

COMUNE DI MONOPOLI

progetto

PROGETTO DEFINITIVO DELLA VIABILITA' PEDONALE NELL'AMBITO DELL'AREA DI PERTINENZA DELLA CASINA DEL SERPENTE MONOPOLI

Committente

ALBA MARIA ANGELA

Via Grotta dell'Acqua n°338/A – Monopoli (BA)

ALBA GRAZIA

Via Kennedy n° 10 – Monopoli (BA)

Progettisti

ING. LEONARDO LENOCI

Corso Umberto, 41 – Monopoli (BA)

ING. INNOCENZO LENOCI

Corso Umberto, 41 – Monopoli (BA)

RELAZIONE GEOTECNICA

M

INTEGRATIVA

elaborato

rapporto:

aggiornamenti:

SETTEMBRE 2015

OTTOBRE 2015 – Adeguamento alla nota prot. n°47956 del 02/10/2015

OTTOBRE 2015 – Adeguamento richiesta prima Commissione nota prot. 05187 del 23.10.2015

STUDIO LENOCI INGEGNERI - MONOPOLI

IL PRESENTE DOCUMENTO E' DI PROPRIETA' DEI PROGETTISTI
A TERMINE DI LEGGE - OGNI DIRITTO E' RISERVATO

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica riporta i calcoli di natura geotecnica eseguiti per il dimensionamento delle fondazioni dell'opera d'arte per lo sfondamento di Via Cavour e la creazione di una loggia a scavalco del canale a cielo libero, nei pressi della cosiddetta Casina del Serpente, nella città di Monopoli.

Per l'espletamento del presente studio, che ha come finalità **la caratterizzazione geotecnica e modellazione del volume significativo di terreno** interessato dal progetto, si fa esplicito riferimento ai contenuti del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-2008 – “*Norme tecniche per le costruzioni*”.

Per quanto concerne il calcolo della coltre di terreno affiorante sul fondo dell'impluvio naturale il geologo ha effettuato una prova di taglio diretto su un campione di suolo con cui si ottengono i parametri geotecnici.

Mentre per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dell'ammasso roccioso calcarenitico che affiora nei pressi della Casina del Serpente si utilizzano i dati delle prove di compressione semplice, eseguite su provini di roccia calcarenitica prelevati dal geologo Rotolo in uno scavo presente nell'area di intervento.

2. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA DEL TERRENO

Per la valutazione della capacità portante della coltre di terreno affiorante sul fondo dell'impluvio principale (in corrispondenza del ponte della ferrovia) si utilizzano i parametri fisici e geotecnici di una prova di taglio diretto eseguita su campioni terreno prelevato in un pozzetto di sondaggio effettuato nel sito.

Trattandosi di un terreno sciolto il calcolo della capacità portante si effettua utilizzando una delle formule più diffuse che è quella di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \left[d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} \right] + c N_c \left[d_c i_c b_c g_c \right] + q N_q \left[d_q i_q b_q g_q \right]$$

dove:

N_c, N_{γ}, N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito;

s_c, s_{γ}, s_q = fattori di forma della fondazione;

i_c, i_{γ}, i_q = fattori correttivi dell'inclinazione del carico;

b_c, b_{γ}, b_q = fattori correttivi dell'inclinazione del piano di fondazione;

g_c, g_γ, g_q = fattori correttivi dell'inclinazione del piano di campagna;

d_c, d_γ, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;

γ = peso specifico apparente;

B = larghezza della fondazione;

q = sovraccarico del terreno a quota fondazione ;

La prova di taglio diretto ha fornito una coesione nulla e un valore di ϕ' pari a 20° a cui corrispondono i coefficienti N_γ, N_q di seguito elencati:

$$N_\gamma = 2.87$$

$$N_q = 6.40$$

$$d_\gamma = d_q = 1.047 \text{ (fattori di approfondimento)}$$

$$s_\gamma = s_q = 1.031 \text{ (fattori di forma)}$$

Trattandosi di fondazione orizzontali con piano di fondazione orizzontale i fattori correttivi corrispondenti sono pari all'unità

Il progetto della strada di collegamento tra Via Bixio e Via Accademia Filosofica Ebraica prevede sui due lati muri di contenimento del corpo del rilevato stradale che attraverseranno la depressione sul cui fondo affiora la coltre di terreno.

La fondazione di tipo nastroforme avrà le seguenti dimensioni:

$$\text{larghezza} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{lunghezza di uno spezzone di fondazione continua} = 10 \text{ m}$$

$$\text{approfondimento} = 0.50 \text{ m}$$

Nei calcoli, non tenendo conto del contributo della coesione del terreno (pari a 0) e inserendo questi dati si ottiene **una portanza ultima = 9.8 Kg/cm²**.

3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA DELLA ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante si utilizza la resistenza a compressione semplice ricavata su provini di roccia calcarenitica i cui valori sono:

$$\text{Campione A} = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Campione B} = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Campione C} = 42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Campione D} = 47 \text{ Kg/cm}^2$$

Ai sensi della nuova normativa antisismica detti valori di resistenza a compressione ottenuti in laboratorio vanno, innanzitutto, ridotti di un **coefficiente parziale** $\gamma_{qu} = 1.6$ (lettera *c* del § 6.2.3.1.2 del citato DM 14.01.2008) per cui avremo:

$$\text{Campione A} = 28.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Campione B} = 31.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Campione C} = 26.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Campione D} = 29.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Le relazioni più adottate sono: l'algoritmo di MANEV e AVRAMOVA-TACHEVA (1970) e l'espressione di DAVIS e BOOKER (1974).

L'analisi statistico-strutturale delle discontinuità eseguita durante le indagini ha fornito una frequenza di 2 fratture/metro lineare di roccia, mentre per quanto concerne l'angolo d'attrito interno (φ) della roccia, si assume un valore di 30° .

La coesione della roccia alla scala di provino corrisponde a metà della resistenza a compressione semplice ridotta, perciò avremo i seguenti valori:

$$\text{- Campione A} \Rightarrow c_l = \sigma_r / 2 = 14.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- Campione B} \Rightarrow c_l = \sigma_r / 2 = 15.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- Campione C} \Rightarrow c_l = \sigma_r / 2 = 13.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- Campione D} \Rightarrow c_l = \sigma_r / 2 = 14.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Applicando la relazione di MANEV e AVRAMOVA-TACHEVA si determinano i valori della coesione della roccia alla scala dell'ammasso roccioso.

La relazione è la seguente:

$$c_{\text{ammasso}} = c_l \times (A \times e^{-b \times (f-2)} + B)$$

in cui:

c_l = coesione di laboratorio

$$A = 0.114$$

$$b = 0.48$$

$$B = 0.02$$

f = frequenza delle fratture per metro lineare di roccia.

Per un valore misurato di $f = 2$ avremo:

$$\text{- Campione A} \Rightarrow c_{\text{ammasso}} = 1.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- Campione B} \Rightarrow c_{\text{ammasso}} = 2.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- Campione C} \Rightarrow c_{\text{ammasso}} = 1.76 \text{ Kg/cm}^2$$

- Campione D $\Rightarrow c_{\text{ammasso}} = 1.97 \text{ Kg/cm}^2$

Il valore della capacità portante dell'ammasso roccioso, si calcola applicando l'espressione proposta da DAVIS e BOOKER (1974):

$$q_o = 2 \times c_{\text{ammasso}} \times \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

dove:

q_o = capacità portante della roccia

c_{ammasso} = coesione relativa all'ammasso roccioso.

φ = angolo di attrito interno della roccia calcarenitica (30°)

Inserendo i dati riguardanti i quattro campioni si ottengono i seguenti valori della capacità portante ultima:

- Campione A $\Rightarrow q_{\text{ult}} = 11.3 \text{ Kg/cm}^2$

- Campione B $\Rightarrow q_{\text{ult}} = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$

- Campione C $\Rightarrow q_{\text{ult}} = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$

- Campione D $\Rightarrow q_{\text{ult}} = 11.8 \text{ Kg/cm}^2$

Nei calcoli si adotta il valore medio, per cui si ottiene **una capacità portante ultima 11.5 Kg/cm^2** .

4. PARAMETRI DINAMICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE (COLTRE)

L'indagine geosismica del tipo "a rifrazione di superficie" **B.S.1** effettuata lungo l'asse dell'impiuvio ha fornito i valori delle velocità (in m/s) delle onde P ed S ed i valori delle profondità (in m) dei rifrattori (discontinuità fisica) dei sismostrati della sezione sismostratigrafica a tre strati che sono riportati nella tabella seguente:

<i>BASE B.S.1</i>	<i>V_p (m/s)</i>	<i>h (m)</i>	<i>V_s (m/s)</i>
<i>sismostrato 1</i>	180	1.1	100
<i>sismostrato 2</i>	650	4.8	370
<i>sismostrato 3</i>	2920	-	1080

Sulla scorta dei valori di velocità delle onde sismiche P ed S ottenuti nella base sismica B.S. 2, sono stati ricavati i moduli dinamici del sottosuolo in esame relativi a ciascun orizzonte sismico individuato, che vengono di seguito elencati:

Coefficiente di Poisson (σ);

Modulo di Young (E, in Kg/cm²);

Modulo di Taglio (G, in Kg/cm²);

Modulo di Incompressibilità (K, in Kg/cm²).

Nella tabella che segue sono indicati i valori calcolati assumendo un peso di volume di 1.70 g/cm³, più adatto alle litologie presenti nei primi m di sottosuolo.

B.S.2	V_p (m/s)	V_s (m/s)	σ	γ	E	G	K	R
<i>sismostrato 1</i>	180	100	0.28	1.70	440	170	330	0.17
<i>sismostrato 2</i>	650	370	0.26	1.70	5950	2380	4165	0.63
<i>sismostrato 3</i>	2920	1080	0.42	1.70	57800	20400	142000	1.84

5. PARAMETRI DINAMICI DELLA ROCCIA CALCARENITICA

L'indagine geosismica del tipo "a rifrazione di superficie" **B.S.2** effettuata parallelamente alla ferrovia ha fornito i valori delle velocità (in m/s) delle onde P ed S ed i valori delle profondità (in m) dei rifrattori (discontinuità fisica) dei sismostrati della sezione sismostratigrafica a tre strati che sono riportati nella tabella seguente:

BASE B.S.2	V_p (m/s)	h (m)	V_s (m/s)
<i>sismostrato 1</i>	390	0.7	180
<i>sismostrato 2</i>	1810	-	1240

Sulla scorta dei valori di velocità delle onde sismiche P ed S ottenuti nella base sismica B.S. 2, sono stati ricavati i moduli dinamici del sottosuolo in esame relativi a ciascun orizzonte sismico individuato, che vengono di seguito elencati:

Coefficiente di Poisson (σ);

Modulo di Young (E, in Kg/cm²);

Modulo di Taglio (G, in Kg/cm²);

Modulo di Incompressibilità (K, in Kg/cm²).

Nella tabella che segue sono indicati i valori calcolati assumendo un peso di volume di 2.0 g/cm³.

B.S.2	V_p (m/s)	V_s (m/s)	σ	γ	E	G	K	R
<i>sismostrato 1</i>	390	180	0.36	2.00	1800	660	2200	0.36
<i>sismostrato 2</i>	1810	1240	0.06	2.00	66000	31000	25000	2.48

6. DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO DEL TERRENO

I parametri dinamici ricavati con le indagini geofisiche sono utilizzabili per il calcolo del coefficiente di sottofondo K_s .

Infatti, in occasione del *International Earthquake Symposium Kocaeli*, tenutosi dal 22 al 26 ottobre 2007, fu presentato uno studio di Semih Tezcan, Zuhul Ozdemir, Ali Keceli e Aykut Erkal, ricercatori dell'Università di Istanbul, in cui vennero citati numerosi studi (dal 1968 al 2004) che dimostravano l'esistenza di una relazione tra i dati sperimentali della velocità delle onde di taglio V_s ed altri parametri del terreno, quali il rapporto dei vuoti e la rigidità dei suoli, la densità, la permeabilità, la resistenza a compressione laterale libera e la portanza (Turker 2004).

Alla luce di queste considerazioni per ricavare il coefficiente di reazione K_s del terreno di fondazione essi proposero la seguente relazione:

$$K_s = 4 \gamma V_s$$

Il valore V_s è quello relativo al sismostrato 2 della Tavola 2.c.1, pari a 370 m/s, mentre γ è il peso di volume del terreno che si assume pari a 17 KN/m³.

$$K_s = 4 \gamma V_s = 4 \times 17 \times 370 = 25160 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{2.6 \text{ Kg/cm}^3}$$

7. DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO DEL SUOLO

Con la stessa formula si ricava il coefficiente di reazione K_s della roccia calcarenitica.

$$K_s = 4 \gamma V_s$$

Il valore V_s è quello relativo al sismostrato 2 della Tavola 2.c.2, pari a 1240 m/s, mentre γ è il peso di volume della roccia calcarenitica che si assume pari a 20 KN/m³.

$$K_s = 4 \gamma V_s = 4 \times 20 \times 1240 = 99.800 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{10.1 \text{ Kg/cm}^3}$$

8. DETERMINAZIONE DEL PARAMETRO VS30 DEL TERRENO

L'Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica.

E' utile ricordare che per il territorio del Comune di Monopoli sono state proposte le seguenti classificazioni dal punto di vista sismico:

- Zona Sismica di IV[^] Categoria, zona non sismica in base alla precedente normativa sismica (Decreti emessi sino al 1984);

- Zona Sismica di III[^] Categoria secondo la proposta di aggiornamento della classificazione sismica del territorio nazionale formulata nel 1998 dal Gruppo di Lavoro della Commissione Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi del Dipartimento della Protezione Civile (Proposta del 1998);

- Zona 4, cui corrisponde una accelerazione orizzontale [a_g/g] con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g) < 0.15 ed un'accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico pari ad (a_g/g) = 0.15, secondo OPCM n. 3274 del 20-03-03;

- Zona 4, cui corrisponde una PGA (accelerazione di picco orizzontale del suolo "a_g" su suolo di Categoria A) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni pari ad $a_g = [0.15 g]$, secondo OPCM n. 3431 del 03-05-05.

Insieme alle importanti novità relative alle metodologie di calcolo ingegneristico è stata introdotta la *Classificazione dei Suoli* per la definizione dell'azione sismica di progetto indicando 5 categorie principali (A-E) a cui ne sono aggiunte altre 2 (S1 e S2) per le quali sono richiesti studi specialistici basati sul valore del parametro Vs30.

La Vs30 rappresenta la velocità media ponderale di propagazione delle onde di taglio S misurata per 30 m di suolo al di sotto del piano di fondazione ed è dato dalla espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove:

h_i = spessore medio in m dello strato iesimo;

V_{si} = velocità onde S in m/s dello strato iesimo.

Dai calcoli risulta una **Vs30 = 650 m/s.**

Lo schema stratigrafico ricostruito lungo il solco erosivo evidenzia uno spessore di 5-6 m di terreno a grana grossa mediamente addensato che poggia su substrato roccioso di con valore di Vs30 > di 800 m/s per cui il suolo di fondazione dei muri di contenimento rientra nella **Categoria E**, corrispondente a *“Terreni di sottosuoli di tipo Co D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento con Vs maggiore di 800 m/s.”*

10. DETERMINAZIONE DEL PARAMETRO VS30 DELLA ROCCIA

La Vs30 rappresenta la velocità media ponderale di propagazione delle onde di taglio S misurata per 30 m di suolo al di sotto del piano di fondazione ed è dato dalla espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove:

hi = spessore medio in m dello strato iesimo;

Vsi = velocità onde S in m/s dello strato iesimo.

Dai calcoli risulta una **Vs30 = 1090 m/s**.

Pertanto il sottosuolo di fondazione delle opere d'arte attinenti la viabilità nel tratto vicino alla Casina del Serpente rientra nella **Categoria "A"**, a cui corrispondono ***“Ammassi rocciosi affioranti (formazione litoide) caratterizzati da valori della Vs30 maggiori di 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo di 3 m”***.

Monopoli (BA), 23/10/2015

IL TECNICO