENTE:

CENTRO GRAFICO DG SPA – MARCALLO CON CASONE (MI)

1844_13

PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE

A MARCALLO CON CASONE, IN VIA EINSTEIN

- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -

MONZA, 11 NOVEMBRE 2013

Via Boccioni, 6 - 20900 Monza (MB)
Tel. 039/2028619 – Fax 039/2230311 – Cell. 348/7213807 – E-mail info@fusinasrl.it
C.F. e P.IVA 03014210961 - R.E.A. 1624114

| | | |
|-----|--|----|
| 1. | PREMESSA..... | 2 |
| 2. | RIFERIMENTI..... | 2 |
| 3. | METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI | 3 |
| 4. | DESCRIZIONE DEL CANTIERE | 4 |
| 5. | CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE..... | 4 |
| 6. | CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI | 4 |
| 7. | PROGETTO | 6 |
| 8. | CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO..... | 7 |
| 9. | CALCOLO DEI CEDIMENTI | 8 |
| 10. | COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER | 10 |
| 11. | ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE..... | 10 |
| | ALLEGATI..... | 12 |

1. PREMESSA

Il Centro Grafico DG s.p.a. di Marcallo con Casone (MI) ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di un capannone industriale a Marcallo con Casone, in via Einstein.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di quattro prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, svolte il 6 novembre 2013.

L'indagine, svolta in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 14/01/2008, è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione; l'obiettivo è stato quello di verificare la relazione $R_d > E_d$, come indicato nelle NTC2008 2.3, allo scopo di ottenere la corretta scelta, impostazione e dimensionamento delle opere fondazionali.

Fanno parte della seguente relazione tecnica i seguenti allegati:

- ubicazione delle indagini
- grafici delle prove penetrometriche

2. RIFERIMENTI

Normative e raccomandazioni

Norme Tecniche per le Costruzioni - 14 Gennaio 2008.

Circolare LL.PP. 617 - 2009

Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). *“Standard Penetration Test Procedures and Effects in Situ Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation”* Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). *“Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni”*. Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). *“Prove Geotecniche in Sito”*. Geo-Graph. Pp. 207-284.
- R. Lancellotta (1993). *“Geotecnica”*. Zanichelli.

3. METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI

Prova penetrometrica dinamica continua (SCPT)

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

altezza di caduta della mazza: 75 cm; peso della mazza: 73 kg

punta conica: conicità 60°, $\phi = 51$ mm; aste: $\phi = 34$ mm

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).



Esecuzione della prova P1.

4. DESCRIZIONE DEL CANTIERE

Il piano di inizio delle indagini coincide con il piano campagna.

Le prove penetrometriche sono state spinte fino a 12 metri di profondità dal piano campagna, sufficienti alle esigenze di progetto.

Le quote sui grafici di penetrazione sono riferite al piano di inizio delle indagini e non allo "zero" di progetto.

5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

Durante l'esecuzione delle prove è stata rilevata la presenza del livello di falda oltre i 5 metri di profondità, a partire dal piano campagna.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove effettuate hanno rilevato un andamento confrontabile: dal piano di inizio indagini a circa – 3 metri, è presente uno strato sabbia limosa debolmente ghiaiosa, avente un grado di addensamento da scarso a medio; da tale profondità a circa – 5,5/6 metri, è stato rilevato uno strato di ghiaia e sabbia bene addensate, a cui segue, fino a circa – 8 metri, un terreno prevalentemente sabbioso con grado di addensamento scarso, dovuto alla presenza delle pressioni neutre dell'acqua di falda; da circa – 8 metri al termine delle prove (- 12 metri), il terreno passa a ghiaia sabbiosa bene addensata.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di N_{SPT} , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{spt} = 1,5 \times N_{scpt}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle

caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times Cr \times Cd \times Cn$$

dove: **N'(60)** = valore di resistenza normalizzato

Cr = fattore di correzione funzione della profondità

Cd = fattore di correzione funzione del diametro del foro

Cn = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

1.08 = valore di correzione funzione delle caratteristiche di restituzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa (D_r) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$D_r \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute quattro unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Da p.c. a circa – 3 m**
 $N_{SPT} = 6$
 $\Phi = 28^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 22 \%$

- **Da circa – 3 m a circa – 5,5/6 m**
 $N_{SPT} = 25$
 $\Phi = 34^\circ$
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 60 \%$

- **Da circa – 5,5/6 m a circa – 8 m**
 $N_{SPT} = 5$
 $\Phi = 27^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 20 \%$

- Da circa – 8 m al termine delle prove (- 12 m)

$$N_{SPT} = 30$$

$$\Phi = 36^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 70 \%$$

N.B.: N_{SPT} = numero colpi/30 cm;

Φ = angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume

D_r = densità relativa

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, tali parametri meccanici devono essere trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2008), ottenendo parametri definiti “caratteristici”. Nel nostro caso appare giustificato il riferimento a valori medi, vista la confrontabilità delle prove.

| profondità | Φ nominale (da prove) | Φ_k (caratteristico) |
|---------------|----------------------------|---------------------------|
| 0 m – 3 m | 28° | 28° |
| 3 m – 5,5/6 m | 34° | 34° |
| 5,5/6 m – 8 m | 27° | 27° |
| 8 m – 12 m | 36° | 36° |

7. PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di un capannone industriale.

La quota di imposta delle fondazioni, considerate a plinti isolati, sarà a - 2,5 metri dal piano di inizio indagini e i carichi alla base dei pilastri, allo stato limite ultimo, saranno compresi tra 50, 100 e 200 tonnellate.

8. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d , la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2008).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto di della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

I coefficienti parziali dei parametri di resistenza del terreno (M) sono unitari e la resistenza globale del sistema (R) è ridotta tramite il coefficiente del gruppo R3, pari a 2,3.

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo la resistenza di progetto; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da Brinch-Hansen (1970); l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$R_k = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

| | | |
|----------|---------|--|
| R_k | [kPa] | = resistenza allo stato limite ultimo; |
| γ | [kN/mc] | = peso di volume; |
| B | [m] | = larghezza della fondazione; |
| c | [kPa] | = coesione; |

| | | |
|----------------------|-------|--|
| q | [kPa] | = $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro; |
| D | [m] | = profondità di incasso della fondazione; |
| N_γ, N_c, N_q | [-] | = fattori di capacità portante; |
| S_γ, s_c, s_q | [-] | = fattori forma; |
| d_γ, d_c, d_q | [-] | = fattori profondità. |

Alla quota di imposta considerata, ossia a - 2,5 metri dal piano di inizio delle indagini, i risultati ottenuti sono

Approccio 2: $R_k = 708$ kPa

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale $R_3 = 2,3$.

Ne consegue che la resistenza di progetto R_d che non deve essere superata dalle azioni di progetto E_d è:

Approccio 2: $R_d = 308$ kPa ($>E_d$)

Per il calcolo dei cedimenti, prendiamo in considerazione il carico di esercizio (Stato Limite di Esercizio), ovvero considerando le azioni non amplificate dai coefficienti A_1 . Dividiamo quindi il valore di progetto R_d per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A_1), che, nel caso dell'approccio considerato, possiamo quantificare in **1,4**. Verificheremo quindi i cedimenti per una pressione sul terreno da parte delle fondazioni pari a circa **220 kPa (=SLE)**.

9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti utilizziamo il metodo di Burland & Burbidge, basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right],$$

dove: q' = pressione efficace lorda (kPa),

σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (kPa),

B = larghezza della fondazione (m),

I_c = indice di compressibilità,

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, della spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di I_c è dato da:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}},$$

dove N_{AV} rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa, z_i , deducibile da dati tabulati da Burland & Burbidge (1984) e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di z_i , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore f_H dalla seguente relazione:

$$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_i} \right).$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo f_t , è dato da:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$

in cui t = tempo espresso in anni (≥ 3);

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici.

| Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984) | | |
|---|---------------------|-----------------------|
| | <i>Tempo, 0 sec</i> | <i>Tempo, 10 anni</i> |
| Pressione: 220 kPa (SLE), Quota di imposta: - 2,5 m, Carico = 200 t | $s_t = 15$ mm | $s_t = 24$ mm |
| Pressione: 220 kPa (SLE), Quota di imposta: - 2,5 m, Carico = 100 t | $s_t = 10$ mm | $s_t = 15$ mm |
| Pressione: 220 kPa (SLE), Quota di imposta: - 2,5 m, Carico = 50 t | $s_t = 7$ mm | $s_t = 10$ mm |

10. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidità di una fondazione; viene calcolato con il metodo di Vesic che lega il coefficiente ai cedimenti (immediati) della fondazione ed al carico allo SLU.

L'espressione generale adottata per il calcolo è la seguente:

$$K_w = R_d \times C$$

Dove C è un coefficiente adimensionale inversamente proporzionale al valore di cedimento.

| CARICO (t) | PRESSIONE (kPa) | CEDIMENTI (mm) | COEFF. DI WINKLER (kN/m ³) |
|------------|-----------------|----------------|--|
| 200 | 308 | 15/24 | 21560 |
| 100 | 308 | 10/15 | 32340 |
| 50 | 308 | 7/10 | 46200 |

11. ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE

Il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" impone la verifica delle azioni sismiche sulle nuove costruzioni.

Come prima fase si determinano i parametri delle azioni sismiche di progetto proprie del sito oggetto di intervento; il territorio comunale di Marcallo con Casone è collocato in zona sismica 4, con parametri sismici per periodi di ritorno di riferimento T_r , riportati nella seguente tabella:

| Stato Limite | T_r [anni] | a_g [g[-]] | F_o [-] | T^*_c [s] |
|----------------------|--------------|--------------|-----------|-------------|
| Operatività | 30 | 0.016 | 2.537 | 0.160 |
| Danno | 50 | 0.020 | 2.521 | 0.173 |
| Salvaguardia Vita | 475 | 0.040 | 2.664 | 0.290 |
| Prevenzione Collasso | 975 | 0.047 | 2.710 | 0.309 |

Dove A_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la scelta dei parametri progettuali, vista l'importanza dell'opera, abbiamo assegnato al manufatto una vita nominale V_n (2.4.1 - NTC2008) maggiore di 50 anni e una classe d'uso "II" (2.4.2 – NTC2008). Ne consegue che il periodo di riferimento V_r per le azioni sismiche è pari a $V_n \times C_u$ (coefficiente d'uso = 1 per classe d'uso II) = 50 anni.

L'azione sismica di progetto tiene inoltre conto della categoria di sottosuolo di riferimento (3.2.2 – NTC2008); sono previste cinque classi di terreni, identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri, e definite dai seguenti parametri: velocità delle onde S, numero colpi SPT e/o coesione non drenata.

Le NTC2008 raccomandano fortemente la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio VS, ma in questo caso tale classe è stata definita mediante l'esecuzione di prove penetrometriche, come concesso nelle norme.

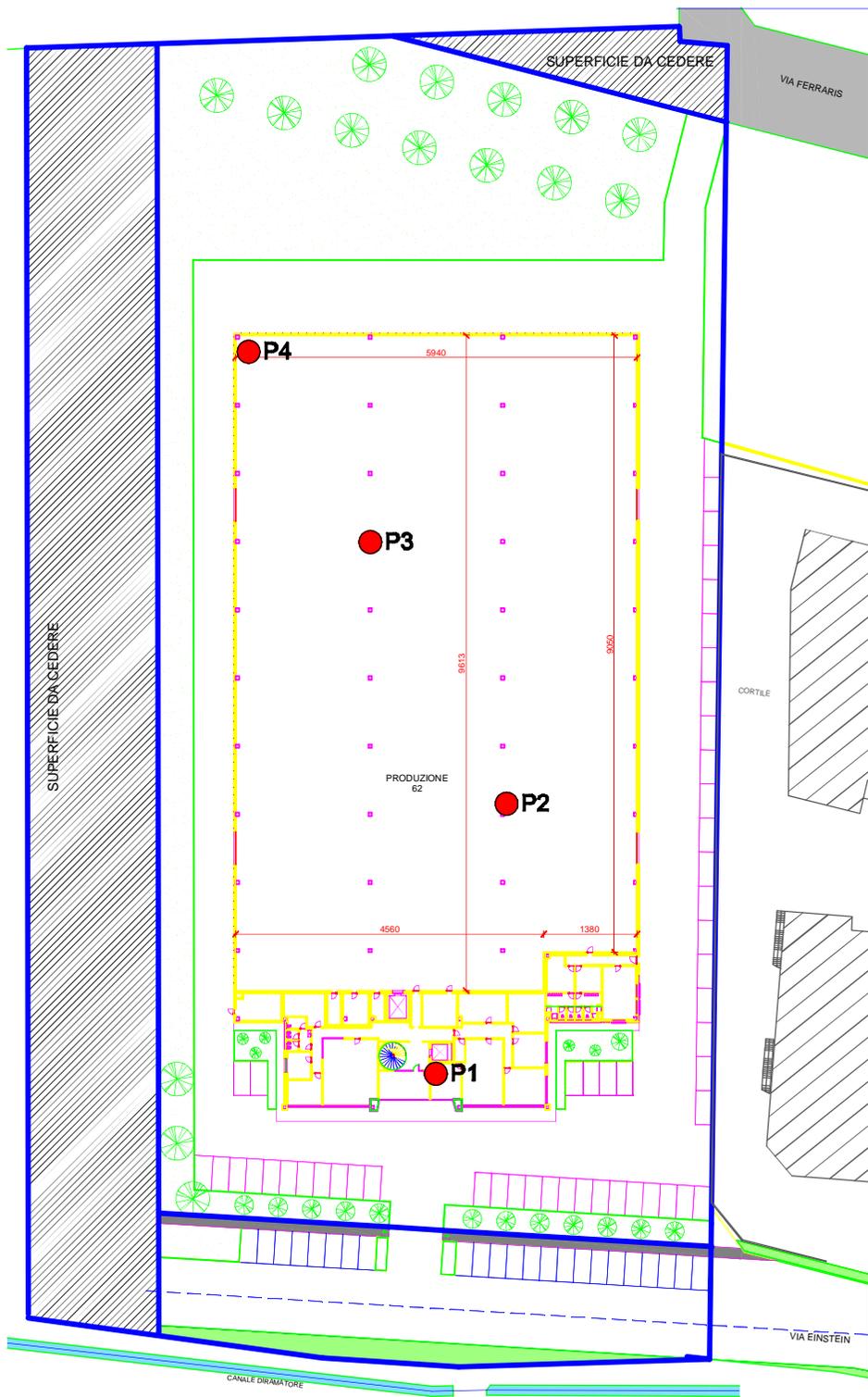
L'area oggetto di indagine presenta quindi terreni rientranti nella **categoria C**, definiti nel DM come “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati e terreni a grana fine mediamente consistenti, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$)*”.

Come condizione topografica al contorno, dovrà essere considerata la categoria T1, propria dei terreni pianeggianti.

dott. geol. Fabio Fusina




ALLEGATI



LEGENDA:
 ● PROVE PENETROMETRICHE



FUSINA S.R.L.
 Via Boccioni, 6 - 20900 Monza
 Tel. 039/2028619 - Fax 039/2230311 - Cell. 348/7213807
 E-mail info@fusinasl.it

COMMITTENTE:
 CENTRO GRAFICO DG SPA

CANTIERE:
 MARCALLO CON CASONE (M) - VIA EINSTEIN

TITOLO:
 UBICAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE

DATA ESECUZIONE PROVE
 6 NOVEMBRE 2013

