



PROVINCIA DI MODENA

Area Lavori Pubblici

Direttore Ing. Alessandro Manni

Servizio Lavori speciali Opere Pubbliche

telefono 059 209 623 fax 059 343 706

via J.Barozzi 340, 41124 Modena c.f. e p.i. 01375710363

centralino 059 209 111 www.provincia.modena.it provinciadi Modena@cert.provincia.modena.it

Servizio Certificato UNI EN ISO 9001:2008 - Registrazione N. 3256 -A-

I.S.T.A.S. LAZZARO SPALLANZANI DI CASTELFRANCO EMILIA (MO) POSIZIONAMENTO MODULI PREFABBRICATI AD USO LABORATORI

PROGETTO ESECUTIVO

RIFERIMENTO ELABORATO

PE017

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

PROT. n°

SCALA

DATA DICEMBRE 2016

CL.

revisione

data

descrizione

redatto

controllato

approvato

DEL

FASC.

SUB

N



ubicazione intervento

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alessandro Manni

PROGETTISTA GENERALE

Ing. Daniele Gaudio

PROGETTISTA STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI

Ing. Vincenzo Chianese

CONSULENTE GEOLOGICO

Dott. geol. Luca Rossi

VISTO IL DIRETTORE DEI LAVORI

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI.....	2
NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI.....	4
CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE.....	6
VERIFICA PORTANZA.....	6
VERIFICA CEDIMENTI.....	10
VERIFICHE OPERE PLATEA IN C.A.....	10
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	13

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI.

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente dal posizionamento dei nuovi box prefabbricati nel sito all'aperto interno all'edificio scolastico Spallanzani di Casterlfranco. In concomitanza a quanto indicato al punto 2.4.1 del D.M. 14/01/2008 (opere temporanee con utilizzo inferiore ai 2anni) ed al punto 6.2.2 del medesimo decreto (opere di modesta rilevanza), visti i modesti carichi in gioco, in un approccio in cui vengono minimizzati i costi/benefici, è stato possibile riferirsi ad un'indagine geologica eseguita in sito poco distante svolta dal Dr geologo Valeriano Franchi con studio in Modena; tale relazione è risalente al settembre 2015 ed è inerente il progetto dell'ampliamento del polo scolastico "Guido Guinizelli".

L'area dal punto di vista topografico è pianeggiante, di alta pianura, sub-orizzontale, con una debole pendenza verso NE, e con quote che, in corrispondenza dell'area, sono prossime a 41 m s.l.m. Come si evince dallo Stralcio della Tavola 1.1 "Litologia di superficie" del PSC di Castelfranco Emilia, anche l'area in esame come quella in cui sono state svolte le indagini è del tipo prevalentemente limosa (limi ed argille di piana alluvionale). Il database geognostico della Regione Emilia-Romagna indicherebbe per tutta la zona in esame la presenza di argilla da piano campagna fino alla profondità di -9 m, seguita da strato di ghiaia fino a -14 m. E' stata inoltre individuata una falda superficiale ragionevolmente presente a circa 8m dal piano di campagna. Sono state svolte 2 prove penetrometriche statiche, spinte alle profondità di 7 e 8 m (per maggiori ragguagli si rimanda alla succitata relazione geologica).



fig. 1 : siti "A" e "B" ove saranno ubicati i container; sito "C" ove sono state svolte le indagini

Le risultanze dell'indagine in sito "C" hanno evidenziato i risultati che di seguito si riportano (la prima prova CPT1 è più prossima al sito in esame):

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0,60											
2	1,20	C	1,9	1385,1	74,0	254,3	>9	2,1	2,2	--	--	--
3	3,20	C	0,8	618,1	47,4	157,0	>9	1,9	2,0	--	--	--
4	5,20	C	0,6	397,7	45,9	123,2	8,7	1,9	1,9	--	--	--
5	7,00	I	--	--	320,7	742,6	0,8	1,9	2,2	96,4	45,0	534,4

Tabella 1 – Modello geotecnico in corrispondenza della CPT1.

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0,80	I	--	--	0,8	7,0	<0,5	1,8	2,1	5,0	17,1	0,3
2	1,80	CI	2,5	1829,4	98,0	301,9	0,8	2,1	2,2	84,2	39,0	122,5
3	3,20	C	0,6	459,7	47,6	132,4	>9	1,9	2,0	--	--	--
4	4,80	C	0,4	244,4	36,1	93,9	7,9	1,8	1,9	--	--	--
5	6,40	I	--	--	403,5	854,5	0,7	1,9	2,2	100,0	45,0	672,5
6	7,20	CI	2,9	2117,2	115,5	333,8	<0,5	2,1	2,2	47,0	42,9	144,4
7	8,00	CI	9,9	7351,3	395,0	707,5	1,1	2,4	2,4	86,2	45,0	493,8

Tabella 2 – Modello geotecnico in corrispondenza della CPT2.

Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu:	Coazione non drenata (Kg/cm ²)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm ²)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, utile per la modellazione e le verifiche geotecniche e della fondazione, è stata pertanto determinata in base ai risultati della relazione geologica.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 14/01/2008 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2008**

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidità " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidità a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi)$$

L'indice di rigidità viene confrontato con l'indice di rigidità critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidità è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidità, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \cdot \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \text{tg} \left(\frac{90 + \varphi}{2} \right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q_{ult} = [q_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q_{ult} + \frac{P}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \text{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

VERIFICA PORTANZA

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, le relative verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state svolte rispettivamente nel rispetto del par. 6.2.3.1 e 6.2.3.3 delle NTC'08.

In particolare, per la verifica agli SLU, è stato adottato l'approccio tipo 1 e pertanto sono state considerati le due combinazioni:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le verifiche hanno riguardato il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno - solo comb. 02 coeff. (A2+M2+R2). I coefficienti adottati nelle diverse combinazioni di carico sono i seguenti:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

$\gamma_{G1} = 1,3$ $\gamma_{G2} = 1,5$ $\gamma_Q = 1,5$

$\gamma_M=1,0$
 $\gamma_{R1} = 1,0$

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1} = 1,0$ $\gamma_{G2} = 1,3$ $\gamma_Q = 1,3$
 $\gamma_\phi = 1,25$ $\gamma_c = 1,25$ $\gamma_{cu} = 1,40$ $\gamma_\gamma = 1,0$
 $\gamma_{R2} = 1,8$ (per verifiche SLU carico limite)

Definite le azioni complessive per la fondazione a platea, desunte dalla relazione di calcolo strutturale, sono state effettuate le verifiche geotecniche secondo l'Approccio 1 - combinazione 2 e per una pressione massima al suolo di 0,16 daN/cm².

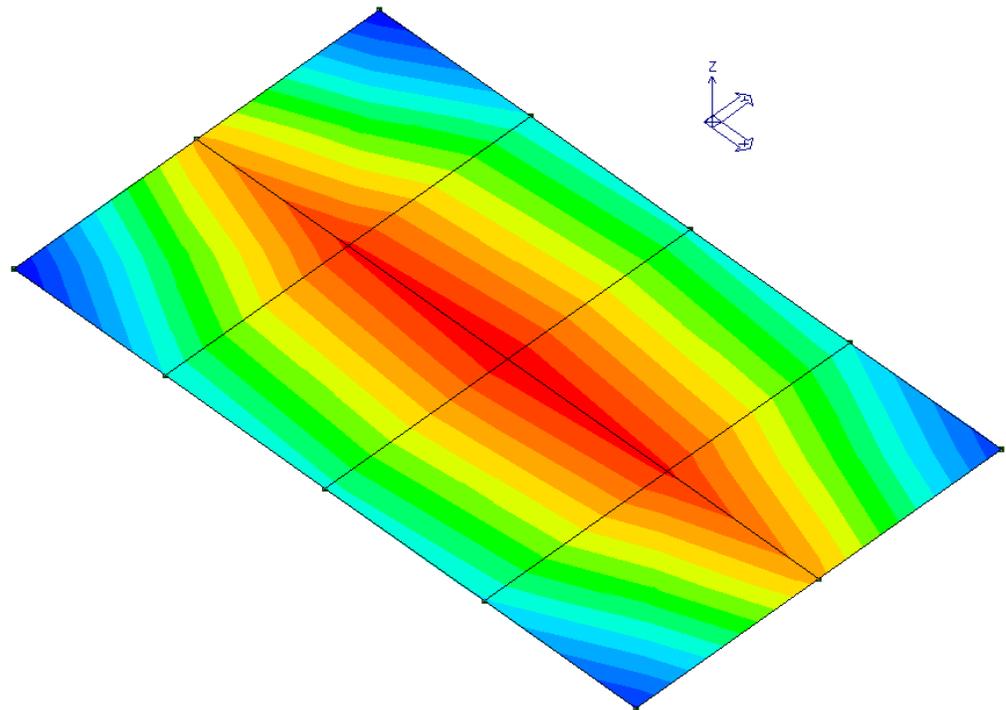
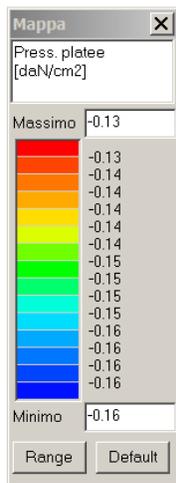


fig. 2 : Massima pressione al suolo (0.16 daN/cm²) - combinazione 05 SLU

Per la determinazione della portanza si è fatto riferimento per semplicità ad un unico strato omogeneo argilloso caratterizzato da un valore coesivo di $2/3 \times 40 = 26,7 \text{ kPa}$, che rappresenta il minimo valore coesivo dei substrati che si susseguono sino ai primi 7 m, il tutto a vantaggio di statica, in quanto se ne minimizza la portanza del terreno (anche in considerazione dell'altezza del cuneo di rottura che è di circa 3m) -riferimento prova CPT tabulato . Inoltre, ci si riferisce alla platea fondale di minori dimensioni, la quale minimizza la portanza dello strato nr. 4 terreno. In tali condizioni la pressione limite è di $1,19 \text{ daN/cm}^2$: pertanto la verifica è soddisfatta essendo il carico limite maggiore della pressione massima sul terreno ($1,19 > 0,16$). Di seguito si riportano le calcolazioni che permettono di determinare la portanza del terreno.



Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0,60											
2	1,20	C	1,9	1385,1	74,0	254,3	>9	2,1	2,2	--	--	--
3	3,20	C	0,8	618,1	47,4	157,0	>9	1,9	2,0	--	--	--
4	5,20	C	0,6	397,7	45,9	123,2	8,7	1,9	1,9	--	--	--
5	7,00	I	--	--	320,7	742,6	0,8	1,9	2,2	96,4	45,0	534,4

Tabella 1 – Modello geotecnico in corrispondenza della CPT1.

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
1	0,80	I	--	--	0,8	7,0	<0,5	1,8	2,1	5,0	17,1	0,3
2	1,80	CI	2,5	1829,4	98,0	301,9	0,8	2,1	2,2	84,2	39,0	122,5
3	3,20	C	0,6	459,7	47,6	132,4	>9	1,9	2,0	--	--	--
4	4,80	C	0,4	244,4	36,1	93,9	7,9	1,8	1,9	--	--	--
5	6,40	I	--	--	403,5	854,5	0,7	1,9	2,2	100,0	45,0	672,5
6	7,20	CI	2,9	2117,2	115,5	333,8	<0,5	2,1	2,2	47,0	42,9	144,4
7	8,00	CI	9,9	7351,3	395,0	707,5	1,1	2,4	2,4	86,2	45,0	493,8

Tabella 2 – Modello geotecnico in corrispondenza della CPT2.

INPUT

$c := \frac{2}{3} \cdot 4 \frac{N}{cm^2} = 26.7 \text{ kPa}$	coesione ridotta
$\varphi := \text{atan}\left(\frac{2}{3} \cdot \tan(0^\circ)\right) = 0^\circ$	angolo attrito ridotto Sano e mecc locale
$\gamma := 18 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso specifico terreno lati fondazione
$D := 1.2 \cdot m$	profondita' piano di posa
$B := 6 \cdot m$	larghezza fondazione
$L := 10 \cdot m$	lunghezza fondazione
$z := 8 \cdot m$	profondità falda
$\gamma' := 19 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso specifico terreno immerso

ALTEZZA CUNEO DI ROTTURA

$$H_S := \frac{B}{2} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 3 \text{ m}$$

CALCOLO FATTORI DI CAPACITA'

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)\right)^2 = 1$$

$$N_c := 5.14$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 0$$

CALCOLO COEFFICIENTI FORMA E PROFONDITA'

$$s_\gamma := 1 + \frac{0.1 \cdot B}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 1.06 \quad d_\gamma := 1$$

$$s_q := s_\gamma = 1.06 \quad d_q := 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \frac{D}{B} = 1$$

$$s_c := 1 + \frac{0.2 \cdot B}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 1.12 \quad d_c := 1.25$$

EFFETTO DELLA FALDA

$$\gamma_m := \frac{\gamma \cdot z + \gamma' \cdot (B - z)}{B} = 17.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

CALCOLO CARICO LIMITE SLU

$$\gamma_R := 1.8 \quad \text{coefficiente R2 TAB. 6.4.1}$$

$$q_{lim} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_m \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q = 214.8 \text{ kPa}$$

$$q_{Rd} := \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = 11.9 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

A seguito del valore della portanza del terreno è stata fatta una verifica della costante di Winckler adottata nella modellazione generale: in tali ipotesi si è individuato un valore (teoria di Bowles) di 0,86 daN/cm³, che è il valore adottato nella modellazione. Si ricorda che tale costante è in linea con i valori tipici delle argille con portanza inferiore ai 2 daN/cm³ che suggeriscono valori inferiori a 2,40daN/cm³.

VERIFICA CEDIMENTI

La verifica viene condotta col metodo edometrico facendo riferimento ad un terreno omogeneo di cui ai parametrigiotechnici di cui al punto precedente (sle). La verifica col metodo conduce ad un abbassamento di 0,56mm (tale valore va interpretato come limite superiore) calcolato col la teoria di Poulos e Davis con riferimento al metodo dell'elasticità. La modellazione induce invece ad un abbassamento I di 1,35mm (con i limiti che una siffatta valutazione in una modellazione possa avere- teoria di Holtz).

Anche con riferimento a questo ultimo valore è possibile affermare che le verifiche sono soddisfatte in quanto i relativi cedimenti differenziali massimi (calcolato come differenza tra il massimo ed il minimo cedimento nelle diverse combinazioni) e relative distorsioni rispettano i limiti come indicato nella tabella che segue.

stato limite considerato	cedimento differenziale da calcolo max [mm]	massimo cedimento differenziale ammesso (teoria di Holtz) [mm]	distorsione angolare massima di calcolo su luce di 236cm	limite distorsione angolare massima (teoria di Bjerrum)	limite distorsione angolare massima (secondo teoria di Holtz)	limite distorsione angolare massima (teoria di Bjerrum-Skempton-Mc Donald per strutture con diagonali)
sle	1,35-1,10= =0,25mm	(50÷100) >1,35 (ok)	0,13/500= =0,15/600	1,00/500	1,00/500	1,00/600

VERIFICHE OPERE PLATEA IN C.A.

Come già anticipato nella illustrazione sintetica e relazione generale, le verifiche del c.a. sono tutte soddisfatte. Si rimanda ai tabulati di calcolo alla predetta relazione. Si riporta integralmente quanto già scritto nella relazione generale di calcolo.

Verifiche di resistenza slu

Di seguito in maniera graficizzata le verifiche a pressoflessione nelle platea di fondazione. █

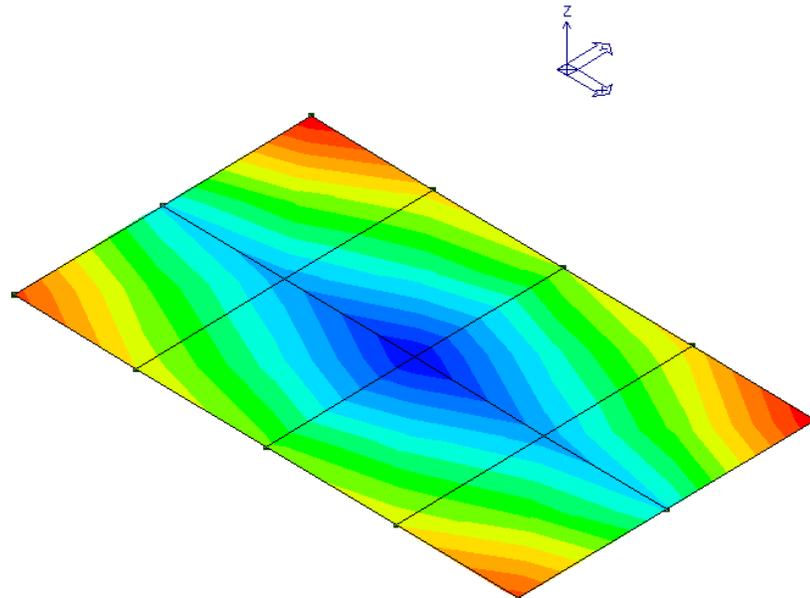
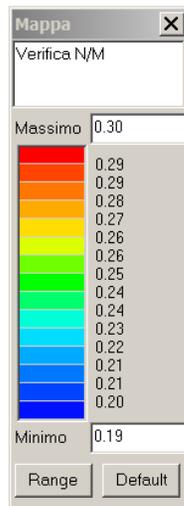


Fig 03: verifica a pressoflessione piastra fondale (0,30<1,00 ok)

Verifiche di resistenza sle

Verifica di fessurazione

Si considera come limite che la fondazione sia in condizioni ambientali ordinarie tipo XC2 - cls asciutto o permanentemente bagnato (classe resistenza min C25/30) - secondo le indicazioni delle norme UNI EN 206-1 e NTC '08); pertanto la verifica a fessurazione rispetta il gruppo di esigenza di tipo "a", che si traduce (armature poco sensibili) nella sola verifica delle aperture delle fessure:

$w_d \leq w_3 = 0,4\text{mm}$ (comb frequente)

$w_d \leq w_2 = 0,3\text{mm}$ (comb quasi permanente)

Le fessure sono praticamente inesistenti e del tutto trascurabili e pertanto le verifiche sono soddisfatte.

Verifica delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica rispetta la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$.

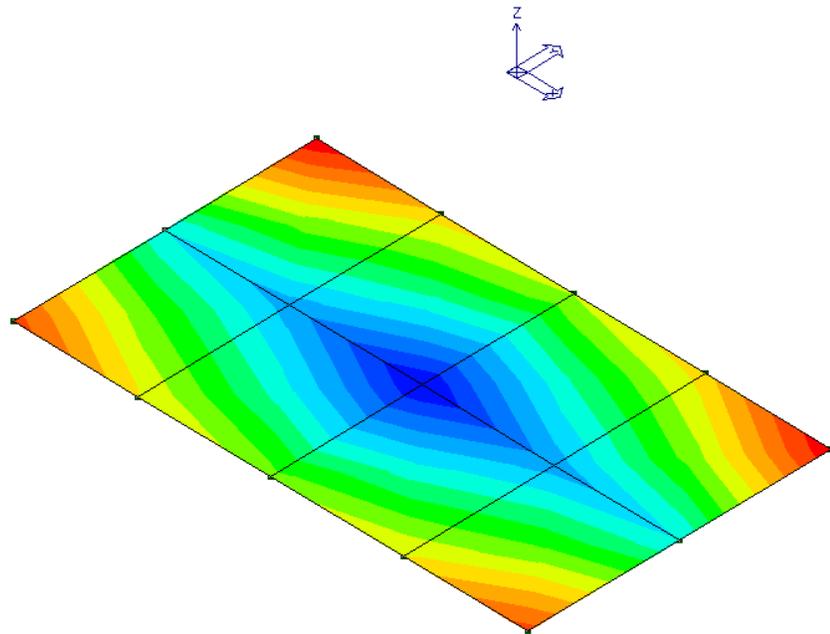
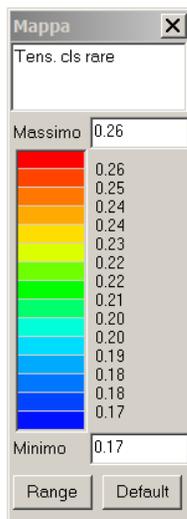


Fig 4: verifica tensione in esercizio cls comb rara (verifica ok, $0,26 < 1$)

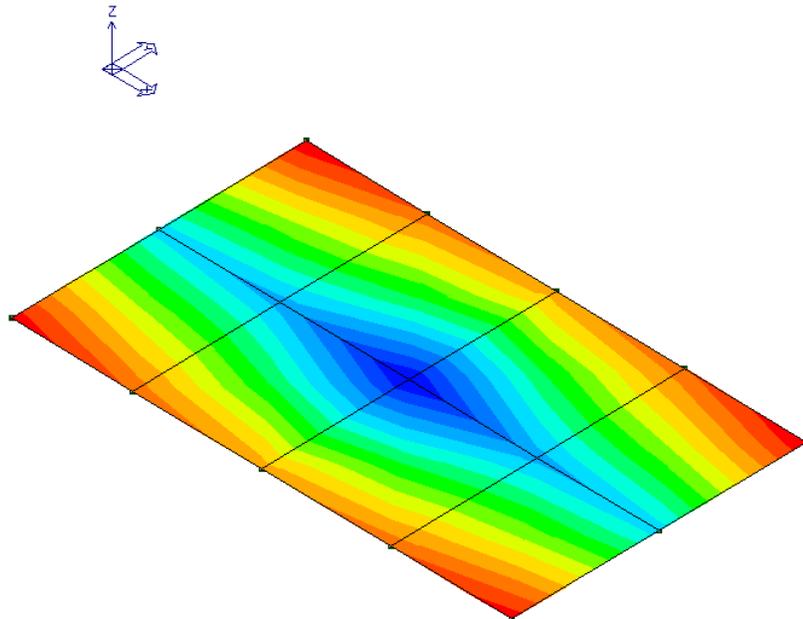
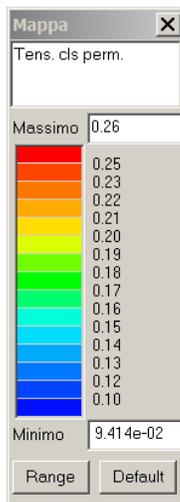


Fig 5: verifica tensione in esercizio cls comb permanente (verifica ok $0,26 < 1$)

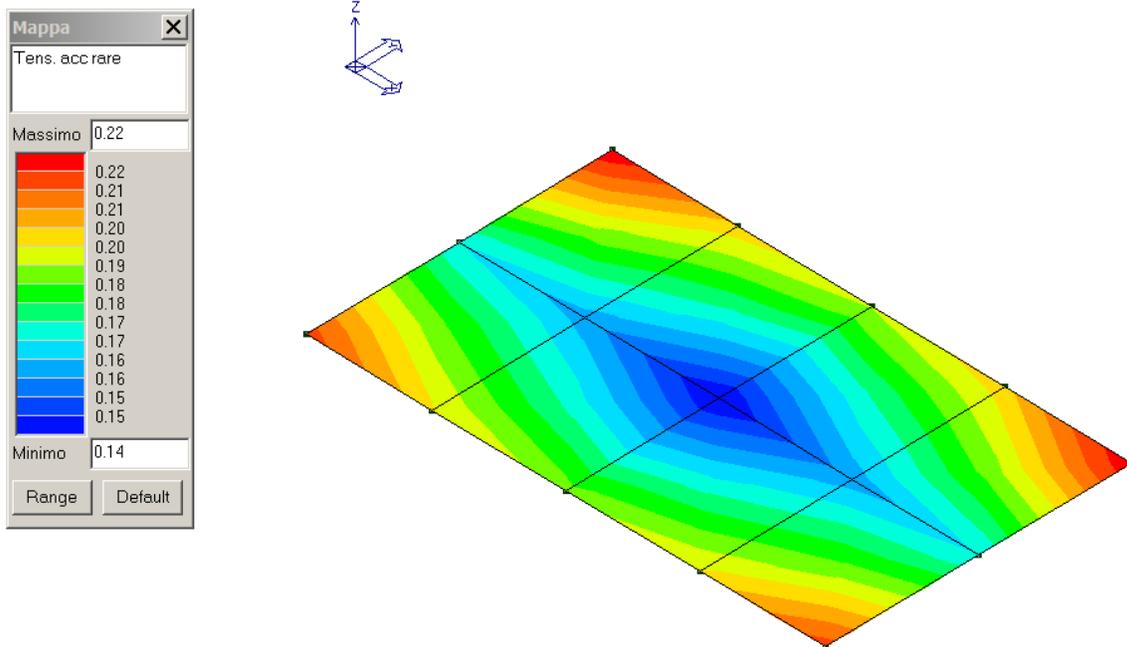


Fig 6: verifica tensione acciaio comb rara (verifica ok $0,22 < 1$)

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Premesso che:

1. le strutture in elevazione hanno carattere di temporaneità (tempo di utilizzo inferiore ai due anni)
2. le strutture in elevazione sono rappresentate da prefabbricati piuttosto leggeri rispetto ai manufatti tipici
3. la destinazione di tali manufatti è dedicata alle utenze dell'azienda agraria;

visto che:

4. il punto 2.4.1 del D.M. 14/01/2008 (opere temporanee con utilizzo inferiore ai 2anni) che permettono di non considerare le azioni sismiche in fase di progetto;
5. le strutture in elevazione hanno modeste dimensioni come riportato al punto 6.2.2 del D.M. 14/01/2008 (trattasi di opere di modesta rilevanza),

è possibile considerare la fondazione a platea idonea al supporto dei manufatti prefabbricati in elevazione in quanto:

- le verifiche geotecniche risultano soddisfatte, secondo l'approccio 2 delle NTC08, sia allo Stato limite ultimo (SLU) che di esercizio (SLE).
- la platea fondale permette di uniformare i carichi agenti sul terreno ripartendoli in modo da ottenere un'equa distribuzione degli stessi sulle fondazioni, oltre che ed una maggiore rigidità della struttura

(contrastando nel suddetto modo il verificarsi di cedimenti differenziali e contribuendo a rendere gli eventuali cedimenti generalizzati sull'intero perimetro);

Infine si prescrive che tutte le acque di scarico devono essere opportunamente raccolte ed allontanate utilizzando tubazioni e raccordi a perfetta tenuta per l'accompagnamento degli sgrondi alla rete di scolo principale.

Pertanto si ritiene idoneo il terreno per l'attuazione dell' intervento in progetto e si esprime parere GEOTECNICO FAVOREVOLE per i soli carichi statici e nelle ipotesi che tali struttura abbiano una vita nominale inferiore a 2 anni.