

PROGETTAZIONE

STUDIO DI INGEGNERIA
ISOLA BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.

Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

Corso Prestinari 86
13100 VERCELLI (VC)

Tel. 0039 0161 215214
fax. 0039 0161 1895045
isolaboasso@email.it
isolaboassoassociati@legalmail.it
www.isolaboasso.it



Acqua Novara VCO Spa
Via L. Triggiani n. 9
28100 NOVARA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Oggetto

POTENZIAMENTO
STAZIONE DI DEFOSFATAZIONE
CHIMICA A SERVIZIO
DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE
DI NOVARA (NO)

Rif. archivio: 023.23

Scala

—

Elaborato. n° ST.01.002

Rev.

00

AGGIORNAMENTI

Prima emissione — PFTE

DATA

Aprile 2025

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Il Responsabile

Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

—

* Riservato all'Amministrazione

Sommario

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI LEGISLATIVI.....	3
3	MODELLAZIONE FONDAZIONI.....	4
4	VERIFICHE FONDAZIONI DIRETTE.....	4
4.1	Capacità portante.....	4
4.1.1	Simboli utilizzati	4
4.1.2	Condizioni non drenate.....	5
4.1.3	Condizioni drenate.....	5
4.1.4	Verifica sismica SLV	6
4.2	Scorrimento.....	6
4.3	Liquefazione	7
4.4	Cedimenti.....	9
4.4.1	Metodo edometrico	9
4.4.2	Metodo di Burland e Burbidge	10
4.4.3	Cedimenti Differenziali	11
5	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO	11
6	AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE.....	11
7	BIBLIOGRAFIA.....	12
8	TABULATI DI STAMPA.....	13
<i>Archivi</i> 13		
Sisma 13		
Stratigrafie 13		
Strati stratigrafia Tipo A (3 strati: $H_{tot}=11$)		13
Opzioni verifica terreni.....		13
Suoli di posa fondazioni.....		13
<i>Verifiche fondazioni dirette</i>		13
Rettangoli di fondazione		13
Involuppo forze su rettangoli di fondazione		13
Verifiche Cedimenti Burland Burbidge		13
Verifiche Liquefazione.....		13
Parametri strati calcolo portanza		14
Piano 0 Platea 1-1 Reazione terreno.....		14
Piano 0 Platea 1-1 Reazione terreno per verifica portanza		14
Piano 0 Platea 1-1 Portanza Drenata.....		15
Piano 0 Platea 1-1 Scorrimento		15
<i>Riassunto verifiche</i>		16
Verifiche terreno di fondazione.....		16
Coefficienti totali verifiche terreno di fondazione		16
Verifiche totali terreno di fondazione		16
9	CONCLUSIONI.....	17



1 PREMESSA

Nel seguente elaborato sono riportati i risultati delle verifiche geotecniche per fondazioni superficiali e profonde.

Verifiche fondazioni di tipo diretto o superficiali:

- Portanza drenata
- Portanza non drenata (terreno a grana fine saturo)
- Scorrimento drenato
- Scorrimento non drenato (terreno a grana fine saturo)
- Liquefazione terreno (sima con sabbie sature)
- Cedimenti edometrici (per terreno a grana fine)
- Cedimenti con metodo di Burland e Burbidge (per sabbie)
- Cedimenti differenziali.

Verifiche fondazioni di tipo indiretto su pali:

- Portata verticale drenata e non drenata
- Portata orizzontale drenata e non drenata
- Cedimenti

Le verifiche geotecniche sono effettuate congiuntamente alla modellazione ed alle verifiche strutturali con il software per calcolo strutturali. Maggiori informazioni riguardanti la modellazione ed il calcolo delle sollecitazioni della struttura sono riportate nel documento "Relazione di calcolo" a cui si rimanda il lettore per eventuali informazioni non contenute nel seguente elaborato.

2 RIFERIMENTI LEGISLATIVI

L'analisi della struttura e le verifiche geotecniche sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

Decreto Ministeriale del 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC18) e relative "Istruzioni per l'applicazione" ovvero Circolare ministeriale n°7 CSLLPP del 21/1/2019 (di seguito CNTC18) .

Inoltre si sono tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

Eurocodice 7: "Progettazione geotecnica Parte 1: Regole Generali" . Norma UNI EN 1997-1:2013 (di seguito EC7-1)

Eurocodice 8: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" Novembre 2004. Norma UNI EN 1998-5:2005 (di seguito EC8-5)

3 MODELLAZIONE FONDAZIONI

La presente relazione riguarda i seguenti tipi di fondazioni:

•**Platea:** Fondazione superficiale con 2 dimensioni prevalenti su cui di norma sono presenti più pilastri e/o carichi distribuiti. In generale le platee di fondazione hanno forma qualsiasi, prevalentemente poligonale o circolare, ma per le verifiche geotecniche di seguito riportate esse sono approssimate con un rettangolo di area equivalente ed orientato lungo gli assi principali di inerzia della forma originale.

4 VERIFICHE FONDAZIONI DIRETTE

4.1 Capacità portante

La verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è effettuato secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_{G1} = 1,3; \quad \gamma_{G2} = 1,5; \quad \gamma_{Qi} = 1,5; \quad \gamma_R = 2,3; \quad \gamma_M = 1,0;$$

La verifica della capacità portante viene fatta come indicato nell'appendice D dell'EC7-1 secondo il procedimento di seguito riportato.

4.1.1 Simboli utilizzati

q = pressione litostatica totale di progetto agente sul piano di posa della fondazione;

q' = pressione litostatica efficace di progetto agente sul piano di posa della fondazione;

B' = larghezza efficace di progetto della fondazione;

L' = lunghezza efficace di progetto della fondazione;

$A' = B' \cdot L'$ = area della fondazione efficace di progetto (per le travi: $A' = B' \cdot 1m$);

$B'/L' \leq 1$ (per le travi: $B'/L' = 0$);

D = profondità del piano di posa;

γ' = peso di volume efficace di progetto del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;

V = carico verticale;

H = carico orizzontale;

θ = angolo che H forma con la direzione L' ;

R = Resistenza totale fondazione;

c_u = Resistenza a taglio non drenata;

c' = Coesione intercetta in termini di tensioni efficaci;

φ' = Angolo di resistenza a taglio in termini di tensioni efficaci;

φ'_{cv} = angolo di resistenza a taglio allo stato critico;

4.1.2 Condizioni non drenate

Il carico limite di progetto si calcola con la formula:

$$R/A' = \sigma_c \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + \sigma_q$$

dove:

$$\sigma_c = (2 + \pi)$$

$$\sigma_q = q$$

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$$

$$i_c = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} [1 - H/(A'c_u)]^{0,5} \text{ con } H \leq A'c_u$$

$$d_c = 1 + 0,4 \operatorname{atg}(D/B')$$

dove il coefficiente di profondità d_c è calcolato come indicato da Meyerof (1951), Skempton (1951) e Hansen (1961) ([1] §8.17.2 pag 437; [2] §4.2 pag 117)

Nel caso di suoli con più strati, la resistenza portante è calcolata utilizzando i parametri dello strato meno resistente. La ricerca dello strato meno resistente viene fatta tenendo presente che il meccanismo di collasso non drenato interessa una zona con profondità $0,707 B$ ([1] §8.13.1 pag 412, fig.8.51).

4.1.3 Condizioni drenate

Il carico limite di progetto è calcolato con la formula:

$$R/A' = \sigma_c \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + \sigma_q \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q + \sigma_\gamma \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

con:

$$\sigma_c = c'$$

$$\sigma_q = q'$$

$$\sigma_\gamma = 0,5 \gamma' B'$$

e con i valori di progetto dei fattori adimensionali per

- la resistenza portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi'$$

- la forma della fondazione:

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{sen} \phi'$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$$

- la profondità della fondazione (Hansen 1970, Vesic 1973) ([1] §8.17.1 pag 435; [2] §4.2 pag 117)

$$dq = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \operatorname{atg}(D/B')$$

$$dc = dq - (1 - dq)/(N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi')$$

$$dy = 1$$

- l'inclinazione del carico, dovuta ad un carico orizzontale H che forma un angolo θ con la direzione di L',

$$iq = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m;$$

$$ic = iq - (1 - iq)/(N_c \cdot \tan \varphi');$$

$$i\gamma = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')]^{m+1};$$

dove:

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

$$m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$$

$$m_L = [2 \cdot B'/L' + 1] / [1 + (B'/L')]$$

Nel caso di suoli con più strati, la resistenza portante è calcolata utilizzando i parametri dello strato meno resistente. La ricerca dello strato meno resistente è fatto tenendo presente che il meccanismo di collasso drenato interessa una zona con profondità $z = B \sin \psi \exp(\psi \operatorname{tg} \varphi')$ con $\psi = 45^\circ + \varphi'/2$ ([1] §8.13.1 pag 430, fig.8.59).

4.1.4 Verifica sismica SLV

Gli effetti sismici sono tenuti in conto come indicato nei §7.11.5.3 NTC18 e §C7.11.5.3.1 CNTC08.

In particolare è possibile portare in conto l'effetto inerziale nel calcolo delle forze orizzontali H trasmesse dalla fondazione al terreno ed impiegando *le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa*. In tal caso si utilizza un coefficiente γ_R più basso, pari a 1,8, come indicato nelle NTC18. In alternativa si può non tenere conto dell'effetto inerziale delle forze orizzontali ed usare $\gamma_R = 2,3$.

L'effetto cinematico, che *modifica il solo coefficiente* $N\gamma$, è tenuto in conto con l'introduzione di una forza orizzontale aggiuntiva $H_k = k_{vk} \cdot V$, con k_{vk} calcolato come indicato nel §7.11.3.5.2 NTC18

4.2 Scorrimento

La verifica per scorrimento sul piano di posa è effettuato secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\gamma_{G1} = 1,0; \quad \gamma_{G2} = 1,0; \quad \gamma_{Qi} = 1,0; \quad \gamma_R = 1,1; \quad \gamma_M = 1,0$$

Il calcolo della resistenza allo scorrimento è fatto come indicato nel §6.5.3 EC7-1:2005 ([4] §3.3.2 pag 96; [3] §2.5 pag 41)

La verifica a scorrimento in condizione drenate è fatta con la relazione:

$$H \leq R_d$$

Dove,

in condizioni drenate: $R_d = V \cdot \tan \phi' \cdot c_v / \gamma_R$

in condizioni non drenate: $R_d = A \cdot c_u / \gamma_R$

con A = area della fondazione.

4.3 Liquefazione

La verifica della liquefazione è effettuata come indicato nel §7.11.3.4.2 delle NTC18.

Il calcolo della magnitudo attesa è effettuato utilizzando, a partire dal reticolo di riferimento fornito nell'allegato B delle NTC08, la formula di Sabetta e Pugliese (1996)

$$\text{Log}(A) = -1,562 + 0,306 M - \text{Log}[(d_e^2 + 5,8^2)^{1/2}] \quad (1)$$

dove:

A è l'accelerazione massima attesa in g

d_e è la distanza dall'epicentro del sisma in km.

Per il calcolo della magnitudo attesa per il sito in oggetto si è proceduto in questo modo:

- Tutti i 10751 punti del reticolo sono ipotizzati (a vantaggio di sicurezza) come possibili epicentri di sisma e utilizzando la formula inversa della (1) sono calcolate tutte le magnitudo di tutti i possibili terremoti in Italia.
- Riutilizzando la (1) a partire da ogni punto del reticolo viene calcolata l'accelerazione nel sito in oggetto, scartando i terremoti che producono un'accelerazione attesa minore di 0,1g.
- Tra tutti i terremoti non scartati si prende quello con magnitudo massima.

In questo modo, per il sito in esame si trova il sisma che ha magnitudo massima e che produce un'accelerazione maggiore di 0,1g, ovvero che può produrre la liquefazione del terreno.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

Nel caso di sabbie in cui sia obbligatorio effettuare la verifica a liquefazione si procede, per ogni strato di terreno posto al di sotto potenzialmente liquefacibile, con la verifica: ([2] §11.5.4 pag 401; [5] §10.4.1.5 pag 295; [6]; [7] §6.2.4 pag 243) :

$$CSR \cdot 1,25 / CRR \leq 1$$

dove:

CSR = rapporto di sforzo ciclico;

CRR = rapporto di resistenza ciclica;

1,25 è il coefficiente di sicurezza definito dall'EC8-5 §4.1.4 (11) ;

con:

$$CSR = 0,65 \cdot rd \cdot (a_{max}/g) \cdot (\sigma_f/\sigma'_f) ;$$

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco SLV del sito in oggetto = $S \cdot ag = S_s \cdot S_t \cdot ag$ (NTC18§3.2.3.2) ;

$\sigma_f = \Delta\sigma_v + \sigma_{v0}$ = pressione verticale totale;

$\sigma'_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0}$ = pressione efficace verticale totale;

$\Delta\sigma_v$ è l'incremento di tensione prodotto dal carico netto, calcolato trascurando la rigidità della fondazione e modellando il suolo con un semispazio elastico.

σ'_{v0} è la tensione geostatica efficace

σ_{v0} è la tensione geostatica totale

g è l'accelerazione di gravità;

$rd = 1 - 0,00765 z$, per $z \leq 9,15$ m;

$rd = 1,174 - 0,00267 z$, per $9,15 \text{ m} < z \leq 23$ m;

z è la profondità in metri dal piano di campagna;

$$CRR = CRR_{7,5} \cdot C_M;$$

$$\text{dove: } CRR_{7,5} = (a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3) / (1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4) ;$$

con: $a=0,048$; $b=-0,1248$; $c=-0,004721$; $d=0,009578$; $e=0,0006136$; $f=-0,0003285$; $g=-0,00001673$; $h=0,000003741$ (Blake 1996) ;

$$x = (N_1)_{60CS} = \alpha + \beta N_{60} C_N C_P;$$

$$C_N = (100 \text{ kPa} / \sigma'_{v0})^{1/2} \text{ con } 0,5 \leq C_N \leq 2;$$

$$C_P = 0,75 \text{ per } z \leq 3 \text{ m e } C_P = 1 \text{ per } z > 3 \text{ m};$$

$N_{60} = N_{SPT}$ normalizzato tenendo conto del rapporto energetico del maglio, diametro del foro, lunghezza delle aste e metodo di campionamento (vedere relazione geologica)

α e β dipendono dal contenuto di fino FC, con:

- $FC \leq 5\%$: $\alpha = 0,0$; $\beta = 1,0$;
- $5\% < FC \leq 35\%$: $\alpha = \exp[1,76 - (190/FC^2)]$; $\beta = 0,99 + FC^{1,5}/1000$;
- $35\% < FC$: $\alpha = 5,0$; $\beta = 1,2$;

C_M dipende dalla magnitudo attesa M ed è ricavabile dalla Tabella B.1 EC8-5:2005, che approssimeremo per semplicità ed a vantaggio di sicurezza con le seguenti funzioni:

$$C_M = (M/7,5)^{-3,3} \text{ per } M \leq 7,5 \text{ [Andrus e Stokoe. (1997)]}$$

$$C_M = (M/7,5)^{-6,47} \text{ per } M > 7,5$$

4.4 Cedimenti

La verifica dei cedimenti è fatta con la disuguaglianza:

$$w \leq 50\text{mm}$$

come indicato al §H(4) EC7-1:2005

Il calcolo dei cedimenti è effettuato con:

- il metodo edometrico per i terreni a grana fine (limi ed argille)
- il metodo Burland e Burbidge per i terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

4.4.1 Metodo edometrico

Per terreni a grana fine i cedimenti sono calcolati utilizzando il metodo edometrico, proposto da Terzaghi (1943) ([1] §8.7.2 pag 437; [2] §5.3.2 pag.164; [3] §2.7 pag.58)

Il terreno al di sotto della fondazioni viene diviso in n strati e per ogni strato si calcola il cedimento con la formula

$$\Delta H_i = H_i [RR \cdot \text{Log}(k_R) + CR \cdot \text{Log}(k_C)]$$

con:

$$k_R = \min \{ \sigma'_p ; \sigma'_f \} / \sigma'_{v0}$$

$$k_C = \max \{ \sigma'_f / \sigma'_p ; 1 \}$$

σ'_{v0} è la tensione geostatica efficace

$\Delta\sigma_v$ è l'incremento di tensione prodotto dal carico netto, calcolato trascurando la rigidità della fondazione e modellando il suolo con un semispazio elastico.

$$\sigma'_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0}$$

$$\sigma'_p = \text{tensione di preconsolidazione} = OCR \cdot \sigma'_{v0}$$

dove:

OCR è il rapporto di preconsolidazione.

H_i = spessore dello strato

RR = rapporto di ricompressione

CR = rapporto di compressione

Per terreni normalconsolidati $CR = 2,3 \cdot \sigma'_{v0} / E_{ed}$

Per terreni sovraconsolidati $RR = 2,3 \cdot \sigma'_{v0} / E_{ed}$

dove E_{ed} è il modulo edometrico.

Il cedimento totale è calcolato sommando il cedimento di tutti gli strati in cui $\Delta \sigma'_z > 0,10 \sigma'_{v0}$

$$w = \sum \Delta H_i$$

Per argille tenere il metodo fornisce il cedimento di consolidazione ed il cedimento immediato è pari al 10% del cedimento di consolidazione

Per fondazioni su argille consistenti il metodo fornisce il cedimento totale.

4.4.2 Metodo di Burland e Burbidge

Il calcolo dei cedimenti per i terreni a grana grossa è effettuato con il metodo di Burland e Burbidge (1985) ([1] §8.8.1 pag 482; [2] §5.2.1 pag.153; [3] §2.8.1 pag.62)

Il cedimento totale è calcolato con la formula :

$$w = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot Z_l \cdot I_c \cdot (\sigma_A/3 + \sigma_B)$$

dove:

$$\sigma_A = \min\{\sigma'_p; q'\}$$

$$\sigma_B = \max\{q' - \sigma_A; 0\}$$

$$\sigma'_p = \text{tensione di preconsolidazione al piano di posa della fondazione} = \text{OCR} \cdot \sigma'_{v0}$$

$$Z_l = B^{0,7} = \text{profondità di influenza}$$

B è la larghezza minima della fondazione espressa in metri

L è la lunghezza della fondazione ($L > B$)

q' è il carico unitario efficace della fondazione espresso in kPa

$$I_c = 1,7/N_c^{1,4} = \text{indice di compressibilità}$$

N_c è la media aritmetica dei valori N_{cs} per la profondità H

con:

$$H = \text{spessore dello strato comprimibile, se } H < Z_l$$

$$H = Z_l, \text{ se } N_{SPT} \text{ è costante o cresce con la profondità}$$

$$H = 2B, \text{ se } N_{SPT} \text{ decresce con la profondità}$$

e, per ogni strato:

$$N_{cs} = 15 + (N_{SPT} - 15)/2 \text{ per sabbie fini o limose sotto falda con } N_{SPT} > 15$$

$$N_{cs} = N_{SPT} \text{ negli altri casi.}$$

inoltre:

$$f_h = k_{HZ}/(2 - k_{HZ})$$

$$k_{HZ} = \min\{1, H/Z_1\}$$

$$f_s = [1,25 / (1 + 0,25 \cdot B/L)]^2$$

$$f_t = (1,3 + 0,2 \cdot \text{Log}(t/3))$$
 con t la vita nominale della struttura in anni.

4.4.3 Cedimenti Differenziali

La verifica dei cedimenti differenziali è fatta con la disuguaglianza:

$$\Delta w / L \leq 1/500$$

come indicato al §H(2) EC7-1:2005

dove:

L è la distanza tra i due punti di calcolo dei cedimenti considerati

$\Delta w = |w_1 - w_2|$ = differenza tra i cedimenti considerati

In caso di trave di fondazione il calcolo è effettuato tra i cedimenti calcolati nelle sezioni iniziale, centrale e finale della trave.

Nel caso di plinti il calcolo viene effettuato tra ogni coppia di plinti.

Nel caso di platea il cedimento differenziale è calcolato tra il punto centrale e lo spigolo della platea considerando la platea di rigidezza nulla e posta su un semispazio elastico. In questo caso: $\Delta w = w/2$.

5 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche geotecniche si è utilizzato il software versione 7.5.61 (64 bit), registrato presso la SIAE il 25/09/2012 col n° 008544.

6 AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE

Il sito internet di distribuzione del software contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] R. Lancellotta, Geotecnica, IV Edizione, Zanichelli 2012.
- [2] M. Tanzini, Fondazioni, Dario Flaccovio Editore 2006
- [3] Lancellotta Costanzo Foti, Progettazione Geotecnica, Hoepli 2011
- [4] AA.VV. Guida all'Eurocodice 7, Thomas Telford 2005, EPC Editore 2012
- [5] AA.VV. Guida all'Eurocodice 8, Thomas Telford 2005, EPC Editore 2012
- [6] G. Riga, La liquefazione dei terreni, Dario Flaccovio Editore 2007
- [7] Lai Foti Rota, Input sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti in Costruzione, IUSS Press 2009
- [8] C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius Edizioni 1999
- [9] Diego Carlo Lo Presti, Manuale di Ingegneria Geotecnica, Pisa University Press 2015
- [10] H.G. Poulos E.H. Davis, Pali, Dario Flaccovio Editore 1987

8 TABULATI DI STAMPA

Archivi

Sisma

• Categoria Sottosuolo: C: 180m/s < Vs,30 < 360m/s

Stratigrafie

N	Descrizione	falda [m]	Strati
1	Tipo A	20	3 strati: Htot = 11

Strati stratigrafia Tipo A (3 strati: Htot = 11)

N	Descrizione	Classe	Tipo	Classe 2	Potenza	γ	ϕ'	ϕ'_{cv}	Dr	IC	c'	cu	v	NSPT	OCR	$\Delta\sigma'_p$	Eed	CR	RR
	CR/RR	FC			[m]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[%]		[kPa]	[kPa]				[kPa]	[MPa]		
1	Depositi Sabbiosi	sabbia	media	sabbiosa	5	19.8	32	32	50		0	0	0.32	18	1		20		
2	Depositi Sabbiosi	sabbia	media	limosa	3	22.8	33	33	55		0	0	0.32	21	1		20		
3	Depositi Limosi	limo	media	sabbiosa	3	18.5	30	30	62	0.4	0	1	0.32	30	1		20		

Opzioni verifica terreni

N	Descrizione	Portanza	Portanza	Scorr.	Scorr.	Liquef.	cedimenti	ced. Burl.	H compr.	ced. Max	d/Δw
	k Amplif.	Drenata	Non Dren.	Drenato	Non Dren.		Edometrici	Burbidge	Bur-Bur [m]	[m]	
1	Opz.A auto	Si	No	Si	No	Si	No	Si	auto	auto	auto

Suoli di posa fondazioni

N	Descrizione	kw Trasv./kw	kw Ass./kw	Stratigrafia	Opzioni Verifiche	Prof. di	H sbanc.	H riporto	γ
riporto									
	Later.[kN/m ²]				Terreno	posa [m]	later. [m]	Later. [m]	
1	Posa A	0.5	0.1	1) Tipo A	1) Opz.A	1	0	0	

Verifiche fondazioni dirette

Rettangoli di fondazione

Fondazione	Descrizione	Suolo Posa	B	L	Area calc.	Rotaz	x	y
			[m]	[m]	[m ²]	[°]	[m]	[m]
0	Platea 1-1 -0.35	1) Posa A	5.2	14.92	77.584	0	2.6	7.46

Inviluppo forze su rettangoli di fondazione

			Min						Max				
			Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]
Piano	Rettangolo Fond. Mz [Nm]	Fam. Cmb.											
0	Platea 1-1	1) Fondamentale	-43.9f	5.98f	-12.4M	-11.8μ	-51.4μ	0.11p	-43.9f	5.98f	-12.4M	-11.8μ	-
51.4μ	0.11p												
0	Platea 1-1	4) Quasi Perm.	-33.8f	4.60f	-9.56M	-9.11μ	-39.5μ	87.1f	-33.8f	4.60f	-9.56M	-9.11μ	-
39.5μ	87.1f												
0	Platea 1-1	7) Sismica SLD	-364k	-313k	-9.56M	-25.3k	-24.7k	73.4f	364k	313k	-9.56M	25.3k	
	24.7k	0.10p											
0	Platea 1-1	8) Sismica SLV	-672k	-595k	-9.56M	-47.0k	-45.7k	61.7f	672k	595k	-9.56M	47.0k	
	45.7k	0.11p											

Suffissi: f=10⁻¹⁵; p=10⁻¹²; n=10⁻⁹; μ=10⁻⁶; m=10⁻³; k=10³; M=10⁶; G=10⁹; T=10¹²; P=10¹⁵ (Sistema Internazionale di misura)

Verifiche Cedimenti Burland Burbidge

Piano	Rettangolo	Fam	Cmb	q'	ZI	H [m]	Nc	fs	fh	ft	σ'_p	Ic	WTot
	k.Wink. fondazione [N/cm ²]			[Pa]							[Pa]		[mm]
0	Platea 1-1 21.305	4	1	123265	3.171	3.171	18	1.3221	1	1.5444	19800	0.029896	

Verifiche Liquefazione

Fam	Cmb	q	qN	Magnitudo	CM	agS	pa	Δ falda	sabbia	LPI
coef.										

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni

Aprile 2025

Pag. 14

	verif.	[Pa]	[Pa]			[g]	[Pa]	[m]		
4	1	123265	103465	4.3013	6.2636	0.061347	99397	19	Si	0
	0									

Parametri strati calcolo portanza

		Strato Inferiore						Strato Superiore			
Piano	Rett.Fond	Drenato	fi' [°]	γ'	c'	cu	potenza	fi' [°]	γ'	c'	cu
	potenza										
	[m]			[N/m³]	[Pa]	[Pa]	[m]		[N/m³]	[Pa]	[Pa]
0	Platea 1-1	Si	32	20310	0	0	10	32	19800	0	0
0	Platea 1-1	No	0.1	0	0	0	0	32	19800	0	0

Piano 0 Platea 1-1 Reazione terreno

		Punto di applicazione			Forza						Reagente	
Fam	Cmb Press.	x [m]	y [m]	z [m]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	x [m]	y [m]
	[Pa]											
1	1	-0.000	0.000	0.000	-43.9f	5.98f	-12.4M	0	0	0.11p	5.20	14.92
	160k											
4	1	-0.000	0.000	0.000	-33.8f	4.60f	-9.56M	0	0	87.1f	5.20	14.92
	123k											
7	1	-0.003	0.001	0.000	-364k	-94.0k	-9.56M	-0.38p	0.45p	9.83f	5.19	14.92
	123k											
7	2	-0.003	0.001	0.000	-364k	-94.0k	-9.56M	-0.38p	0.45p	9.83f	5.19	14.92
	123k											
7	3	0.003	-0.001	0.000	364k	94.0k	-9.56M	-0.23p	-0.38p	-12.7f	5.19	14.92
	123k											
7	4	0.003	-0.001	0.000	364k	94.0k	-9.56M	-0.23p	-0.38p	-12.7f	5.19	14.92
	123k											
7	5	-0.001	0.003	0.000	-109k	-313k	-9.56M	1.87p	-0.15p	-16.4f	5.20	14.91
	123k											
7	6	-0.001	0.003	0.000	-109k	-313k	-9.56M	1.87p	-0.15p	-16.4f	5.20	14.91
	123k											
7	7	0.001	-0.003	0.000	109k	313k	-9.56M	0.93p	-0.48p	-5.27f	5.20	14.91
	123k											
7	8	0.001	-0.003	0.000	109k	313k	-9.56M	0.93p	-0.48p	-5.27f	5.20	14.91
	123k											
8	1	-0.005	0.001	0.000	-672k	-178k	-9.56M	-0.58p	1.02p	21.3f	5.19	14.92
	124k											
8	2	-0.005	0.001	0.000	-672k	-178k	-9.56M	-0.58p	1.02p	21.3f	5.19	14.92
	124k											
8	3	0.005	-0.001	0.000	672k	178k	-9.56M	0.82p	-1.42p	30.6f	5.19	14.92
	124k											
8	4	0.005	-0.001	0.000	672k	178k	-9.56M	0.82p	-1.42p	30.6f	5.19	14.92
	124k											
8	5	-0.001	0.005	0.000	-202k	-595k	-9.56M	2.70p	7.11f	-57.7f	5.20	14.91
	123k											
8	6	-0.001	0.005	0.000	-202k	-595k	-9.56M	2.70p	7.11f	-57.7f	5.20	14.91
	123k											
8	7	0.001	-0.005	0.000	202k	595k	-9.56M	28.4f	0.53p	32.9f	5.20	14.91
	123k											
8	8	0.001	-0.005	0.000	202k	595k	-9.56M	28.4f	0.53p	32.9f	5.20	14.91
	123k											

Suffissi: f=10⁻¹⁵; p=10⁻¹²; n=10⁻⁹; μ=10⁻⁶; m=10⁻³; k=10³; M=10⁶; G=10⁹; T=10¹²; P=10¹⁵ (Sistema Internazionale di misura)

Piano 0 Platea 1-1 Reazione terreno per verifica portanza

Fam	Cmb	B'[m]	L'[m]	B'/L'	V [N]	HB' [N]	HL' [N]	Hk [N]
1	1	5.200	14.920	0.349	12.4M	43.9f	5.98f	0
7	1	5.195	14.918	0.348	9.56M	364k	94.0k	0
7	2	5.195	14.918	0.348	9.56M	364k	94.0k	0
7	3	5.195	14.918	0.348	9.56M	364k	94.0k	0
7	4	5.195	14.918	0.348	9.56M	364k	94.0k	0
7	5	5.198	14.915	0.349	9.56M	109k	313k	0
7	6	5.198	14.915	0.349	9.56M	109k	313k	0
7	7	5.198	14.915	0.349	9.56M	109k	313k	0
7	8	5.198	14.915	0.349	9.56M	109k	313k	0
8	1	5.190	14.917	0.348	9.56M	672k	178k	141k
8	2	5.190	14.917	0.348	9.56M	672k	178k	141k
8	3	5.190	14.917	0.348	9.56M	672k	178k	141k
8	4	5.190	14.917	0.348	9.56M	672k	178k	141k

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni

Aprile 2025

Pag. 15

8	5	5.197	14.910	0.349	9.56M	202k	595k	141k
8	6	5.197	14.910	0.349	9.56M	202k	595k	141k
8	7	5.197	14.910	0.349	9.56M	202k	595k	141k
8	8	5.197	14.910	0.349	9.56M	202k	595k	141k

Suffissi: $f=10^{-15}$; $p=10^{-12}$; $n=10^{-9}$; $\mu=10^{-6}$; $m=10^{-3}$; $k=10^3$; $M=10^6$; $G=10^9$; $T=10^{12}$; $P=10^{15}$ (Sistema Internazionale di misura)

Piano 0 Platea 1-1 Portanza Drenata

							γ										c'										q			
Fam	Cmb	d	q	qLim	γ_R	coef	σ	N	s	i	b	d	σ	N	s	i	b	d	σ	N	s	i	b	d	σ	N	s	i	b	d
	b		[Pa]	[Pa]		Verif	[Pa]						[Pa]						[Pa]						[Pa]					
1	1	160k	1.88M	2.30	0.196	52.8k	27.7	0.895	1.000	1.000	1.000	0	35.5	1.193	1.000	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	1.000									
7	1	123k	1.71M	2.30	0.166	52.8k	27.7	0.896	0.897	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.931	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.934									
7	2	123k	1.71M	2.30	0.166	52.8k	27.7	0.896	0.897	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.931	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.934									
7	3	123k	1.71M	2.30	0.166	52.8k	27.7	0.896	0.897	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.931	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.934									
7	4	123k	1.71M	2.30	0.166	52.8k	27.7	0.896	0.897	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.931	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.934									
7	5	123k	1.75M	2.30	0.162	52.8k	27.7	0.895	0.922	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.953	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.955									
7	6	123k	1.75M	2.30	0.162	52.8k	27.7	0.895	0.922	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.953	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.955									
7	7	123k	1.75M	2.30	0.162	52.8k	27.7	0.895	0.922	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.953	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.955									
7	8	123k	1.75M	2.30	0.162	52.8k	27.7	0.895	0.922	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.953	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.955									
8	1	124k	1.52M	1.80	0.146	52.7k	27.7	0.896	0.780	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.873	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.184	0.879									
8	2	124k	1.52M	1.80	0.146	52.7k	27.7	0.896	0.780	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.873	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.184	0.879									
8	3	124k	1.52M	1.80	0.146	52.7k	27.7	0.896	0.780	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.873	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.184	0.879									
8	4	124k	1.52M	1.80	0.146	52.7k	27.7	0.896	0.780	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.873	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.184	0.879									
8	5	123k	1.60M	1.80	0.139	52.8k	27.7	0.895	0.824	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.911	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.915									
8	6	123k	1.60M	1.80	0.139	52.8k	27.7	0.895	0.824	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.911	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.915									
8	7	123k	1.60M	1.80	0.139	52.8k	27.7	0.895	0.824	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.911	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.915									
8	8	123k	1.60M	1.80	0.139	52.8k	27.7	0.895	0.824	1.000	1.000	0	35.5	1.193	0.911	1.000	1.055	19.8k	23.2	1.185	0.915									

Suffissi: $f=10^{-15}$; $p=10^{-12}$; $n=10^{-9}$; $\mu=10^{-6}$; $m=10^{-3}$; $k=10^3$; $M=10^6$; $G=10^9$; $T=10^{12}$; $P=10^{15}$ (Sistema Internazionale di misura)

Piano 0 Platea 1-1 Scorrimento

Fam	Cmb	H [N]	Drenato			Non Drenato		
			Rd [N]	coef	Verif	Rd [N]	coef	Verif
1	1	44.3f	7.06M	0.000	-	-	-	-
7	1	376k	5.43M	0.069	-	-	-	-
7	2	376k	5.43M	0.069	-	-	-	-
7	3	376k	5.43M	0.069	-	-	-	-
7	4	376k	5.43M	0.069	-	-	-	-
7	5	332k	5.43M	0.061	-	-	-	-
7	6	332k	5.43M	0.061	-	-	-	-
7	7	332k	5.43M	0.061	-	-	-	-
7	8	332k	5.43M	0.061	-	-	-	-
8	1	695k	5.43M	0.128	-	-	-	-
8	2	695k	5.43M	0.128	-	-	-	-
8	3	695k	5.43M	0.128	-	-	-	-
8	4	695k	5.43M	0.128	-	-	-	-
8	5	628k	5.43M	0.116	-	-	-	-
8	6	628k	5.43M	0.116	-	-	-	-
8	7	628k	5.43M	0.116	-	-	-	-
8	8	628k	5.43M	0.116	-	-	-	-

Suffissi: $f=10^{-15}$; $p=10^{-12}$; $n=10^{-9}$; $\mu=10^{-6}$; $m=10^{-3}$; $k=10^3$; $M=10^6$; $G=10^9$; $T=10^{12}$; $P=10^{15}$ (Sistema Internazionale di misura)

Riassunto verifiche

Verifiche terreno di fondazione

Piano	Fondazione Verif. Tot.	Coefficienti SLU					Cedim.Max		Cedim.Diff.			Fondazione
		Port.	Port.	Scorr.	Scorrim.	Liquef.	w	Coef.	Δw	Dist.	Coef.	
		Dren.	Non Dren.	Dren.	Non Dren.		[mm]		[mm]	[m]		
0	Platea 1-1 Si	0.195		0.127		0.000	21.305	0.426	10.652	7.900	0.674	Platea 1-1

Coefficienti totali verifiche terreno di fondazione

SLU								SLE			
Port.	Port.	Port.	Scorr.	Scorr	Scorr.	Liquef.	Tot	Totale	Ced. max	Ced. diff.	Tot.
Dren.	Tot.	Non dren.	Tot	dren.	non dren.						
0.195			0.195	0.127		0.127	0.000	0.195	0.426	0.674	0.674
	0.674										

Verifiche totali terreno di fondazione

SLU									SLE			
Totale												
Port.	Port.	Port.	Scorr.	Scorr.	Scorr.	Liquef.	Tot	Ced. max	Ced. diff.	Tot.		
Dren.	Non dren.	Tot	dren.	non dren.								
Si	- Si	Si	Si	-	Si	Si	Si	Si	Si	Si		

9 CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al § 10.2.1 NTC18, il geotecnico assevera di aver:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo ed il listato degli errori numerici del solutore.
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni).