

05							
04							
03							
02							
01							
REV	DATA	DESCRIZIONE	DISEGN.	CONTR.	VER.	APPR.	

IMPIANTO DI TRATTAMENTO RIFIUTI ORGANICI IN LOC. GELLO (PONTEDERA)

COMMITTENTE:

GEOFOR
 Viale America 105 - 56025 Pontedera (Pi)
 Tel. 0587.2619 Fax 0587.291959
 www.geofor.it info@geofor.it



PROGETTISTI:

Progettista Generale
STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA
 Dott. Ing. Piero Olivieri
 Piazza G. Rossa, 27 - 56024 Ponte a Egola (PI)
 Tel. 0571 469215 - e-mail: info@reteambientesrl.it

Progettista Strutturale
STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA
 Dott. Ing. Bruno Boldrin
 Via Marcello Staglieno, 10/17 - 16129 Genova
 Tel. 010 5537126 - e-mail: mail1@studioboldrin.it

OGGETTO:

INTERVENTI DI COMPLETAMENTO OPERE CIVILI

ELABORATO:

2
009

TITOLO:

EDIFICIO MATURAZIONE

RELAZIONE GEOTECNICA

operatori	firma	data	documento n°			rev.	scala	formato
disegnato	-	-	commessa n°	tipo	relazione		-	-
controllato	-	-	2200101	R	009	00	file:	
approvato	-	10.06.2020					2200101-2.009-00A-Geotecnica	

Le informazioni contenute in questo documento sono riservate e ne è vietato l'uso per scopi diversi da quelli per cui sono state fornite ed in ogni caso la diffusione a terzi è consentita soltanto se autorizzata per iscritto. Proprietà intellettuale riservata - Legge 22/04/41 n° 633

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA

Dott. Ing. Bruno Boldrin
 Via Marcello Staglieno 10/17
 16129 Genova
 tel/fax: +39 (010) 5537126
 mail1@studioboldrin.it www.studioboldrin.it

**RELAZIONE GEOTECNICA**

Documento / Document no.

2200101-09

PROGETTO
 Project

GEOFOR S.p.A.

Impianto di Trattamento Rifiuti Organici in Località Gello (Pontedera)

Intervento di completamento Opere Civili

Fase
 Phase

03 – PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

TITOLO
 Title

OPERE STRUTTURALI
NUOVO EDIFICIO MATURAZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA

CLIENTE
 Client

GEOFOR S.p.A.
Viale America, 105 – 56025 Pontedera (PI)

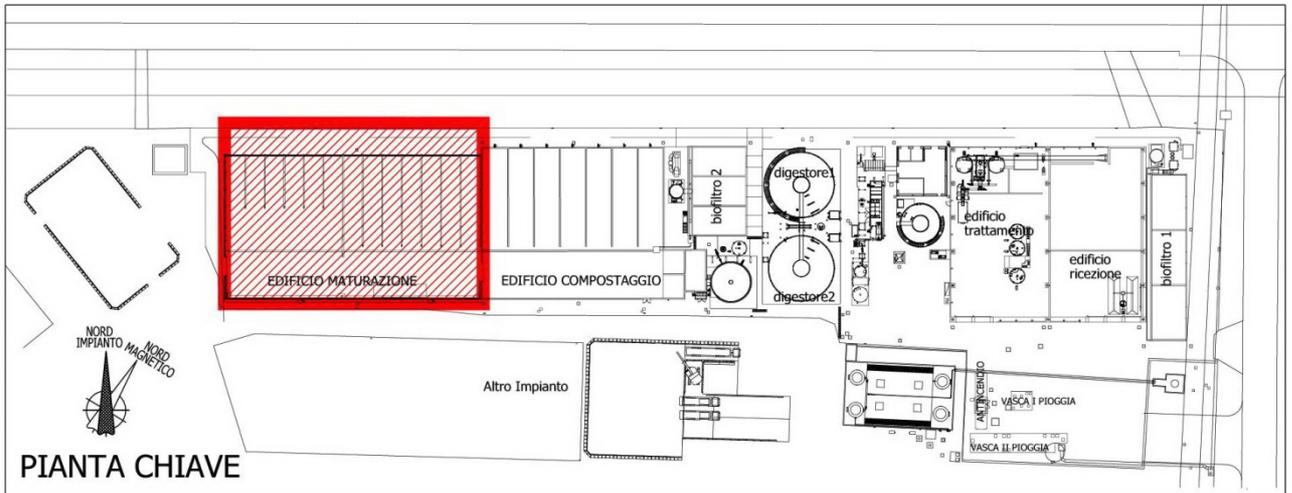


JOB no. Document no.

TIPO DOCUMENTO
 Document Type

R

FILE
 File

2200101-2.009-00A-GEOTECNICA.DOCX

0	10/06/20	E	Emissione	B.B.		
REV	Data Date	Scopo Scope	Descrizione Description	Preparato Prepared by	Controllato Checked by	Approvato Approved by

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	2	di

SOMMARIO

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	6
3.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE	6
3.2	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
3.3	STRATIGRAFIA ADOTTATA	10
4.	METODO ADOTTATO	10
5.	REAZIONI FONDAZIONI	15
6.	SOFTWARE UTILIZZATO	19
7.	FONDAZIONE PARETE PICCHETTO 7.....	41
8.	FONDAZIONE PARETE NORD – FILO A	61
9.	CONCLUSIONI	78

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Sezioni stratigrafiche (da relazione geologica)	8
Figura 2 - Massime pressioni SLU	15
Figura 3 – Minime pressioni SLU.....	15
Figura 4 - Massime pressioni SLV	16
Figura 5 – Minime pressioni SLV.....	16
Figura 6 - Massime pressioni SLE	17
Figura 7 – Minime pressioni SLE.....	17
Figura 8 - Massime pressioni SLD	18
Figura 9 – Minime pressioni SLD	18
Figura 10 - Fondazione Parete Picchetto 7	41
Figura 11 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLU.....	57
Figura 12 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLV	58
Figura 13 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLE	59
Figura 14 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLD.....	60
Figura 15 - Fondazione Parete Nord – Filo A.....	61
Figura 16 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLU	75
Figura 17 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLV.....	76
Figura 18 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLE.....	77
Figura 19 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLD	78

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 3 di 79

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Caratterizzazione Geotecnica.....	9
Tabella 2 - Parametri Stratigrafia Adottata.....	10
Tabella 3 - Pressioni Massime e Minime.....	19
Tabella 4 - Verifiche di Capacità Portante Parete P7 - Condizioni Drenate.....	55
Tabella 5 - Verifiche di Capacità Portante Parete P7 - Condizioni Non Drenate.....	56
Tabella 6 - Verifiche di Scorrimento - Parete P7.....	56
Tabella 7 - Verifiche di Capacità Portante Parete Nord - Condizioni Drenate.....	73
Tabella 8 - Verifiche di Capacità Portante Parete Nord - Condizioni Non Drenate.....	74
Tabella 9 - Verifiche di Scorrimento - Parete Nord.....	74

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 4 di 79

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda le considerazioni di carattere geotecnico propedeutiche allo sviluppo del progetto delle fondazioni del nuovo edificio Maturazione dell'impianto di trattamento rifiuti da raccolta differenziata in località Gello di Pontedera (PI), con particolare riferimento alle soluzioni progettuali adottate.

Il Progetto complessivo dell'intero Impianto è stato approvato dalla Regione Toscana con D.D. n. 7975 del 22/08/2016.

La presente relazione riguarda il nuovo Edificio Maturazione.

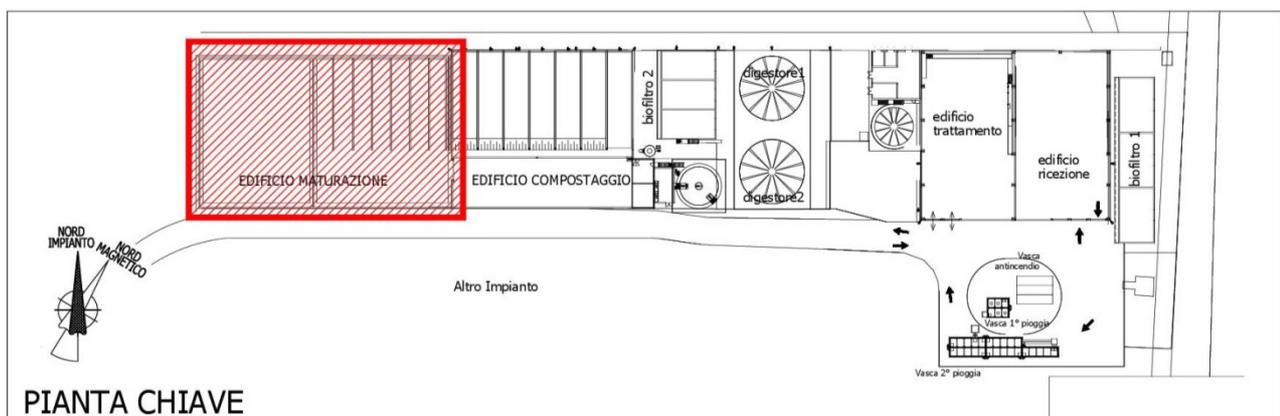
Il precedente progetto, depositato sul Portale PORTOS il 16.05.2018 e registrato come Progetto n.48742 prot. 20180039173, prevedeva il mantenimento dell'edificio maturazione esistente e la costruzione, sul fronte sud, di un edificio in ampliamento completamente autonomo dall'esistente.

In data 08/01/2019 è stato ricevuto l'avvio di procedimento relativo al controllo a campione del progetto, ai sensi della L. Regione Toscana n. 65/2014.

In data 18/10/2019 è stato ricevuto l'avviso di conformità del progetto.

Il nuovo progetto, su richiesta della Committente Geofor S.p.A. prevede la completa demolizione del vecchio fabbricato e la ricostruzione di un unico edificio planimetricamente equivalente alla somma dell'edificio esistente e dell'ampliamento previsto nel vecchio progetto.

La copertura, più bassa dell'esistente, ricalca completamente quella dell'adiacente edificio Compostaggio di cui il nuovo edificio Maturazione è la naturale prosecuzione.



STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	5	di

2. NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il progetto strutturale definitivo è stato sviluppato in conformità alle seguenti normative :

- [1] - D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- [2] - Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n° 7 del 21/01/19 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/18";
- [3] - UNI – EN 1990:2006 "Eurocodice – Criteri Generali di Progettazione Strutturale";
- [4] - UNI – EN 1991-1-1:2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle Strutture";
- [5] - UNI – EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle Strutture di calcestruzzo";
- [6] - UNI – EN 1993-1-1:2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle Strutture di acciaio";
- [7] - UNI – EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 – Progettazione delle Strutture per la resistenza sismica".
- [8] - Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – "Linee Guida sul calcestruzzo strutturale" – Dicembre 1996.
- [9] UNI EN 1090-2:2018 – "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2 – Requisiti tecnici per strutture di acciaio"

Sono stati inoltre acquisiti i seguenti documenti:

- [10] - Relazione geologica allegata al progetto preliminare
- [11] – Soiltest S.r.l. – Raccolta certificati prove geotecniche – Aprile 2015
- [12] – Dott. Geologo Diego Minuto – Relazione Geologica Esecutiva

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	6	di

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Si riporta uno stralcio della Relazione Geologica redatta dal Dott. Diego Minuto.

“Nel marzo - aprile 2015 è stata approntata una campagna di indagini geotecniche finalizzata ad integrare le conoscenze acquisite in precedenza nel sito (campagne del 2008,2010 e del 2017). Tali accertamenti sono stati condotti dalla società Soiltest srl di Arezzo e sono descritti nella Relazione Geologica in rif. [12].

Sono stati eseguiti:

- A. n. 2 prove penetrometriche statiche con piezocono tipo CPTU (n.1 e n.2).*
- B. n. 1 prova dilatometrica Marchetti DMT*
- C. n. 1 sondaggio a carotaggio continuo*
- D. n. 1 test in configurazione down - hole*
- E. n. 1 test geofisico tipo h/v*

Le risultanze ottenute hanno permesso la elaborazione di n. 2 sezioni interpretative al fine di costruire il modello geologico riportato nella Relazione del Geologo Dott. D. Minuto e il conseguente modello geotecnico.

Le profondità di investigazione sono state di 15,00 m da p.c. per CPTU e DMT e di 30,00 m da p.c. per il sondaggio a carotaggio e la prova Down Hole, finalizzata in particolare all'ottenimento del parametro Vs30 - unitamente al test tipo h/v.

Successivamente, nel Luglio 2017, si sono approfondite le conoscenze stratigrafiche e geotecniche del sito mediante una ulteriore fase di indagine (con preciso riferimento all'area di ubicazione dei due bio-digestori in progetto) che è consistita nella esecuzione di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo condotti sino alla profondità di 35.00 m da p.c. con il prelievo di n. 6 campioni indisturbati tipo Shellby.”

Le elaborazioni stratigrafiche, le certificazioni del campionamento e le evidenze dei certificati del laboratorio geotecnico sono state allegate alla Relazione Geologica già depositata.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	7	di

“Sono inoltre state eseguite prove tipo SPT (Standard Penetration Test) in avanzamento.

Le attività in sito sono state condotte da Soiltest srl di Arezzo mentre le attività di laboratorio da 4emme service spa di Bolzano.

Rimandando a detti allegati per una disamina di dettaglio delle evidenze stratigrafiche si sottolinea che è stato confermato il quadro stratigrafico di riferimento composto essenzialmente da una sequenza di terreni argilloso-limosi .

E' stata confermata la presenza sporadica di orizzonti sabbiosi fini di ordine decimetrico.

Da segnalare, invece, l'assenza di orizzonti granulari grossolani (ghiaie e ghiaie sabbiose).

Il grado di sovraconsolidazione (dovuto ragionevolmente a fenomeni di essiccamento in ambiente aereo) dei livelli argilloso - limosi più superficiali (entro i 5.00 - 7.00 m da p.c.) è stato confermato pari a circa 3 mentre i terreni sottostanti si trovano in condizioni di normalconsolidazione.

Per quanto concerne i valori dell'indice di plasticità I_p essi si sono attestati tra 20 e 30 con paralleli valori del limite liquido LP compreso tra un minimo pari a 40 ed un massimo pari a 51.”

In base alle indagini sopra elencate, risulta una successione stratigrafica essenzialmente costituita da alternanze di argille limose e limi, con intercalate alcune lenti di sabbia limosa o limo sabbioso. Le sezioni stratigrafiche ricostruite nella Relazione Geologica sono riportate in Figura 1.

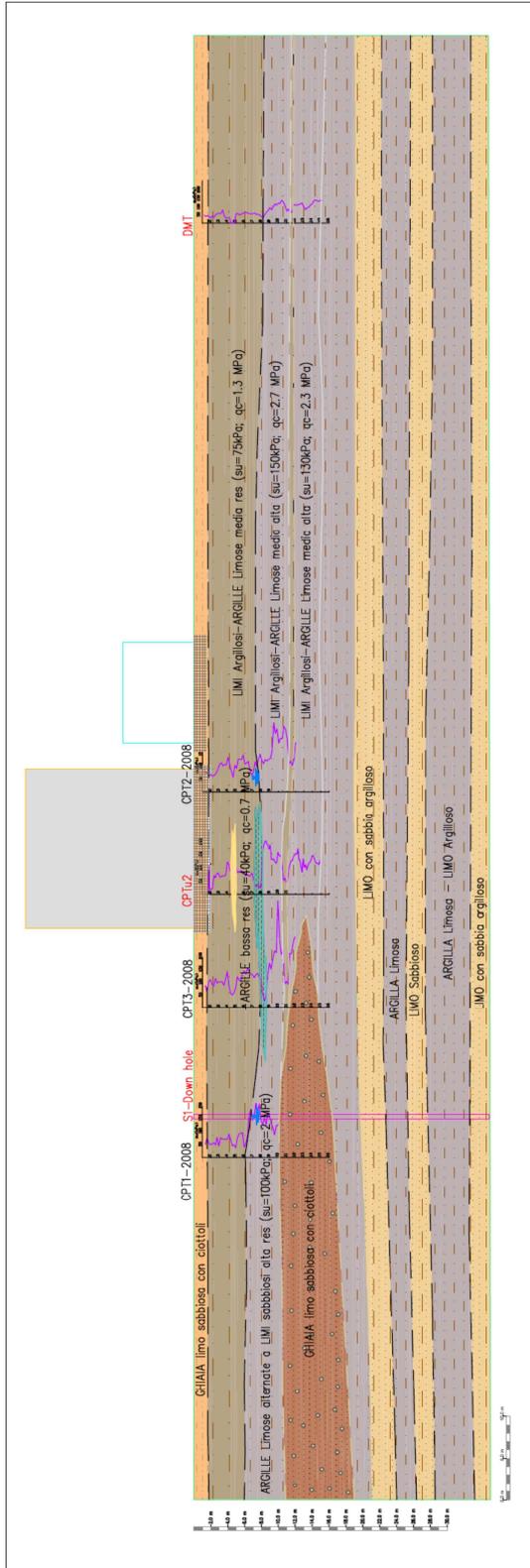
È stata evidenziata la presenza di falda ad una profondità di circa 7,5 m d piano campagna.

RELAZIONE GEOTECNICA

rev. 00A 10/06/2020

Pagina 8 di 79

Sezioni Geotecniche Interpretative



Scala verticale 1:500
Scala orizzontale 1:500

Geofor Spa – Gello di Pontedera
Impianto Trattamento Rifiuti da Raccolta Differenziata
Progetto Definitivo

Figura 1 - Sezioni stratigrafiche (da relazione geologica)

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 9 di 79

3.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La tabella seguente, tratta dalla Relazione Geologica, riepiloga le risultanze delle indagini condotte sui terreni di fondazione.

Prove Statiche con Piezocono							Prova Dilatometrica			Sismica		
CPTu-1			CPTu-2			Media	DMT			Down Hole		Rapporto H/V
D (m)	$q_t^{(1)}$ (MPa)	$S_u^{(2)}$ (kPa)	D (m)	q_t (MPa)	$S_u^{(2)}$ (kPa)	$S_u^{(2)}$ (kPa)	D (m)	$M_{DMT}^{(3)}$ (MPa)	$S_u^{(4)}$ (kPa)	D (m)	V_s (m/s)	Freq. di picco 1.66 Hz
1.5-3.3	1.5	94	1.7-3.7	1.1	62	78	1.2-8.6	17	49	0.0-9.0	228	$V_{s30}=330$ m/s
3.3-3.9	1.1	67	3.7-6.0	1.9	100	83.5	8.6-15.0	27	105	9.0-32.0	394	Classe sismica suolo C
3.9-6.7	1.5	82	6	1	56	69	$G_{DMT} = 6 \text{ Mpa}^{(5)}$			$v = 0.40$		$G_D = 205 \text{ MPa}$
6.7-7.3	0.8	45	7.9-10.5	2.7	157	101						
7.3-10.0	2.4	148	10.5-11.0	1.1	56	102						
10.0-10.7	1.5	85	11.0-15.0	2.3	130	107.5						
10.7-15.0	2.3	135				132.5						

$q_t = q_c + u_2(1 - a)$	Resistenza della punta q_c corretta per gli effetti dovuti alla sorappressione misurata dell'acqua (u_2)
$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$	Resistenza non drenata. N_{kt} è un fattore compreso tra 10÷18, nei calcoli è stato scelto il valore 15 (Robertson)
$M_{DMT} = R_M E_D$	Modulo dilatometrico. R_M funzione dell'indice orizzontale di stress (K_c) ed E_D modulo Edometrico (Marchetti 2001)
$S_u = 0.22 \sigma'_{vo} (0.5 K_D)^{1.25}$	Marchetti 2001
$G_{DMT} = \frac{M_{DMT}}{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)}$	Modulo di Taglio a livelli deformativi compresi tra 0.1÷2% (Marchetti 2008)

Tabella 1 - Caratterizzazione Geotecnica

Si riportano, per praticità, le considerazioni conclusive del Geologo, Dott. Diego Minuto, sui risultati delle prove CPTu.

“Considerando la media armonica o utilizzando il metodo di Schneider si perviene ai seguenti valori:

- $q_t=1.6 \text{ MPa}$ e $s_u=100 \text{ kPa}$ per i dati ottenuti attraverso le prove CPTu.
- $M_{DMT}= 17 \text{ MPa}$ ed $s_u=65 \text{ kPa}$ riferiti alla prova dilatometrica

In definitiva si può considerare un valore caratteristico di resistenza a taglio non drenata $s_{u,k}=80 \text{ kPa}$ per il tratto compreso da -2.0 m a -15.0 m da piano campagna.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09			
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020		
		Pagina	10	di	79

Il valore medio del grado di sovraconsolidazione ($OCR=3$) stimato attraverso la prova DMT indica la presenza di terreni leggermente sovraconsolidati.

3.3 STRATIGRAFIA ADOTTATA

In funzione dei risultati dei sondaggi effettuati e dei risultati riassunti nella Tabella 1, è stata adottata, per tutte le fondazioni, la seguente stratigrafia.

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria
3	20.59	21.57	25.00	29.42	80.00	6,900.00	17,000.00	0.25	0.006	0.002
4	19.61	21.57	22.00	9.81	75.00	4,500.00	17,000.00	0.25	0.005	0.004
1	18.63	20.59	15.00	1.96	70.00	2,500.01	17,000.00	0.25	0.003	0.040
25	20.59	21.57	25.00	29.42	100.00	6,900.00	27,000.00	0.25	0.006	0.002

Tabella 2 - Parametri Stratigrafia Adottata

4. METODO ADOTTATO

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09			
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A		10/06/2020	
		Pagina	11	di	79

(A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coeff. Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	12	di

esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_{k, Eed_k}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	13	di

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II.

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09	
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020
		Pagina	15 di 79

5. REAZIONI FONDAZIONI

Nel seguito sono riportate le pressioni sul terreno per l'involuppo delle peggiori sollecitazioni.

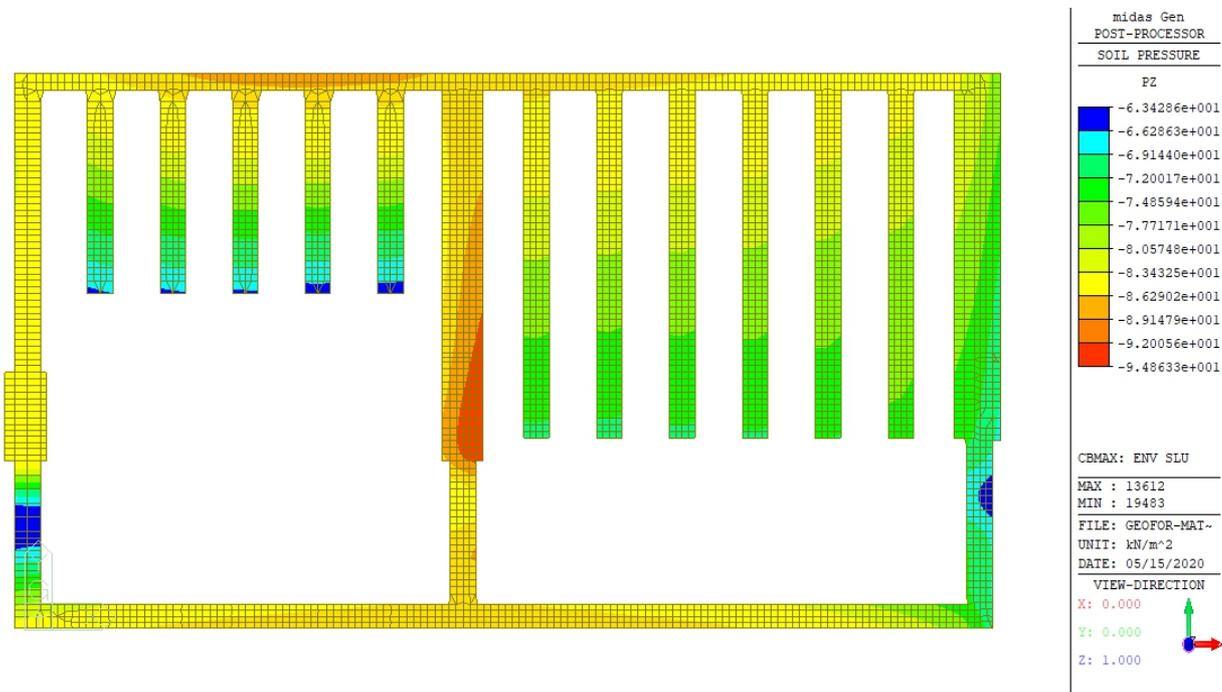


Figura 2 - Massime pressioni SLU

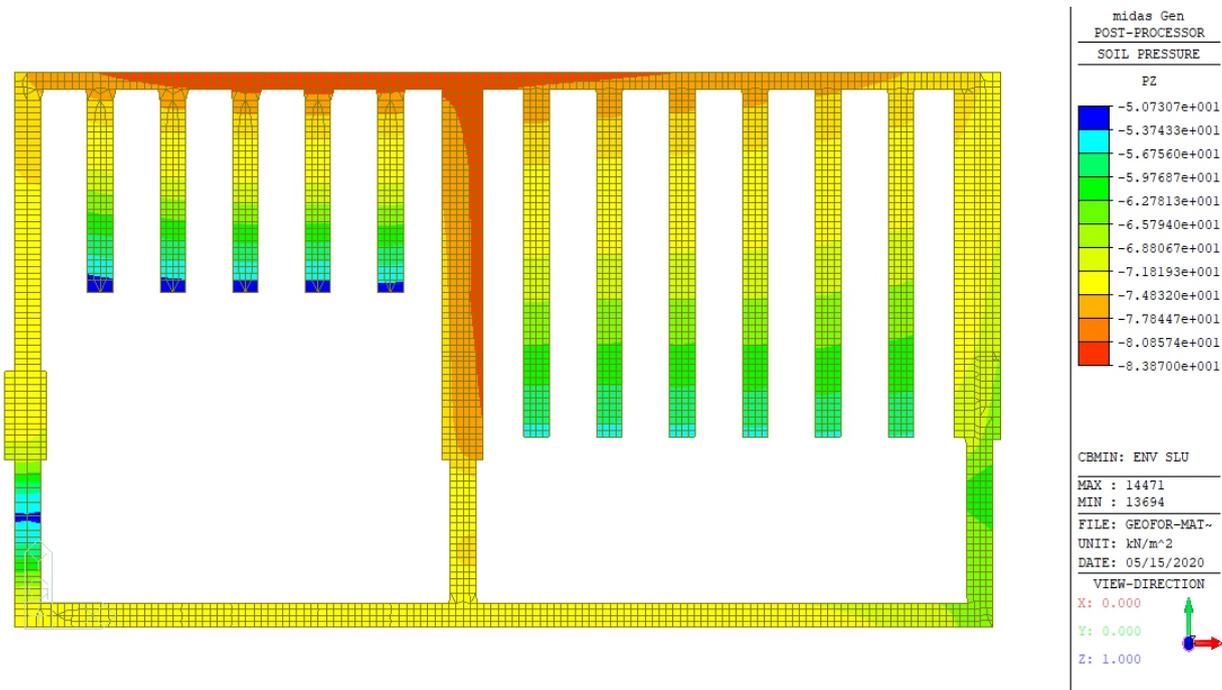


Figura 3 – Minime pressioni SLU

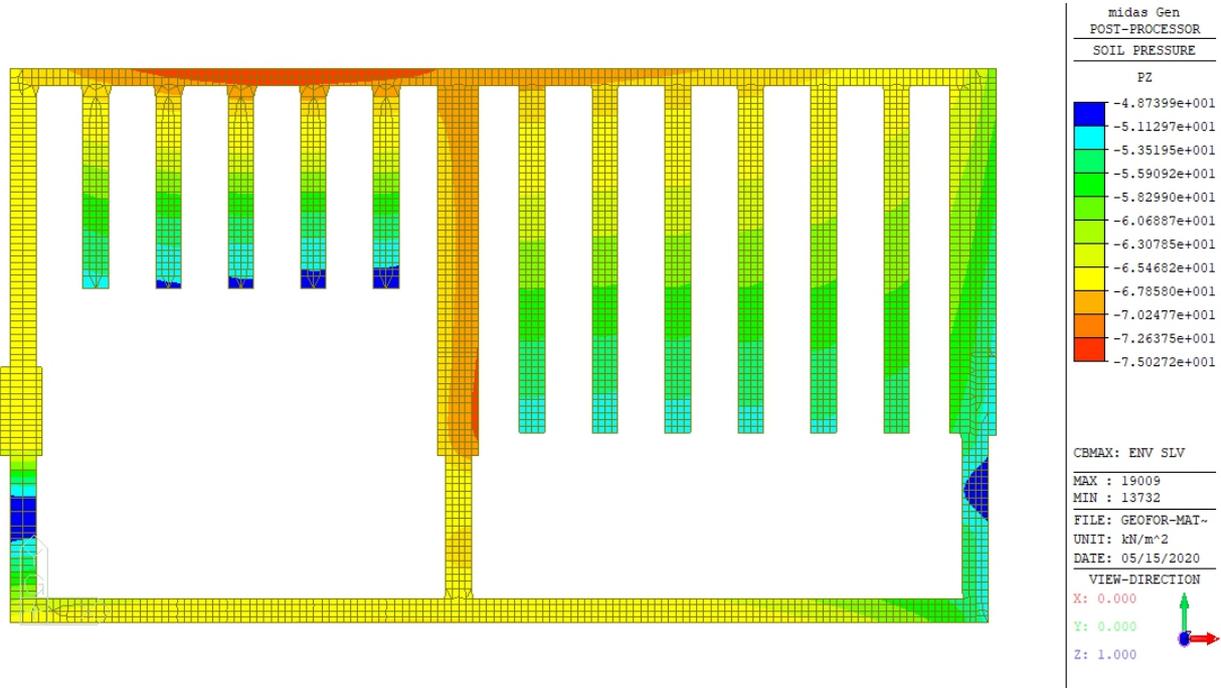


Figura 4 - Massime pressioni SLV

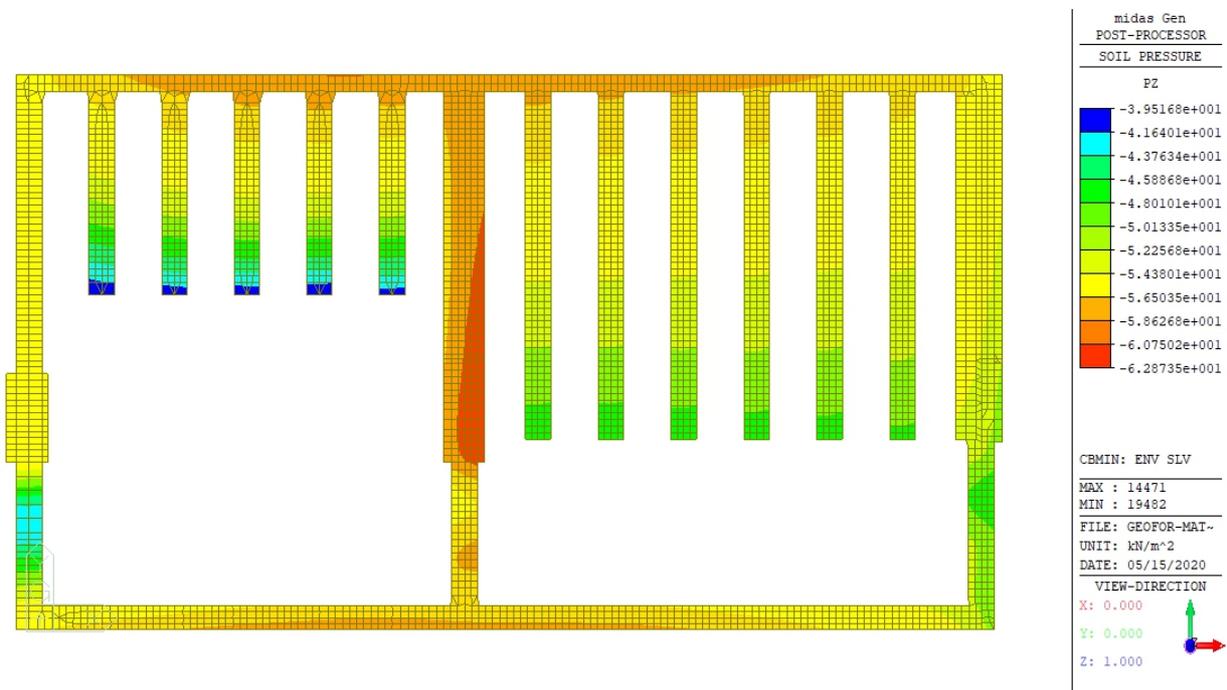


Figura 5 – Minime pressioni SLV

RELAZIONE GEOTECNICA

rev. 00A 10/06/2020

Pagina 17 di 79

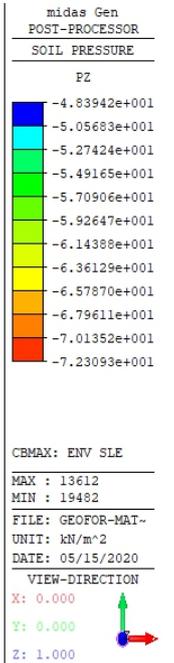
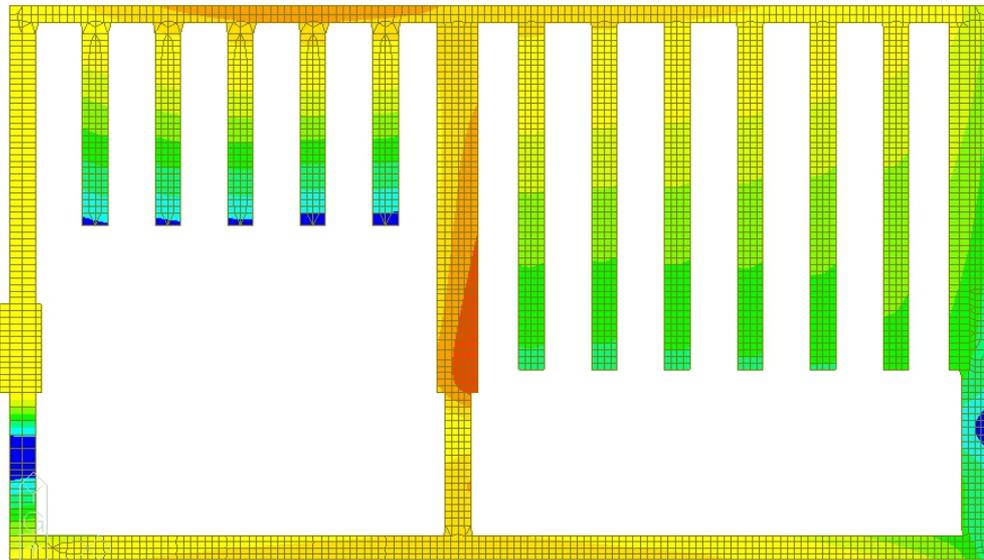


Figura 6 - Massime pressioni SLE

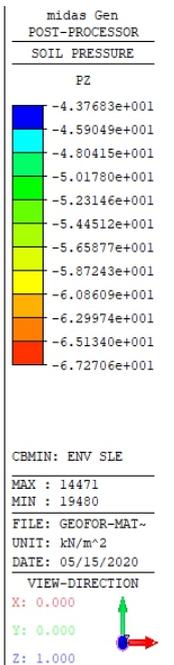
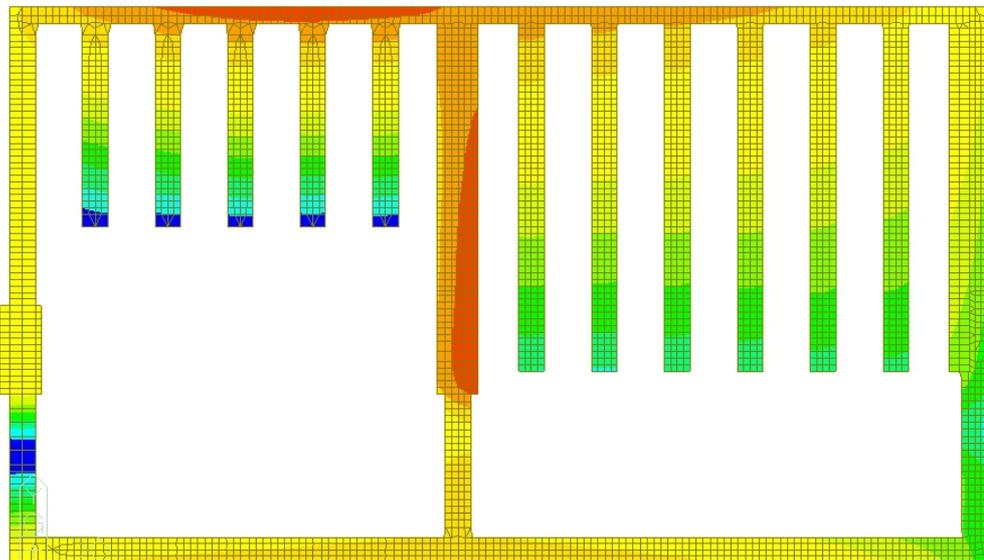


Figura 7 – Minime pressioni SLE

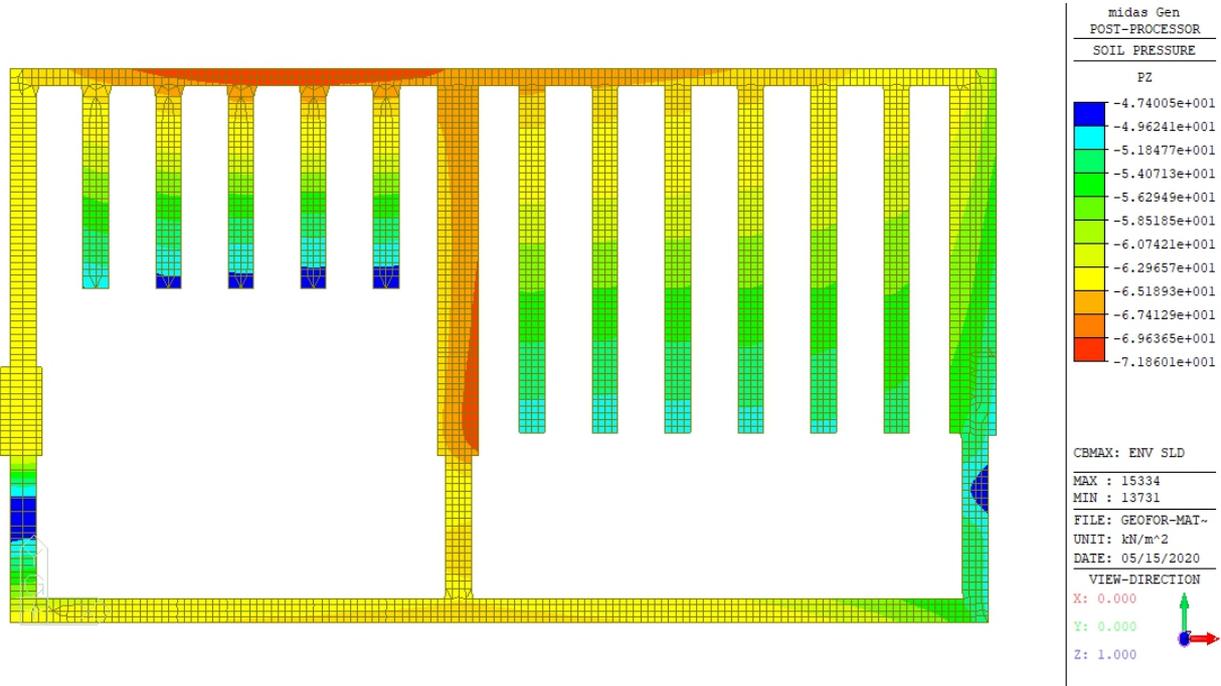


Figura 8 - Massime pressioni SLD

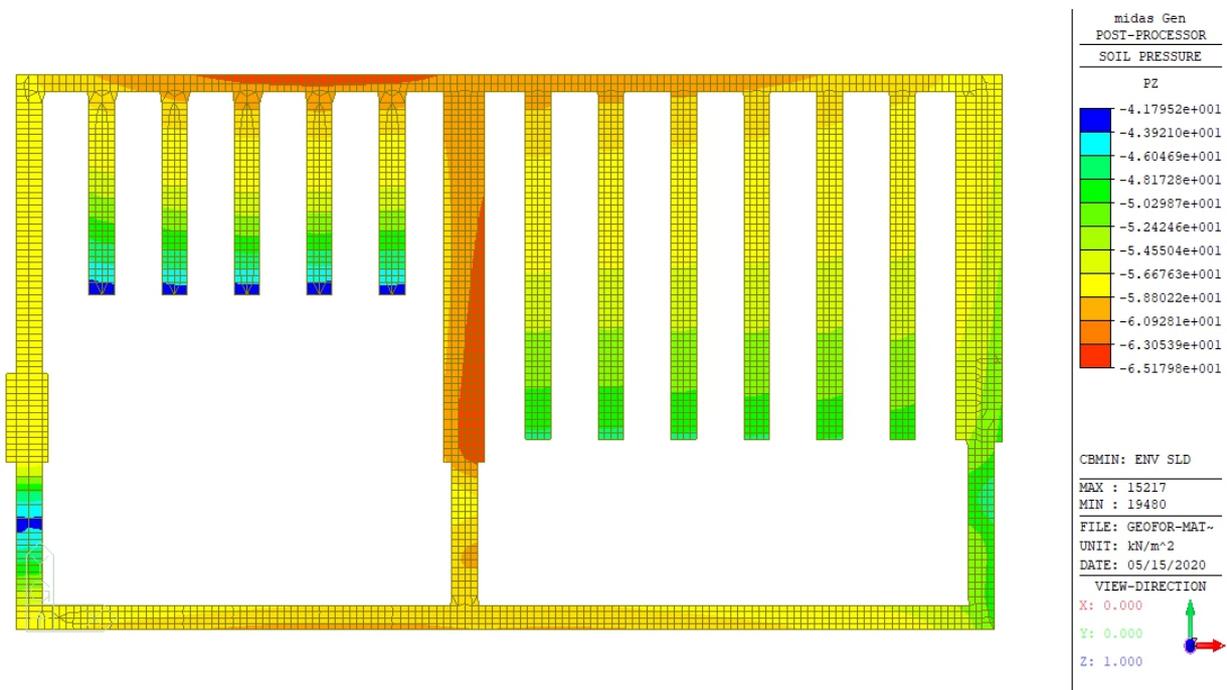


Figura 9 – Minime pressioni SLD

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	19	di

Come evidenziato dalle Figure che precedono, le zone più sollecitate sono il Setto Centrale Picchetto 7 e la Parete Nord tra i Picchetti 4 e 6.

	Setto 7		Parete Nord	
	max	min	max	min
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
SLU	94.86	81.40	89.15	83.90
SLV	73.20	62.87	75.03	60.80
SLE	72.30	67.30	69.50	66.50
SLD	70.90	65.18	71.90	63.94

Tabella 3 - Pressioni Massime e Minime

6. SOFTWARE UTILIZZATO

Per il calcolo del carico limite e dei cedimenti è stato utilizzato il software LoadCap di Geofor.

Nel seguito si riporta la descrizione dei metodi di calcolo utilizzati dal programma.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	20	di

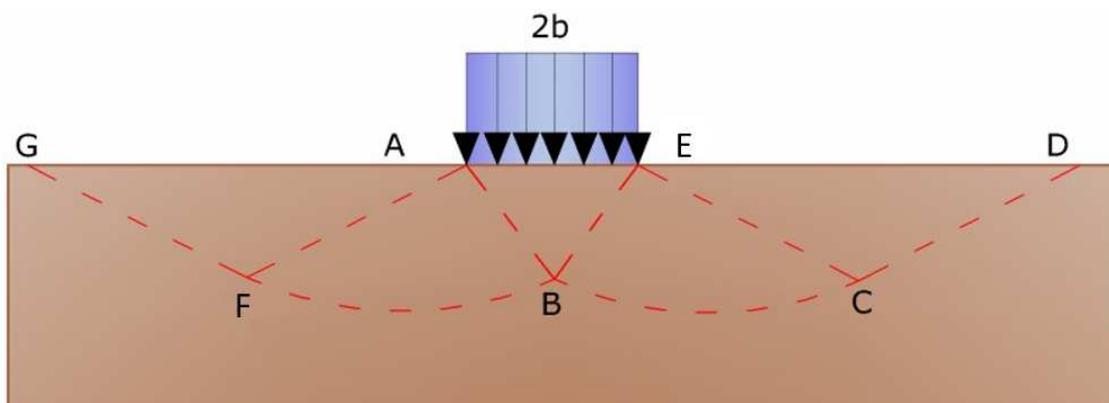
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente *B* risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	21	di

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	22	di

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	23	di

differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_j e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	24	di

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi / 2)$
- $\theta =$ *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

<i>D/B</i>	<i>0</i>	<i>1</i>	<i>1.1</i>	<i>2</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>100</i>
<i>d'_c</i>	<i>0</i>	<i>0.40</i>	<i>0.33</i>	<i>0.44</i>	<i>0.55</i>	<i>0.59</i>	<i>0.61</i>	<i>0.62</i>

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	25	di

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_\bullet come sotto riportato:

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	26	di

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	27	di

- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

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

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	28	di

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	29	di

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per $c = 0$ e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	31	di

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b = carico limite nello strato 2;
- P_p = spinta passiva;
- C_a = adesione;
- δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	32	di

entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

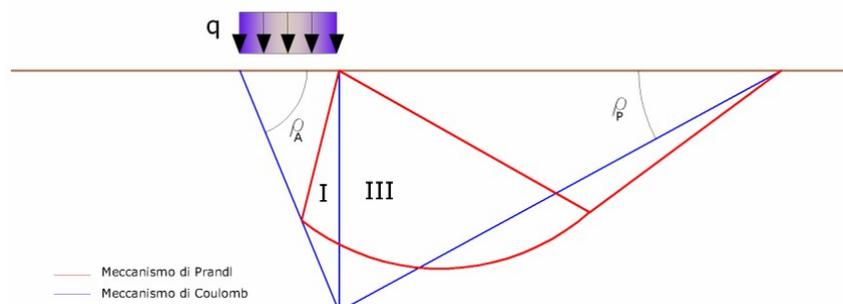
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L).

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 33 di 79

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\delta = 0.5 \cdot \varphi$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \cdot \rho$ e $k_v \cdot \rho$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{[1 + \tan^2(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{[1 + \tan^2(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	34	di

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_c sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli θ_{AE} e θ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi = 30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_c	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	35	di

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

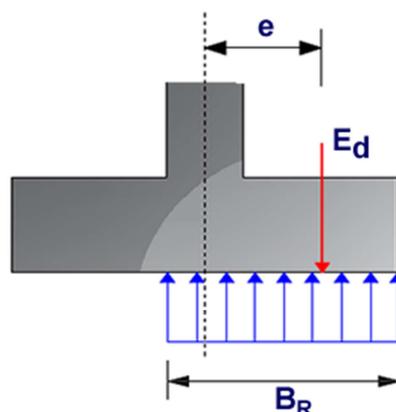
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	36	di

Dove:

- $e=N_d/M_d$ - eccentricità dei carichi

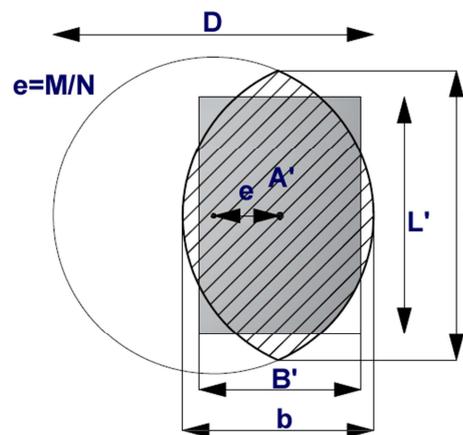
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = Md / Nd$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	37	di

dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \cdot L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	38	di

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione

$$\sigma'_p \quad (\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p).$$

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	39	di

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- *RR*: Rapporto di ricompressione;
- *CR*: Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	40	di

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- z_i : rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 41 di 79

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione τ rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

7. FONDAZIONE PARETE PICCHETTO 7

La fondazione della parete centrale, sul Picchetto 7, raffigurata in Figura 10, ha larghezza 2.90m ed altezza 0.60m.

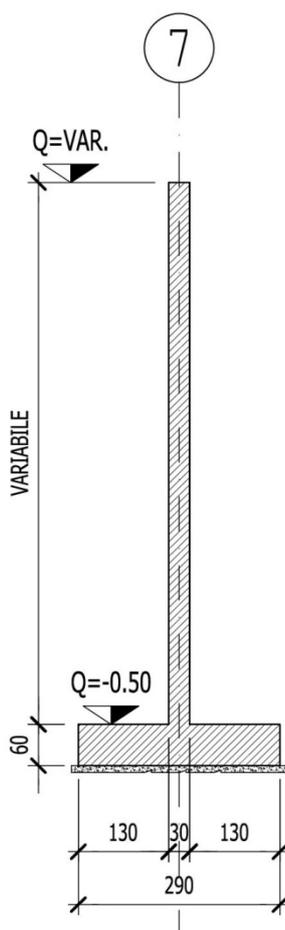


Figura 10 - Fondazione Parete Picchetto 7

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	42	di

=====

DATI GENERALI

=====

Normativa NTC 2018
Zona Pontedera (PI)
Lat./ Long. [WGS84]43.6458015441895/10.579400062561
Larghezza fondazione 2.9 m
Lunghezza fondazione 27.0 m
Profondità piano di posa 1.2 m
Altezza di incastro 1.2 m
Profondità falda 7.5
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m
Correzione parametri

=====

SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g) 0.196
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0472

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.412	2.551	0.231
S.L.D.	50.0	0.520	2.516	0.247
S.L.V.	475.0	1.285	2.489	0.274
S.L.C.	975.0	1.608	2.522	0.281

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 43 di 79

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.618	0.2	0.0126	0.0063
S.L.D.	0.78	0.2	0.0159	0.008
S.L.V.	1.9275	0.24	0.0472	0.0236
S.L.C.	2.3346	0.24	0.0571	0.0286

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult] 335.48 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 186.38 kN/m²

Tensione [Ed] 73.2 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 4.58

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 13419.22 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 20.39 kN/m³

Peso unità di volume saturo 21.57 kN/m³

Angolo di attrito 24.3725 °

Coesione 25.3006 kN/m²

Fattore [Nq] 4.72

Fattore [Nc] 12.26

Fattore [Ng] 0.83

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore profondità [Dc] 1.15

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 1.03

Fattore profondità [Dq] 1.12

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore forma [Sg] 0.95

Fattore profondità [Dg] 1.0

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 44 di 79

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	399.94 kN/m ²
Resistenza di progetto	173.89 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.39 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	24.3725 °
Coesione	25.3006 kN/m ²

Fattore [Nq]	5.39
Fattore [Nc]	14.46
Fattore [Ng]	3.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	483.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	210.26 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.39 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	24.3725 °
Coesione	25.3006 kN/m ²

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 45 di 79

=====	
Fattore [Nq]	4.72
Fattore [Nc]	12.26
Fattore [Ng]	0.55
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.1
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.02
Fattore profondità [Dg]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	

Carico limite	383.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	166.54 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.39 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	24.3725 °
Coesione	25.3006 kN/m ²
=====	

Fattore [Nq]	4.72
Fattore [Nc]	12.26
Fattore [Ng]	1.7
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 46 di 79

Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	435.69 kN/m ²
Resistenza di progetto	189.43 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.39 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	24.3725 °
Coesione	25.3006 kN/m ²

Fattore [Nq]	4.72
Fattore [Nc]	12.26
Fattore [Ng]	1.11
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 48 di 79

Fattore [Ng]	0.83
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.76	
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.71	
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.95	

Carico limite	348.21 kN/m ²
Resistenza di progetto	193.45 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.39 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	24.3725 °
Coesione	25.3006 kN/m ²

Fattore [Nq]	5.39
Fattore [Nc]	14.46
Fattore [Ng]	3.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.76	
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.71	
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.95	

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 50 di 79

Angolo di attrito 24.3725 °
Coesione 25.3006 kN/m²

=====

Fattore [Nq]	4.72
Fattore [Nc]	12.26
Fattore [Ng]	1.7
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.76
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.71
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.95

=====

Carico limite	375.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	208.77 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.39 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	24.3725 °
Coesione	25.3006 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	4.72
Fattore [Nc]	12.26
Fattore [Ng]	1.11
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.15

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 51 di 79

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.76	
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.71	
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.95	

Carico limite	362.82 kN/m ²
Resistenza di progetto	201.57 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	2.14

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	455.55 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	953.18 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	100.57 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	2.56
Rapporto (q1/q2)	0.57

Carico limite	519.06 kN/m ²
Resistenza di progetto	288.37 kN/m ²

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09	
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020
		Pagina	52 di 79

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

CEDIMENTI IN CONDIZIONI DRENATE

Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Combinazione SLE

Pressione normale di progetto 72.3 kN/m²

Cedimento dopo T anni 15.0

Distanza 1.61 m

Angolo 89.50 °

Cedimento totale 15.259 mm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (mm)	Ws (mm)	Wt (mm)
1	2.1	43.239	45.382	Edometrico	0.4805	0.4223	0.9028
2	5	100.99	26.964	Edometrico	0.6345	1.8788	2.5133
3	7.5	149.525	19.301	Edometrico	0.7424	4.6694	5.4118
4	20.5	301.954	5.956	Edometrico	0.5515	5.8792	6.4307

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0.9028 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.09028	10	1.336806
0.18056	20	5.451389
0.27084	30	12.27431
0.36112	40	21.875
0.4514	50	34.02777
0.54168	60	49.65278
0.63196	70	69.96528
0.72224	80	98.43749
0.81252	90	147.2222
0.9028	100	173.6111

Decorso cedimenti nel tempo Strato..2 Wt=2.5133 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.25133	10	2.851852
0.50266	20	11.62963
0.75399	30	26.18518
1.00532	40	46.66667

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 53 di 79

1.25665	50	72.59259
1.50798	60	105.9259
1.75931	70	149.2593
2.01064	80	210.0
2.26197	90	314.0741
2.5133	100	370.3704

Decorso cedimenti nel tempo Strato..3 Wt=5.4118 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.54118	10	0.297068
1.08236	20	1.21142
1.62354	30	2.727623
2.16472	40	4.861111
2.7059	50	7.561728
3.24708	60	11.03395
3.78826	70	15.54784
4.32944	80	21.875
4.87062	90	32.71605
5.4118	100	38.58025

Decorso cedimenti nel tempo Strato..4 Wt=6.4307 mm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0.64307	10	92.83372
1.28614	20	378.5687
1.92921	30	852.3823
2.57228	40	1519.097
3.21535	50	2363.04
3.85842	60	3448.11
4.50149	70	4858.7
5.14456	80	6835.937
5.78763	90	10223.77
6.4307	100	12056.33

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	54	di

CEDIMENTI ELASTICI IN CONDIZIONE NON DRENATE

Combinazione SLE

Pressione normale di progetto	72.3 kN/m ²
Spessore strato	0.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	6900.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25

Coefficiente di influenza I1	0.08
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.15

Cedimento al centro della fondazione 5.2 mm

Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.07
Coefficiente di influenza Is	0.07
Cedimento al bordo	1.24 mm

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs
1	3.00	20.00	25.566	61.769	61.769	0.122	0.813	6.68

Non liquefacibile

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	55	di

Setto Picchetto 7 - Tabella Riassuntiva Capacità Portante in condizioni Drenate							
A1+M1+R3							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	399.94	173.89	94.86	4.22	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	15997.47
TERZAGHI (1955)	483.60	210.26	94.86	5.10	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	19344.04
MEYERHOF (1963)	383.05	166.54	94.86	4.04	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	15321.93
VESIC (1975)	435.69	189.43	94.86	4.59	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	17427.49
Brinch - Hansen 1970	417.53	181.53	94.86	4.40	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	16701.15
Meyerhof-Hanna (1978)	519.06	225.68	94.86	5.47	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	16701.15
SISMA SLV							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	348.21	193.45	73.20	4.76	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	13928.23
TERZAGHI (1955)	408.55	226.97	73.20	5.58	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	16342.08
MEYERHOF (1963)	335.48	186.38	73.20	4.58	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	13419.22
VESIC (1975)	375.79	208.77	73.20	5.13	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	15031.64
Brinch - Hansen 1970	362.82	201.57	73.20	4.96	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	14512.79
Meyerhof-Hanna (1978)	519.06	288.37	73.20	7.09	Verificata	* Rottura generale; lr=87.658; lcrit=77.063	14512.79

Tabella 4 - Verifiche di Capacità Portante Parete P7 - Condizioni Drenate

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 56 di 79

Setto Picchetto 7 - Tabella Riassuntiva Capacità Portante in condizioni Non Drenate							
A1+M1+R3							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	344.91	149.96	94.86	3.64	Verificata	* Rottura generale; Ir=87.658; Icrit=77.063	13796.38
TERZAGHI (1955)	326.23	141.84	94.86	3.44	Verificata	* Rottura generale; Ir=87.658; Icrit=77.063	13049.37
MEYERHOF (1963)	324.34	141.02	94.86	3.42	Verificata	* Rottura generale; Ir=87.658; Icrit=77.063	12973.55
VESIC (1975)	344.91	149.96	94.86	3.64	Verificata	* Rottura generale; Ir=87.658; Icrit=77.063	13796.38
Brinch - Hansen 1970	302.81	131.66	94.86	3.19	Verificata	* Rottura generale; Ir=87.658; Icrit=77.063	12112.33
Meyerhof and Hanna (1978)	445.92	193.88	94.86	4.7	Verificata	* Rottura generale; Ir=87.658; Icrit=77.063	12112.33
SISMA SLV							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	344.91	191.62	73.2	4.71	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	13796.38
TERZAGHI (1955)	326.23	181.24	73.2	4.46	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	13049.37
MEYERHOF (1963)	324.34	180.19	73.2	4.43	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	12973.55
VESIC (1975)	344.91	191.62	73.2	4.71	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	13796.38
Brinch - Hansen 1970	302.81	168.23	73.2	4.14	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	12112.33
Meyerhof and Hanna (1978)	445.92	247.73	73.2	6.09	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=0.0	12112.33

Tabella 5 - Verifiche di Capacità Portante Parete P7 - Condizioni Non Drenate

Verifica a Scorrimento Parete Picchetto 7	Adesione Terreno Fondazione	Angolo Attrito Fondazione	Frazione Spinta Passiva	Resistenza di Progetto	Sollecitazione di Progetto	Condizione di Verifica
	[kN/m ²]			[Rd]		
A1+M1+R3	29.42	20.00	50.00	8,564.40	920.32	10.24
SISMA	29.42	20.00	50.00	8,564.40	4,233.94	2.23

Tabella 6 - Verifiche di Scorrimento - Parete P7

RELAZIONE GEOTECNICA

rev. 00A 10/06/2020

Pagina 57 di 79

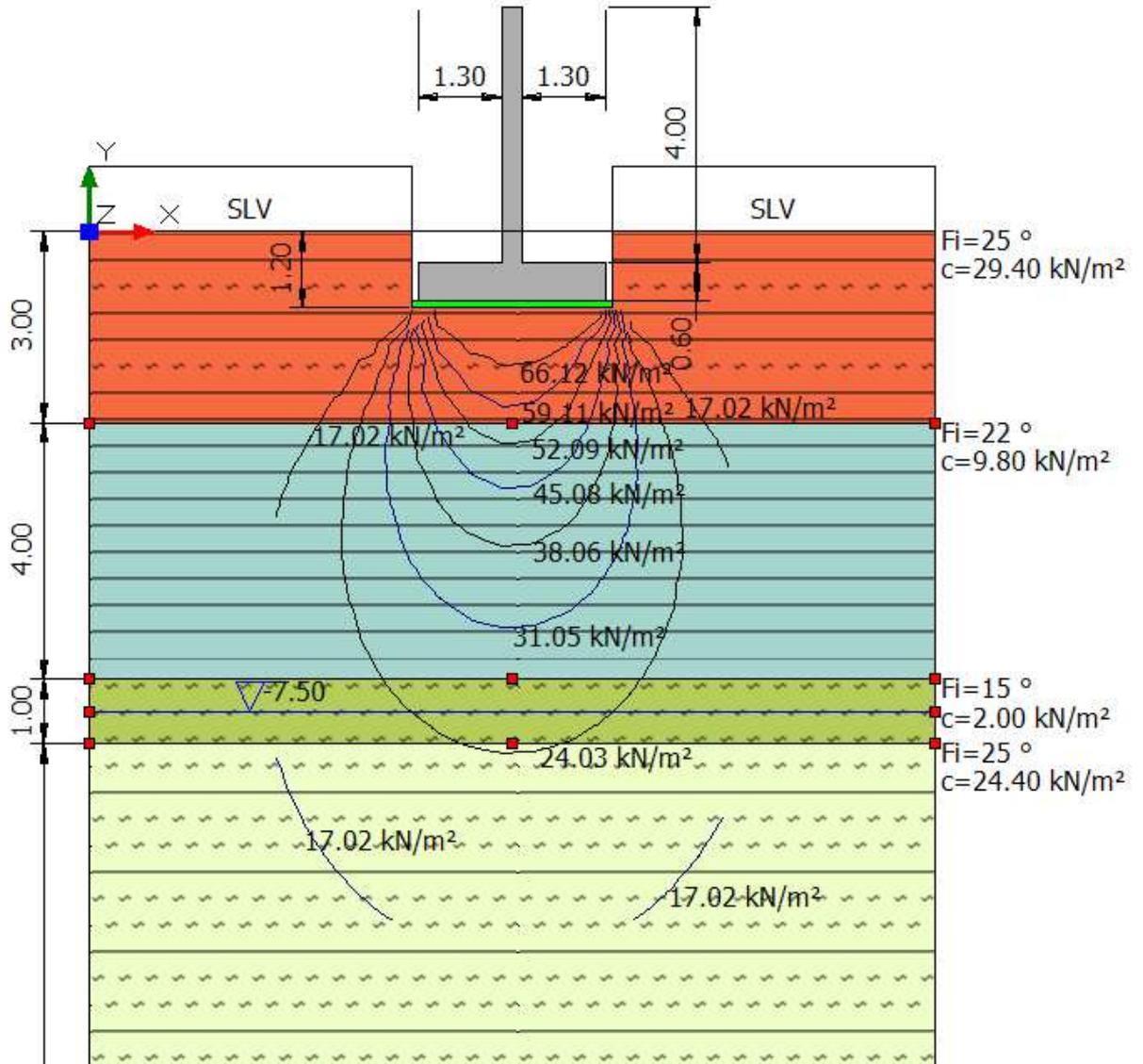


Figura 11 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLU

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09	
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020	
		Pagina	58

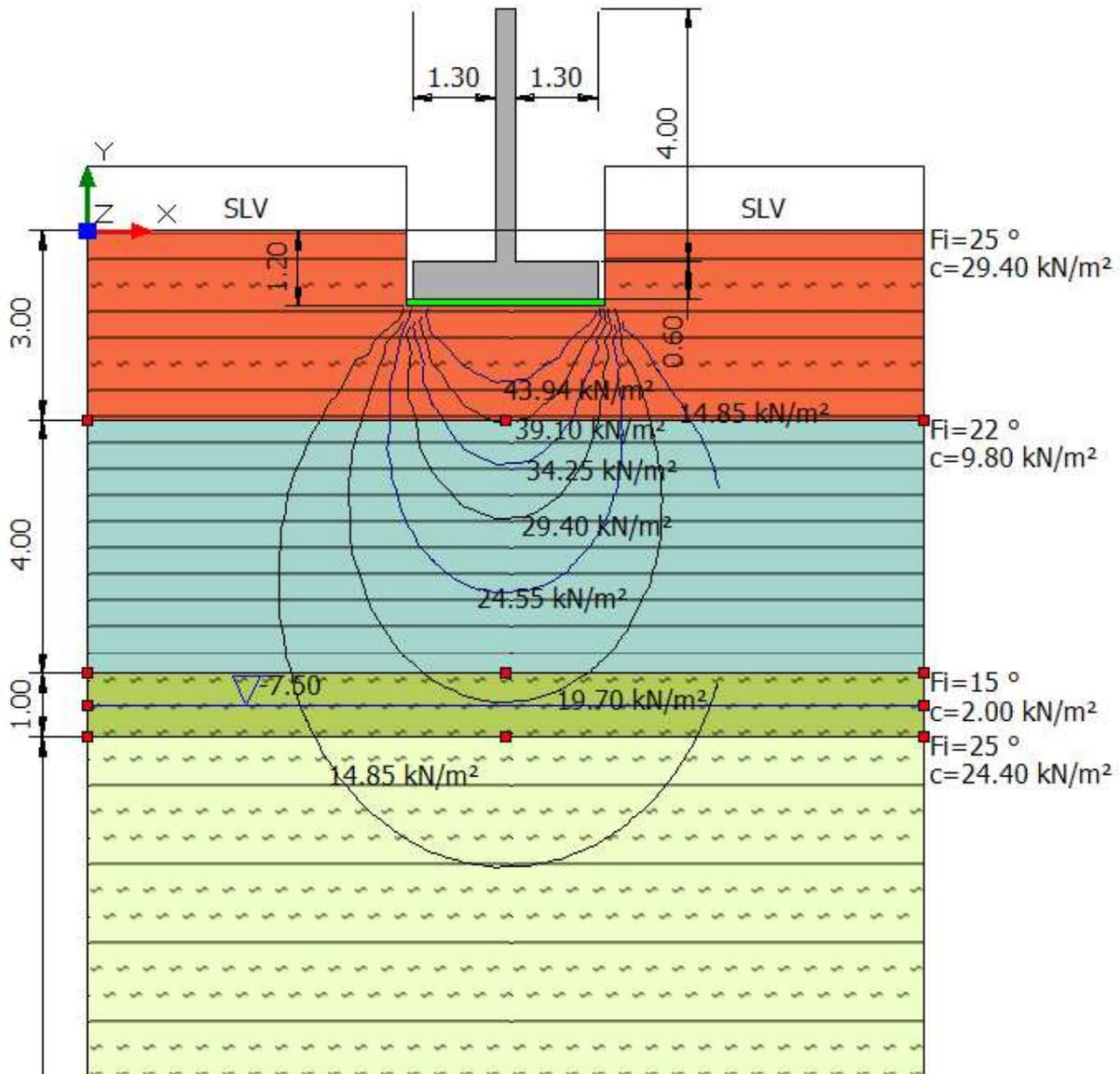


Figura 12 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLV

RELAZIONE GEOTECNICA

rev. 00A 10/06/2020

Pagina 59 di 79

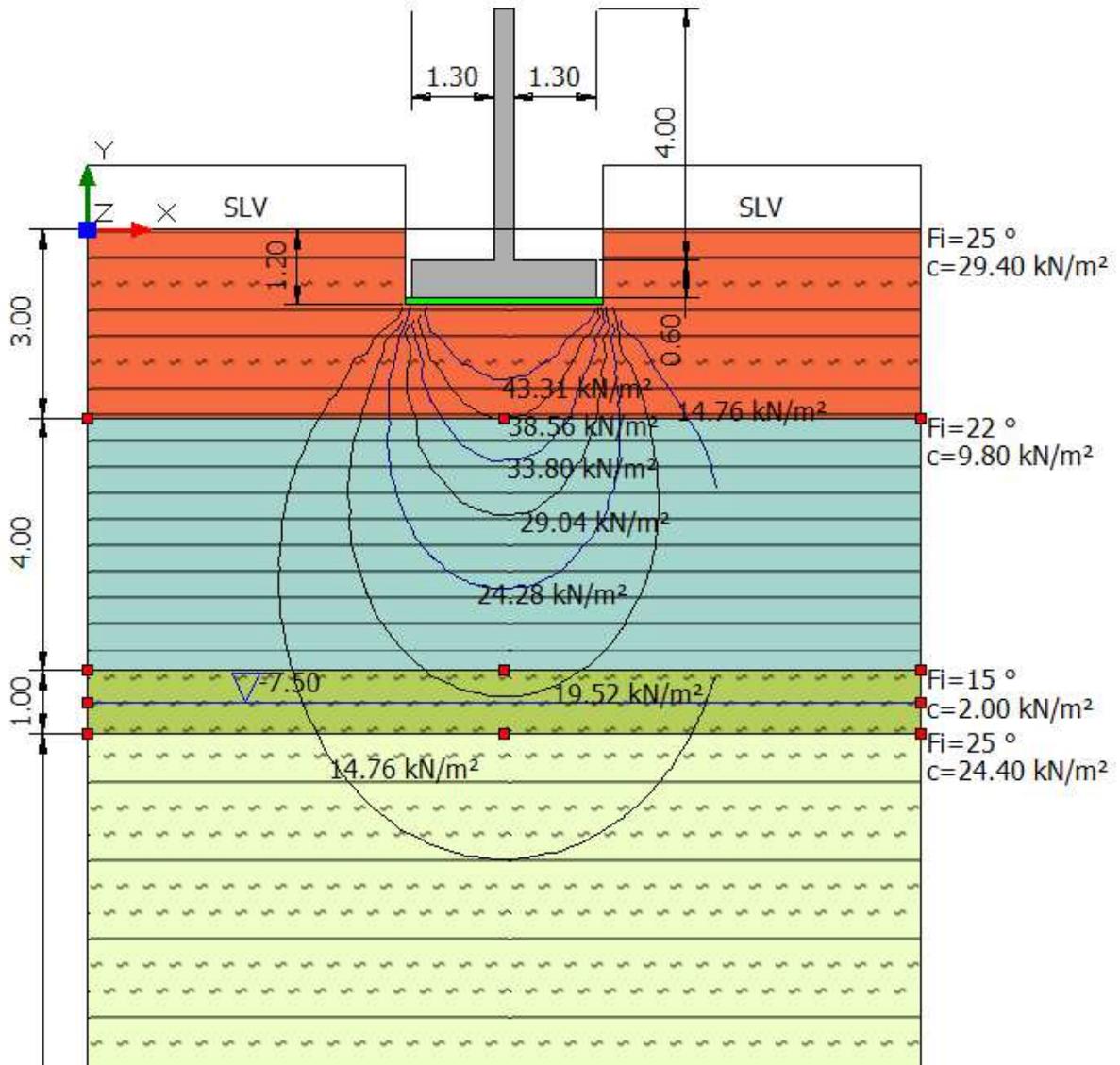


Figura 13 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLE

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09	
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020
		Pagina	60

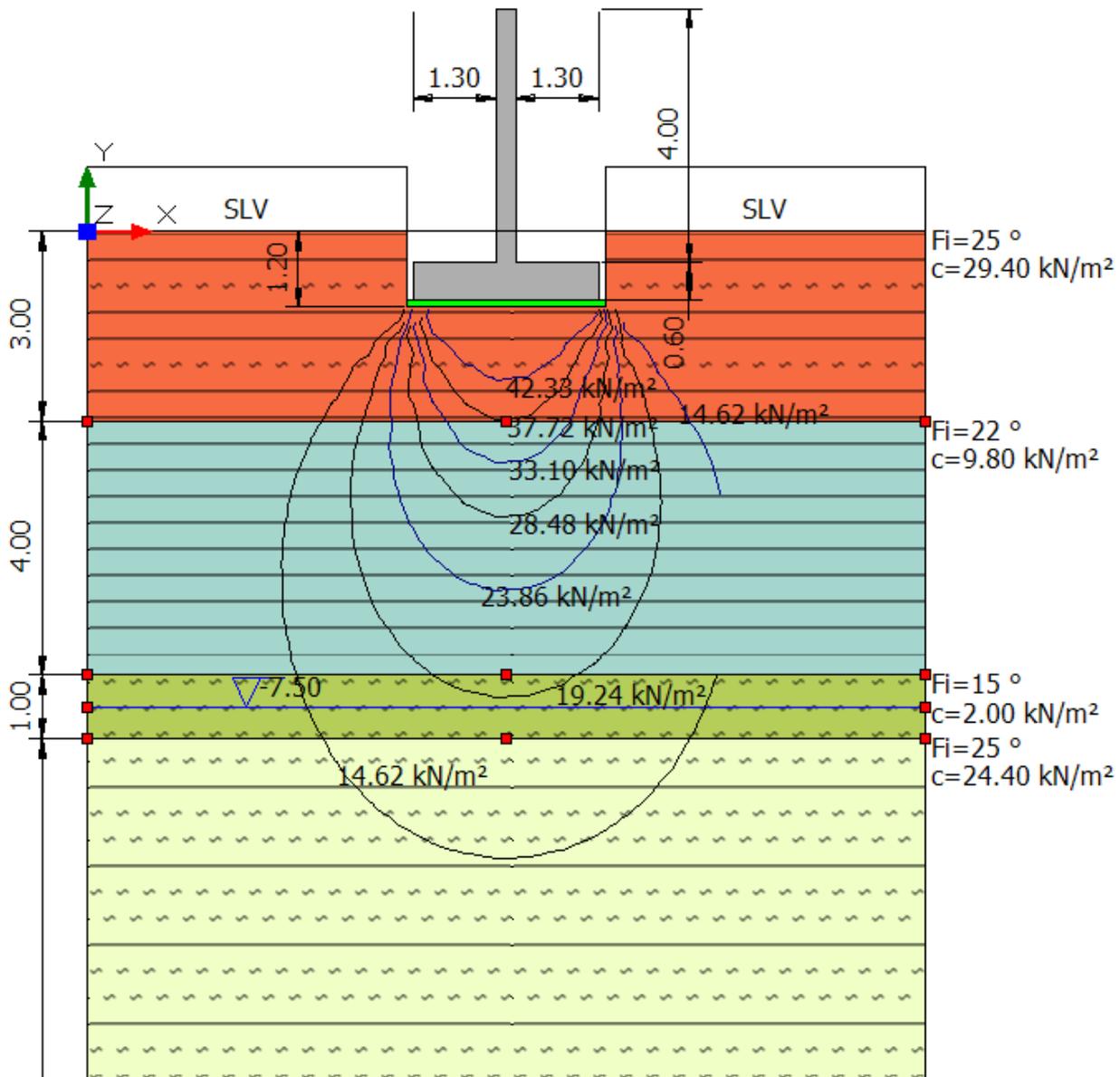


Figura 14 – Parete P7 - Bulbo Pressioni SLD

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 61 di 79

8. FONDAZIONE PARETE NORD – FILO A

La fondazione della Parete Nord, sul Filo A, raffigurata in Figura 15, ha larghezza 2.90m ed altezza 0.60m.

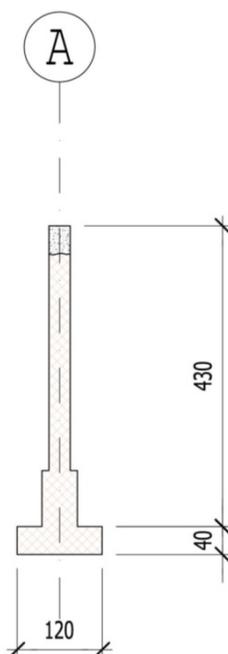


Figura 15 - Fondazione Parete Nord – Filo A

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	Pontedera (PI)
Lat./ Long. [WGS84]	43.6458015441895/10.579400062561
Larghezza fondazione	1.2 m
Lunghezza fondazione	27.0 m
Profondità piano di posa	1.2 m
Altezza di incastro	1.2 m
Profondità falda	7.5
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.196
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0472

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	62	di

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
 Classe d'uso: Classe II
 Vita nominale: 50.0 [anni]
 Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.412	2.551	0.231
S.L.D.	50.0	0.52	2.516	0.247
S.L.V.	475.0	1.285	2.489	0.274
S.L.C.	975.0	1.608	2.522	0.281

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.618	0.02	0.0126	0.0063
S.L.D.	0.780	0.20	0.0159	0.0080
S.L.V.	1.9275	0.24	0.0472	0.0236
S.L.C.	2.3346	0.24	0.0571	0.0286

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 303.05 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 131.76 kN/m²
 Tensione [Ed] 83.9 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.61
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 12121.92 kN/m³

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 63 di 79

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.01
Fattore profondità [Dc]	0.34
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	397.51 kN/m ²
Resistenza di progetto	172.83 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	330.23 kN/m ²
Resistenza di progetto	143.58 kN/m ²

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 64 di 79

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	350.76 kN/m ²
Resistenza di progetto	152.51 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.01
Fattore profondità [Dc]	0.34

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 66 di 79

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	453.64 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	440.74 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	240.0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.94

Carico limite	440.74 kN/m ²
Resistenza di progetto	191.63 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.01
Fattore profondità [Dc]	0.34
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	397.51 kN/m ²
Resistenza di progetto	220.84 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 67 di 79

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	330.23 kN/m ²
Resistenza di progetto	183.46 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.59 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 68 di 79

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
Carico limite 350.76 kN/m²
Resistenza di progetto 194.87 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 20.59 kN/m³
Peso unità di volume saturo 21.57 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 80.0 kN/m²
=====

Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 0.01
Fattore profondità [Dc] 0.34
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
=====

Carico limite 397.51 kN/m²
Resistenza di progetto 220.84 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 20.59 kN/m³
Peso unità di volume saturo 21.57 kN/m³
Angolo di attrito 0.0 °
Coesione 80.0 kN/m²
=====

Fattore [Nq] 1.0
Fattore [Nc] 5.14
Fattore forma [Sc] 1.01
Fattore profondità [Dc] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 69 di 79

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	303.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	168.36 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	453.64 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	440.74 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	240.0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	0.94

Carico limite	440.74 kN/m ²
Resistenza di progetto	244.86 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 70 di 79

CEDIMENTI IN CONDIZIONI DRENATE

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	72.3 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	8.61 m
Angolo	272.26 °
Cedimento totale	14.601 mm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (mm)	Ws (mm)	Wt (mm)
1	2.1	43.239	46.585	Edometrico	0.4932	0.4222	0.9154
2	5	100.99	27.587	Edometrico	0.6491	1.8787	2.5278
3	7.5	149.525	18.479	Edometrico	0.1087	4.6993	4.808
4	20.5	301.954	5.079	Edometrico	0.4702	5.8794	6.3496

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0.9154 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.09154	10	1.336806
0.18308	20	5.451389
0.27462	30	12.27431
0.36616	40	21.875
0.4577	50	34.02777
0.54924	60	49.65278
0.64078	70	69.96528
0.73232	80	98.43749
0.82386	90	147.2222
0.9154	100	173.6111

Decorso cedimenti nel tempo Strato..2 Wt=2.5278 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.25278	10	2.851852
0.50556	20	11.62963
0.75834	30	26.18518
1.01112	40	46.66667
1.2639	50	72.59259
1.51668	60	105.9259
1.76946	70	149.2593
2.02224	80	210.0
2.27502	90	314.0741
2.5278	100	370.3704

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 71 di 79

Decorso cedimenti nel tempo Strato..3 Wt=4.808 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.4808	10	0.297068
0.9616	20	1.21142
1.4424	30	2.727623
1.9232	40	4.861111
2.404	50	7.561728
2.8848	60	11.03395
3.3656	70	15.54784
3.8464	80	21.875
4.327199	90	32.71605
4.808	100	38.58025

Decorso cedimenti nel tempo Strato..4 Wt=6.3496 mm

Cedimento [mm]	% Ced	Tempo giorni
0.63496	10	92.83372
1.26992	20	378.5687
1.90488	30	852.3823
2.53984	40	1519.097
3.1748	50	2363.04
3.80976	60	3448.11
4.44472	70	4858.7
5.07968	80	6835.937
5.71464	90	10223.77
6.3496	100	12056.33

**CEDIMENTI IN CONDIZIONI NON DRENATE
CEDIMENTI ELASTICI**

=====

Pressione normale di progetto	63.94 kN/m ²
Spessore strato	0.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	6900.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25

=====

Coefficiente di influenza I1	0.22
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.31

=====

Cedimento al centro della fondazione 3.79 mm

=====

Coefficiente di influenza I1	0.09
Coefficiente di influenza I2	0.12

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 73 di 79

Parete NORD - Tabella Riassuntiva Capacità Portante in condizioni Drenate							
A1+M1+R3							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	397.51	172.83	83.9	4.74	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=84.308; lcrit=85.643	15900.26
TERZAGHI (1955)	330.23	143.58	83.9	3.94	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=84.308; lcrit=85.643	13209.12
MEYERHOF (1963)	350.76	152.51	83.9	4.18	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=84.308; lcrit=85.643	14030.54
VESIC (1975)	397.51	172.83	83.9	4.74	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=84.308; lcrit=85.643	15900.26
Brinch - Hansen 1970	303.05	131.76	83.9	3.61	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=84.308; lcrit=85.643	12121.92
Meyerhof and Hanna (1978)	440.74	191.63	83.9	5.25	Verificata	* Rottura per punzonamento; Ir=84.308; lcrit=85.643	12121.92
SISMA SLV							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	397.51	220.84	60.8	6.54	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; lcrit=0.0	15900.26
TERZAGHI (1955)	330.23	183.46	60.8	5.43	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; lcrit=0.0	13209.12
MEYERHOF (1963)	350.76	194.87	60.8	5.77	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; lcrit=0.0	14030.54
VESIC (1975)	397.51	220.84	60.8	6.54	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; lcrit=0.0	15900.26
Brinch - Hansen 1970	303.05	168.36	60.8	4.98	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; lcrit=0.0	12121.92
Meyerhof and Hanna (1978)	440.74	244.86	60.8	7.25	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; lcrit=0.0	12121.92

Tabella 7 - Verifiche di Capacità Portante Parete Nord - Condizioni Drenate

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	74	di

Parete NORD - Tabella Riassuntiva Capacità Portante in condizioni Non Drenate							
A1+M1+R3							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	397.51	172.83	83.9	4.74	Verificata	* Rottura per punzonamento; lr=84.308; lcrit=85.643	15900.26
TERZAGHI (1955)	330.23	143.58	83.9	3.94	Verificata	* Rottura per punzonamento; lr=84.308; lcrit=85.643	13209.12
MEYERHOF (1963)	350.76	152.51	83.9	4.18	Verificata	* Rottura per punzonamento; lr=84.308; lcrit=85.643	14030.54
VESIC (1975)	397.51	172.83	83.9	4.74	Verificata	* Rottura per punzonamento; lr=84.308; lcrit=85.643	15900.26
Brinch - Hansen 1970	303.05	131.76	83.9	3.61	Verificata	* Rottura per punzonamento; lr=84.308; lcrit=85.643	12121.92
Meyerhof and Hanna (1978)	440.74	191.63	83.9	5.25	Verificata	* Rottura per punzonamento; lr=84.308; lcrit=85.643	12121.92
SISMA SLV							
Metodo	Carico Limite Qult [kN/m ²]	Resistenza di Progetto [kN/m ²]	Tensione Ed [kN/m ²]	Fattore di Sicurezza Fs=Qult/Ed	Condizione di Verifica Ed < Rd	Tipo di Rottura	Costante di sottofondo [kN/m ³]
HANSEN (1970)	397.51	220.84	60.8	6.54	Verificata	* Rottura generale; lr=0.0; lcrit=0.0	15900.26
TERZAGHI (1955)	330.23	183.46	60.8	5.43	Verificata	* Rottura generale; lr=0.0; lcrit=0.0	13209.12
MEYERHOF (1963)	350.76	194.87	60.8	5.77	Verificata	* Rottura generale; lr=0.0; lcrit=0.0	14030.54
VESIC (1975)	397.51	220.84	60.8	6.54	Verificata	* Rottura generale; lr=0.0; lcrit=0.0	15900.26
Brinch - Hansen 1970	303.05	168.36	60.8	4.98	Verificata	* Rottura generale; lr=0.0; lcrit=0.0	12121.92
Meyerhof and Hanna (1978)	440.74	244.86	60.8	7.25	Verificata	* Rottura generale; lr=0.0; lcrit=0.0	12121.92

Tabella 8 - Verifiche di Capacità Portante Parete Nord - Condizioni Non Drenate

Verifica a Scorrimento Parete Nord	Adesione Terreno Fondazione	Angolo Attrito Fondazione	Frazione Spinta Passiva	Resistenza di Progetto	Sollecitazione di Progetto	Condizione di Verifica
	[kN/m ²]			[Rd]	[Ed]	
A1+M1+R3	29.42	20.00	50.00	18,298.63	924.55	21.77
SISMA	29.42	20.00	50.00	18,298.63	4,234.30	4.75

Tabella 9 - Verifiche di Scorrimento - Parete Nord

RELAZIONE GEOTECNICA

rev. 00A 10/06/2020

Pagina 75 di 79

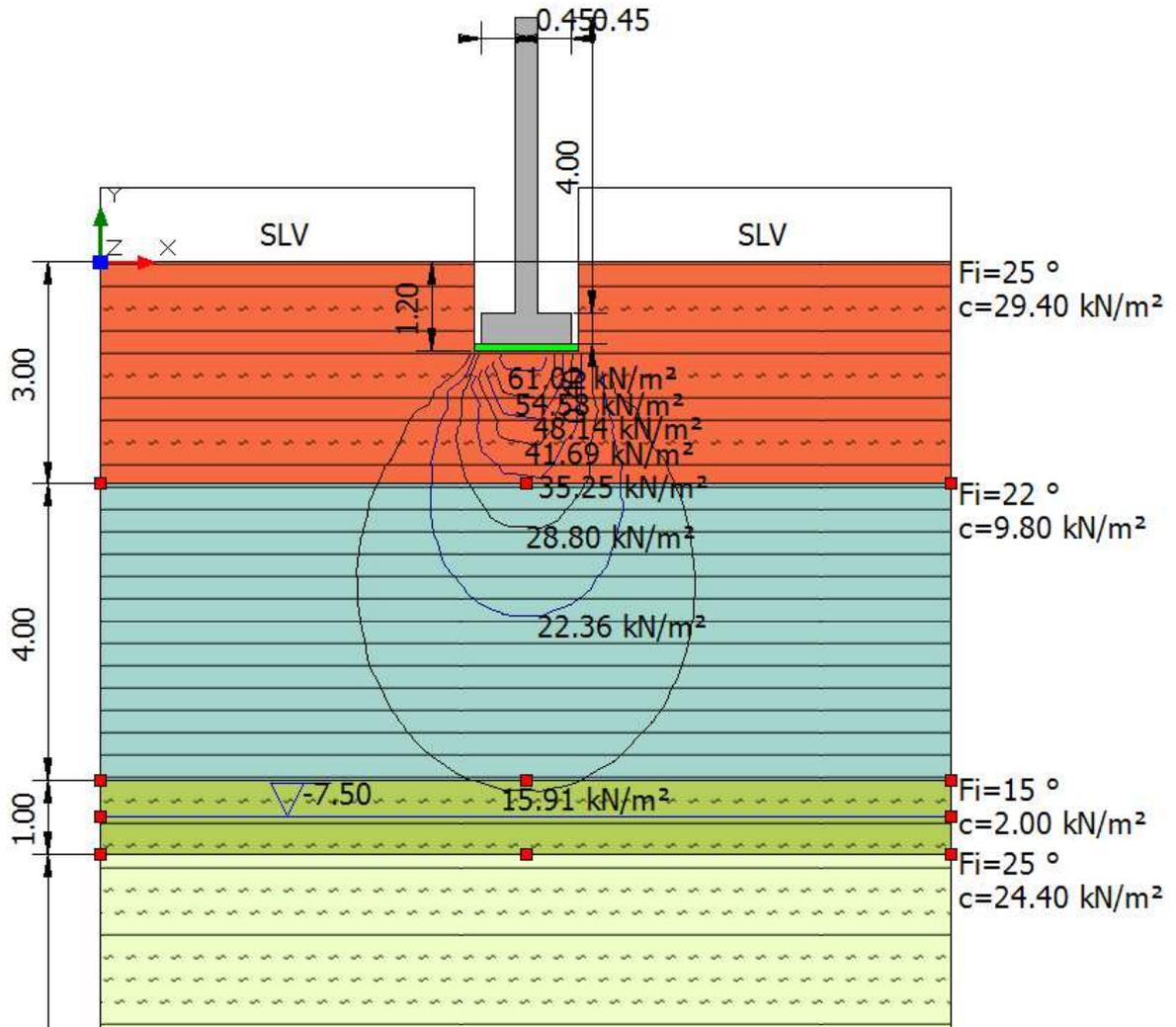


Figura 16 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLU

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09	
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020
		Pagina	76

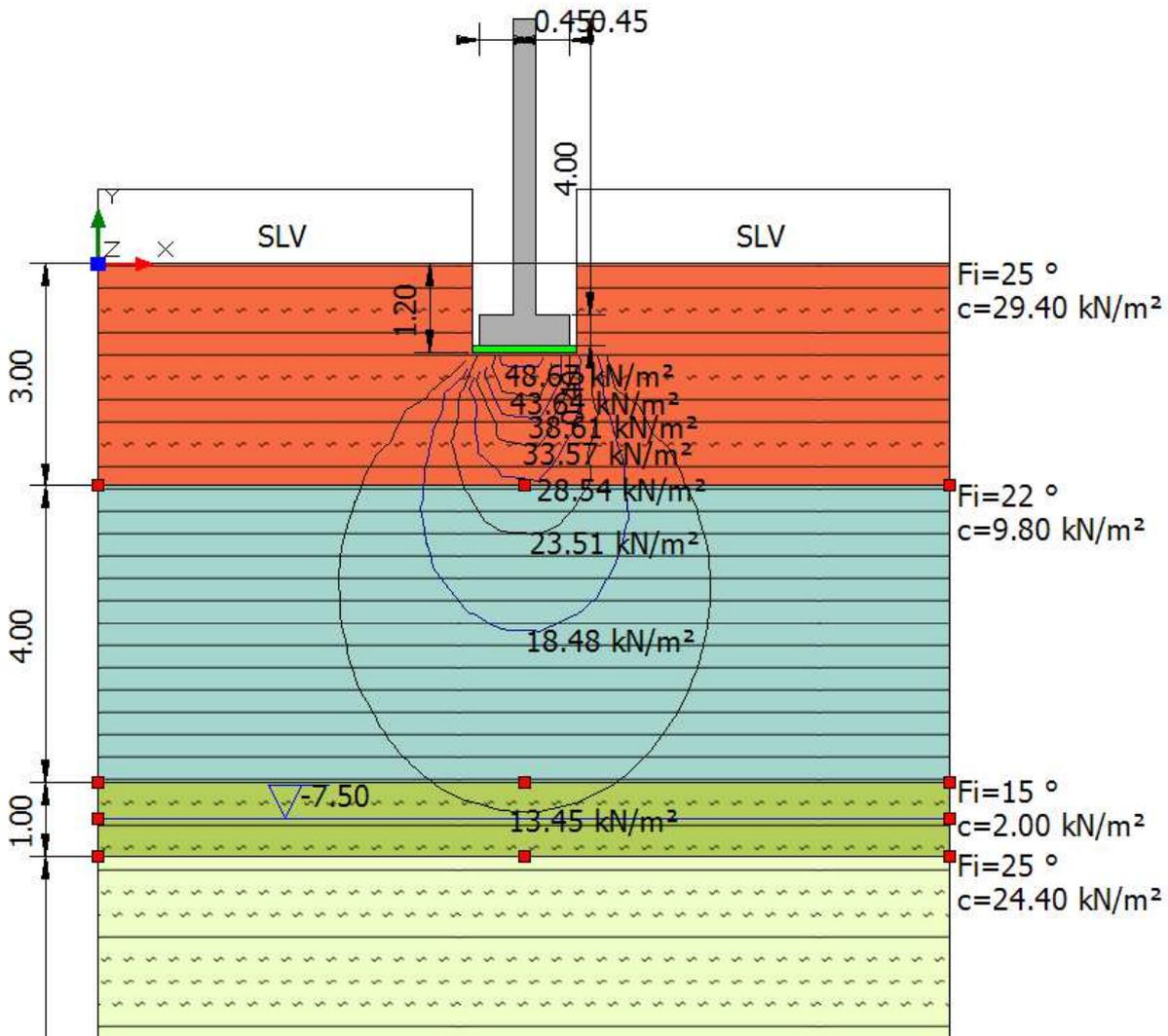


Figura 17 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLV

RELAZIONE GEOTECNICA

rev. 00A 10/06/2020

Pagina 77 di 79

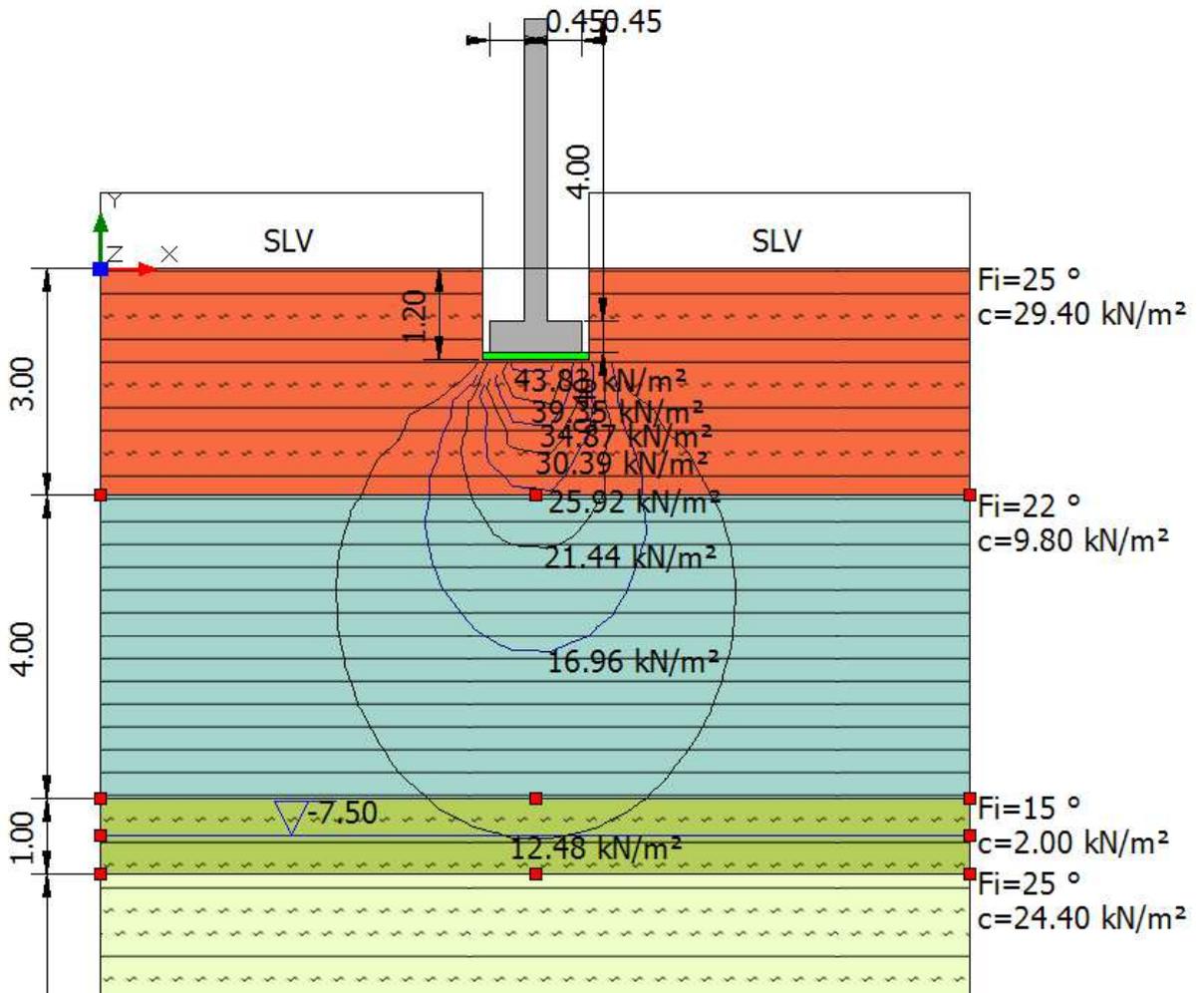


Figura 18 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLE

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09		
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A	10/06/2020	
		Pagina	78	di

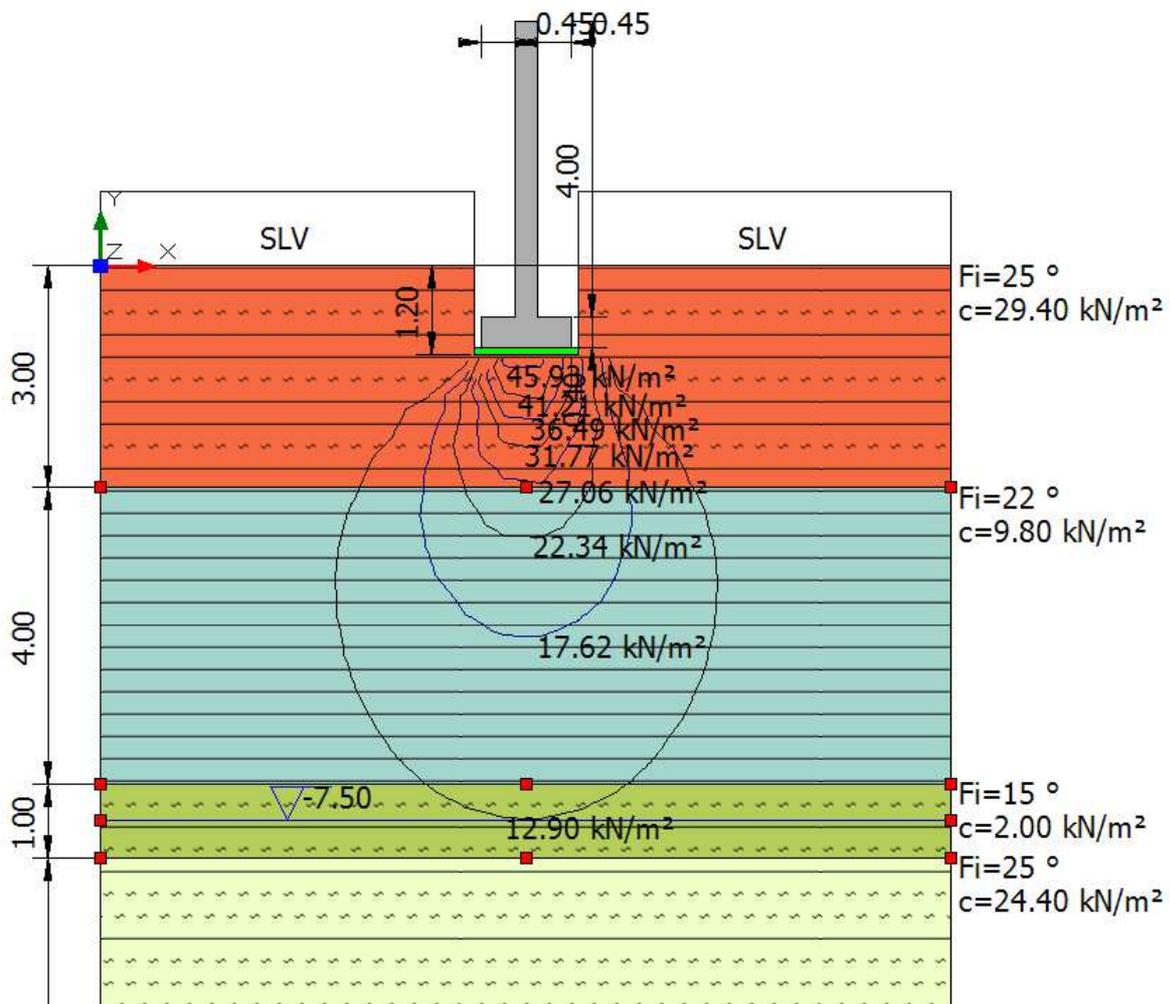


Figura 19 – Parete Nord - Bulbo Pressioni SLD

9. CONCLUSIONI

Tutte le verifiche effettuate hanno fornito risultati positivi sia in termini di resistenza che di deformabilità del complesso terreno-fondazione.

Tutte le fondazioni presenti nell'edificio sono riconducibili alla medesima tipologia di fondazione nastriforme.

I casi esaminati considerano le fondazioni ritenute più significative sia in termini di geometria che di carico e sollecitazione sul terreno.

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Bruno Boldrin	GEOFOR S.p.A. Nuovo Edificio Maturazione	Doc. 2200101-09
RELAZIONE GEOTECNICA		rev. 00A 10/06/2020
		Pagina 79 di 79

Sono state esaminate le due fondazioni che esibiscono la maggiore sollecitazione sul terreno e il maggior rapporto tra carico e dimensione trasversale.

Tutte le restanti casistiche sono sicuramente ricomprese nei due esempi considerati e si ritengono, pertanto anch'esse verificate.

Genova, 10/06/2020



Il Progettista delle Opere Civili

Ing. Bruno Boldrin