

COMUNE di MONTELUPONE

PROVINCIA DI MACERATA

RIQUALIFICAZIONE CAMPO DI CALCIO COMUNALE
REALIZZAZIONE NUOVI SPOGLIATOI
sito in via Alessandro Manzoni - Montelupone (MC)

PROGETTO ESECUTIVO



STATO DI PROGETTO - EDIFICIO SPOGLIATOI

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

COMMITTENTE: **COMUNE DI MONTELUPONE**

Il Sindaco
ROLANDO PECORA

Il RUP
ANTONIO SPACCESI

PROGETTISTA: **Ing. GIACOMO COMITE**

iscritto albo Ing. FERMO n. A323



TAVOLA **B.2.c**

Integrazione AGOSTO 2022

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni

Su incarico del Comune di Montelupone (MC), con sede in P.zza del Comune, 1; di Montelupone (MC) rappresentata dal Sindaco Rolando Pecora e dal Rup Antonio Spaccesi, il sottoscritto Ing. Comite Giacomo, residente a Porto Sant'Elpidio (FM) in Via G. Verga, 3, Codice Fiscale CMTGCM69R20A912M, P. IVA 02314110780; iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Fermo al n° A323, ha ottenuto l'incarico per la progettazione definitiva ed esecutiva per la realizzazione degli Spogliatoi del Campo di Calcio sito in Via A. Manzoni in Montelupone (MC).

L'intervento in oggetto avrà una superficie coperta di circa 320mq a piano terra e di circa 148mq al piano primo oltre alla pergola di 75mq, esso verrà realizzato previo smantellamento e demolizione dell'attuale struttura, mentre la posizione viene leggermente modificata al fine di ottenere maggiore fluidità degli spazi.

La tecnologia costruttiva è quella del cantiere a piè d'opera, con struttura portante realizzata con setti e telai in conglomerato cementizio armato, mentre i solai saranno realizzati in lastre prefabbricate tipo predaller, dello spessore di 25+5cm e 20+5cm, con fondazione costituita da una platea nervata in conglomerato cementizio armato.

Detti solai saranno realizzati mediante posa di dette lastre innestate sulla porzione in opera mediante apposita armatura e completate con getto del conglomerato (C25/30).

La struttura sarà realizzata su complessivi due livelli (terra e primo) ed i livelli verranno collegati dall'esterno mediante scala in conglomerato cementizio armato realizzata incassata nei setti in c.a., e con sviluppo su due rampate interposte da pianerottolo di riposo, mentre l'interpiano netto tra i vari solai è del valore di 300cm (al netto dei massetti degli impianti e delle coibentazioni).

La pergola viene realizzata con elementi metallici costituiti da n. 3 montanti HEA200, da n. 3 travi IPE 200 e da n. 6 travi secondarie costituite da IPE 160, le quali saranno sormontate da pannelli autoportanti tipo Sandwich, la struttura si completa con una pensilina posta sul camminamento del marciapiede lato monte, anch'essa realizzata da profilati metallici tipo IPE 160 e pannelli Sandwich.

La struttura è da ritenersi, alla luce della nuova normativa tecnica, "irregolare" poiché presenta asimmetrie sia geometriche che strutturali, cosicché si ha una evidente distanza tra il centro delle masse di piano con i centri di rigidezza dei piani stessi.

5.0 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI *PARAMETRI MEDI FM*

Per la valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti è stato fatto riferimento alle prove penetrometriche dinamiche eseguite.

I coefficienti geotecnici medi (M) di seguito riportati sono stati desunti dalla estrapolazione dei dati ricavati dalle prove e dalla letteratura tecnica esistente.

I valori misurati risultano sempre di una certa omogeneità per tutto il materiale estratto.

Sono inoltre stati presi a riferimento i campioni di terreno analizzati in laboratorio durante precedenti indagini geologiche nelle vicinanze rappresentativi dei litotipi rinvenuti.

I coefficienti geotecnici medi, possono essere così valutati:

<u>COLTRE COLLUVIALE ED ELUVIALE</u>	LITOTIPO B1	(LIMO ARGILLOSO)	PARAMETRI FM
peso di volume	γ	= 1,95	(g/cm ³)
coesione non drenata	C_{ui}	= 0,40÷1,00	(Kg/cmq)
coesione drenata	C'	= 0,05÷0,10	(Kg/cmq)
Modulo di poisson	ν	≈ 0,45	
angolo di attrito interno	φ'	≈ 20°÷23°	(gradi)
Modulo edometrico	E_{ed}	≈ 45÷65	(Kg/cmq)
Costante di Winkler	K_w	≈ 1.50÷2.50	
Modulo di taglio	G_0	≈ 450÷480	(Kg/cmq)
Velocità onde S	V_s	≈ 200÷250	(Kg/cmq)
<u>COLTRE COLLUVIALE ED ELUVIALE</u>	LITOTIPO B2	(SABBIE E SABBIE LIMOSE)	PARAMETRI FM
peso di volume	γ	= 1,90	(g/cm ³)
coesione drenata	C'	= 0,0	(Kg/cmq)
Modulo di poisson	ν	≈ 0,40	
angolo di attrito interno	φ'	≈ 24°÷28°	(gradi)
Modulo edometrico	E_{ed}	≈ 55÷75	(Kg/cmq)

L'area interessata dal progetto si trova in condizioni di debole acclività; pertanto, per quanto riguarda la topografia, può essere classificato come T1 e il valore del fattore di amplificazione topografica risulta $St = 1,0$.

In base ai risultati ottenuti nei primi trenta metri di profondità, seguendo l'approccio semplificato (in alternativa agli studi di risposta sismica locale che rappresentano l'approccio rigoroso), il suolo di fondazione dell'area in oggetto, è classificato come di categoria C.

I dati geomeccanici di seguito riportati sono stati ricavati dall'elaborazione e correlazione di dati sperimentali secondo l'interpretazione di Terzaghi, D'Apollonia, Sanglerat ed altri autori, che tengono appunto conto della resistenza di rottura dinamica della punta.

CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E CALCOLO DI PORTANZA DEI TERRENI PRESENTI

La verifica di portanza dei terreni presenti viene eseguita sulla base delle Nuove norme tecniche delle Costruzioni (DM2018), per ogni stato limite ultimo (SLV) deve essere rispettata la condizione di verifica terreno/fondazione. In allegato si osservano i risultati ottenuti considerando le caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti in posto. I calcoli di portanza delle fondazioni prese in esame per le strutture da realizzare (i cui parametri geotecnici sono stati estrapolati dalla relazione geologica di riferimento), ossia PLATEA.

Dalla verifiche eseguite, opportunamente ponderate e allegate alla presente, si evince che i valori dei carichi limiti da considerare per i terreni presenti sono pari rispettivamente a:

$$Q_{lim} = 44233 \text{ KN} \quad \text{con} \quad q_{lim} = 13.79 \text{ KN/mq} \quad \text{e} \quad q_{limk} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_{lim} = 12539 \text{ KN} \quad \text{con} \quad q_{lim} = 60.4 \text{ KN/mq} \quad \text{e} \quad q_{limk} = 1.81 \text{ Kg/cm}^2$$

considerato che gli scarichi indotti dalla sovrastruttura determinano nelle peggiori condizioni limite un valore massimo di 0.8Kg/cmq, tale valore è nettamente inferiore ai valori limiti di portanza dei terreni presenti in loco.

Dato il tipo di intervento ed il tipo di terreno presente si è optato per una fondazione di tipo superficiale, costituita da una platea nervata dello spessore di 50cm con sottostante uno strato di calcestruzzo magro non meno di 10cm.

La fondazione sarà realizzata con calcestruzzo con le sottoscritte caratteristiche meccaniche e fisiche

Res. caratt. cls fck kg/cmq	300,0
Res. calcolo cls fcd kg/cmq	138,0
Res. fless. cls rcd kg/cmq	138,0
Res. caratt. fer fyk kg/cmq	4300
Res. calcolo fer fyd kg/cmq	3739
Mod. elastico ferro kg/cmq	2100000
Deform. lim. elast. cls ec0	0,20
Deformazione ultima cls ecu	0,35
Deformazione ultima fer eyu	1,00
Rap. incr. arm. tes/comp (%)	50
Rap. Mom.T / Mom.T.Ult. (%)	10
Ampiezza fess. comb rara mm	
Ampiezza fess. comb freq mm	0,4
Ampiezza fess. comb perm mm	0,3
Sigma mass. cls rara kg/cmq	142,0
Sigma mass. cls perm kg/cmq	111,0
Sigma mass. fer rara kg/cmq	3520
Coefficiente di viscosita'	2,0

Per ogni altro particolare si rimanda agli elaborati tecnici allegati.

Porto Sant'Elpidio Gennaio 2020

In fede

Giacomo ing. Comite

1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo

Peso specifico del calcestruzzo

Peso specifico del magrone

Altezza del sottofondo in magrone

	C25/30
γ_{cls}	25,00 kN/m ³
$\gamma_{cls, mag}$	24,00 kN/m ³
H_{mag}	0,10 m

2 PARAMETRI SISMICI SLV

TROVA I PARAMETRI SISMICI (ag, F0, TC*)

Accelerazione massima su suolo rigido

Coefficiente di amplificazione spettrale

Periodo di inizio tratto a velocità costante

Categoria di sottosuolo

Categoria topografica

a_g	1,716 m/s ²
F_0	2,450
T_c^*	0,336 s
	C
	T1

Accelerazione di gravità

Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale

Coefficiente di amplificazione topografica

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Prodotto $S_s \cdot S_T$

Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale

Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

Periodo del tratto ad accelerazione costante

Periodo del tratto a velocità costante

Periodo del tratto a spostamento costante

Coefficiente di smorzamento viscoso

Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%

Coefficiente sismico orizzontale

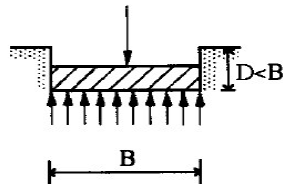
Coefficiente sismico verticale

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

g	9,806 m/s ²
a_g/g	0,175
S_T	1,000
S_s	1,443
S	1,443
$a(max)/g$	0,252
C_c	1,505
T_B	0,169 s
T_C	0,506 s
T_D	2,300 s
ξ	5 %
η	1
K_h	0,096
K_v	$\pm 0,048$
β_m	0,38

2.DATI FONDAZIONE

2.1 Geometria fondazione



Lato corto

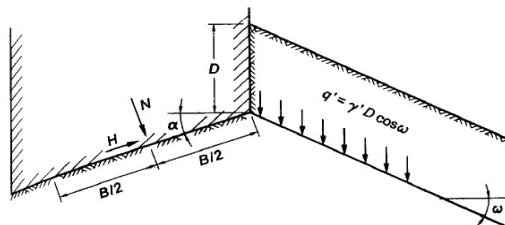
Lato lungo

Altezza della fondazione

Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

B	5,20 m
L	42,70 m
H	0,50 m
D	0,60 m

2.2 Geometria terreno e piano di posa



Inclinazione piano posa

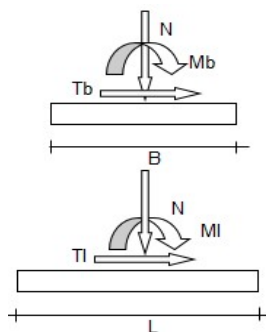
Inclinazione piano campagna

α	0,00 °
ω_v	0,00 °

2.3 Sollecitazioni

Inserire solamente sollecitazioni derivanti dall'analisi statica, la verifica sismica verrà eseguita attraverso

un approccio pseudo statico secondo le formulazioni di Paolucci e Pecker.
 Il peso proprio della fondazione viene inserito di default in questa sezione, perché deve essere moltiplicato per il coefficiente amplificativo.



Forza normale alla base
 Forza parallela al lato lungo
 Forza parallela al lato corto
 Momento che arrotola attorno al lato corto
 Momento che arrotola attorno al lato lungo

Forza tagliante combinata $H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$

Eccentricità del carico nella direzione b

Eccentricità del carico nella direzione l

CARICHI STATICI			
	Gk1	Gk2	Qk
V	150,0 kN	200,0 kN	400,0 kN
Hl			
Hb			
Mb			
Ml			
H	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN

e_{P,b}

0 %	0,00 m	[m]
-----	--------	-----

e_{P,l}

0 %	0,00 m	[m]
-----	--------	-----

OSSERVAZIONE

La verifica sulla capacità portante della fondazione è riferita solo alla risultante verticale "V".
 L'introduzione delle forze orizzontali produce modifiche sui coefficienti "i" e sulle dimensioni B* e L* ricavate dalla regola di Meyerhof. A sua volta queste modifiche ripercuotono i propri effetti sul carico limite del terreno.

3 GEOTECNICA

3.1 Falda

Attiva la falda:

Quota della falda dal piano campagna

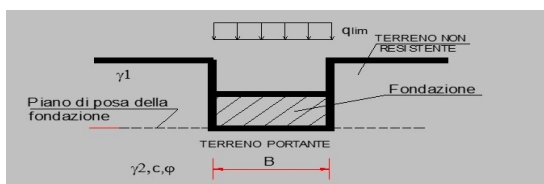
Peso specifico acqua

H_{falda}

γ_w

no
0,00 m
10,0 kN/m ³

3.2 Parametri geotecnici



Argilla dura (non sature)

Densità relativa
 Modulo elastico
 Modulo edometrico
 Coefficiente di Poisson
 Costante di Winkler

Angolo di attrito

Coesione

Resistenza a taglio non drenata

Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

Dr	-
E	76500 kPa
M	70255 kPa
v	0,1
Kw	6 N/cm ³

φ'	0,00 °
c'	
cu	10,00 kPa
Yf,sopra	17,00 kN/m ³
Yf,sotto	18,50 kN/m ³

s	si
d	no

6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Condizione di verifica:

SISMICA

Si esegue analisi sismica pseudo-statica Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)

AZIONI	A	
$\gamma G1$	1,00	0,90
$\gamma G2$	1,00	0,80
γQk	1,00	0,00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

[Vai alla normativa NTC18 -->](#)

[Formule -->](#)

VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

CONDIZIONI NON DRENATE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
γ_{G1}	1,00
γ_{G2}	1,00
γ_{Qk}	1,00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	1,716 m/s ²
F_o	2,45
T_c^*	0,336 s
	C
	T1
β_m	0,380
K_h	0,096
K_v	0,048

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
 Resistenza a taglio non drenata
 P.S. terreno sopra il piano di posa.
 P.S. terreno sotto il piano di posa.
 P.S. medio del terreno
 inclinazione piano posa
 inclinazione piano campagna
 Profondità della curva di scorrimento

$\varphi_{,d}$	0,00 °
$c_{u,d}$	10,00 kPa
$\gamma_{f,sopra,d}$	17,0 kN/m ³
$\gamma_{f,sotto,d}$	18,5 kN/m ³
$\gamma_{f,medio}$	18,3 kN/m ³
α	0,00 °
ω	0,00 °
H_{scor.}	4,13 m

Base
 Lunghezza
 Base ridotta
 Lung. Ridotta
 Altezza zattera
 Affondamento
 Altezza magrone

B	5,20
L	42,70
B*	5,10
L*	42,60
H	0,50
D	0,60
H_m	0,10

Carico verticale
 Carico Orizzontale
 Momento Sollecitante b
 Momento Sollecitante l

V_{,d}	1336,2 kN
H_{,d}	128,2 kN
M_{b,d}	64,1 kNm
M_{l,d}	64,1 kNm

Taglio Sismico

H_{,s}	128,2 kN
-----------------------	----------

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_{y,0}	0,00
N_{c,0}	5,14
N_{q,0}	1,00

Secondo Vesic (1973)

Secondo Vesic (1970)

Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
$s_{c,0}$	1,000

Coefficienti di profondità	
$d_{c,0}$	1,047

Coefficienti di inclinazione del carico	
$i_{c,0}$	0,978
m_b	1,893
m_l	1,107
m	1,500
ϑ	45,00 °

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
$b_{c,0}$	1,000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
$g_{c,0}$	1,000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
$z_{c,0}$	0,969

5 REGOLA DI MEYERHOF

e_b	0,05 m
B^*	5,10 m

e_L	0,05 m
L^*	42,60 m

6 CARICO LIMITE

q_{lim}	61,2	[kN/m ²]
-----------	------	----------------------

Q_{lim}	13318,7	[kN]
-----------	---------	------

$$q_{lim} = c_u N_{c,0} s_{c,0} d_{c,0} i_{c,0} b_{c,0} z_{c,0} + q$$

↑
↑
 contributo contributo
 forze di **coesione** **sovraccarico**

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (ROTTURA GENERALE)

E_d	1336,2	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	5790,7	[kN]		
e_d	6,1	[kPa]		
r_d	26,6	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	128,2	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	84221,8	[kN]		

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

Altezza per la spinta passiva 0,30 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

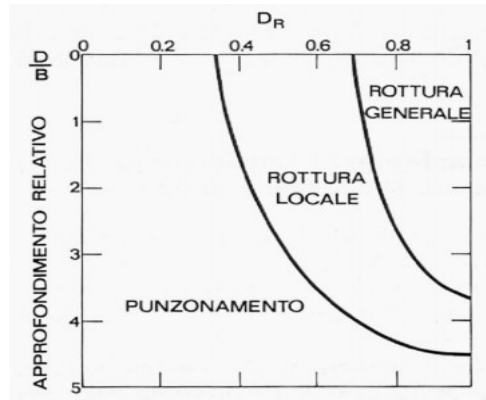
9 ROTTURA PER PUNZONAMENTO

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni drenate

in cui per ipotesi il terreno è incompressibile. La verifica si applica soprattutto in terreni sabbiosi sciolti.

10 ROTTURA LOCALE

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra la rottura globale e la rottura per punzonamento e non si verifica in condizioni drenate, perché per ipotesi il terreno è incompressibile.



De Beer (1967)