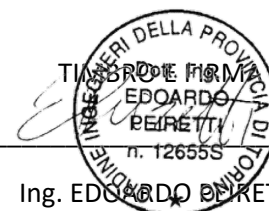


Impianto di depurazione di Canove di Govone

Realizzazione di un nuovo reparto di trattamento chimico-fisico dei rifiuti liquidi

Progetto definitivo

- Relazione geotecnica -



Ing. EDUARDO PERETTI
per ECOLAV SERVICE Srl

Sommario

1	OGGETTO	3
2	INDAGINI IN SITO	4
2.1	Indagini sismiche	10
2.2	Certificati di laboratorio	11
3	CAPACITÀ PORTANTE	28
3.1	Basamento dissabbiatore	28
3.2	Vasca esistente	39
3.3	Zona pozzetti	49
4	CONCLUSIONI	60

1 OGGETTO

La presente Relazione Geotecnica riporta i dati di progetto assunti e le verifiche del terreno di fondazione del basamento per il dissabbiatore e della vasca esistente che sarà utilizzata per il nuovo reparto di trattamento chimico-fisico presso il depuratore di loc. Canove nel comune di Govone (CN).

L'intervento prevede la realizzazione del nuovo basamento per il dissabbiatore e la costruzione di muri all'interno della vasca esistente per ricavare nuove vasche per il nuovo comparto.

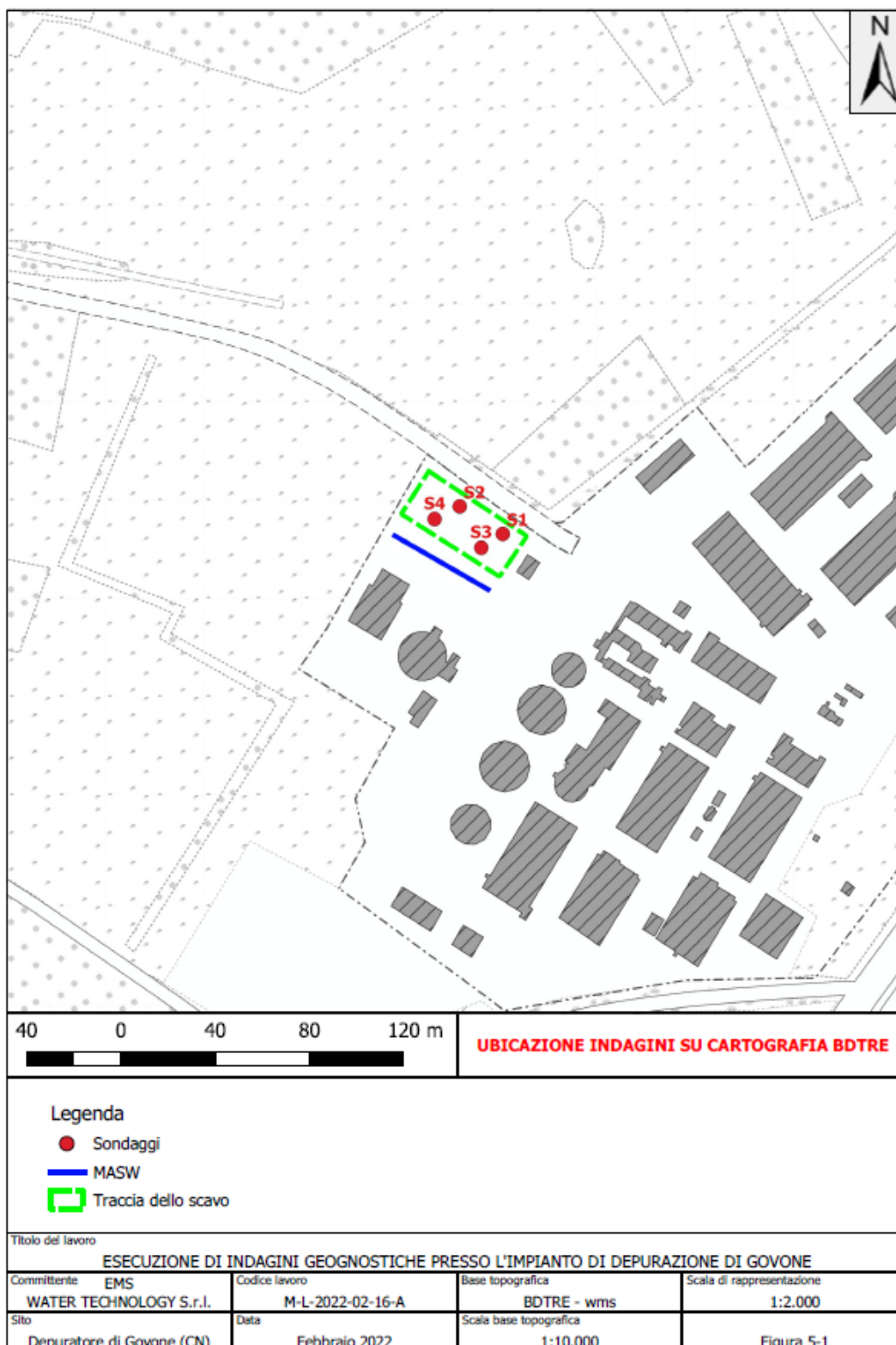
La vasca oggetto di intervento è evidenziata in rosso ed è collocata nella zona centrale dell'impianto, come si può vedere dall'immagine che segue.



2 INDAGINI IN SITO

Sono disponibili i risultati di alcuni sondaggi geognostici, di indagini sismiche e di prove di laboratorio realizzati nel febbraio 2022, commissionati dalla EMS – WATER TECHNOLOGY s.r.l. – Roverbella (MN) al fine di caratterizzare il terreno di fondazione per la realizzazione di una nuova vasca interrata nella zona nord-ovest dell’impianto di depurazione.

La posizione dei sondaggi e della MASV sono indicati nell’immagine che segue.



Durante le perforazioni dei carotaggi sono state eseguite prove di resistenza meccanica SPT, prove speditive con Pocket Penetrometer e Vane Test.

Le perforazioni sono state condotte a partire da una profondità di circa 5.3 m dal piano di campagna circostante (fondo dello scavo per la nuova vasca interrata).

La relazione descrittiva dei risultati delle prove è stata redatta dal Dott. Geol. Michele ACTIS GIORGETTO nel febbraio 2022 e contiene la sintesi stratigrafica di seguito riportata:

- strato superficiale che si estende fino a circa 7.5 m dal p.c.; si rinviene il materasso alluvionale costituito da sabbia e ghiaia medio-grossolana e ciottoli da addensati a molto addensati; l'intercettazione di elementi ciottolosi litici più grossolani può causare il rifiuto all'infissione penetrometrica;
- al di sotto dello strato di cui al punto precedente si incontra il substrato miocenico costituito da limi argillo-marnosi da molto consistenti a duri, che presentano un livello superiore maggiormente alterato, di transizione tra i materiali superficiali e il substrato a grado di alterazione trascurabile.

La quota della falda rilevata è pari a 5,3 m da piano campagna ma, tenendo conto delle oscillazioni nei vari periodi dell'anno, è prudente considerare una quota massima prossima a 3 m dal piano campagna.

Il nuovo basamento per il dissabbiatore è superficiale e non può pertanto essere interessato dalla falda.

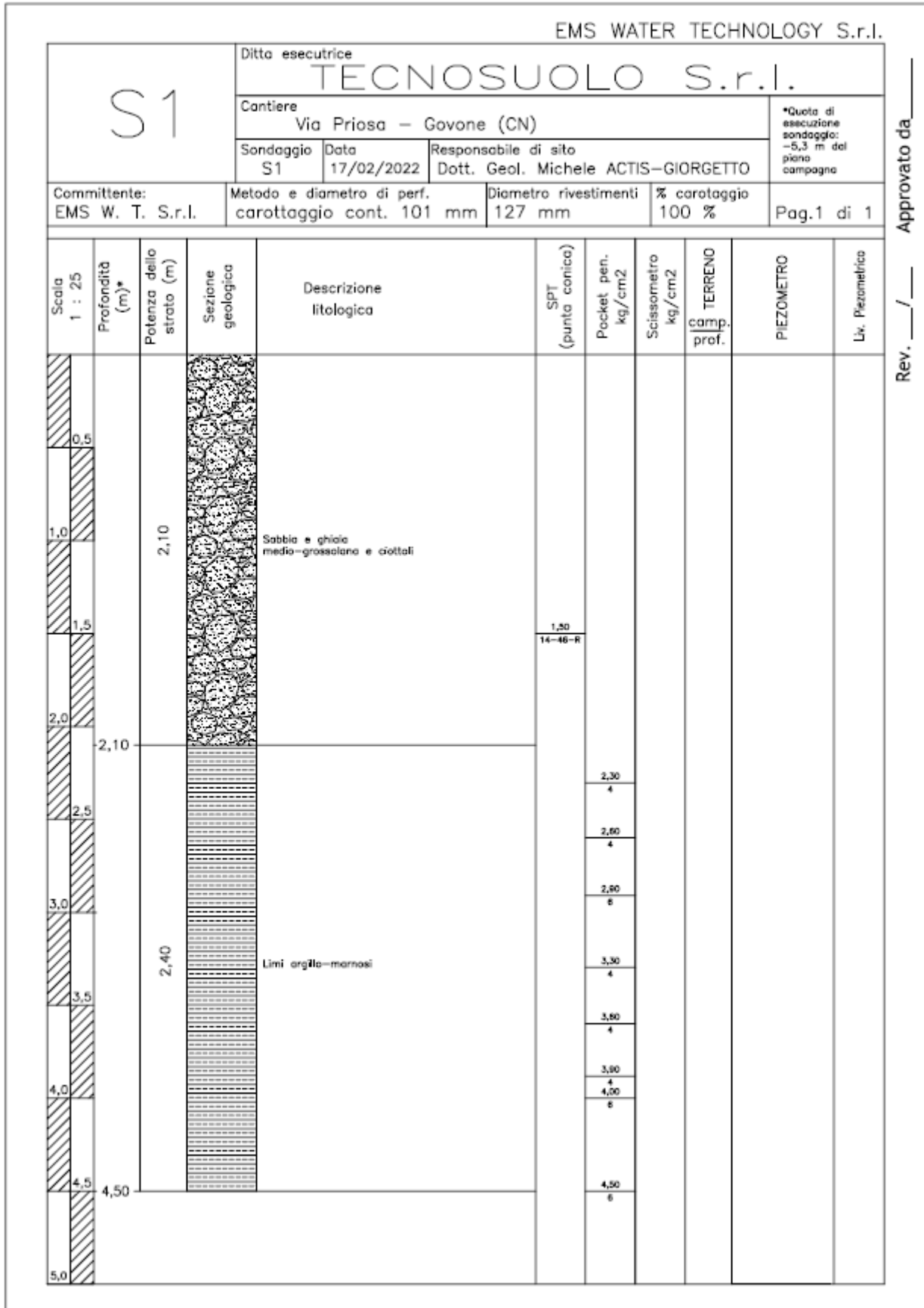
La fondazione della vasca esistente in oggetto, su cui non sono previsti interventi strutturali, ha piano d'appoggio intorno a meno di 2,5 m dal piano campagna, pertanto superiore al livello idrico massimo ipotizzabile.

La vasca non necessita quindi di verifiche di galleggiamento.

L'intervento oggetto della presente relazione si colloca a circa 100 m dal sito di indagine; tenendo anche conto delle analisi svolte in passato che indicano un'uniformità di caratteristiche del terreno nell'area del depuratore, i parametri ricavati nei precedenti studi risultano significativi.

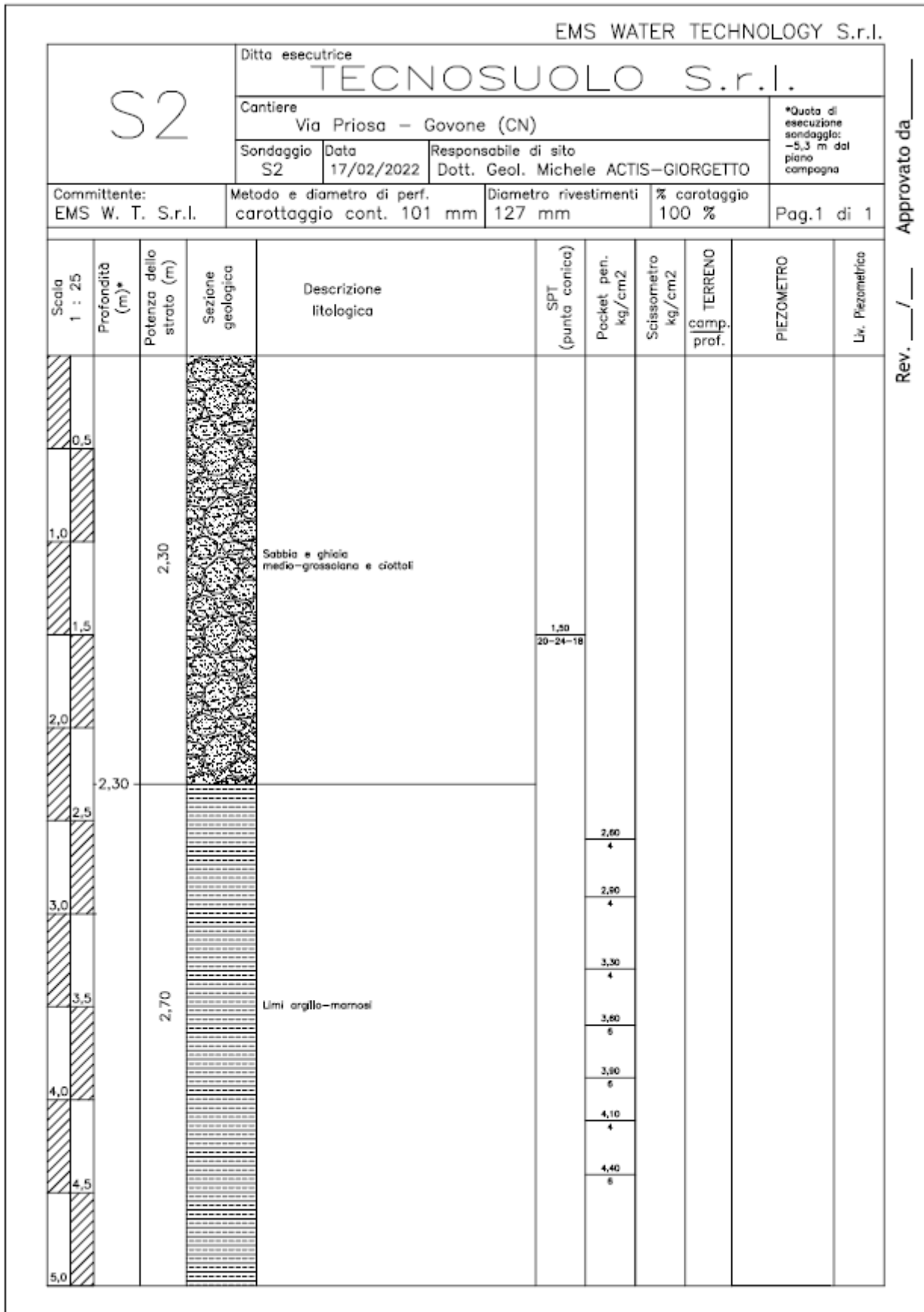
Si riportano di seguito le stratigrafie degli ultimi sondaggi eseguiti.

La stratigrafia del sondaggio 1 è la seguente.



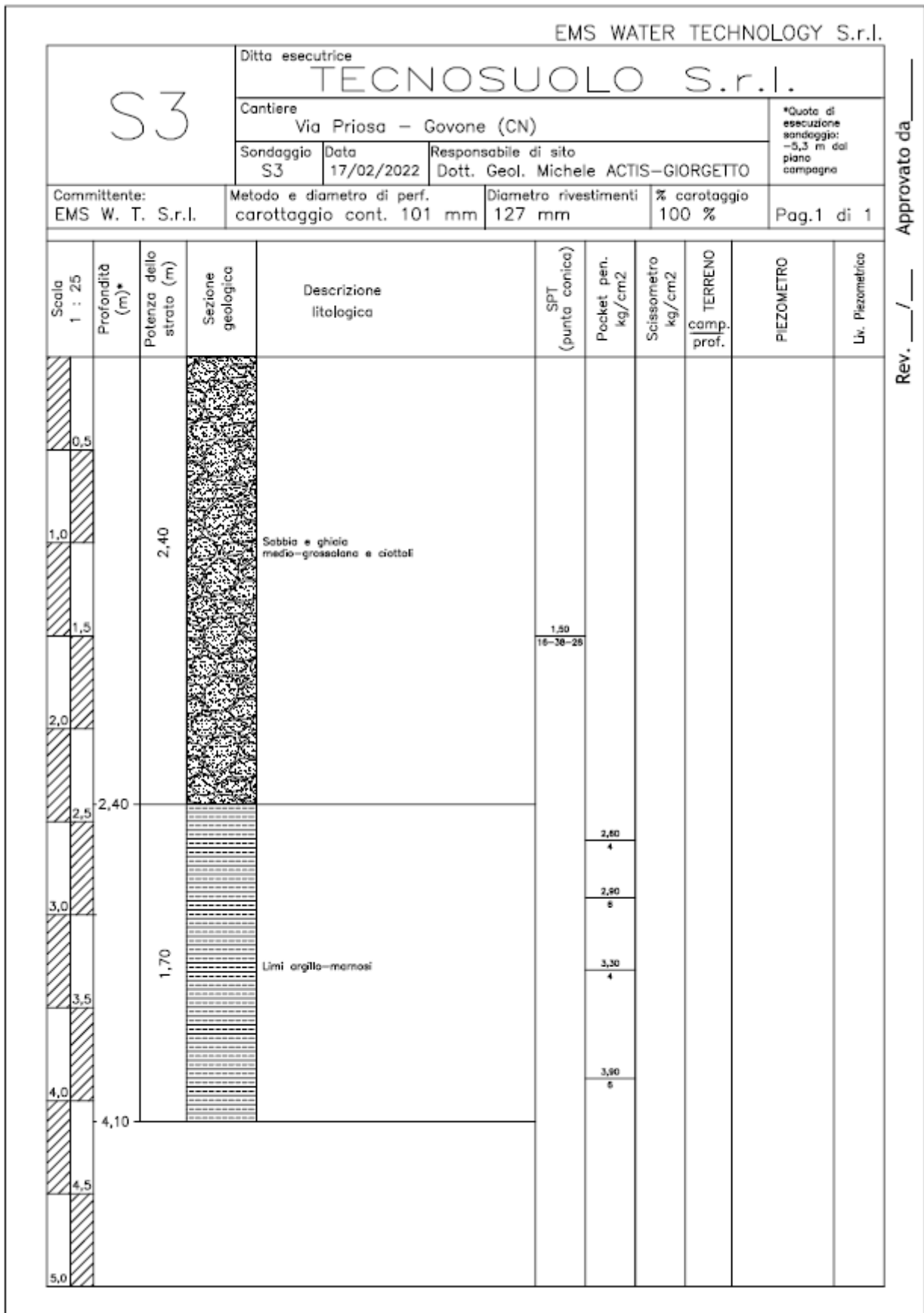
Rev. ___/___ Approvato da ___

La stratigrafia del sondaggio 2 è la seguente.



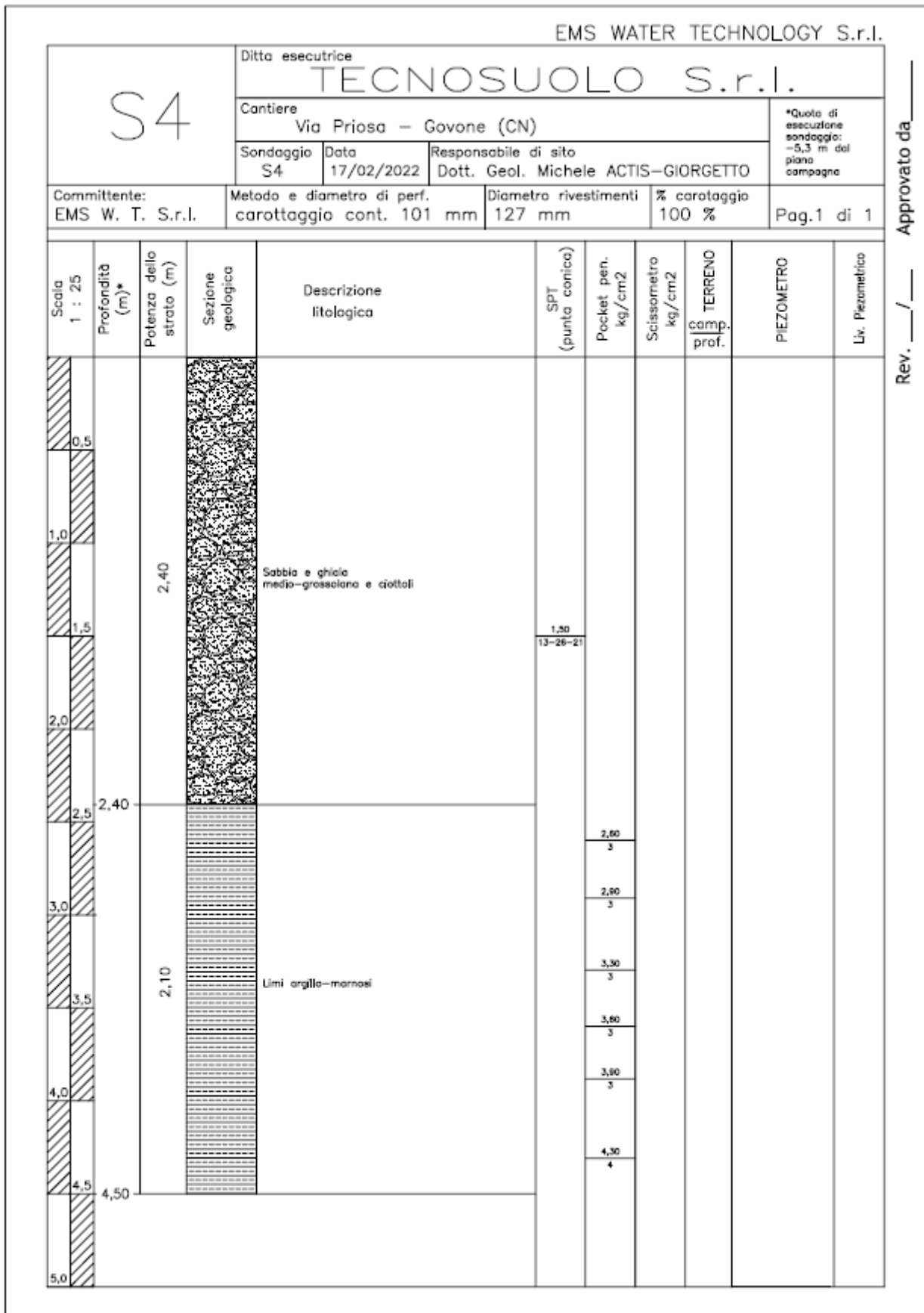
Rev. ___/___ Approvato da ___

La stratigrafia del sondaggio 3 è la seguente.



Rev. ___ / ___ Approvato da ___

La stratigrafia del sondaggio 4 è la seguente.



Rev. ___/___ Approvato da ___

2.1 Indagini sismiche

Le indagini sismiche sono state realizzate nelle aree indicate nell'immagine sopra riportata.

La relazione descrittiva delle indagini sismiche indica la seguente classificazione del terreno:

Inversione MASW

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/sec]	h/Vs
1	0.0	0.42	160	0.0026
2	0.4	0.59	199	0.0030
3	1.0	1.16	102	0.0113
4	2.2	3.13	255	0.0052
5	5.3	1.60	230	0.0150
6	6.9	0.74	448	0.0017
7	7.7	3.47	726	0.0048
8	11.2	7.30	872	0.0084
9	18.5	8.30	876	0.0095
10	26.8	3.3	871	0.0037

MASW

Profondità piano di posa [m]	5.3
V _{seq} [m/sec]	437
Substrato sismico [m]	11.2
Categoria del suolo	B

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

2.2 Certificati di laboratorio

Le prove di laboratorio riportate nella relazione a firma del Dott. Geol. Actis-Giorgetto sono relative ai risultati su campioni prelevati durante la campagna geognostica del 2013, avente come scopo la caratterizzazione del terreno nell'area dell'ampliamento del depuratore.

Di seguito si riporta l'immagine con l'ubicazione dei sondaggi in cui sono stati prelevati i campioni.

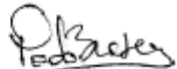

PLANIMETRIA



I sondaggi più vicini alla zona di intervento oggetto della presente relazione sono i sondaggi SN9 e SN10, ma il sondaggio in cui sono stati eseguiti i prelievi è SN1, vicino ad SN9.

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati dei campioni su cui sono state condotte prove di laboratorio a cura di G.E.T. s.r.l. di Genova.

In particolare, nel sondaggio 1 è stato condotto un primo prelievo fra 1 e 1.6 m di profondità ed un secondo fra 10.5 e 11 m di profondità, di cui si riportano i certificati di prova.

Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Identificazione Campione :	SN1 - CI1	
Profondità (m) :	1.00 - 1.60	
Tipo del Campione :	Semi-indisturbato	
Descrizione del Materiale :	Argilla di bassa plasticità	
Colore :	Grigio	
Classificazione U.S.C.S. :	CL	
Data Ricevimento :	20 dicembre 2012	
Data Esecuzione Prova :	15 gennaio 2013	
Denominazione Prova :	Riferimenti Normativi :	Allegato
ANALISI GRANULOMETRICA DI UN TERRENO	A.S.T.M. D 422-63	X
FRAZIONE PASSANTE AL SET ASTM N. 200	A.S.T.M. D 1140-00	
CONTENUTO NATURALE IN ACQUA	A.S.T.M. D 2216-05	X
LIMITI DI CONSISTENZA DI ATTERBERG	A.S.T.M. D 4318-05	X
PESO DI VOLUME	B.S. 1377-2:1990	X
PESO SPECIFICO ASSOLUTO	A.S.T.M. D 854-06	
DETERMINAZIONE CARATTERISTICHE FISICHE	-	
Note :		
I risultati relativi al presente certificato sono riferiti esclusivamente al campione in oggetto		
Direttore :		Dott. Geol. Paolo Brasey
Operatore :		Dott. Geol. Giuseppe Ottonello

ANALISI GRANULOMETRICA DI UN TERRENO - ASTM D422-63

Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Id. campione : SN1 - C11
 Profondità (m) : 1.00 - 1.60

DATI GRANULOMETRICI

Ciottoli (%)	0.00
Ghiaia (%)	0.00
Sabbia (%)	2.88
Limo (%)	80.46
Argilla (%)	16.66
P ₂₀₀ (%)	97.12
Diam. max (mm)	N.D.

GHIAIA E SABBIA

Forma : N.D.
 Durezza : N.D.

ALTRI PARAMETRI

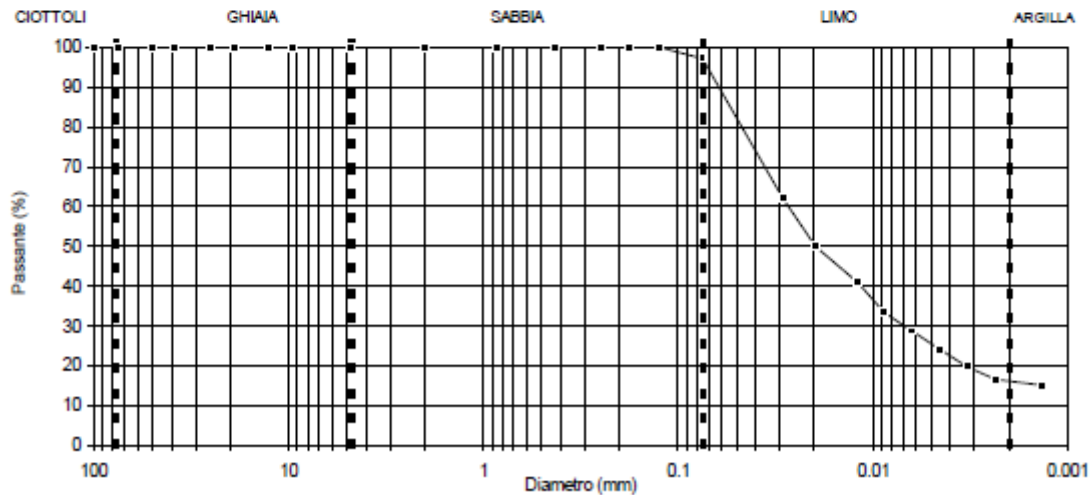
D ₅₀ (mm)	0.027
D ₃₀ (mm)	0.020
D ₁₀ (mm)	0.007
C _c	N.D.
C _u	N.D.

SETACCIATURA

D (mm)	Pass (%)
125.00	100.00
100.00	100.00
75.00	100.00
50.00	100.00
38.10	100.00
25.40	100.00
19.00	100.00
12.70	100.00
9.50	100.00
4.75	100.00
2.00	100.00
0.85	100.00
0.425	100.00
0.250	100.00
0.177	100.00
0.125	100.00
0.075	97.12

AEROMETRIA

D (mm)	Pass (%)
0.0289	62.08
0.0196	49.97
0.0119	40.88
0.0087	33.31
0.0063	28.77
0.0045	24.23
0.0033	19.68
0.0023	16.66
0.0014	15.14



Direttore : PBY

Operatore : GO

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO NATURALE IN ACQUA - ASTM D2216-05

Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Identificazione campione :	SN1 - CI1	
Profondità (m) :	1.00 - 1.60	
Peso lordo umido	(g)	892.12
Peso lordo secco	(g)	766.01
Peso tara	(g)	311.54
Peso netto secco	(g)	454.47
Peso acqua	(g)	126.11
Contenuto in acqua	(%)	27.75
Direttore : PBY	Operatore : GO	
Note :		

DETERMINAZIONE DEL PESO DI VOLUME - BS 1377-2:1990

Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Identificazione campione :	SN1 - CI1	
Profondità (m) :	1.00 - 1.60	
Geometria della sezione del provino :	circolare	
Diametro	(cm)	8.46
Altezza	(cm)	12.59
Peso lordo	(g)	1385.00
Peso tara	(g)	0.00
Peso netto	(g)	1385.00
Volume	(cm ³)	707.71
Peso di volume	(kN/m ³)	19.20
Direttore : PBY	Operatore : GO	
Note :		

LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO - INDICE DI PLASTICITA' - ASTM D4318-05

Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Id. campione : SN1 - C11
 Profondità (m) : 1.00 - 1.60

LIMITE LIQUIDO (METODO A - MULTIPOINT)

Numero colpi (N)	31	26	20
Peso lordo umido (g)	51.32	52.30	50.49
Peso lordo secco (g)	44.35	44.89	43.42
Tara (g)	26.15	26.47	26.40
Peso netto secco (g)	18.20	18.42	17.02
Peso acqua (g)	6.97	7.41	7.07
Contenuto acqua (%)	38.3	40.2	41.5

w % (per N=25) 40.2

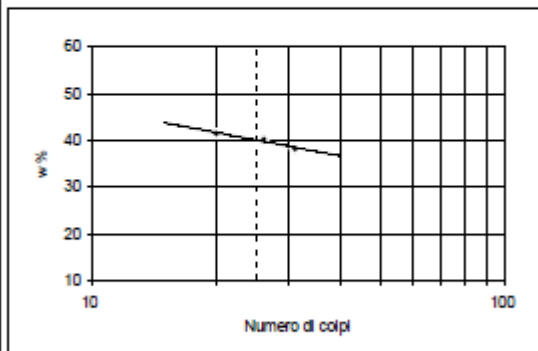
LIMITE PLASTICO

Peso lordo umido (g)	34.56	80.47
Peso lordo secco (g)	33.02	78.80
Tara (g)	26.18	71.62
Peso netto secco (g)	6.84	7.18
Peso acqua (g)	1.54	1.67
Contenuto acqua (%)	22.5	23.3

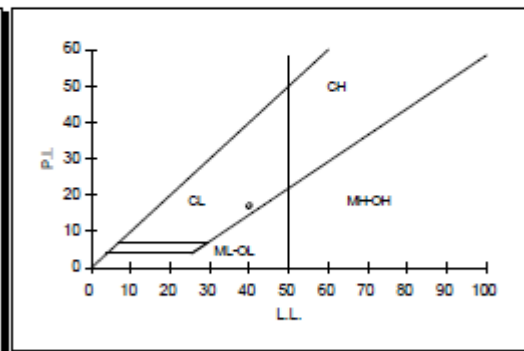
w % medio 22.9

LIMITE DI LIQUIDITA' 40
LIMITE DI PLASTICITA' 23
INDICE PLASTICITA' 17

DETERMINAZIONE LIMITE LIQUIDO

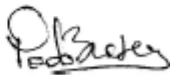



CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE



Direttore : PBY
 Note :

Operatore : GO

Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Identificazione Campione :	SN1 - CI2	
Profondità (m) :	10.50 - 11.00	
Tipo del Campione :	Semi-indisturbato	
Descrizione del Materiale :	Argilla di bassa plasticità	
Colore :	Grigio	
Classificazione U.S.C.S. :	CL	
Data Ricevimento :	20 dicembre 2012	
Data Esecuzione Prova :	15 gennaio 2013	
Denominazione Prova :	Riferimenti Normativi :	Allegato
ANALISI GRANULOMETRICA DI UN TERRENO	A.S.T.M. D 422-63	X
FRAZIONE PASSANTE AL SET ASTM N. 200	A.S.T.M. D 1140-00	
CONTENUTO NATURALE IN ACQUA	A.S.T.M. D 2216-05	X
LIMITI DI CONSISTENZA DI ATTERBERG	A.S.T.M. D 4318-05	X
PESO DI VOLUME	B.S. 1377-2:1990	X
PESO SPECIFICO ASSOLUTO	A.S.T.M. D 854-06	
DETERMINAZIONE CARATTERISTICHE FISICHE	-	
Note :		
I risultati relativi al presente certificato sono riferiti esclusivamente al campione in oggetto		
Direttore :		Dott. Geol. Paolo Brasey
Operatore :		Dott. Geol. Giuseppe Ottonello

ANALISI GRANULOMETRICA DI UN TERRENO - ASTM D422-63

Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Id. campione : SN1 - CI2
 Profondità (m) : 10.50 - 11.00

DATI GRANULOMETRICI

Ciottoli (%)	0.00
Ghiaia (%)	0.00
Sabbia (%)	0.59
Limo (%)	81.18
Argilla (%)	18.23
P ₂₀₀ (%)	99.41
Diam. max (mm)	N.D.

GHIAIA E SABBIA

Forma : N.D.
 Durezza : N.D.

ALTRI PARAMETRI

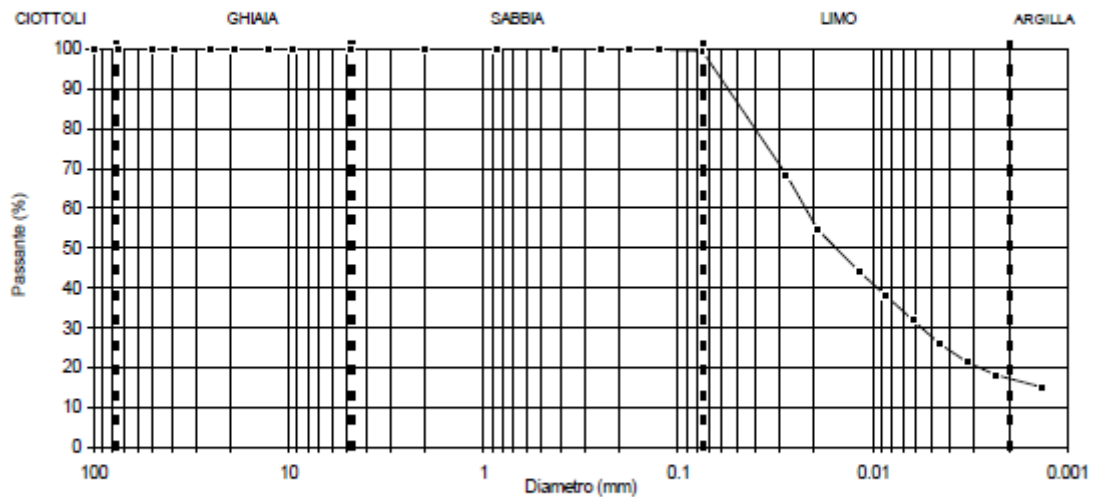
D ₅₀ (mm)	0.022
D ₅₀ (mm)	0.015
D ₃₀ (mm)	0.008
D ₁₀ (mm)	N.D.
C _c	N.D.
C _u	N.D.

SETACCIATURA

D (mm)	Pass (%)
125.00	100.00
100.00	100.00
75.00	100.00
50.00	100.00
38.10	100.00
25.40	100.00
19.00	100.00
12.70	100.00
9.50	100.00
4.75	100.00
2.00	100.00
0.85	100.00
0.425	100.00
0.250	100.00
0.177	100.00
0.125	100.00
0.075	99.41

AEROMETRIA

D (mm)	Pass (%)
0.0278	88.37
0.0191	54.89
0.0117	44.06
0.0085	37.98
0.0082	31.90
0.0045	25.83
0.0033	21.27
0.0023	18.23
0.0014	15.19



Direttore : PBY

Operatore : GO

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO NATURALE IN ACQUA - ASTM D2216-05

Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Identificazione campione :	SN1 - CI2	
Profondità (m) :	10.50 - 11.00	
Peso lordo umido	(g)	1087.04
Peso lordo secco	(g)	924.82
Peso tara	(g)	311.54
Peso netto secco	(g)	613.28
Peso acqua	(g)	162.22
Contenuto in acqua	(%)	26.45
Direttore : PBY	Operatore : GO	
Note :		

DETERMINAZIONE DEL PESO DI VOLUME - BS 1377-2:1990

Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Identificazione campione :	SN1 - CI2	
Profondità (m) :	10.50 - 11.00	
Geometria della sezione del provino :	circolare	
Diametro	(cm)	8.46
Altezza	(cm)	13.60
Peso lordo	(g)	1535.51
Peso tara	(g)	0.00
Peso netto	(g)	1535.51
Volume	(cm ³)	764.49
Peso di volume	(kN/m ³)	19.70
Direttore : PBY	Operatore : GO	
Note :		

LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO - INDICE DI PLASTICITA' - ASTM D4318-05

Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Id. campione : SN1 - CI2
 Profondità (m) : 10.50 - 11.00

LIMITE LIQUIDO (METODO A - MULTIPOINT)

Numero colpi (N)	28	22	18
Peso lordo umido (g)	44.62	46.12	45.28
Peso lordo secco (g)	38.62	40.22	39.05
Tara (g)	23.32	25.70	24.01
Peso netto secco (g)	15.30	14.52	15.04
Peso acqua (g)	6.00	5.90	6.23
Contenuto acqua (%)	39.2	40.6	41.4

w % (per N=25) 39.9

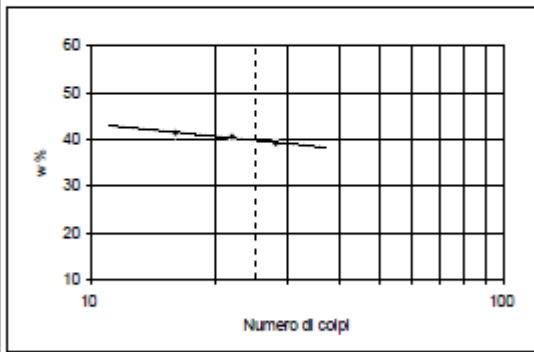
LIMITE PLASTICO

Peso lordo umido (g)	34.62	33.74
Peso lordo secco (g)	33.20	32.45
Tara (g)	26.29	26.18
Peso netto secco (g)	6.91	6.27
Peso acqua (g)	1.42	1.29
Contenuto acqua (%)	20.5	20.6

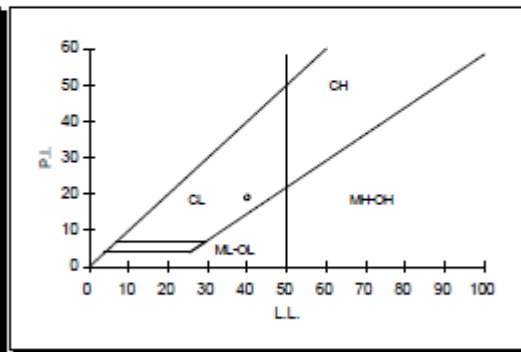
w % medio 20.6

LIMITE DI LIQUIDITA' 40
LIMITE DI PLASTICITA' 21
INDICE PLASTICITA' 19

DETERMINAZIONE LIMITE LIQUIDO



CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE



Direttore : PBY
 Note :

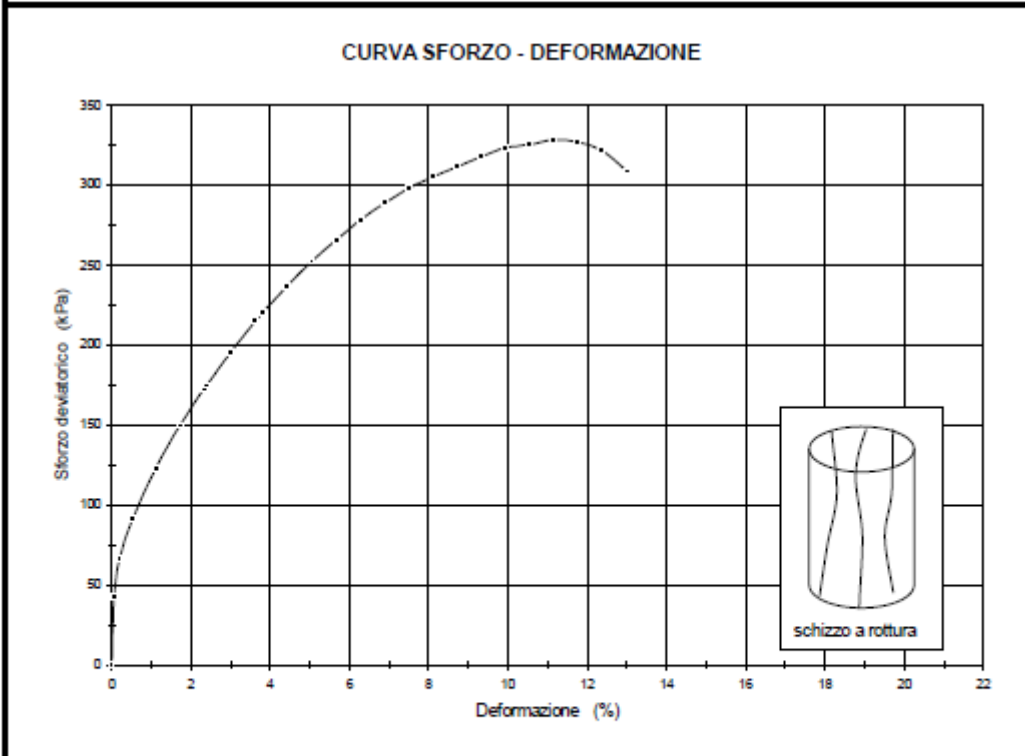
Operatore : GO

Cliente :	TERRA Srl
Località :	Canove di Govone (CN)
Identificazione Campione :	SN1 - CI2
Profondità (m) :	10.50 - 11.00
Tipo del Campione :	Semi-indisturbato
Descrizione del Materiale :	Argilla di bassa plasticità
Data Ricevimento :	20 dicembre 2012
Data Esecuzione Prova :	17 gennaio 2013
Denominazione Prova :	PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA
Riferimenti Normativi :	A.S.T.M. D 2850-03a - 2007
Note :	
I risultati relativi al presente certificato sono riferiti esclusivamente al campione in oggetto	
Direttore :	 Dott. Geol. Paolo Brasey
Operatore :	 Dott. Geol. Giuseppe Ottonello

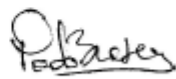

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA - ASTM D2850-03a

Cliente :	TERRA Srl		
Località :	Canove di Govone (CN)		
Identificazione campione :	SN1 - CI2	Profondità (m) :	10.50 - 11.00
Tipo del campione :	Semi-indisturbato		
Dimensioni provino :	Altezza (cm) : 16.25	Diametro (cm) :	8.46
Velocità di deformazione :	1.0 %/min		
Metodo di acquisizione dati :	Acquisizione elettronica mediante trasduttori di forza e deformazione		

CARATTERISTICHE INIZIALI		FASE DI ROTTURA	
Peso di volume (kN/m^3)	19.71	σ_1 (kPa)	538.1
Contenuto in acqua (w%)	26.45	σ_3 (kPa)	210.0
Densità secca (kN/m^3)	15.58	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	328.1
Peso specifico (stimato)	2.75	Deformazione (%)	11.2
Indice dei vuoti e	0.73	Coesione non drenata C_u (kPa)	164.0
Grado di Saturazione (Sr%)	99.5		



Direttore : PBY	Operatore : GO
-----------------	----------------

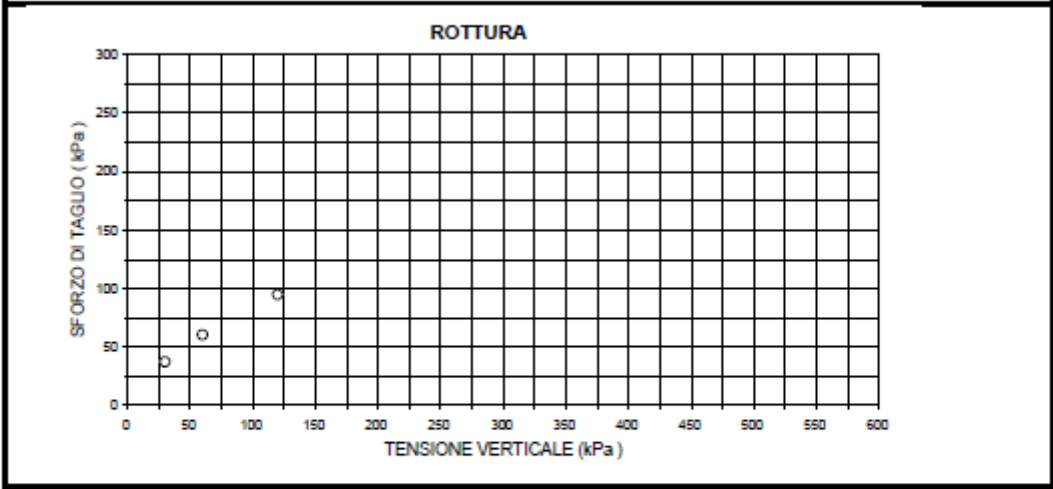
Cliente :	TERRA Srl	
Località :	Canove di Govone (CN)	
Id. Campione :	SN1 - C11	
Profondità (m) :	1.00 - 1.60	
Tipo del Campione :	Semi-indisturbato	
Descrizione del Materiale :	Argilla di bassa plasticità	
Data Ricevimento :	20 dicembre 2012	
Data Esecuzione Prova :	15 gennaio 2013	
Denominazione Prova :	PROVA DI TAGLIO DIRETTO	
Riferimenti Normativi :	A.S.T.M. D 3080-04	
Note :		
I risultati relativi al presente certificato sono riferiti esclusivamente al campione in oggetto		
Direttore Tecnico :		Dott. Geol. Paolo Brasey
Operatore :		Dott. Geol. Cristiano Pastore

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - A.S.T.M. D 3080-04

Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Id. Campione : SN1 - CI1
 Profondità (m) : 1.00 - 1.60
 Tipo di prova : CD
 Dimensioni provino (cm) Altezza : 2.24 Lato : 6.00
 Prova eseguita in scatola di Casagrande a sezione quadrata

CARATTERISTICHE INIZIALI	Provino 1	Provino 2	Provino 3
peso di volume iniziale (kN/m ³)	19.18	19.03	19.07
umidità iniziale (%)	27.75	28.65	28.03
densità secca iniziale (kN/m ³)	15.01	14.79	14.90

CONDIZIONI A ROTTURA	Provino 1	Provino 2	Provino 3
tensione di consolidazione (kPa)	30	60	120
def. verticale dopo consolidazione (mm)	-0.47	-0.68	-1.09
def. verticale a rottura (mm)	0.05	-0.15	-0.20
def. orizzontale a rottura (mm)	6.15	8.27	7.87
tensione di taglio di picco (kPa)	36.9	60.1	94.5
peso di volume finale (kN/m ³)	19.32	19.43	19.75
umidità finale (%)	25.91	25.98	24.17
densità secca finale (kN/m ³)	15.34	15.43	15.91

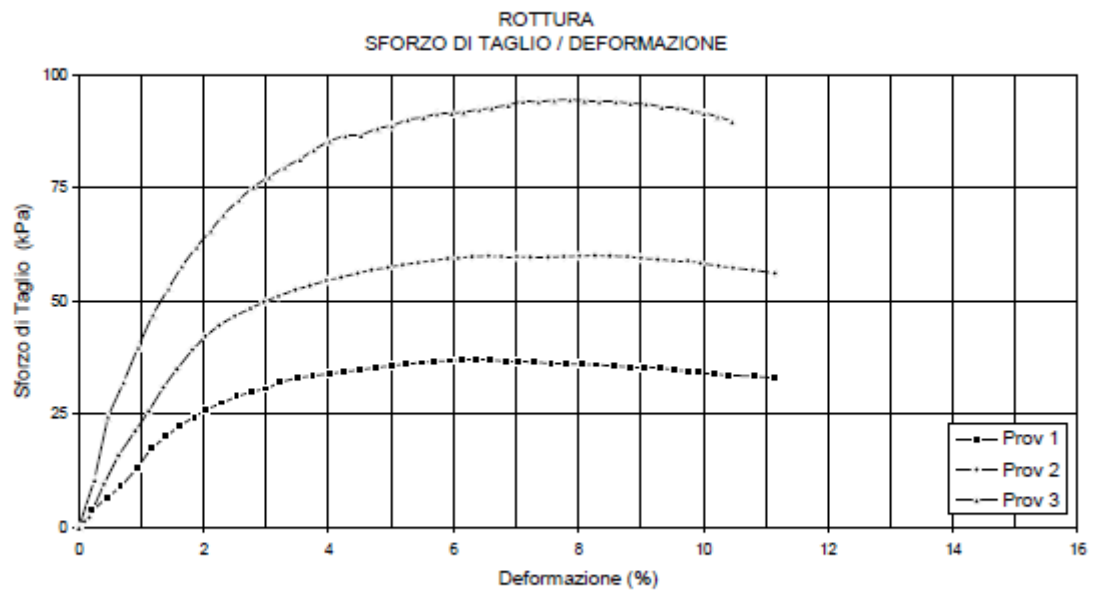
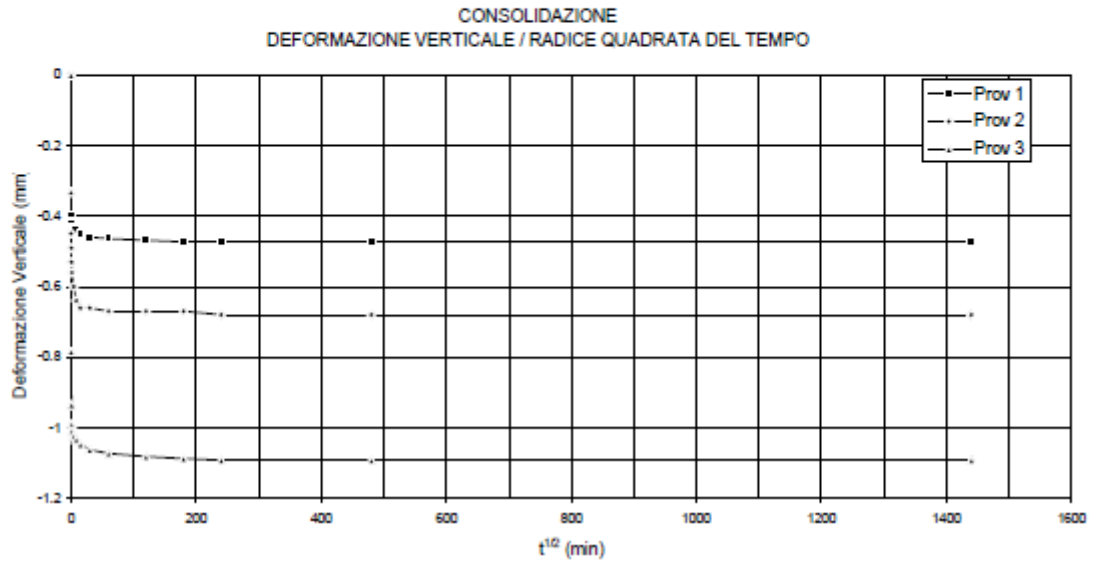


Note :
 Prova eseguita sulla frazione del terreno passante al setaccio ASTM 4 (4.76 mm)

Direttore Tecnico : PBY Operatore : CRP

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - A.S.T.M. D 3080-04

Cliente : TERRA Srl
Località : Canove di Govone (CN)
Id. Campione : SN1 - C11
Profondità (m) : 1.00 - 1.60



Direttore Tecnico : FBY

Operatore : CRP

Cliente :	TERRA Srl
Località :	Canove di Govone (CN)
Identificazione Campione :	SN1 - CI1
Profondità (m) :	1.00 - 1.60
Tipo del Campione :	Semi-indisturbato
Descrizione del Materiale :	Argilla di bassa plasticità
Data Ricevimento :	20/12/2013
Data Esecuzione Prova :	17/01/2013
Denominazione Prova :	PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA - DRENATA
Riferimenti Normativi :	BS 1377-8:1990
Note :	
Direttore Tecnico : PBY	Operatore : SVO

PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA - DRENATA - BS 1377-8:1990

Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Identificazione Campione : SN1 - C11
 Profondità (m) : 1.00 - 1.60
 Tipo del Campione : Semi-indisturbato
 Descrizione del Materiale : Argilla di bassa plasticità

Condizioni iniziali

	H (mm)	D (mm)	w _L (%)	γ (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	G _s (-)	e (-)	S (-)	n (-)
Provino 1	76.2	38.1	28.04	18.24	14.24	2.700	0.860	0.88	0.46
Provino 2	76.2	38.1	28.23	18.26	14.25	2.700	0.858	0.89	0.46
Provino 3	76.2	38.1	28.11	18.26	14.25	2.700	0.859	0.88	0.46

Fase di consolidazione

	σ ₃ (kPa)	b.p. (kPa)	σ' ₃ (kPa)	ΔH (%)	ΔV (%)	B (-)	t ₁₀₀ (min)	t _f (min)	ε _f (%)	vel. def. (mm/min)
Provino 1	330	300	30	0.32	0.96	0.96	14	120	15	0.095
Provino 2	360	300	60	0.54	1.62	0.96	19	160	15	0.072
Provino 3	420	300	120	0.91	2.72	0.95	15	130	15	0.088

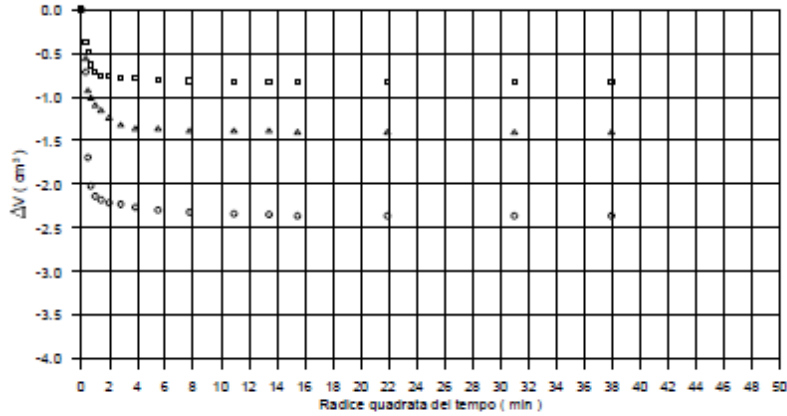
Fase di rottura

	vel. def. (mm/min)	def. (%)	ΔV/V (%)	$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ (kPa)	σ' ₁ /σ' ₃ (-)	σ ₁ -σ ₃ (kPa)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (kPa)
Provino 1	0.012	4.85	-1.78	409.14	6.02	158.29	79.14
Provino 2	0.012	8.69	-10.10	482.99	4.60	245.99	122.99
Provino 3	0.012	8.81	-6.25	605.81	3.97	371.62	185.81

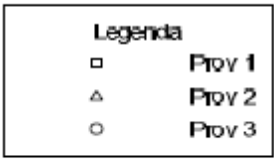
Note : Il calcolo di t_f (tempo a rottura) è stato fatto usando un valore di f = 8.5 corrispondente alle condizioni di drenaggio in una direzione

PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA - DRENATA - BS 1377-8:1990

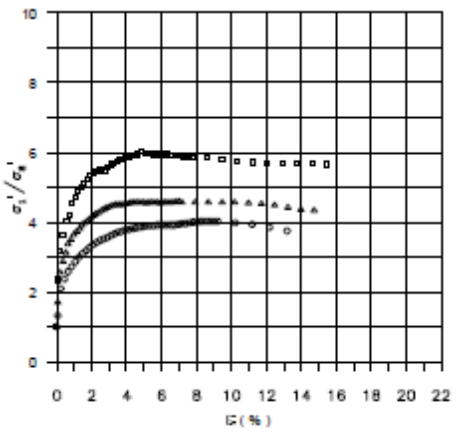
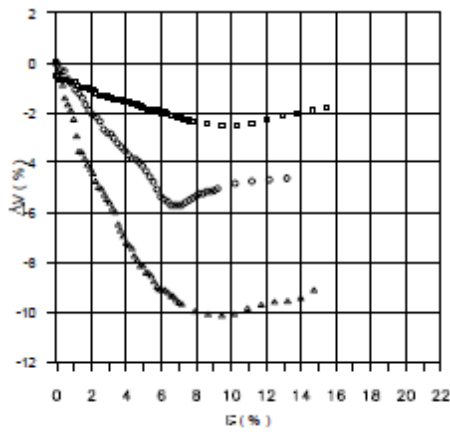
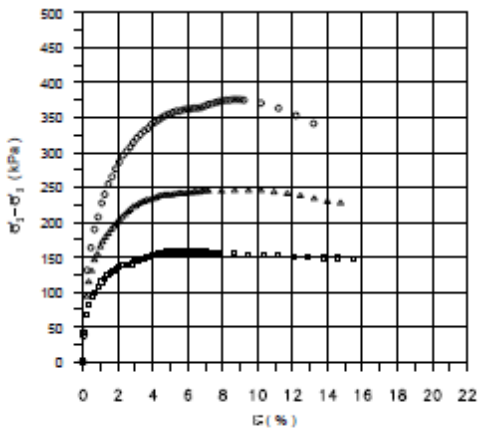
FASE DI CONSOLIDAZIONE



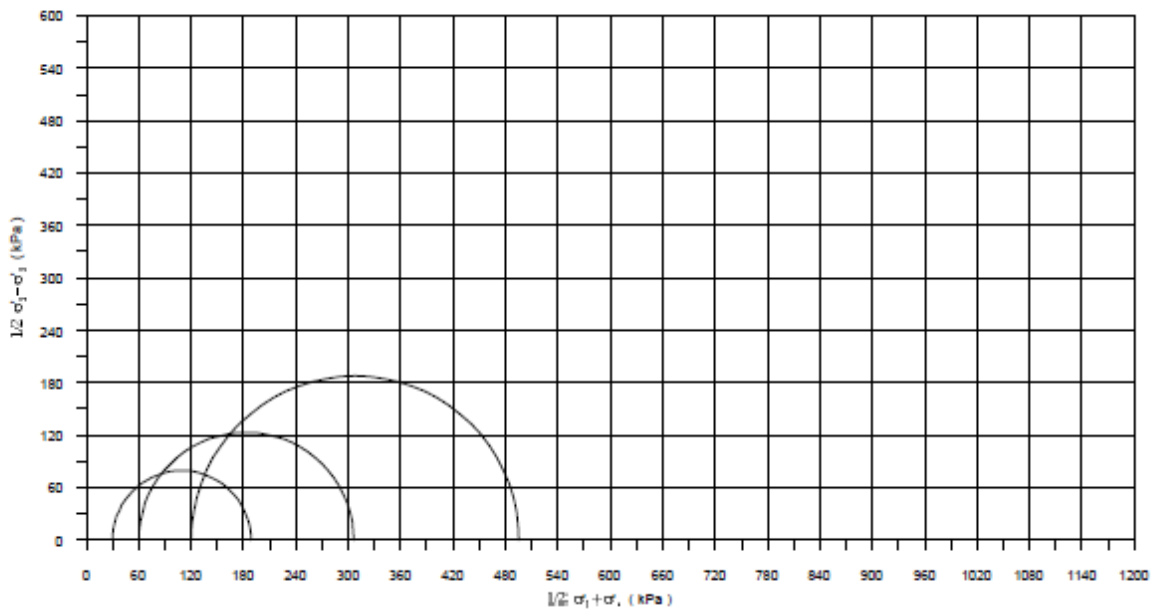
Cliente : TERRA Srl
 Località : Canove di Govone (CN)
 Id Campione : SN1 - C11
 Profondità (m) : 1.00 - 1.60



FASE DI ROTTURA



CERCHI DI MOHR



3 CAPACITÀ PORTANTE

Si determina la capacità portante del basamento del dissabbiatore e della vasca esistente equiparando il terreno ad un monostrato con le seguenti caratteristiche

$$\varphi' = 32^\circ \quad \gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

3.1 Basamento dissabbiatore

La fondazione in esame, di cemento armato, ha forma rettangolare di lato minore pari a 2 m e lato maggiore di 6.55 m; lo spessore è pari a 30 cm. Essa è posta alla profondità di 0.30 metri sotto l'attuale piano campagna, direttamente poggiante su terreno granulare adeguatamente compattato (qualora il terreno risultasse di scadenti caratteristiche meccaniche, deve essere sostituito con materiale granulare rullato e compattato a strati con spessore complessivo minimo 0.6 m, in sostituzione del terreno naturale).

Si verifica di seguito la capacità portante della fondazione in due condizioni:

- Carichi verticali massimi;
- Carichi verticali con sisma.

Vista la dimensione compatta del comparto e la protezione svolta dai manufatti circostanti, l'azione del vento risulta trascurabile rispetto all'azione sismica.

I carichi considerati sono i seguenti:

Peso del dissabbiatore vuoto:	1587 daN
Peso del dissabbiatore pieno:	10755 daN
Peso dei muretti in c.a.	5400 daN
Peso della passerella	350 daN
Carico variabile passerella (pedonale + neve)	2300 daN
Carico variabile dissabbiatore (pedonale + neve)	2600 daN

Carico verticale in condizioni statiche: perm = 1600 + 5400 + 350 = 7350 daN
var = 9200 + 2300 + 2600 = 14100 daN

Carico verticale in condizioni sismiche: 350 + 10755 + 5400 = 16550 daN

Risultante del taglio sismico 1800 daN

Risultante del momento sismico 2670 daN m

Condizione 1: carichi verticali massimi

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

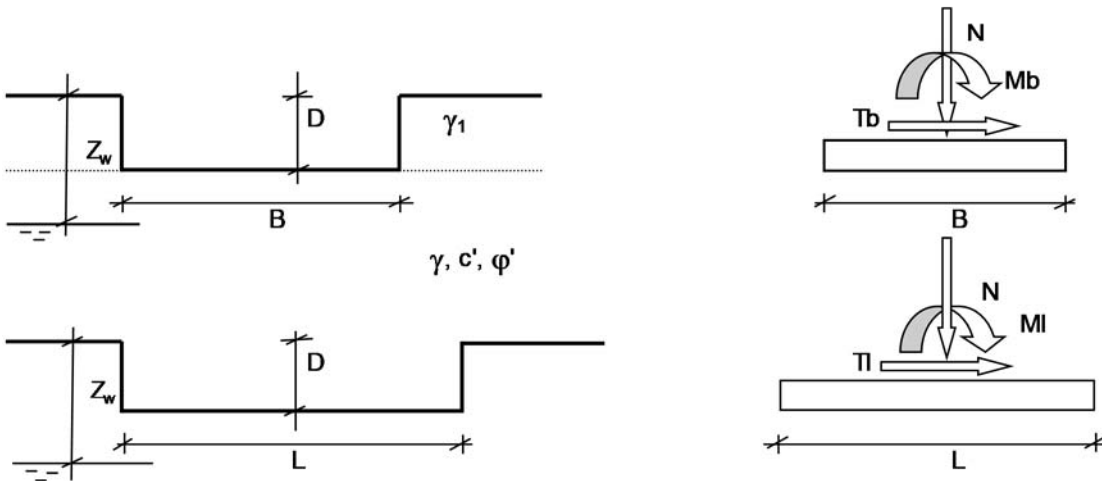
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	
	A1+M1+R3	⊙	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.00 (m)
- L = 6.55 (m)
- H = 0.30 (m)
- h_T = 0.00 (m)
- D = 0.30 (m)

- base fondazione
- lunghezza fondazione
- altezza fondazione
- altezza terreno sopra la fondazione
- profondità piano di appoggio



AZIONI DOVUTE AL PLINTO E AL TERRENO SOVRASTANTE

γ_p	=	25.00	kN/m ²	peso specifico cls
G_p	=	98.25	(kN)	peso del plinto
G_t	=	0.00	(kN)	peso terreno sopra al plinto
Valore di calcolo =		127.73	(kN)	

AZIONI DOVUTE AI CARICHI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabile	
N [kN]	73.50	141.00	307.05
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Azioni agenti sul piano di appoggio della fondazione

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	19.00	(kN/m ³)	terreno a lato fondazione
γ	=	19.00	(kN/m ³)	terreno sotto la fondazione

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/m ²)
φ'	=	32.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/m ²)
φ'	=	32.00	(°)

Profondità della falda

Z_w	=	3.00	(m)
-------	---	------	-----

e_B	=	0.00	(m)
e_L	=	0.00	(m)

B^*	=	2.00	(m)
L^*	=	6.55	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q	=	5.70	(kN/m ²)
-----	---	------	----------------------

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ	=	19.00	(kN/m ²)
----------	---	-------	----------------------

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 23.18$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 35.49$$

$$Ny = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$$

$$Ny = 30.21$$

sc, sq, sy : fattori di forma

$$sc = 1 + B * Nq / (L * Nc)$$

$$sc = 1.20$$

$$sq = 1 + B * \tan \varphi' / L$$

$$sq = 1.19$$

$$sy = 1 - 0.4 * B / L$$

$$sy = 0.88$$

ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.77 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.23 \quad m = 1.77 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B * L * c' \cotg \varphi'))^m$$

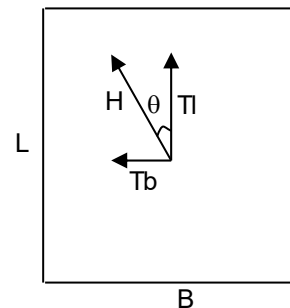
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H / (N + B * L * c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1.00$$



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Pressione massima agente

$$q = N / B * L *$$

$$q = 33.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza allo schiacciamento

$$q_{lim} / \gamma_R = 290.34 \geq q = 33.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momenti ribaltanti

$$M_{rib,B} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rib,L} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

Momenti stabilizzanti

$$M_{stab,B} = 181.10 \quad \text{kNm}$$

$$M_{stab,L} = 593.11 \quad \text{kNm}$$

$$\gamma_R = 1.1$$

Verifica di sicurezza al ribaltamento

$$M_{stab,B} / \gamma_R = 164.64 \geq M_{rib,B} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{stab,L} / \gamma_R = 539.19 \geq M_{rib,L} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B * L *$$

$$S_d = 271.68 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 246.98 \geq H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Condizione 2: carichi verticali con sisma

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

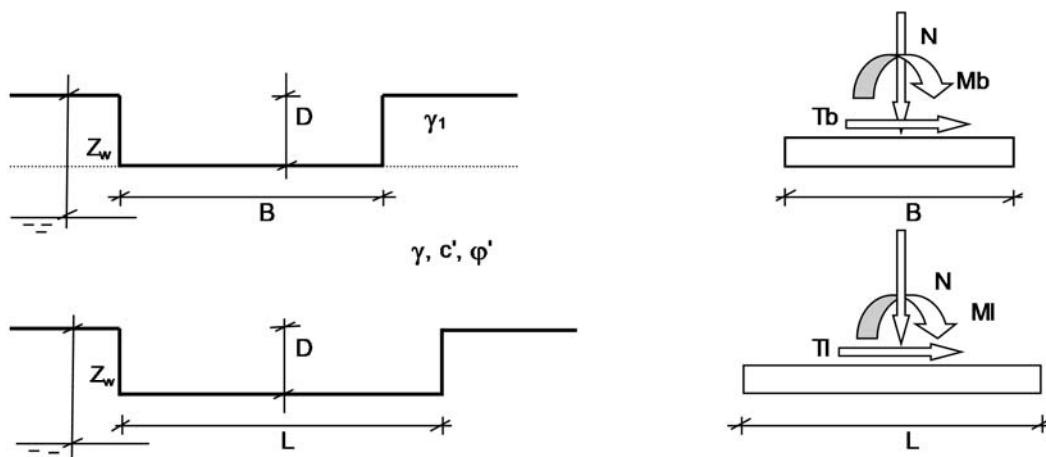
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

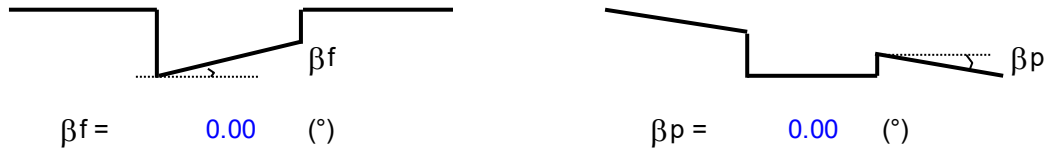
Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.00 (m)
- L = 6.55 (m)
- H = 0.30 (m)
- h_r = 0.00 (m)
- D = 0.30 (m)

- base fondazione
- lunghezza fondazione
- altezza fondazione
- altezza terreno sopra la fondazione
- profondità piano di appoggio



AZIONI DOVUTE AL PLINTO E AL TERRENO SOVRASTANTE

γ_p	=	25.00	kN/m ²	peso specifico cls
G_p	=	98.25	(kN)	peso del plinto
G_t	=	0.00	(kN)	peso terreno sopra al plinto
Valore di calcolo	=	98.25	(kN)	

AZIONI DOVUTE AI CARICHI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabile	
N [kN]	73.50	92.00	165.50
Mb [kNm]	8.00	18.70	26.70
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	8.00	10.00	18.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	8.00	10.00	18.00

Azioni agenti sul piano di appoggio della fondazione

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	19.00	(kN/m ³)	terreno a lato fondazione
γ	=	19.00	(kN/m ³)	terreno sotto la fondazione

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/m ²)
φ'	=	32.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/m ²)
φ'	=	32.00	(°)

Profondità della falda

Z_w	=	3.00	(m)
-------	---	------	-----

$e_B = 0.10$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.80$ (m)

$L^* = 6.55$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 5.70$ (kN/m²)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$ (kN/m²)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 23.18$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 35.49$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 30.21$$

sc, sq, sy : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.89$$

ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.78 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.22 \quad m = 1.78 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

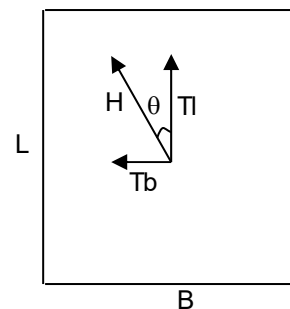
$$i_q = 0.88$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.88$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.82$$



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Pressione massima agente

$$q = N / B * L *$$

$$q = 22.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza allo schiacciamento

$$q_{lim} / \gamma_R = 226.07 \geq q = 22.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momenti ribaltanti

$$M_{rib,B} = 26.70 \text{ kNm}$$

$$M_{rib,L} = 0.00 \text{ kNm}$$

Momenti stabilizzanti

$$M_{stab,B} = 154.58 \text{ kNm}$$

$$M_{stab,L} = 506.23 \text{ kNm}$$

$$\gamma_R = 1.1$$

Verifica di sicurezza al ribaltamento

$$M_{stab,B} / \gamma_R = 140.52 \geq M_{rib,B} = 26.70 \text{ kNm}$$

$$M_{stab,L} / \gamma_R = 460.21 \geq M_{rib,L} = 0.00 \text{ kNm}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 18.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = N \tan(\varphi') + c' B * L *$$

$$Sd = 164.81 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 149.83 \geq Hd = 18.00 \quad (\text{kN})$$

3.2 Vasca esistente

Di seguito si calcolano i pesi della porzione di vasca esistente utilizzata come equalizzazione e non interessata dai nuovi lavori, al fine di ricavare le azioni che sollecitano la platea e verificare la situazione esistente. Essendo un unico volume con dimensioni nette 11.75 m x 13 m, la platea sarà meno rigida rispetto alla zona oggetto dei nuovi interventi, comprendenti l'inserimento di nuovi muri trasversali che irrigidiscono la platea e favoriscono la diffusione dei carichi sul piano di fondazione.

La fondazione presa in esame ha forma rettangolare con lato minore pari a 12.75 m e lato maggiore di 14.1 m; lo spessore assunto è pari a 40 cm. Essa è posta alla profondità di 2.30 m sotto l'attuale piano campagna.

Si verifica di seguito la capacità portante della fondazione in due condizioni:

- Carichi verticali massimi;
- Carichi verticali con sisma.

Vista la condizione di vasca parzialmente interrata e la protezione svolta dai manufatti circostanti, l'azione del vento risulta trascurabile rispetto all'azione sismica.

I carichi considerati sono i seguenti:

Peso delle pareti:	156000 daN
Peso della platea:	180000 daN
Peso acqua	630000 daN
Peso della passerella c.a.	32000 daN
Carico variabile passerella c.a. (pedonale + neve)	7000 daN
Carico verticale in condizioni sismiche:	966000 daN
Risultante del taglio sismico	52500 daN
Risultante del momento sismico	152500 daN m

Condizione 1: carichi verticali massimi

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot r_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

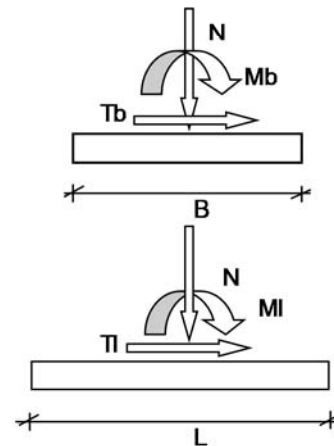
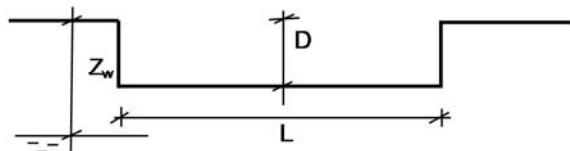
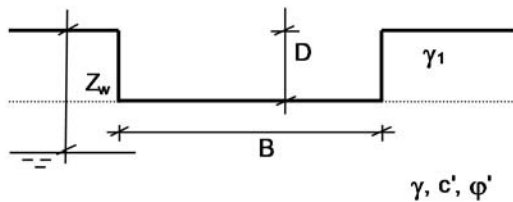
e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	12.75	(m)
L	=	14.10	(m)
H	=	0.40	(m)
h _T	=	0.00	(m)
D	=	2.30	(m)

base fondazione
lunghezza fondazione
altezza fondazione
altezza terreno sopra la fondazione
profondità piano di appoggio



AZIONI DOVUTE AL PLINTO E AL TERRENO SOVRASTANTE

$\gamma_p = 25.00 \text{ kN/m}^2$ peso specifico cls
 $G_p = 1797.75 \text{ (kN)}$ peso del plinto
 $G_t = 0.00 \text{ (kN)}$ peso terreno sopra al plinto

 Valore di calcolo = 2337.08 (kN)

AZIONI DOVUTE AI CARICHI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabile	
N [kN]	8180.00	70.00	10739.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Azioni agenti sul piano di appoggio della fondazione

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ terreno a lato fondazione
 $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ terreno sotto la fondazione

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $\phi' = 32.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $\phi' = 32.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 3.00 \text{ (m)}$

$e_B = 0.00 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 12.75 \text{ (m)}$
 $L^* = 14.10 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 43.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 23.18$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 35.49$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 30.21$$

sc, sq, sy : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.59$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.57$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.64$$

ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47 \quad m = 1.53 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e
 $m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

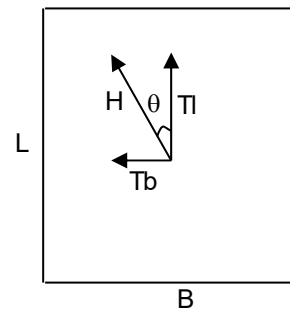
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1.00$$



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Pressione massima agente

$$q = N / B * L *$$

$$q = 72.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza allo schiacciamento

$$q_{lim} / \gamma_R = 1131.3 \geq q = 72.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momenti ribaltanti

$$M_{rib,B} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{rib,L} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

Momenti stabilizzanti

$$M_{stab,B} = 60341.72 \quad \text{kNm}$$

$$\gamma_R = 1.1$$

$$M_{stab,L} = 66730.84 \quad \text{kNm}$$

Verifica di sicurezza al ribaltamento

$$M_{stab,B} / \gamma_R = 54856.11 \geq M_{rib,B} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{stab,L} / \gamma_R = 60664.4 \geq M_{rib,L} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B * L *$$

$$S_d = 8170.84 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 7428.04 \geq H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Condizione 2: carichi verticali con sisma

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot r_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

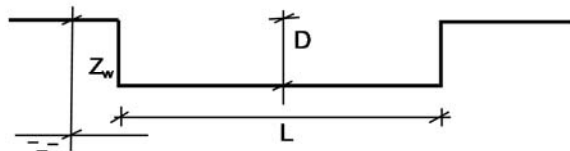
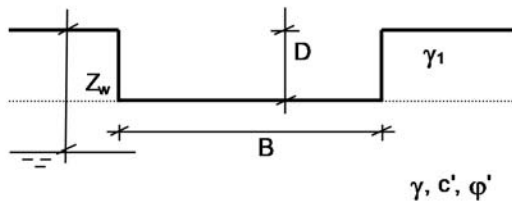
e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

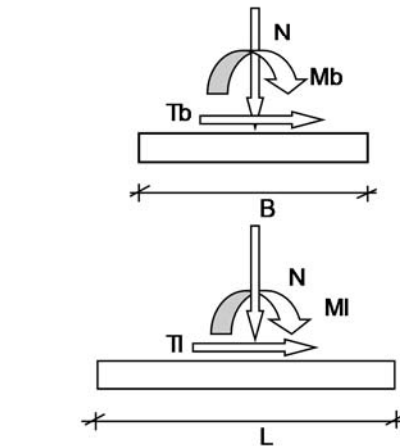
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00

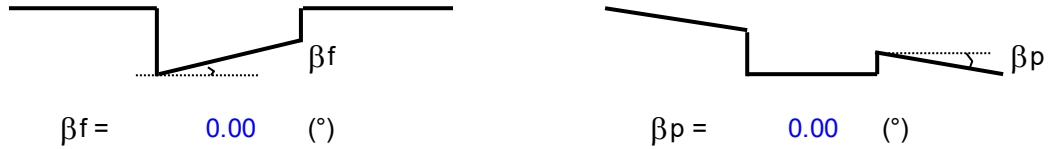


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	12.75	(m)
L	=	14.10	(m)
H	=	0.40	(m)
h _T	=	0.00	(m)
D	=	2.30	(m)



base fondazione
lunghezza fondazione
altezza fondazione
altezza terreno sopra la fondazione
profondità piano di appoggio



AZIONI DOVUTE AL PLINTO E AL TERRENO SOVRASTANTE

γ_p	=	25.00	kN/m ²	peso specifico cls
G_p	=	1797.75	(kN)	peso del plinto
G_t	=	0.00	(kN)	peso terreno sopra al plinto
Valore di calcolo =		1797.75	(kN)	

AZIONI DOVUTE AI CARICHI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabile	
N [kN]	9660.00	0.00	9660.00
Mb [kNm]	1525.00	0.00	1525.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	525.00	0.00	525.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	525.00	0.00	525.00

Azioni agenti sul piano di appoggio della fondazione

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	19.00	(kN/m ³)	terreno a lato fondazione
γ	=	19.00	(kN/m ³)	terreno sotto la fondazione

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/m ²)
ϕ'	=	32.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/m ²)
ϕ'	=	32.00	(°)

Profondità della falda

Z_w	=	3.00	(m)	
e_B	=	0.13	(m)	$B^* = 12.48$ (m)
e_L	=	0.00	(m)	$L^* = 14.10$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 43.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 23.18$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 35.49$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 30.21$$

sc, sq, sy : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.58$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.55$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.65$$

ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.53 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.47 \quad m = 1.53 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

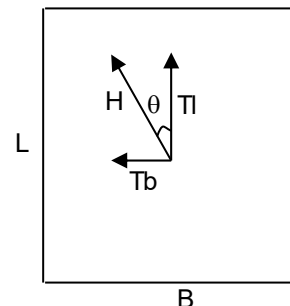
$$i_q = 0.93$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.93$$

$$i_y = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.89$$



3.3 Zona pozzetti

Di seguito si calcolano i pesi della porzione centrale di vasca esistente utilizzata per i trattamenti chimici ed interessata dai nuovi lavori, al fine di ricavare le azioni che sollecitano la platea e verificare la stessa. Essendo diversi volumi (dimensioni nette 4.1 m x 8.8 m, 4.1 m x 2.0 m, 2.8 m x 1.65 e 1.0 m x 1.65 m) la platea sarà irrigidita dai nuovi muri e risulterà meno sollecitata per la sua maggiore capacità di distribuzione dei carichi.

La fondazione presa in esame, ha forma rettangolare con lato minore pari a 4.8 m e lato maggiore di 14.1 m; lo spessore assunto è pari a 40 cm. Essa è posta alla profondità di 2.30 m sotto l'attuale piano campagna.

Si verifica di seguito la capacità portante della fondazione in due condizioni:

- Carichi verticali massimi;
- Carichi verticali con sisma.

Vista la condizione di vasca parzialmente interrata e la protezione svolta dai manufatti circostanti, l'azione del vento risulta trascurabile rispetto all'azione sismica.

I carichi considerati sono i seguenti:

Peso delle pareti:	165700 daN
Peso della platea:	67700 daN
Peso acqua	208500 daN
Peso della passerella c.a.	12700 daN
Peso passerelle in grigliato	2600 daN
Carico variabile passerella c.a. (pedonale + neve)	2800 daN
Carico variabile passerelle in grigliato (pedonale + neve)	17100 daN
Carico verticale in condizioni sismiche:	462700 daN
Risultante del taglio sismico	35400 daN
Risultante del momento sismico	83000 daN m

Condizione 1: carichi verticali massimi

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot r_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

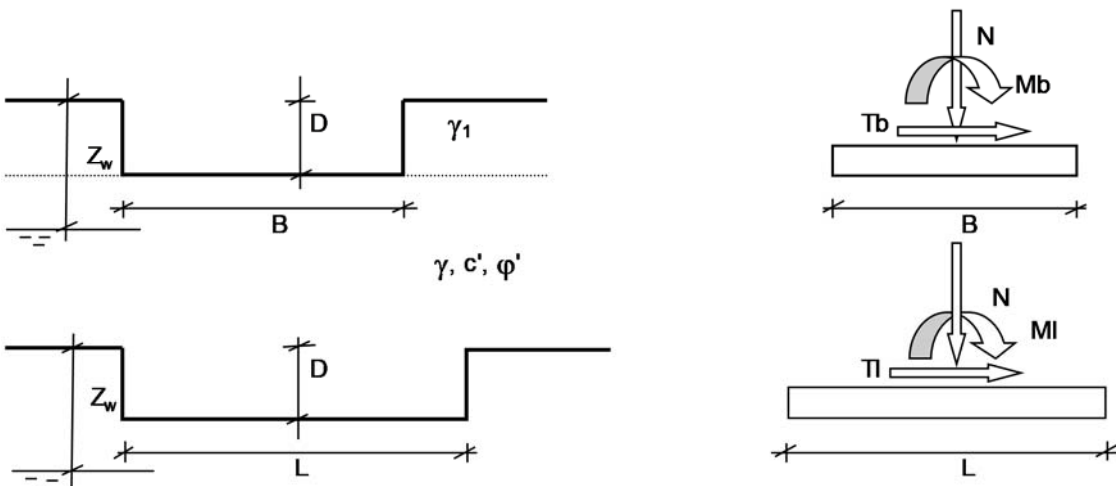
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10
	A1+M1+R3	⊙	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili			1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 4.80 (m)
- L = 14.10 (m)
- H = 0.40 (m)
- h_T = 0.00 (m)
- D = 2.30 (m)

- base fondazione
- lunghezza fondazione
- altezza fondazione
- altezza terreno sopra la fondazione
- profondità piano di appoggio



AZIONI DOVUTE AL PLINTO E AL TERRENO SOVRASTANTE

γ_p	=	25.00	kN/m ²	peso specifico cls
G_p	=	676.80	(kN)	peso del plinto
G_t	=	0.00	(kN)	peso terreno sopra al plinto
Valore di calcolo =		879.84	(kN)	

AZIONI DOVUTE AI CARICHI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabile	
N [kN]	4572.00	199.00	6242.10
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Azioni agenti sul piano di appoggio della fondazione

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	19.00	(kN/m ³)	terreno a lato fondazione
γ	=	19.00	(kN/m ³)	terreno sotto la fondazione

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/m ²)	<i>Valori di progetto</i>
ϕ'	=	32.00	(°)	$c' = 0.00$ (kN/m ²)
				$\phi' = 32.00$ (°)

Profondità della falda

Z_w	=	3.00	(m)	
e_B	=	0.00	(m)	$B^* = 4.80$ (m)
e_L	=	0.00	(m)	$L^* = 14.10$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 43.70$ (kN/m²)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.46$ (kN/m²)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 23.18$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 35.49$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 30.21$$

sc, sq, sy : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.22$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.21$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_y = 0.86$$

ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e
 $m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

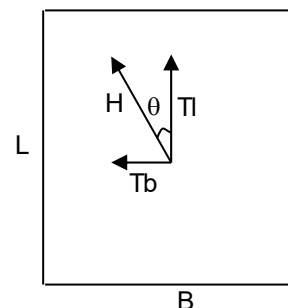
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_y = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 1.00$$



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 105.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza allo schiacciamento

$$q_{\text{lim}} / \gamma_R = 862.46 \geq q = 105.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momenti ribaltanti

$$M_{\text{rib,B}} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{\text{rib,L}} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

Momenti stabilizzanti

$$M_{\text{stab,B}} = 11775.97 \quad \text{kNm}$$

$$\gamma_R = 1.1$$

$$M_{\text{stab,L}} = 34591.92 \quad \text{kNm}$$

Verifica di sicurezza al ribaltamento

$$M_{\text{stab,B}} / \gamma_R = 10705.43 \geq M_{\text{rib,B}} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

$$M_{\text{stab,L}} / \gamma_R = 31447.2 \geq M_{\text{rib,L}} = 0.00 \quad \text{kNm}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 4450.28 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 4045.71 \geq H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Condizione 2: carichi verticali con sisma

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot r_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

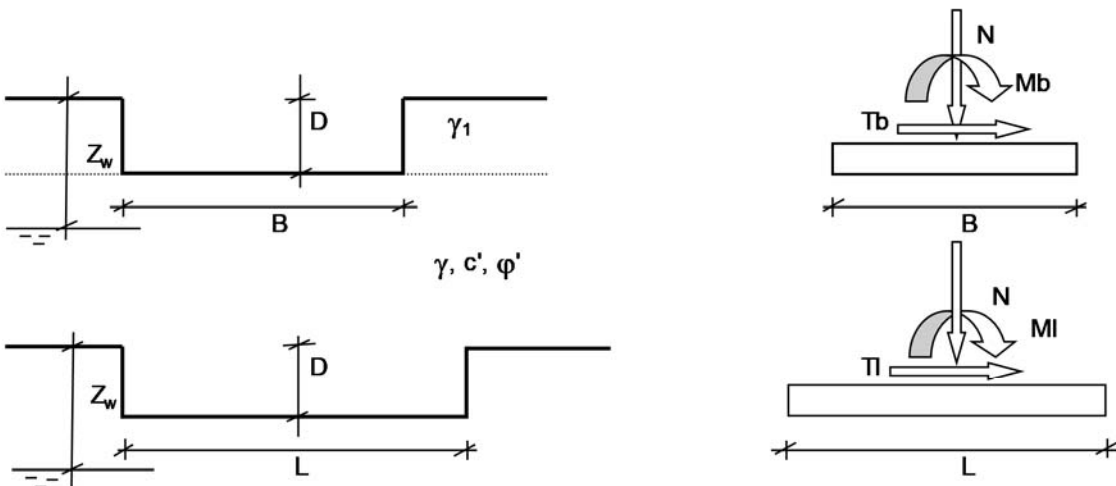
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili			1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 4.80 (m)
- L = 14.10 (m)
- H = 0.40 (m)
- h_T = 0.00 (m)
- D = 2.30 (m)

- base fondazione
- lunghezza fondazione
- altezza fondazione
- altezza terreno sopra la fondazione
- profondità piano di appoggio



AZIONI DOVUTE AL PLINTO E AL TERRENO SOVRASTANTE

γ_p	=	25.00	kN/m ²	peso specifico cls
G_p	=	676.80	(kN)	peso del plinto
G_t	=	0.00	(kN)	peso terreno sopra al plinto
Valore di calcolo =		676.80	(kN)	

AZIONI DOVUTE AI CARICHI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabile	
N [kN]	4627.00	0.00	4627.00
Mb [kNm]	830.00	0.00	830.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	354.00	0.00	354.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	354.00	0.00	354.00

Azioni agenti sul piano di appoggio della fondazione

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	19.00	(kN/m ³)	terreno a lato fondazione
γ	=	19.00	(kN/m ³)	terreno sotto la fondazione

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/m ²)	<i>Valori di progetto</i>
ϕ'	=	32.00	(°)	$c' = 0.00$ (kN/m ²)
				$\phi' = 32.00$ (°)

Profondità della falda

Z_w	=	3.00	(m)	
e_B	=	0.16	(m)	$B^* = 4.49$ (m)
e_L	=	0.00	(m)	$L^* = 14.10$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 43.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 23.18$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 35.49$$

$$Ny = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$$

$$Ny = 30.21$$

sc, sq, sy : fattori di forma

$$sc = 1 + B * Nq / (L * Nc)$$

$$sc = 1.21$$

$$sq = 1 + B * \tan \varphi' / L$$

$$sq = 1.20$$

$$sy = 1 - 0.4 * B / L$$

$$sy = 0.87$$

ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24 \quad m = 1.76 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B * L * c' \cotg \varphi'))^m$$

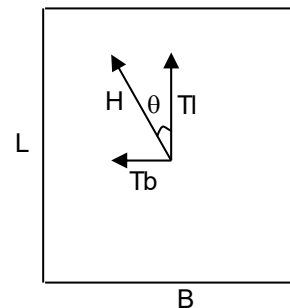
$$i_q = 0.89$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.88$$

$$i_y = (1 - H / (N + B * L * c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.83$$



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Pressione massima agente

$$q = N / B * L *$$

$$q = 83.83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza allo schiacciamento

$$q_{\text{lim}} / \gamma_R = 734.91 \geq q = 83.83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A RIBALTAMENTO

Momenti ribaltanti

$$M_{\text{rib,B}} = 830.00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{rib,L}} = 0.00 \text{ kNm}$$

Momenti stabilizzanti

$$M_{\text{stab,B}} = 11456.21 \text{ kNm}$$

$$\gamma_R = 1.1$$

$$M_{\text{stab,L}} = 33652.61 \text{ kNm}$$

Verifica di sicurezza al ribaltamento

$$M_{\text{stab,B}} / \gamma_R = 10414.73 \geq M_{\text{rib,B}} = 830.00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{stab,L}} / \gamma_R = 30593.28 \geq M_{\text{rib,L}} = 0.00 \text{ kNm}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 354.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B * L *$$

$$S_d = 3314.18 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 3012.89 \geq H_d = 354.00 \quad (\text{kN})$$

4 CONCLUSIONI

Essendo le fondazioni in progetto di tipo superficiale, occorre garantire nel tempo il corretto deflusso delle acque meteoriche.

I manufatti saranno fondati in corrispondenza di terreno consistente. Nel caso in cui il terreno presente non risultasse adeguato, occorre rimuovere il terreno superficiale ed approfondire lo scavo, con successivo riporto di terreno misto granulare steso e compattato a strati.

Il terreno interessato dalle nuove opere risulta in generale stabile ed idoneo.

Le nuove opere non causano un aggravio della situazione preesistente della platea della vasca esistente.