

PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED014-03

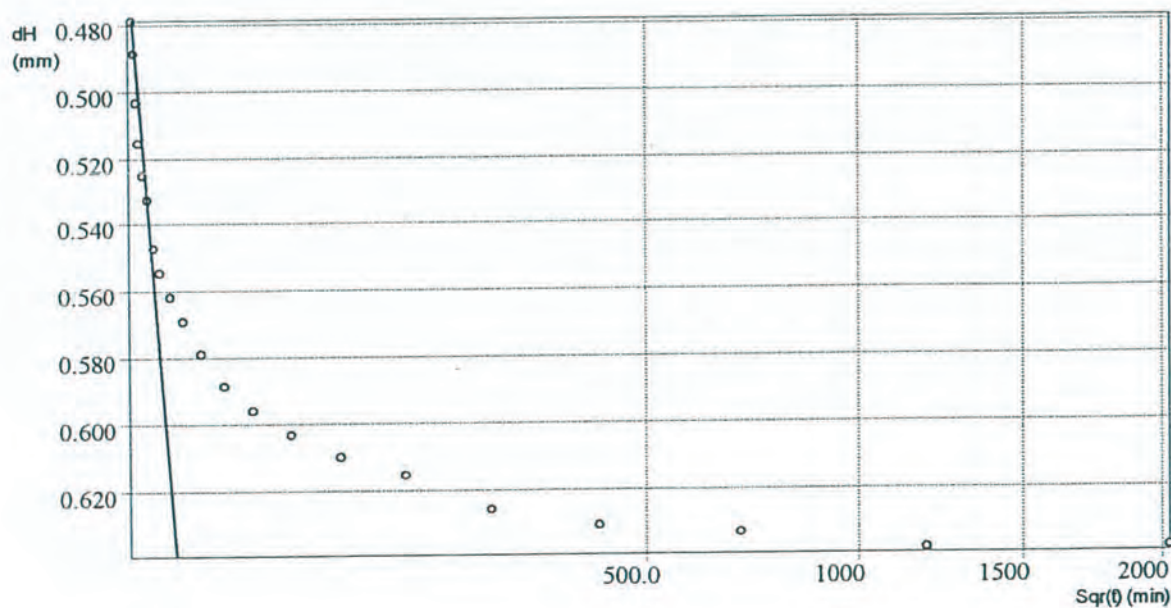


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 5
Campione : B
Profondità : 8.00 - 8.50

Dati relativi al passo 02

σ_v 25.000 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	0.478	10.079	0.578	2032.1	0.637
0.085	0.488	17.135	0.588		
0.144	0.503	29.131	0.595		
0.245	0.515	49.522	0.603		
0.417	0.525	84.188	0.609		
0.709	0.532	143.12	0.615		
1.206	0.547	243.30	0.625		
2.051	0.554	413.62	0.630		
3.487	0.561	703.15	0.632		
5.929	0.568	1195.3	0.637		



Risultati elaborazione

ε : 3.189 %
 e : 1.055
Metodo: TAYLOR
 C_v : $4.65e-03 \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 1.049 MPa
 K : $4.34e-09 \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED014-03

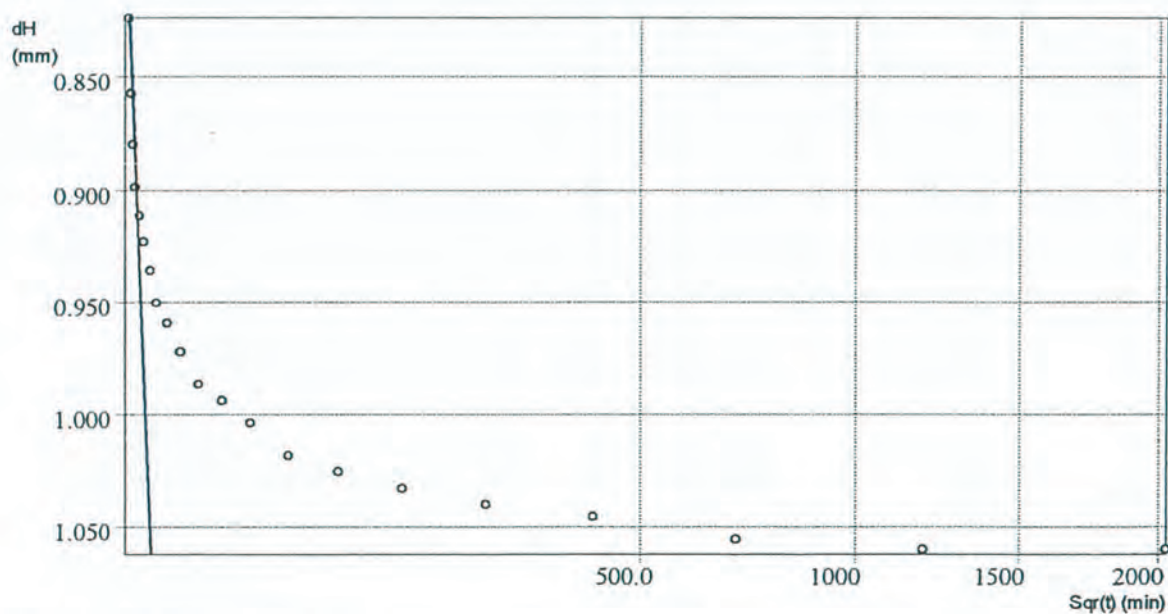


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 5
Campione : B
Profondità : 8.00 - 8.50

Dati relativi al passo 03

σ_v 50.000 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	0.822	10.079	0.986	2032.1	1.059
0.085	0.857	17.135	0.993		
0.144	0.879	29.131	1.003		
0.245	0.898	49.522	1.018		
0.417	0.910	84.188	1.025		
0.709	0.923	143.12	1.032		
1.206	0.935	243.30	1.040		
2.051	0.949	413.62	1.045		
3.487	0.959	703.15	1.054		
5.929	0.971	1195.3	1.059		



Risultati elaborazione

ε : 5.290 %
e : 1.010
Metodo: TAYLOR
Cv : 9.68e-03 cm²/s
M : 1.189 MPa
K : 7.98e-09 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED014-03

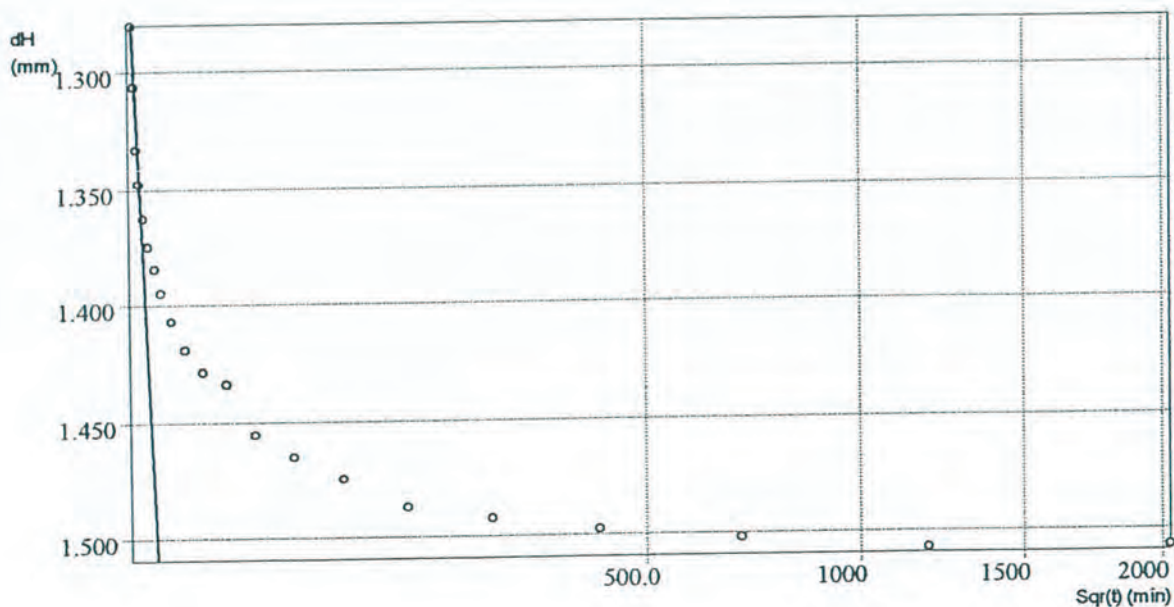


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 5
 Campione : B
 Profondità : 8.00 - 8.50

Dati relativi al passo 04

σ_v 100.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.279	10.079	1.428	2032.1	1.506
0.085	1.306	17.135	1.433		
0.144	1.333	29.131	1.455		
0.245	1.347	49.522	1.465		
0.417	1.362	84.188	1.474		
0.709	1.374	143.12	1.487		
1.206	1.384	243.30	1.492		
2.051	1.394	413.62	1.496		
3.487	1.406	703.15	1.501		
5.929	1.418	1195.3	1.506		



Risultati elaborazione

ϵ : 7.530 %
 e : 0.963
 Metodo: TAYLOR
 C_v : $9.51e-03 \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 2.232 MPa
 K : $4.18e-09 \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED014-03

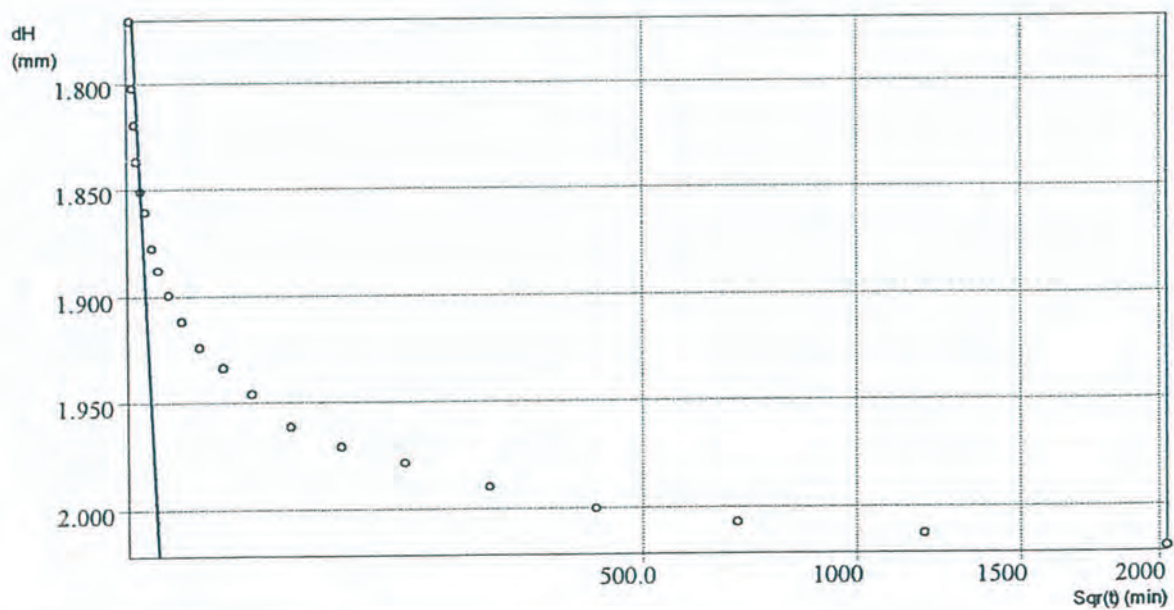


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 5
 Campione : B
 Profondità : 8.00 - 8.50

Dati relativi al passo 05

σ_v 200.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.770	10.079	1.924	2032.1	2.019
0.085	1.802	17.135	1.934		
0.144	1.819	29.131	1.946		
0.245	1.836	49.522	1.960		
0.417	1.851	84.188	1.970		
0.709	1.860	143.12	1.978		
1.206	1.877	243.30	1.990		
2.051	1.887	413.62	2.000		
3.487	1.899	703.15	2.007		
5.929	1.912	1195.3	2.012		



Risultati elaborazione

ε : 10.098 %
 e : 0.908
 Metodo: TAYLOR
 C_v : $1.15 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 3.894 MPa
 K : $2.90 \times 10^{-11} \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED014-03

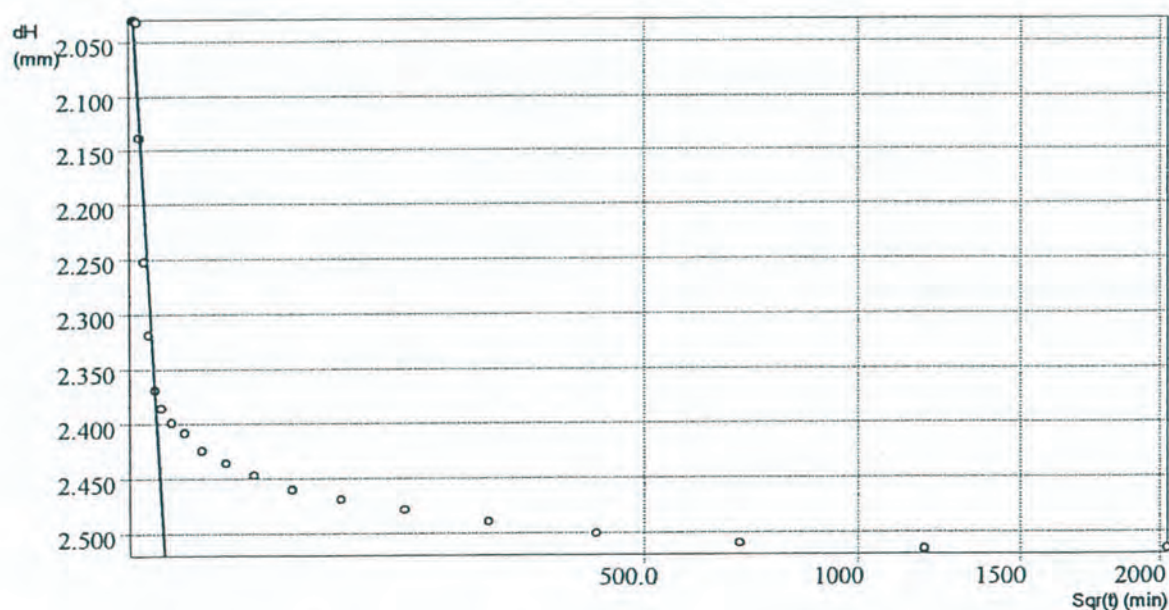


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 5
 Campione : B
 Profondità : 8.00 - 8.50

Dati relativi al passo 06

σ_v 400.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	2.029	10.079	2.424	2032.1	2.515
0.085	2.029	17.135	2.434		
0.144	2.031	29.131	2.446		
0.245	2.137	49.522	2.459		
0.417	2.251	84.188	2.468		
0.709	2.319	143.12	2.478		
1.206	2.368	243.30	2.488		
2.051	2.385	413.62	2.500		
3.487	2.398	703.15	2.510		
5.929	2.407	1195.3	2.515		



Risultati elaborazione

ε : 12.568 %
 e : 0.856
 Metodo: TAYLOR
 C_v : $3.01e-03 \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 8.095 MPa
 K : $3.64e-10 \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA 1/4
Prova del 24/06/2003 ED014-03



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 5
 Campione : B
 Profondità : 8.00 - 8.50

Caratteristiche fisiche

Data prelievo :
 Sezione provino : 20.000 cm²
 Altezza iniziale : 20.000 mm
 Altezza finale : 17.489 mm
 NumTara 1 : 1
 Peso Tara 1 : 58.360 g
 Tara+p.umido inicial: 109.80 g
 Num Tara 2 : 1
 Peso Tara 2 : 68.120 g
 Tara+p.umido finale : 128.22 g
 Tara+p.provino secco: 113.52 g
 Peso specifico grani: 2.410 g/cm³

Peso di volume iniziale : 1.286 g/cm³ γ_n
 Peso di volume finale : 1.718 g/cm³ γ_r
 Peso di volume secco : 1.135 g/cm³ γ_d
 Contenuto d'acqua iniz. : 13.279 % W_0
 Contenuto d'acqua finale : 32.371 % W_r
 Saturazione iniziale : 28.500 % S_0
 Saturazione finale : 91.091 % S_r
 Indice dei vuoti iniziali: 1.122 e_0
 Indice dei vuoti finali : 0.856 e_r
 Peso vol. secco finale : 1.298 g/cm³ γ_{at}

Passo	σ kPa	ϵ %	e	M MPa	Cv cm ² /s	K m/s	C_α %	Metodo
01	12.500	1.998	1.080		7.54e-03			Taylor
02	25.000	3.189	1.055	1.049	4.65e-03	4.34e-09		Taylor
03	50.000	5.290	1.010	1.189	9.68e-03	7.98e-09		Taylor
04	100.00	7.530	0.963	2.232	9.51e-03	4.18e-09		Taylor
05	200.00	10.098	0.908	3.894	1.15e-04	2.90e-11		Taylor
06	400.00	12.568	0.856	8.095	3.01e-03	3.64e-10		Taylor



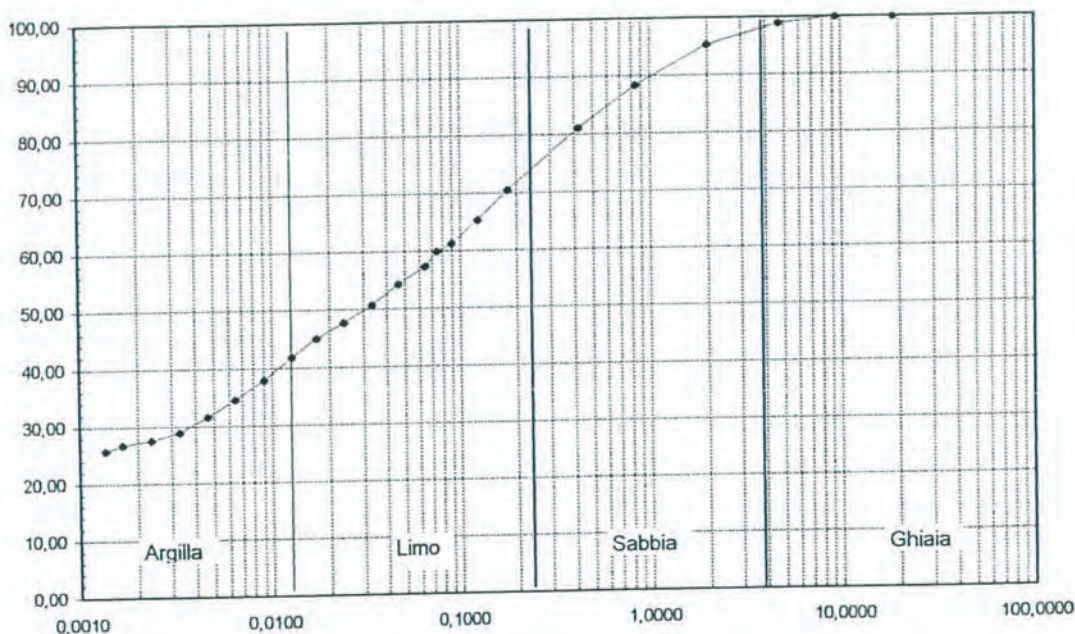
ANALISI GRANULOMETRICA

(setacciatura e sedimentazione)

Prot. 63/2003
Data 24/06/2003
Committente: Dott. Geol. Giuseppe DORONZO
Cantiere: Fondo Zevola
Località: Via Santa Maria del Pianto (NA)
Sondaggio: 7
Campione: A
Profondità: 3,00 - 3,50 mt dal p.c.
Mod. Certificazione: GEO-20

Peso dei grani: 2.45 gr/cmc

Rappresentazione grafica



SETACCIATURA										
Diametro mm	19,000	9,500	4,750	2,000	0,850	0,425	0,180	0,125	0,080	0,075
Passante %	100,00	100,00	98,96	95,34	88,48	81,10	70,63	65,44	61,35	60,05
SEDIMENTAZIONE										
Diametro mm	0,0646	0,0483	0,0333	0,0239	0,0171	0,0126	0,0091	0,0065	0,0048	0,0033
Passante %	57,48	54,40	50,80	47,80	45,10	41,98	37,98	34,61	31,70	29,00
COMPOSIZIONE %										
Ghiaia	4,66									
Sabbia	37,88									
Limo	29,86									
Argilla	27,60									

Definizione: Sabbia con limo e argilla

(Rif. AGI 1990; UNI 2334; CNR 23 - 1971)

Lo sperimentatore
Dott. Geol. V. Marciano



Il Direttore del Laboratorio
Dott. Ing. Carlo RAUCCI

[Signature]

(Norme di riferimento: Raccomandazioni AGI, BS 1377 : 1990, parte 70.

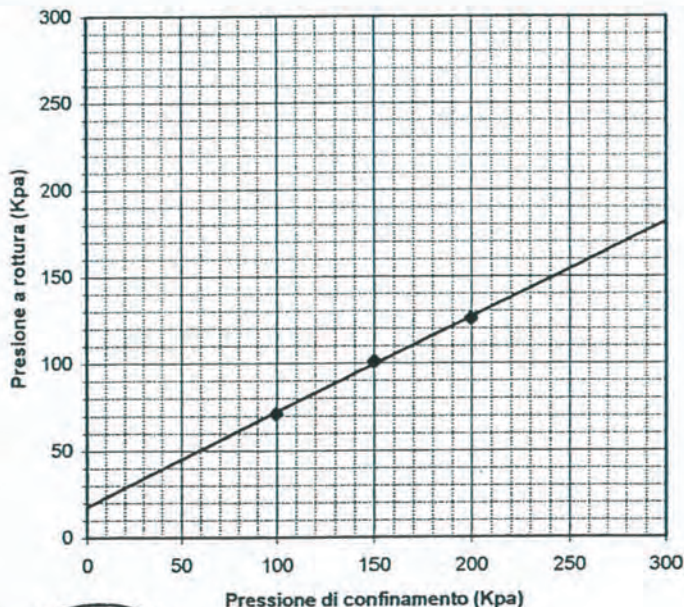
Sondaggio: 7
Camp.: A Prof.: 3,00 - 3,50 m dal p.c.

Consolidata Drenata	X
Consolidata non Drenata	
Non Consolidata non Drenata	

Numero Provino	Sigla Provino	Velocità di Deformazione (mm/min)	Sezione (mmq)	Altezza (mm)	Peso Volume (gr/cmc)	CONSOLIDAZIONE		
						Delta T (h)	Pressine di Confinamento (KPa)	Cedimento (mm)
1	TD079-03	0,05	3600	30,00	1,64	24	100,00	0,32
2	TD080-03	0,05	3600	30,00	1,62	24	150,00	0,72
3	TD081-03	0,05	3600	30,00	1,65	24	200,00	1,10

Numero Provino	Tau Max (KPa)	Ef (mm)
1	71,48	2,16
2	101,24	2,28
3	126,10	2,34

Angolo attrito interno:	28,3
Coesione: (KPa)	17,67



Vincenzo Rucione



Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Ing. Carlo RAUCCI)

PROVA EDOMETRICA

(Rif. ASTM D2435, Racc. AGL BS 1377-Test 17-1975)

Protocollo: 63/2003
Data: 24-giu-03
Committente: Dott. Geol. Giuseppe DORONZO
Cantiere: Fondo Zevola
Via Santa Maria del Pianto (NA)
Sondaggio: 7
Campione: A
Profondità: 3,00 - 3,50 m dal p.c.
Tipo campione: indisturbato
Mod. certificazione: GEO-11

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE

Altezza Provino (mm)	Diametro Provino (mm)	Sezione provino (cmq)	Peso volume (gr/cmc)	Indice dei vuoti iniziale	Umidità iniziale (%)
20,00	50,00	20,00	1,50	0,88	15,92

Lo sperimentatore
(Dott. Geol. V. Marciano)

Vincenzo Marciano



Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Ing. Carlo RAUCCI)

Carlo Raucci

PROVA EDOMETRICA A GRADINI DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 7
Campione : A
Profondità : 3.00 - 3.50

Caratteristiche fisiche

Data prelievo	:		Peso di volume iniziale	:	1.504 g/cm3	γ_n
Sezione provino	:	20.000 cm2	Peso di volume finale	:	1.873 g/cm3	γ_f
Altezza iniziale	:	20.000 mm	Peso di volume secco	:	1.297 g/cm3	γ_d
Altezza finale	:	17.010 mm	Contenuto d'acqua iniz.	:	15.928 %	W_0
NumTara 1	:	1	Contenuto d'acqua finale	:	22.746 %	W_f
Peso Tara 1	:	61.490 g	Saturazione iniziale	:	43.970 %	S_0
Tara+p.umido inicial:	:	121.68 g	Saturazione finale	:	92.063 %	S_f
Num Tara 2	:	2	Indice dei vuoti iniziali:	:	0.887	e_0
Peso Tara 2	:	78.330 g	Indice dei vuoti finali	:	0.605	e_f
Tara+p.umido finale	:	142.05 g	Peso vol. secco finale	:	1.526 g/cm3	γ_{dr}
Tara+p.provino secco:	:	130.25 g				
Peso specifico grani:	:	2.450 g/cm3				

Letture cedimenti in funzione del tempo

Passo 1	12.500 kPa	Passo 2	25.000 kPa	Passo 3	50.000 kPa	Passo 4	100.00 kPa
dt	dH	dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm	min	mm
0.050	3.e-04	0.050	1.717	0.050	1.862	0.050	2.042
0.110	0.038	0.085	1.719	0.085	1.865	0.085	2.049
0.187	0.085	0.144	1.721	0.144	1.870	0.144	2.056
0.319	0.170	0.245	1.724	0.245	1.867	0.245	2.061
0.542	0.334	0.417	1.724	0.417	1.874	0.417	2.068
0.922	0.524	0.709	1.726	0.709	1.879	0.709	2.073
1.568	0.810	1.206	1.733	1.206	1.877	1.206	2.082
2.667	1.111	2.051	1.738	2.051	1.886	2.051	2.094
4.534	1.243	3.487	1.745	3.487	1.896	3.487	2.104
7.708	1.365	5.929	1.750	5.929	1.903	5.929	2.111
13.103	1.550	10.079	1.755	10.079	1.910	10.079	2.125
22.276	1.659	17.135	1.760	17.135	1.917	17.135	2.137
37.870	1.664	29.131	1.767	29.131	1.925	29.131	2.147
64.379	1.671	49.522	1.774	49.522	1.934	49.522	2.164
109.44	1.676	84.188	1.786	84.188	1.941	84.188	2.178
186.05	1.681	143.12	1.793	143.12	1.948	143.12	2.190
316.29	1.683	243.30	1.800	243.30	1.956	243.30	2.207
537.70	1.685	413.62	1.807	413.62	1.968	413.62	2.221
914.10	1.693	703.15	1.815	703.15	1.980	703.15	2.233
1553.4	1.717	1195.3	1.824	1195.3	1.987	1195.3	2.247
		2032.1	1.862	2032.1	2.042	2032.1	2.322

Risultati

ϵ : 8.543 %
 e : 0.726
Metodo: TAYLOR
Cv : 0.00e+00cm2/s

Risultati

ϵ : 9.307 %
 e : 0.711
Metodo: TAYLOR
Cv : 1.15e-03cm2/s
M : 1.636 MPa
K : 6.89e-10 m/s

Risultati

ϵ : 9.933 %
 e : 0.700
Metodo: TAYLOR
Cv : 8.02e-04cm2/s
M : 3.993 MPa
K : 1.97e-10 m/s

Risultati

ϵ : 11.237 %
 e : 0.675
Metodo: TAYLOR
Cv : 2.47e-03cm2/s
M : 3.836 MPa
K : 6.33e-10 m/s



PROVA EDOMETRICA A GRADINI DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 7
 Campione : A
 Profondità : 3.00 - 3.50

Caratteristiche fisiche

Data prelievo	:		Peso di volume iniziale	:	1.504 g/cm3	γ_n
Sezione provino	:	20.000 cm2	Peso di volume finale	:	1.873 g/cm3	γ_f
Altezza iniziale	:	20.000 mm	Peso di volume secco	:	1.297 g/cm3	γ_d
Altezza finale	:	17.010 mm	Contenuto d'acqua iniz.	:	15.928 %	W_0
NumTara 1	:	1	Contenuto d'acqua finale	:	22.746 %	W_f
Peso Tara 1	:	61.490 g	Saturazione iniziale	:	43.970 %	S_0
Tara+p.umido inicial:	:	121.68 g	Saturazione finale	:	92.063 %	S_f
Num Tara 2	:	2	Indice dei vuoti iniziali:	:	0.887	e_0
Peso Tara 2	:	78.330 g	Indice dei vuoti finali	:	0.605	e_f
Tara+p.umido finale	:	142.05 g	Peso vol. secco finale	:	1.526 g/cm3	γ_{df}
Tara+p.provino secco:	:	130.25 g				
Peso specifico grani:	:	2.450 g/cm3				

Lettture cedimenti in funzione del tempo

Passo 5 200.00 kPa		Passo 6 400.00 kPa	
dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm
0.050	2.322	0.050	2.719
0.085	2.333	0.085	2.733
0.144	2.338	0.144	2.750
0.245	2.355	0.245	2.759
0.417	2.360	0.417	2.771
0.709	2.369	0.709	2.785
1.206	2.386	1.206	2.797
2.051	2.400	2.051	2.814
3.487	2.412	3.487	2.829
5.929	2.429	5.929	2.843
10.079	2.446	10.079	2.862
17.135	2.460	17.135	2.876
29.131	2.477	29.131	2.895
49.522	2.491	49.522	2.910
84.188	2.510	84.188	2.924
143.12	2.525	143.12	2.943
243.30	2.537	243.30	2.955
413.62	2.556	413.62	2.970
703.15	2.570	703.15	2.984
1195.3	2.585	1195.3	2.994
2032.1	2.719	2032.1	2.994

Risultati

ϵ : 12.925 %
 e : 0.643

Metodo: TAYLOR

C_v : 7.70e-06 cm2/s
 M : 5.922 MPa
 K : 1.27e-12 m/s

Risultati

ϵ : 14.964 %
 e : 0.605

Metodo: TAYLOR

C_v : 4.04e-03 cm2/s
 M : 9.807 MPa
 K : 4.04e-10 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03

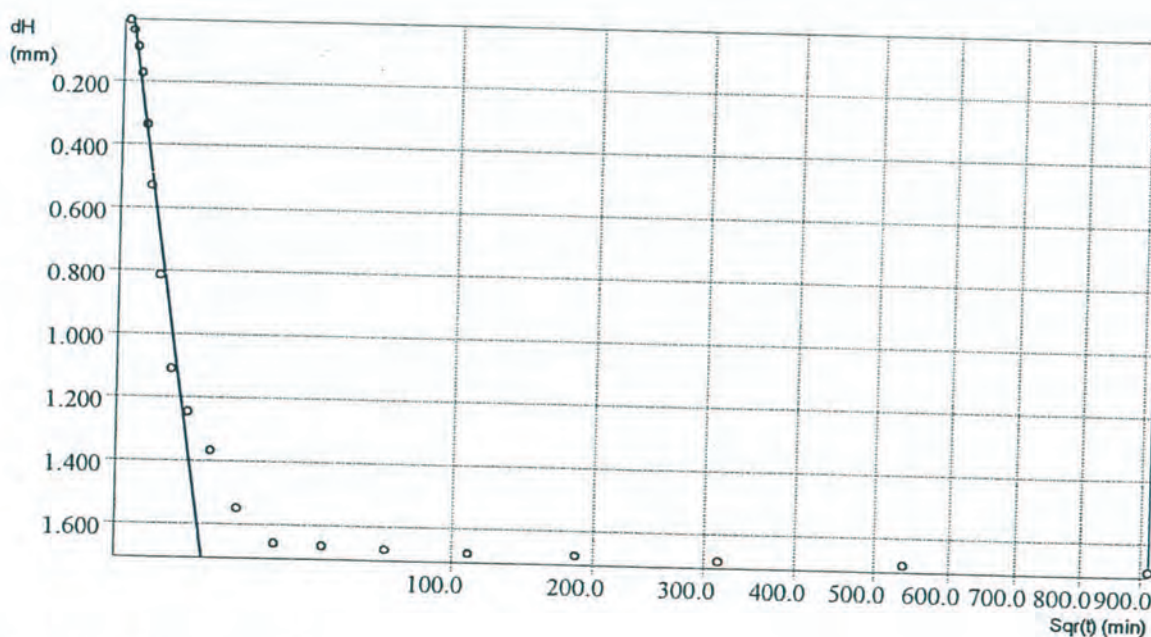


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 7
Campione : A
Profondità : 3.00 - 3.50

Dati relativi al passo 01

σ_v 12.500 kPa					
dt min	dH mm	dt min	dH mm	dt min	dH mm
0.050	3.e-04	13.103	1.550		
0.110	0.038	22.276	1.659		
0.187	0.085	37.870	1.664		
0.319	0.170	64.379	1.671		
0.542	0.334	109.44	1.676		
0.922	0.524	186.05	1.681		
1.568	0.810	316.29	1.683		
2.667	1.111	537.70	1.685		
4.534	1.243	914.10	1.693		
7.708	1.365	1553.4	1.717		



Risultati elaborazione

ε : 8.543 %
e : 0.726
Metodo: TAYLOR
Cv : 0.00e+00cm²/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03

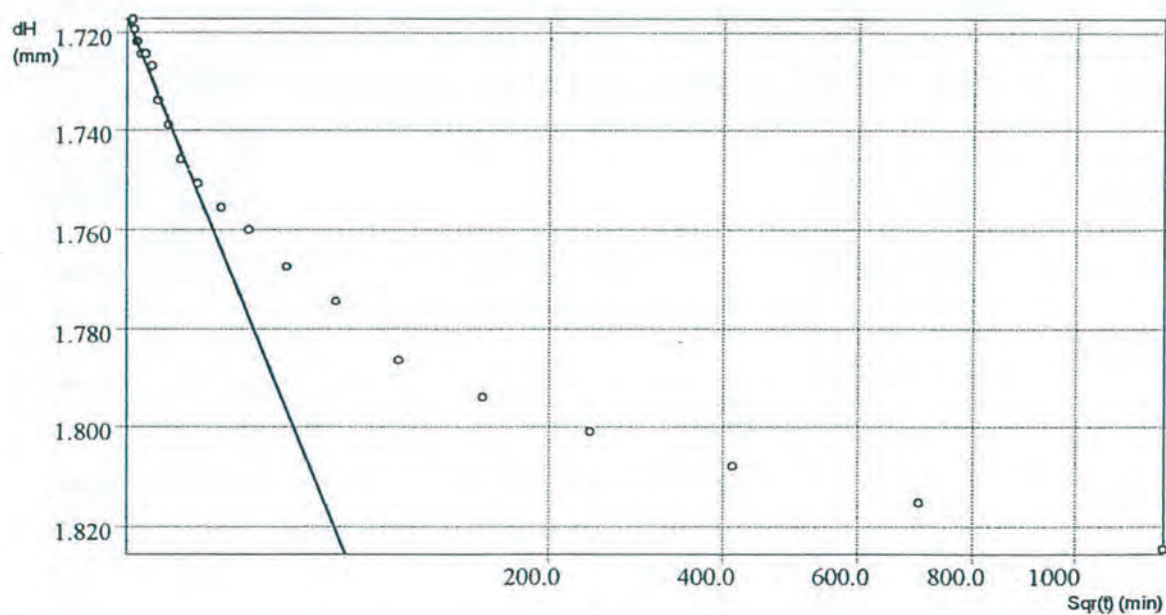


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 7
 Campione : A
 Profondità : 3.00 - 3.50

Dati relativi al passo 02

σ_v 25.000 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.717	10.079	1.755	2032.1	1.862
0.085	1.719	17.135	1.760		
0.144	1.721	29.131	1.767		
0.245	1.724	49.522	1.774		
0.417	1.724	84.188	1.786		
0.709	1.726	143.12	1.793		
1.206	1.733	243.30	1.800		
2.051	1.738	413.62	1.807		
3.487	1.745	703.15	1.815		
5.929	1.750	1195.3	1.824		



Risultati elaborazione

ϵ : 9.307 %
 e : 0.711
 Metodo: TAYLOR
 C_v : 1.15e-03 cm²/s
 M : 1.636 MPa
 K : 6.89e-10 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03

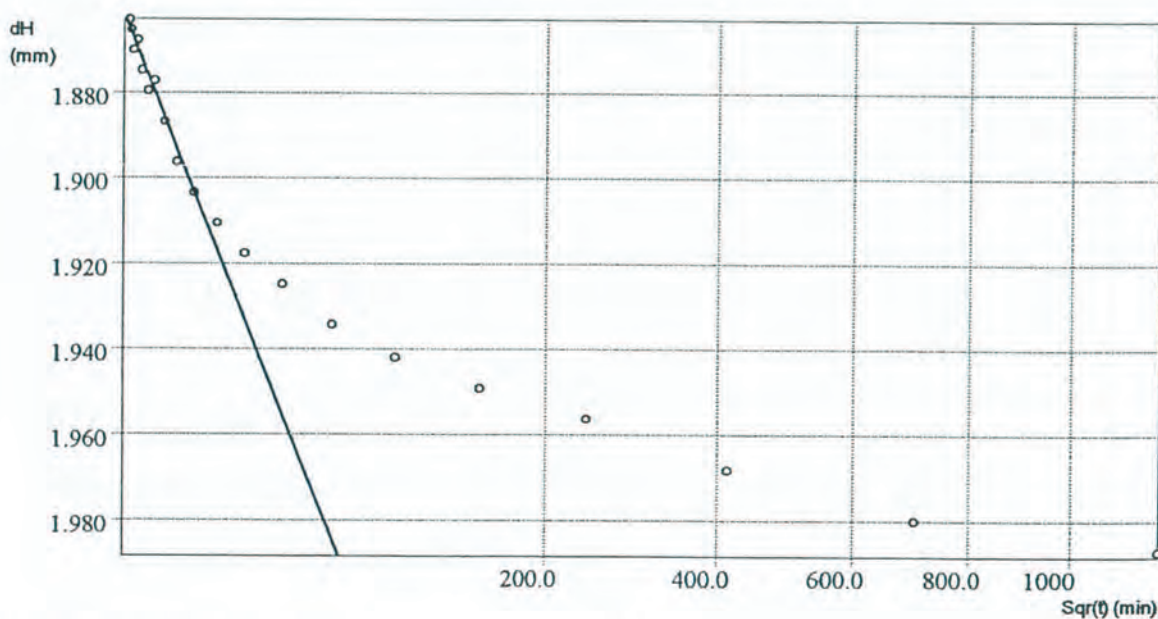


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 7
 Campione : A
 Profondità : 3.00 - 3.50

Dati relativi al passo 03

σ_v 50.000 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.862	10.079	1.910	2032.1	2.042
0.085	1.865	17.135	1.917		
0.144	1.870	29.131	1.925		
0.245	1.867	49.522	1.934		
0.417	1.874	84.188	1.941		
0.709	1.879	143.12	1.948		
1.206	1.877	243.30	1.956		
2.051	1.886	413.62	1.968		
3.487	1.896	703.15	1.980		
5.929	1.903	1195.3	1.987		



Risultati elaborazione

ε : 9.933 %
 e : 0.700
 Metodo: TAYLOR
 C_v : $8.02 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 3.993 MPa
 K : $1.97 \times 10^{-10} \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03

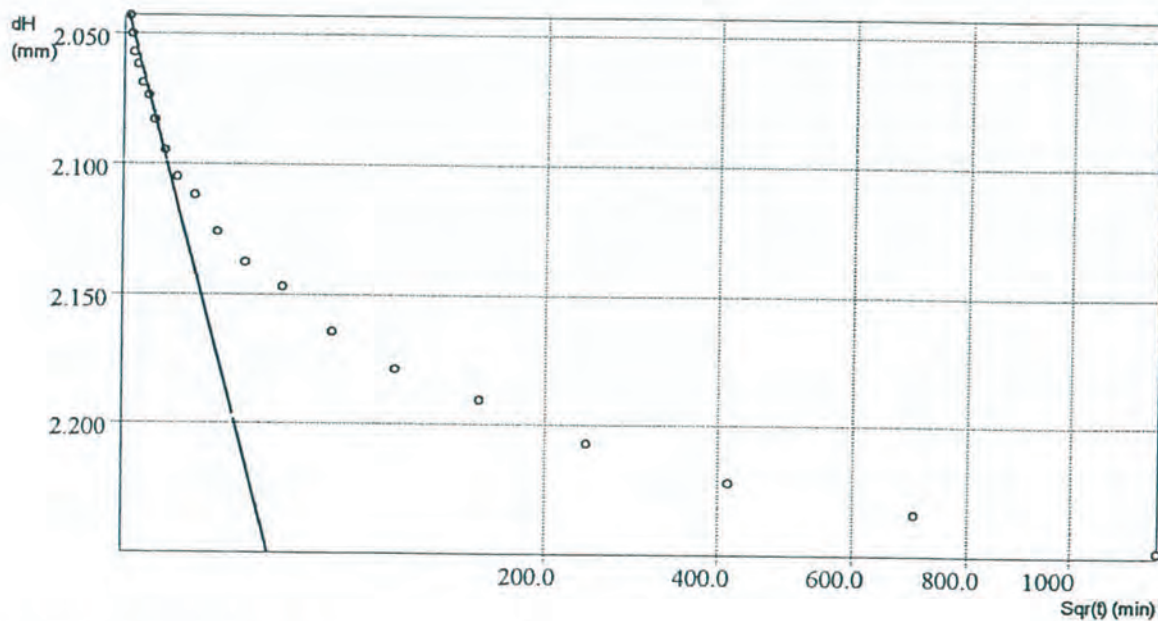


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 7
Campione : A
Profondità : 3.00 - 3.50

Dati relativi al passo 04

σ_v 100.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	2.042	10.079	2.125	2032.1	2.322
0.085	2.049	17.135	2.137		
0.144	2.056	29.131	2.147		
0.245	2.061	49.522	2.164		
0.417	2.068	84.188	2.178		
0.709	2.073	143.12	2.190		
1.206	2.082	243.30	2.207		
2.051	2.094	413.62	2.221		
3.487	2.104	703.15	2.233		
5.929	2.111	1195.3	2.247		



Risultati elaborazione

ε : 11.237 %
e : 0.675
Metodo: TAYLOR
Cv : 2.47e-03 cm²/s
M : 3.836 MPa
K : 6.33e-10 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03

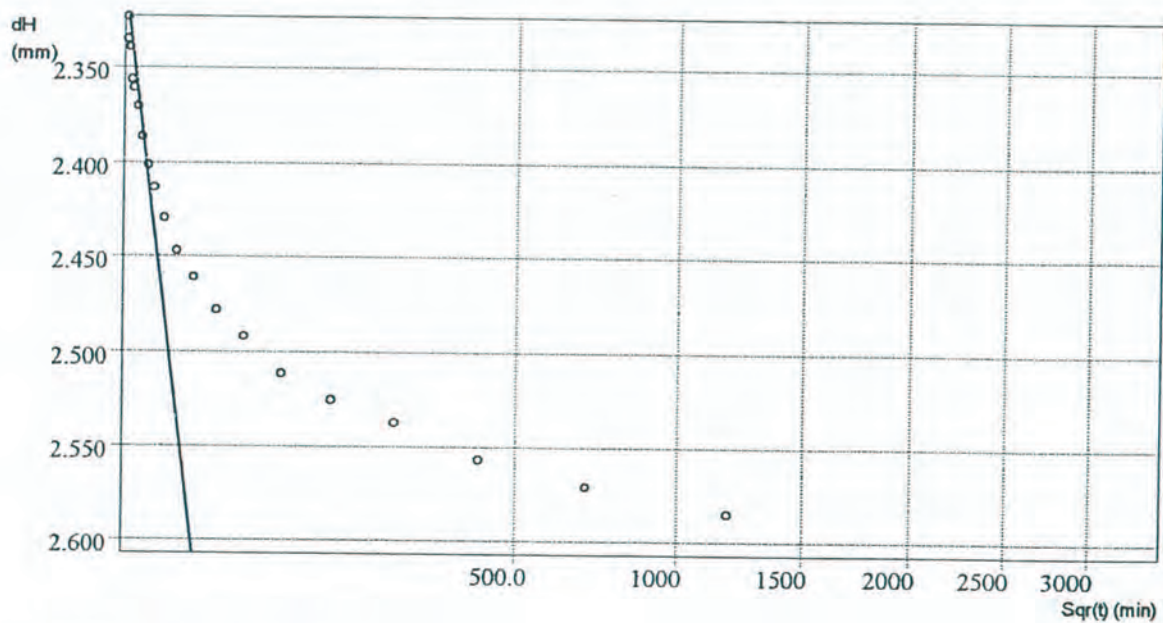


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 7
Campione : A
Profondità : 3.00 - 3.50

Dati relativi al passo 05

σ_v 200.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	2.322	10.079	2.446	2032.1	2.719
0.085	2.333	17.135	2.460		
0.144	2.338	29.131	2.477		
0.245	2.355	49.522	2.491		
0.417	2.360	84.188	2.510		
0.709	2.369	143.12	2.525		
1.206	2.386	243.30	2.537		
2.051	2.400	413.62	2.556		
3.487	2.412	703.15	2.570		
5.929	2.429	1195.3	2.585		



Risultati elaborazione

ε : 12.925 %
e : 0.643
Metodo: TAYLOR
Cv : 7.70e-06 cm²/s
M : 5.922 MPa
K : 1.27e-12 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/03 ED009-03

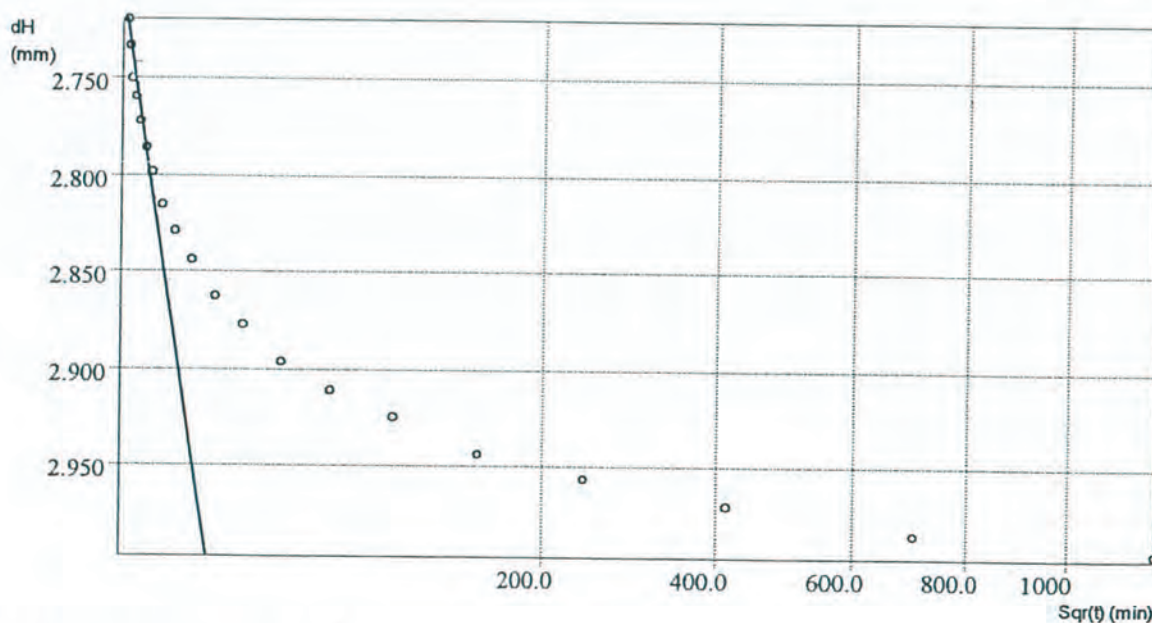


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 7
Campione : A
Profondità : 3.00 - 3.50

Dati relativi al passo 06

σ_v 400.00 kPa					
dt min	dH mm	dt min	dH mm	dt min	dH mm
0.050	2.719	10.079	2.862	2032.1	2.994
0.085	2.733	17.135	2.876		
0.144	2.750	29.131	2.895		
0.245	2.759	49.522	2.910		
0.417	2.771	84.188	2.924		
0.709	2.785	143.12	2.943		
1.206	2.797	243.30	2.955		
2.051	2.814	413.62	2.970		
3.487	2.829	703.15	2.984		
5.929	2.843	1195.3	2.994		



Risultati elaborazione

ϵ : 14.964 %
e : 0.605
Metodo: TAYLOR
Cv : 4.04e-03 cm²/s
M : 9.807 MPa
K : 4.04e-10 m/s



PROVA EDOMETRICA 1/4
Prova del 24/06/03 ED009-03



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 7
 Campione : A
 Profondità : 3.00 - 3.50

Caratteristiche fisiche

Data prelievo	:		Peso di volume iniziale	:	1.504 g/cm3	γ_n
Sezione provino	:	20.000 cm2	Peso di volume finale	:	1.873 g/cm3	γ_f
Altezza iniziale	:	20.000 mm	Peso di volume secco	:	1.297 g/cm3	γ_d
Altezza finale	:	17.010 mm	Contenuto d'acqua iniz.	:	15.928 %	W_0
Num Tara 1	:	1	Contenuto d'acqua finale	:	22.746 %	W_f
Peso Tara 1	:	61.490 g	Saturazione iniziale	:	43.970 %	S_0
Tara+p.umido inicial:	:	121.68 g	Saturazione finale	:	92.063 %	S_f
Num Tara 2	:	2	Indice dei vuoti iniziali:	:	0.887	e_0
Peso Tara 2	:	78.330 g	Indice dei vuoti finali	:	0.605	e_f
Tara+p.umido finale	:	142.05 g	Peso vol. secco finale	:	1.526 g/cm3	γ_{df}
Tara+p.provino secco:	:	130.25 g				
Peso specifico grani:	:	2.450 g/cm3				

Passo	σ kPa	ε %	e	M MPa	Cv cm2/s	K m/s	C_α %	Metodo
01	12.500	8.543	0.726					
02	25.000	9.307	0.711	1.636	1.15e-03	6.89e-10		Taylor
03	50.000	9.933	0.700	3.993	8.02e-04	1.97e-10		Taylor
04	100.00	11.237	0.675	3.836	2.47e-03	6.33e-10		Taylor
05	200.00	12.925	0.643	5.922	7.70e-06	1.27e-12		Taylor
06	400.00	14.964	0.605	9.807	4.04e-03	4.04e-10		Taylor



CARATTERISTICHE FISICHE GENERALI

Protocollo: 63/2003
Data: 24/06/2003
Committente: Dott. Geol. Giuseppe DORONZO
Cantiere: Fondo Zevola
Località: Via S. Maria del Pianto (NA)
Sondaggio: 8
Campione: A
Profondità: 3,20 - 3,70 m dal p.c.
Tipo campione: Indisturbato
Mod. certificazione: GEO-21

Peso specifico dei grani (1)	Yg =	2,44	gr/cmc
Peso dell'unità di volume (2)	Y =	1,10	gr/cmc
Contenuto in acqua (3) ...	W =	14,66	%
*Peso secco	Ys =	0,96	gr/cmc
*Indice dei vuoti	e =	1,54	
*Porosità	n =	60,68	%
*Grado di saturazione	S =	23,18	%
*Peso volume sommerso	Ysomm =	0,57	gr/cmc
*Peso volume saturo	Ysat =	1,57	gr/cmc

* determinate analiticamente
Peso volume dell'acqua posto uguale a 1 gr/cmc
(1) UNI 10013 racc. AGI
(2) CNR 62, Racc. AGI
(3) Racc. AGI, UNI 10008

Lo Sperimentatore
(Dott. Geol. V. Marciano)

V. Marciano



Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Ing. Carlo RAUCCI)

Carlo Raucci

ANALISI GRANULOMETRICA

(setacciatura e sedimentazione)



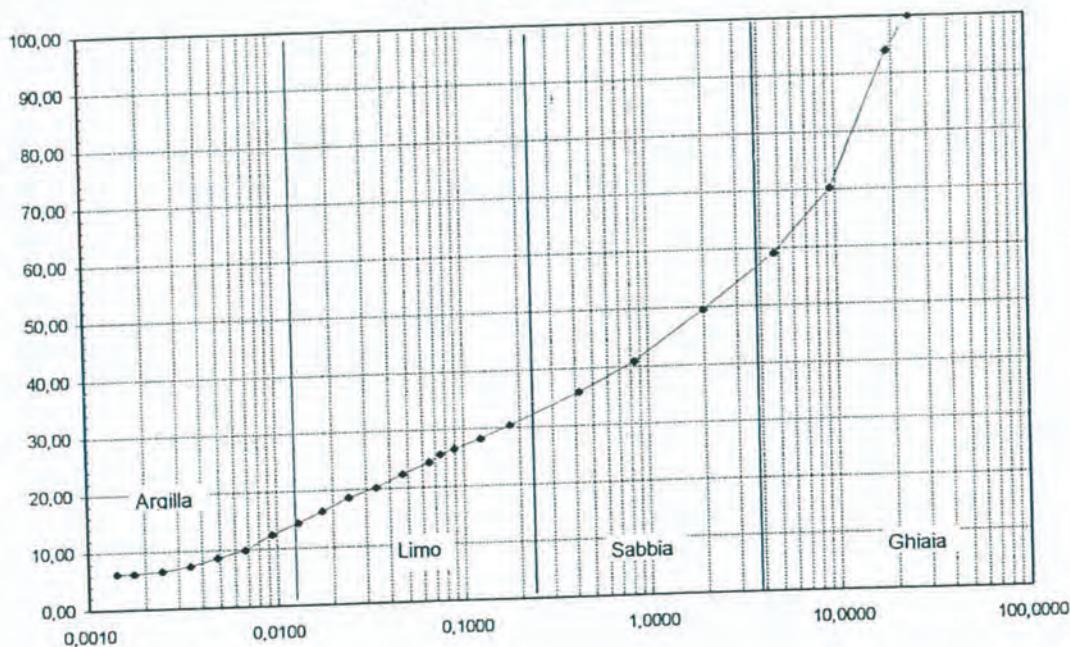
EDIL SIGMA srl

Prot. 63/2003
 Data 24/06/2003
 Committente: Dott. Geol. Giuseppe DORONZO
 Cantiere Fondo Zevola
 Località: Via Santa Maria del Pianto (NA)
 Sondaggio: 8
 Campione: A

Profondità: 3,20 - 3,70 mt dal p.c.
 Mod. Certificazione: GEO-20

Peso dei grani: 2,44 gr/cmc

Rappresentazione grafica



SETACCIATURA											
Diametro mm	19,000	9,500	4,750	2,000	0,850	0,425	0,180	0,125	0,090	0,075	
Passante %	94,04	70,38	59,24	49,70	41,00	35,96	30,54	28,31	28,62	25,66	
SEDIMENTAZIONE											
Diametro mm	0,063	0,0471	0,0341	0,0245	0,0177	0,0131	0,0094	0,0068	0,0049	0,0035	0,0025
Passante %	24,30	22,40	20,20	18,60	16,40	14,50	12,60	10,00	8,70	7,40	6,60
COMPOSIZIONE %											
Ghiaia	50,30										
Sabbia	25,40										
Limo	17,70										
Argilla	6,60										

Definizione: Ghiaia con sabbia limosa debolm. argillosa

(Rd AGI 1990; UNI 2334; CNR 23 - 1971)

Lo sperimentatore
 Dott. Geol. V. Marciano

V. Marciano



Il Direttore del Laboratorio
 Dott. Ing. Carlo RAUCCI

Carlo Raucci

PROVA EDOMETRICA

(Rif. ASTM D2435, Racc. AGI, BS 1377-Test 17-1975)

Protocollo: 63/2003
Data: 24-giu-03
Committente: Dott. Geol. Giuseppe DORONZO
Cantiere: Fondo Zevola
 Via Santa Maria del Pianto (NA)
Sondaggio: 8
Campione: A
Profondità: 3,20 - 3,70 m dal p.c.
Tipo campione: indisturbato
Mod. certificazione: GEO-11

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE

Altezza Provino (mm)	Diametro Provino (mm)	Sezione provino (cmq)	Peso volume (gr/cmc)	Indice dei vuoti iniziale	Umidità iniziale (%)
20,00	50,00	20,00	1,10	1,52	14,66

Lo sperimentatore
(Dott. Geol. V. Marciano)

Vincenzo Marciano



Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Ing. Carlo RAUCCI)

Carlo Raucci

PROVA EDOMETRICA A GRADINI DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-33



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 8
Campione : A
Profondità : 3.20 - 3.70

Caratteristiche fisiche

Data prelievo	: ***	Peso di volume iniziale	: 1.108 g/cm ³	γ_n
Sezione provino	: 20.000 cm ²	Peso di volume finale	: 1.627 g/cm ³	γ_r
Altezza iniziale	: 20.000 mm	Peso di volume secco	: 0.966 g/cm ³	γ_d
Altezza finale	: 17.200 mm	Contenuto d'acqua iniz.	: 14.662 %	W_o
NumTara 1	: 1	Contenuto d'acqua finale	: 44.737 %	W_f
Peso Tara 1	: 59.639 g	Saturazione iniziale	: 23.476 %	S_o
Tara+p.umido iniziale	: 103.98 g	Saturazione finale	: 93.253 %	S_f
Num Tara 2	: 2	Indice dei vuoti iniziali	: 1.523	e_o
Peso Tara 2	: 74.250 g	Indice dei vuoti finali	: 1.170	e_f
Tara+p.umido finale	: 130.22 g	Peso vol. secco finale	: 1.124 g/cm ³	γ_{dr}
Tara+p.provino secco	: 112.91 g			
Peso specifico grani	: 2.440 g/cm ³			

Lettture cedimenti in funzione del tempo

Passo 1	12.500 kPa	Passo 2	25.000 kPa	Passo 3	50.000 kPa	Passo 4	100.00 kPa
dt	dH	dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm	min	mm
0.050	0.e+00	0.050	0.730	0.050	1.091	0.050	1.438
0.085	0.159	0.085	0.757	0.085	1.111	0.085	1.477
0.144	0.250	0.144	0.781	0.144	1.133	0.144	1.511
0.245	0.300	0.245	0.793	0.245	1.147	0.245	1.531
0.417	0.328	0.417	0.803	0.417	1.162	0.417	1.553
0.709	0.375	0.709	0.818	0.709	1.177	0.709	1.570
1.206	0.415	1.206	0.818	1.206	1.177	1.206	1.587
2.051	0.475	2.051	0.832	2.051	1.191	2.051	1.594
3.487	0.503	3.487	0.840	3.487	1.203	3.487	1.609
5.929	0.547	5.929	0.849	5.929	1.213	5.929	1.621
10.079	0.564	10.079	0.857	10.079	1.221	10.079	1.633
17.135	0.578	17.135	0.864	17.135	1.230	17.135	1.643
29.131	0.588	29.131	0.871	29.131	1.240	29.131	1.653
49.522	0.595	49.522	0.879	49.522	1.250	49.522	1.667
84.188	0.603	84.188	0.888	84.188	1.260	84.188	1.677
143.12	0.612	143.12	0.898	143.12	1.269	143.12	1.687
243.30	0.617	243.30	0.908	243.30	1.284	243.30	1.697
413.62	0.622	413.62	0.920	413.62	1.289	413.62	1.709
703.15	0.627	703.15	0.930	703.15	1.296	703.15	1.716
1195.3	0.627	1195.3	0.937	1195.3	1.301	2032.1	1.958
2032.1	0.627	2032.1	0.937	2032.1	1.301		

Risultati	Risultati	Risultati	Risultati
ϵ : 3.125 %	ϵ : 4.693 %	ϵ : 6.512 %	ϵ : 8.586 %
e : 1.445	e : 1.405	e : 1.359	e : 1.307
Metodo: TAYLOR	Metodo: TAYLOR	Metodo: TAYLOR	Metodo: TAYLOR
Cv : 4.81e-03cm ² /s	Cv : 6.44e-03cm ² /s	Cv : 9.19e-03cm ² /s	Cv : 7.24e-03cm ² /s
M : 0.797 MPa	M : 0.797 MPa	M : 1.374 MPa	M : 2.410 MPa
K : 7.92e-09 m/s	K : 7.92e-09 m/s	K : 6.56e-09 m/s	K : 2.95e-09 m/s



PROVA EDOMETRICA A GRADINI DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 8
Campione : A
Profondità : 3.20 - 3.70

Caratteristiche fisiche

Data prelievo	: ***		
Sezione provino	: 20.000 cm2	Peso di volume iniziale	: 1.108 g/cm3 γ_n
Altezza iniziale	: 20.000 mm	Peso di volume finale	: 1.627 g/cm3 γ_r
Altezza finale	: 17.200 mm	Peso di volume secco	: 0.966 g/cm3 γ_d
NumTara 1	: 1	Contenuto d'acqua iniz.	: 14.662 % W_o
Peso Tara 1	: 59.639 g	Contenuto d'acqua finale	: 44.737 % W_r
Tara+p.umido iniziale	: 103.98 g	Saturazione iniziale	: 23.476 % S_o
Num Tara 2	: 2	Saturazione finale	: 93.253 % S_r
Peso Tara 2	: 74.250 g	Indice dei vuoti iniziali	: 1.523 e_o
Tara+p.umido finale	: 130.22 g	Indice dei vuoti finali	: 1.170 e_r
Tara+p.provino secco	: 112.91 g	Peso vol. secco finale	: 1.124 g/cm3 γ_{dr}
Peso specifico grani	: 2.440 g/cm3		

Lecture cedimenti in funzione del tempo

Passo 5 200.00 kPa		Passo 6 400.00 kPa	
dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm
0.050	1.958	0.050	2.515
0.085	1.992	0.085	2.542
0.144	2.017	0.144	2.556
0.245	2.031	0.245	2.578
0.417	2.041	0.417	2.600
0.709	2.053	0.709	2.625
1.206	2.068	1.206	2.627
2.051	2.087	2.051	2.652
3.487	2.109	3.487	2.664
5.929	2.124	5.929	2.681
10.079	2.139	10.079	2.693
17.135	2.148	17.135	2.703
29.131	2.158	29.131	2.717
49.522	2.170	49.522	2.730
84.188	2.185	84.188	2.739
143.12	2.195	143.12	2.752
243.30	2.207	243.30	2.769
413.62	2.222	413.62	2.781
703.15	2.229	703.15	2.798
1195.3	2.236	1195.3	2.808
2032.1	2.515	2032.1	2.808

Risultati

ϵ : 11.179 %

e : 1.241

Metodo: TAYLOR

C_v : 8.59e-06 cm2/s

M : 3.857 MPa

K : 2.18e-12 m/s

Risultati

ϵ : 14.050 %

e : 1.169

Metodo: TAYLOR

C_v : 6.65e-03 cm2/s

M : 6.965 MPa

K : 9.36e-10 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03

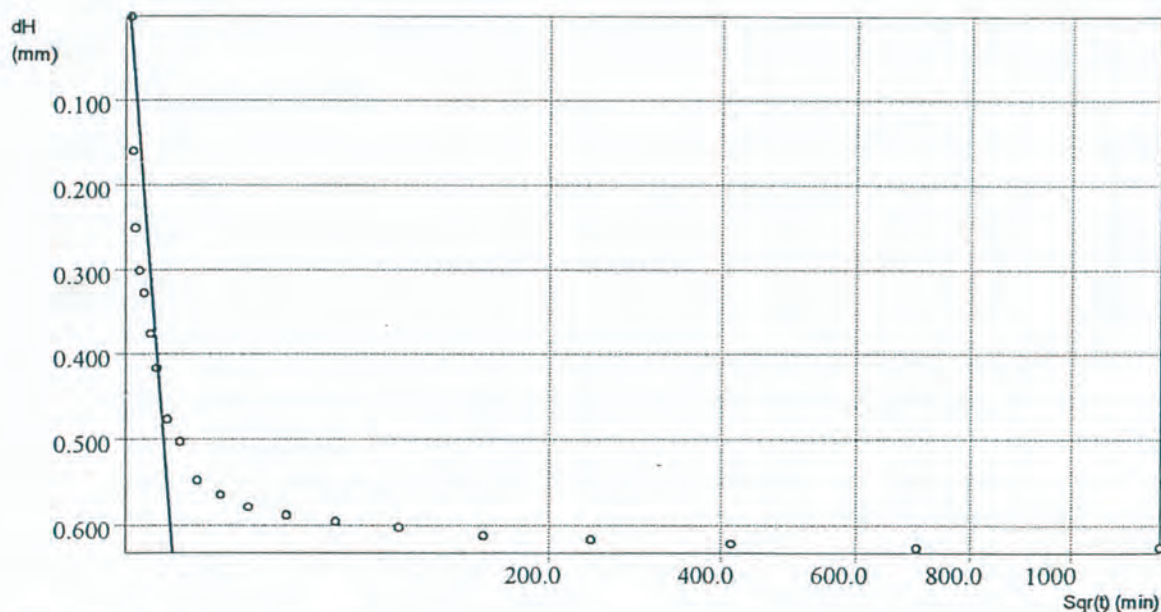


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 8
 Campione : A
 Profondità : 3.20 - 3.70

Dati relativi al passo 01

σ_v 12.500 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	0.e+00	10.079	0.564	2032.1	0.627
0.085	0.159	17.135	0.578		
0.144	0.250	29.131	0.588		
0.245	0.300	49.522	0.595		
0.417	0.328	84.188	0.603		
0.709	0.375	143.12	0.612		
1.206	0.415	243.30	0.617		
2.051	0.475	413.62	0.622		
3.487	0.503	703.15	0.627		
5.929	0.547	1195.3	0.627		



Risultati elaborazione

ε : 3.125 %
 e : 1.445
 Metodo: TAYLOR
 C_v : 4.81e-03 cm²/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03

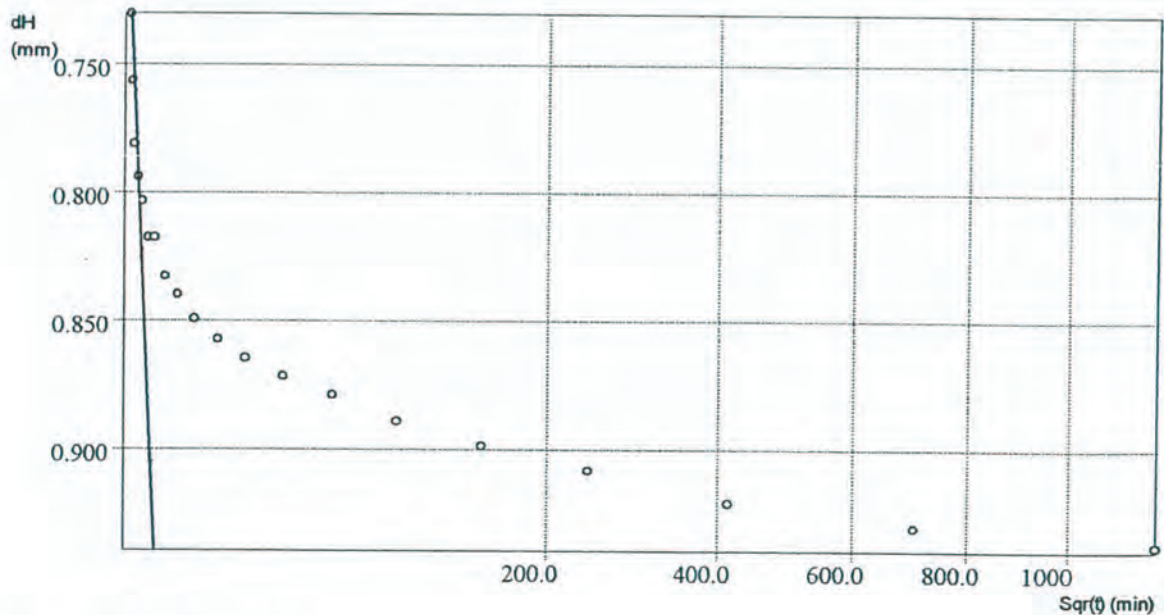


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 8
Campione : A
Profondità : 3.20 - 3.70

Dati relativi al passo 02

σ_v 25.000 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	0.730	10.079	0.857	2032.1	0.937
0.085	0.757	17.135	0.864		
0.144	0.781	29.131	0.871		
0.245	0.793	49.522	0.879		
0.417	0.803	84.188	0.888		
0.709	0.818	143.12	0.898		
1.206	0.818	243.30	0.908		
2.051	0.832	413.62	0.920		
3.487	0.840	703.15	0.930		
5.929	0.849	1195.3	0.937		



Risultati elaborazione

ε : 4.693 %
e : 1.405
Metodo: TAYLOR
Cv : 6.44e-03 cm²/s
M : 0.797 MPa
K : 7.92e-09 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03

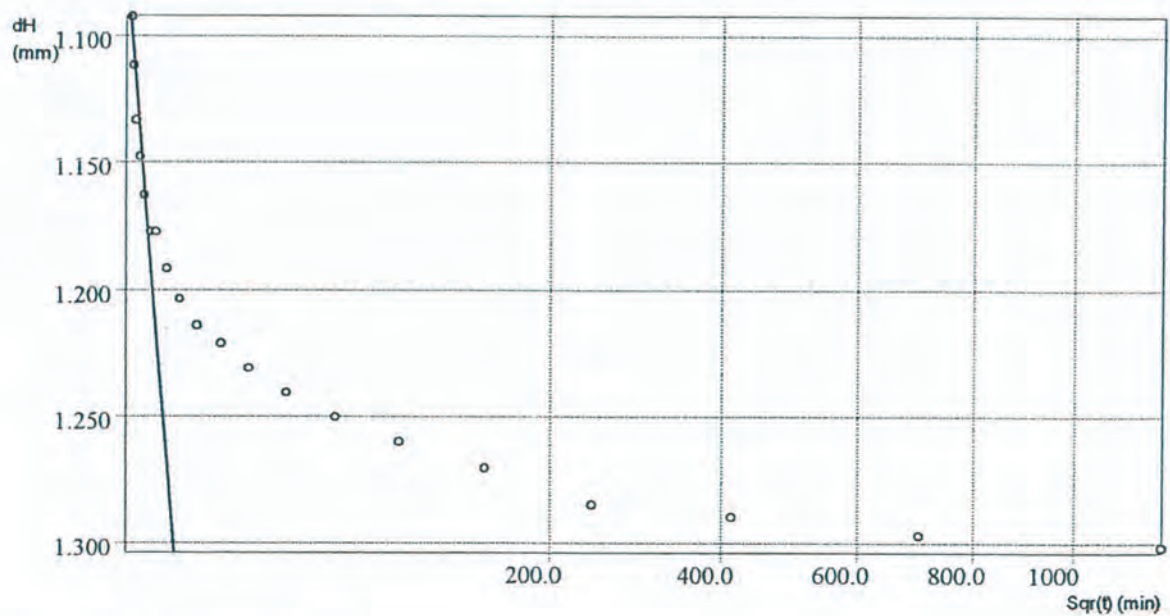


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 8
 Campione : A
 Profondità : 3.20 - 3.70

Dati relativi al passo 03

σ_v 50.000 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.091	10.079	1.221	2032.1	1.301
0.085	1.111	17.135	1.230		
0.144	1.133	29.131	1.240		
0.245	1.147	49.522	1.250		
0.417	1.162	84.188	1.260		
0.709	1.177	143.12	1.269		
1.206	1.177	243.30	1.284		
2.051	1.191	413.62	1.289		
3.487	1.203	703.15	1.296		
5.929	1.213	1195.3	1.301		



Risultati elaborazione

ε : 6.512 %
 e : 1.359
 Metodo: TAYLOR
 C_v : 9.19e-03 cm²/s
 M : 1.374 MPa
 K : 6.56e-09 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03

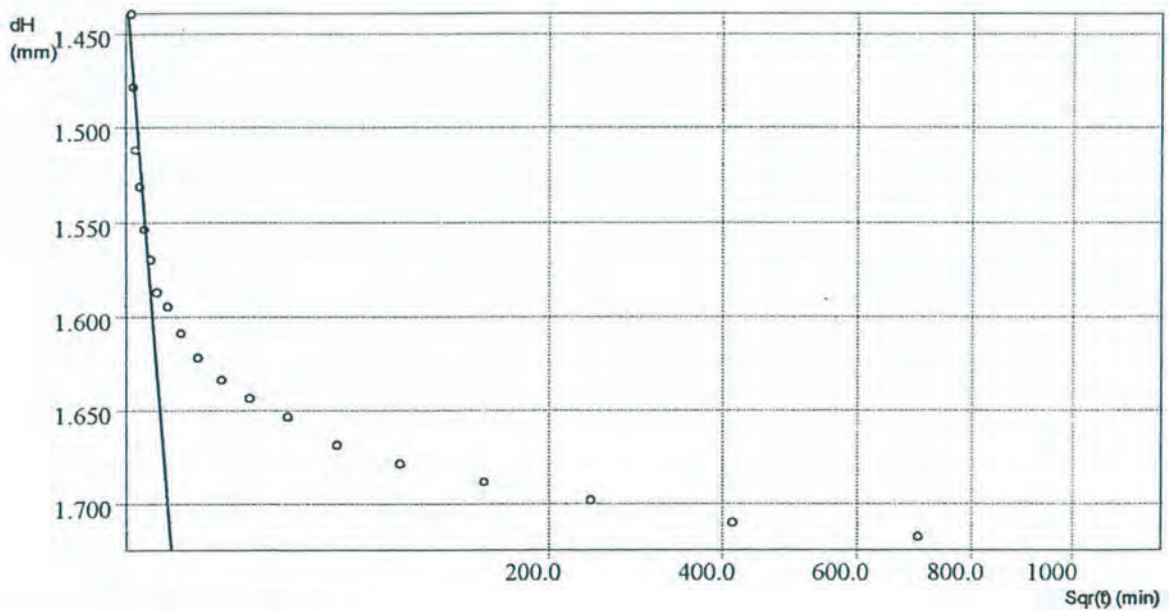


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 8
Campione : A
Profondità : 3.20 - 3.70

Dati relativi al passo 04

σ_v 100.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.438	10.079	1.633		
0.085	1.477	17.135	1.643		
0.144	1.511	29.131	1.653		
0.245	1.531	49.522	1.667		
0.417	1.553	84.188	1.677		
0.709	1.570	143.12	1.687		
1.206	1.587	243.30	1.697		
2.051	1.594	413.62	1.709		
3.487	1.609	703.15	1.716		
5.929	1.621	2032.1	1.958		



Risultati elaborazione

ε : 8.586 %
e : 1.307
Metodo: TAYLOR
Cv : 7.24e-03 cm²/s
M : 2.410 MPa
K : 2.95e-09 m/s



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03

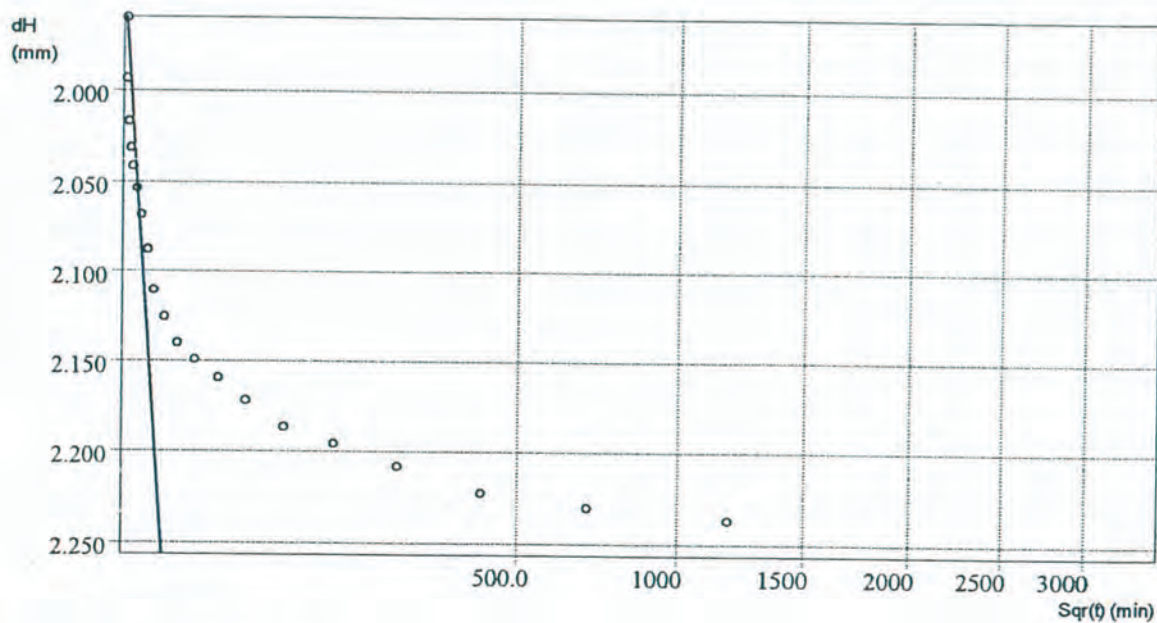


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
 Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
 Sito : Fondo Zevola
 Sondaggio : 8
 Campione : A
 Profondità : 3.20 - 3.70

Dati relativi al passo 05

σ_v 200.00 kPa					
dt	dH	dt	dH	dt	dH
min	mm	min	mm	min	mm
0.050	1.958	10.079	2.139	2032.1	2.515
0.085	1.992	17.135	2.148		
0.144	2.017	29.131	2.158		
0.245	2.031	49.522	2.170		
0.417	2.041	84.188	2.185		
0.709	2.053	143.12	2.195		
1.206	2.068	243.30	2.207		
2.051	2.087	413.62	2.222		
3.487	2.109	703.15	2.229		
5.929	2.124	1195.3	2.236		



Risultati elaborazione

ε : 11.179 %
 e : 1.241
 Metodo: TAYLOR
 C_v : $8.59e-06 \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 3.857 MPa
 K : $2.18e-12 \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA PASSO DI CARICO
Prova del 24/06/2003 ED010-03

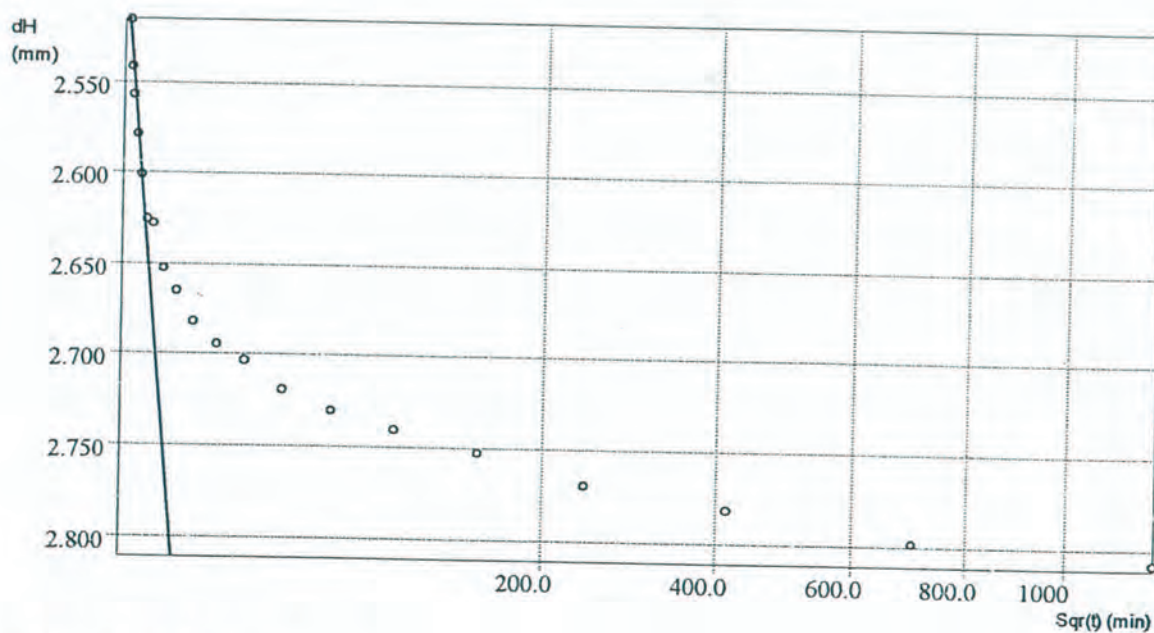


Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 8
Campione : A
Profondità : 3.20 - 3.70

Dati relativi al passo 06

σ_v 400.00 kPa					
dt min	dH mm	dt min	dH mm	dt min	dH mm
0.050	2.515	10.079	2.693	2032.1	2.808
0.085	2.542	17.135	2.703		
0.144	2.556	29.131	2.717		
0.245	2.578	49.522	2.730		
0.417	2.600	84.188	2.739		
0.709	2.625	143.12	2.752		
1.206	2.627	243.30	2.769		
2.051	2.652	413.62	2.781		
3.487	2.664	703.15	2.798		
5.929	2.681	1195.3	2.808		



Risultati elaborazione

ε : 14.050 %
 e : 1.169
Metodo: TAYLOR
 C_v : $6.65e-03 \text{ cm}^2/\text{s}$
 M : 6.965 MPa
 K : $9.36e-10 \text{ m/s}$



PROVA EDOMETRICA 1/4
Prova del 24/06/2003 ED010-03



Dati cliente

Cliente : Dott. Geol. Giuseppe Doronzo
Indirizzo : Via S. Maria del Pianto (NA)
Sito : Fondo Zevola
Sondaggio : 8
Campione : A
Profondità : 3.20 - 3.70

Caratteristiche fisiche

Data prelievo	: ***	
Sezione provino	: 20.000 cm2	
Altezza iniziale	: 20.000 mm	
Altezza finale	: 17.200 mm	
Num Tara 1	: 1	
Peso Tara 1	: 59.639 g	
Tara+p.umido inicial:	103.98 g	
Num Tara 2	: 2	
Peso Tara 2	: 74.250 g	
Tara+p.umido finale	: 130.22 g	
Tara+p.provino secco:	112.91 g	
Peso specifico grani:	2.440 g/cm3	
Peso di volume iniziale	: 1.108 g/cm3	γ_n
Peso di volume finale	: 1.627 g/cm3	γ_f
Peso di volume secco	: 0.966 g/cm3	γ_d
Contenuto d'acqua iniz.	: 14.662 %	W_0
Contenuto d'acqua finale	: 44.737 %	W_f
Saturazione iniziale	: 23.476 %	S_0
Saturazione finale	: 93.253 %	S_f
Indice dei vuoti iniziali:	1.523	e_0
Indice dei vuoti finali	: 1.170	e_f
Peso vol. secco finale	: 1.124 g/cm3	γ_{af}

Passo	σ kPa	ϵ %	e	M MPa	Cv cm2/s	K m/s	C_α %	Metodo
01	12.500	3.125	1.445		4.81e-03			
02	25.000	4.693	1.405	0.797	6.44e-03	7.92e-09		Taylor
03	50.000	6.512	1.359	1.374	9.19e-03	6.56e-09		Taylor
04	100.00	8.586	1.307	2.410	7.24e-03	2.95e-09		Taylor
05	200.00	11.179	1.241	3.857	8.59e-06	2.18e-12		Taylor
06	400.00	14.050	1.169	6.965	6.65e-03	9.36e-10		Taylor



COMUNE DI NAPOLI

AMPLIAMENTO CIMITERO DI POGGIOREALE INSISTENTE SULLA ZONA DENOMINATA "FONDO ZEVOLA" SISTEMAZIONE COMPLESSIVA

RELAZIONE GEOLOGICA

Committente : N.E.M. s.r.l. Nuova Edilizia Monumentale
Corso Malta 150/B
Napoli

CO.GI.D. Ambiente s.r.l.

Giuseppe Doronzo Consulting - Società di servizi per l'ambiente
Piazza Eduardo De Filippo 24 - 80139 Napoli

Geologo Giuseppe Doronzo

Socio Esperto dell'Associazione Italiana Per l'Ingegneria Naturalistica

Via Terracciano, 198 - 80038 - Pomigliano D'Arco (NA)

Tel./fax 0818034070 - 3296114940

www.geologodoronzo.it e-mail: gdoronzo@inwind.it



Protocollo: LG - 415/MAG-03

TAV. : 16

ALL. : Stralcio Carta topografica Foglio 184 della Carta d'Italia Tavoleta
I S.O. Napoli a cura dell'Istituto Geografico Militare con rilievo
fotogrammetrico del 1957 . Scala 1:25.000

DATA : Giugno 2003



27

26

25

24

23

(Pomigliano d'Arco)

VE

COMUNE DI NAPOLI

AMPLIAMENTO CIMITERO DI POGGIOREALE INSISTENTE SULLA ZONA DENOMINATA "FONDO ZEVOLA" SISTEMAZIONE COMPLESSIVA

RELAZIONE GEOLOGICA

Committente : N.E.M. s.r.l. Nuova Edilizia Monumentale
Corso Malta 150/B
Napoli

CO.GI.D. Ambiente s.r.l.

Giuseppe Doronzo Consulting - Società di servizi per l'ambiente
Piazza Eduardo De Filippo 24 - 80139 Napoli

Geologo Giuseppe Doronzo

Socio Esperto dell'Associazione Italiana Per l'Ingegneria Naturalistica

Via Terracciano, 198 - 80038 - Pomigliano D'Arco (NA)

Tel./fax 0818034070 - 3296114940

www.geologodoronzo.it e-mail: gdoronzo@inwind.it

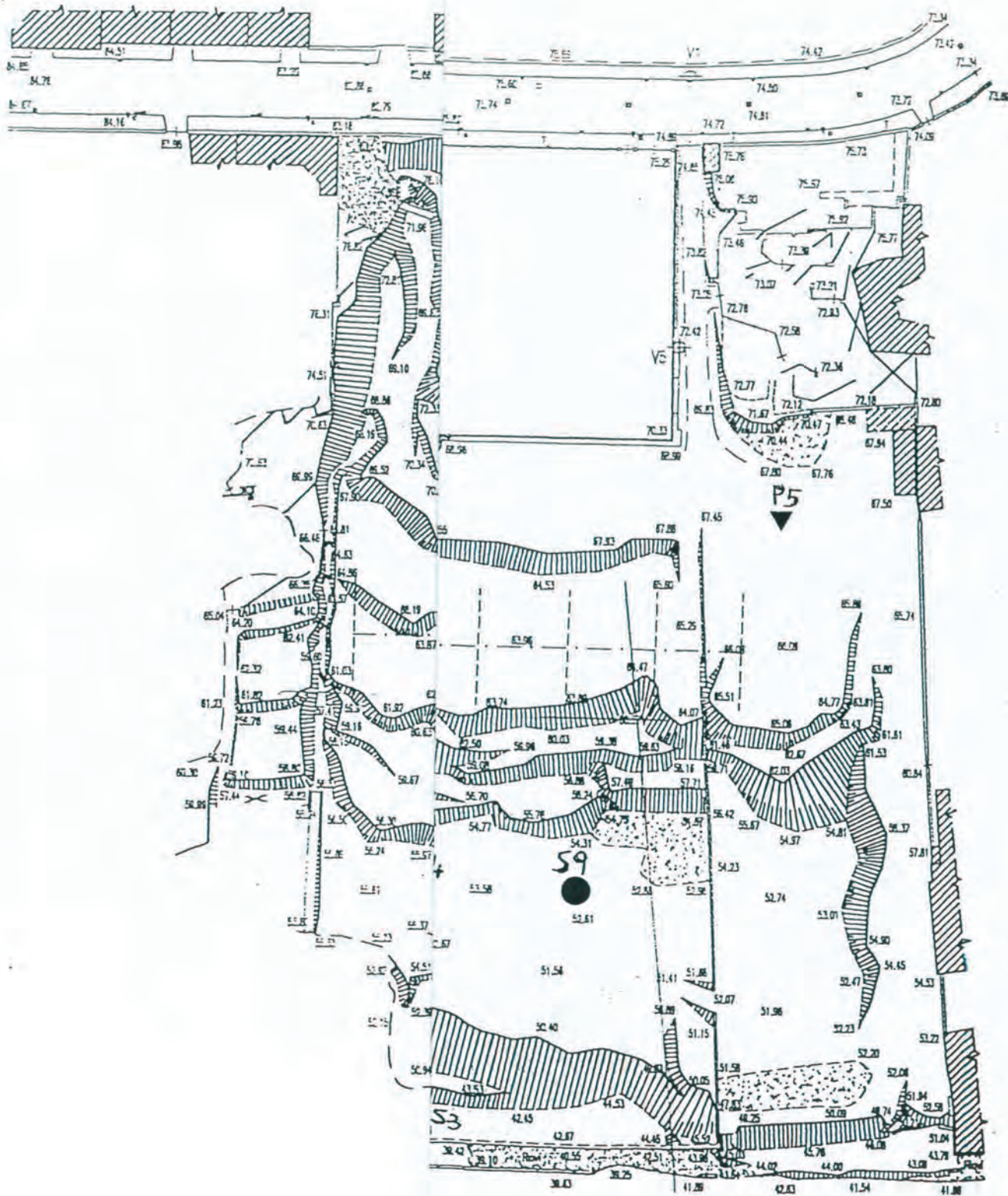


Protocollo: LG - 415/MAG-03

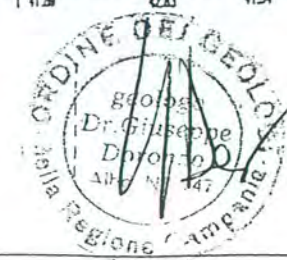
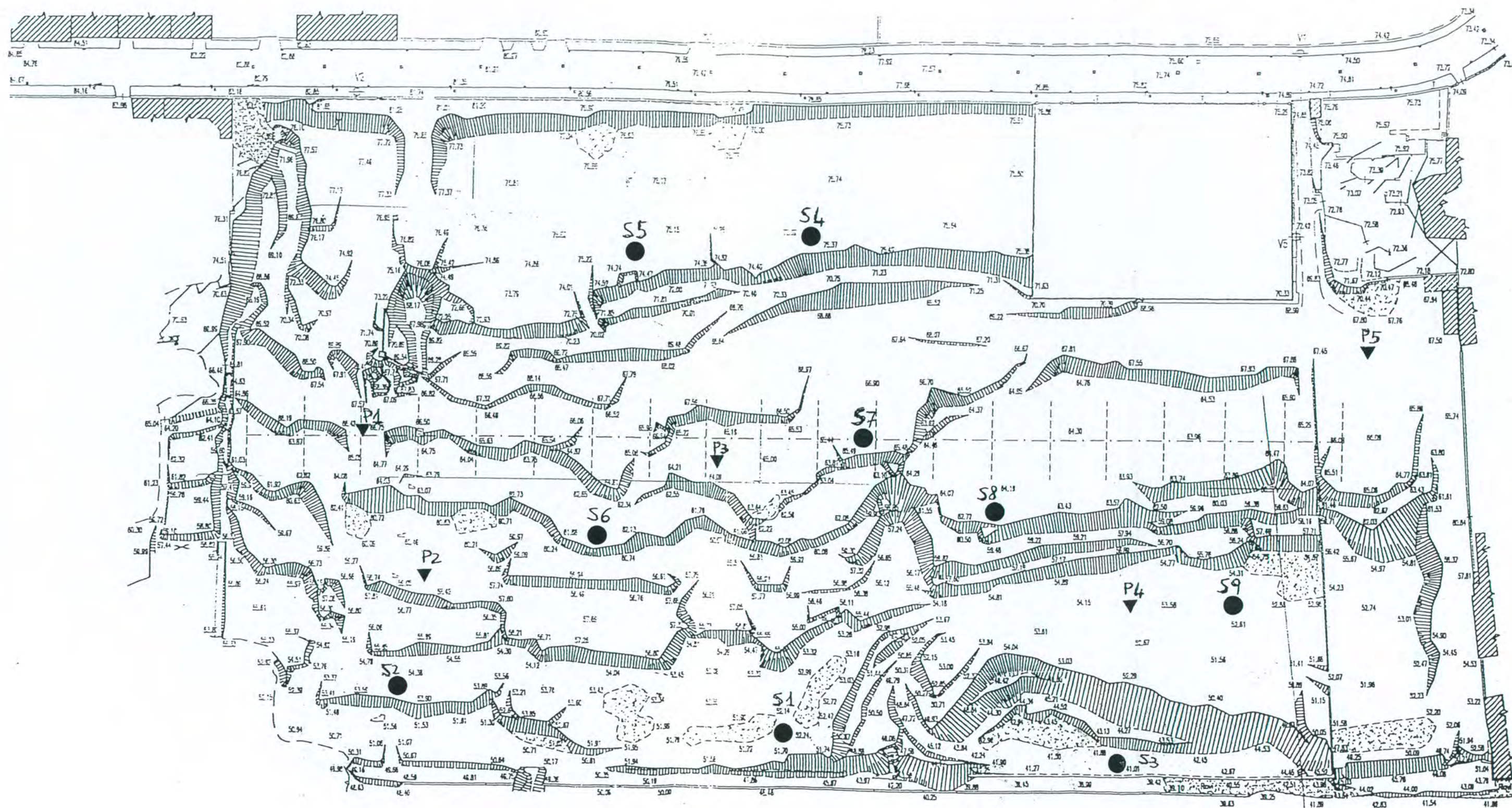
TAV. : 17

ALL. : PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DELLE INDAGINI
SVOLTE ▼ Pn = CPT ● Sn = Sondaggi a carotaggio

DATA : Giugno 2003



PLANIMETRIA STATO DEI LUOGHI
SCALA 1 : 1000





Matrícula nº 442 10

Urgente di Settimane
Arch. Gabriella De Mico

COMUNE DI NAPOLI
Servizio Area Tecnica
EDILIZIA CIMITERIALE
Il Dirigente
Ing. Giuseppe Solari

IL DIRETTORE DEI LAVORI
Ing GIUSEPPE SOLARI

2011, 198.
 ORDINE
 INGEGNERI
 CASERTA
 N. 706
 Cornittente:

Comune di Napoli
Servizi Tecnici Cimiteriali

TAVOLA

Intervento: **REALIZZAZIONE DEL COMPLETAMENTO DEL CREMATORIO COMUNALE E DELLA SISTEMAZIONE DI CINQUEMILA FOSSE DI INTERRO AL FONDO ZEVOLA**

Impresa Affidataria:

N.E.M.
Nuova Edilizia Monumentale S.r.l.

Titolo:

RELAZIONE GEOTECNICA

FOGLIO

Responsabile del Procedimento:
ing. Angelo Lanzano

Dirigente del Servizio:
ing. Giuseppe Solari

Progettazione Generale
ing. Giuseppe Solari

Direttore dei Lavori
ing. Giuseppe Solari

Progettazione Esecutiva:

AI&P

ALBERTOIZZO&PARTNERS s.r.l.
architecture, engineering, planning & construction management



D'Elia studio tecnico
engineering & consulting

Progettazione Esecutiva Strutturale:

ing. Francesco Schioppa
ing. Sergio Del Gaudio

N°	DESCRIZIONE	DATA	VISTO
	AGGIORNAMENTI		

COMUNE DI NAPOLI

**AMPLIAMENTO DEL CIMITERO DI
POGGIOREALE - FONDO ZEVOLA**

SECONDO E TERZO STRALCIO

Relazione Geotecnica

IL DIRETTORE DEI LAVORI
Ing. GIUSEPPE SOLARI



28 Settembre 2004



INDICE

1. INTRODUZIONE.....	2
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
3. NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO	5
4. GEOLOGIA DELL'AREA	5
5. INDAGINI EFFETTUATE	6
6. STRATIGRAFIA.....	12
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	13
7.1. Piroclastiti sabbio - limose	16
7.1.1. <i>Analisi dei dati</i>	16
7.1.2. <i>Caratteristiche fisiche</i>	16
7.1.3. <i>Resistenza a rottura</i>	19
7.1.4. <i>Deformabilità</i>	24
7.2. Piroclastiti sabbiose	26
7.2.1. <i>Analisi dei dati</i>	26
7.2.2. <i>Caratteristiche fisiche</i>	27
7.2.3. <i>Resistenza a rottura</i>	30
7.2.4. <i>Deformabilità</i>	32
8. VERIFICHE DI STABILITÀ	32
9. CONCLUSIONI.....	34

1. Introduzione

Nell'ambito della progettazione dell'ampliamento del Nuovo Cimitero di Poggioreale – Fondo Zevola, lo scrivente è stato incaricato di effettuare la consulenza geotecnica.

Nella presente relazione verranno determinate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione, sulla base dei risultati delle indagini eseguite dal Dott. Geol. Giuseppe Doronzo, confortati da pregresse esperienze maturate da chi scrive in zone limitrofe assimilabili per la natura dei terreni. Tale relazione va ritenuta integrativa di quella già sottomessa dallo scrivente in relazione al progetto del muro perimetrale adiacente Via S. Maria del Pianto, di cui recepisce le conclusioni.

2. Descrizione dell'intervento

Il sito sul quale dovrà essere realizzato l'ampliamento ricade all'interno del Comune di Napoli, la cui classificazione sismica secondo la vigente normativa è $S = 9$ (II categoria). Il lotto in questione è adiacente alla Via S. Maria del Pianto.

La superficie del lotto ha una pendenza media di circa 1/3, attualmente l'area è incolta, e il dislivello è vinto mediante una serie di terrazzamenti naturali.

Nell'intervento in progetto è prevista la rimodellazione del pendio, attraverso la realizzazione di nuovi terrazzamenti, che sarà eseguita operando sbancamenti di spessore variabile fino ad un massimo di 4 m circa, e apporto di idoneo materiale di riempimento costipato fino ad uno spessore massimo di circa 6 m. Tali terrazzamenti, che saranno dedicati all'interrimento dei loculi, saranno ritenuti, laddove necessario, da idonee strutture di sostegno, non oggetto della presente relazione. Nell'area prospiciente la Via S. Maria del Pianto saranno inoltre realizzate due palazzine destinate ad ospitare uffici, costituite ciascuna da due impalcati (solaio piano terra più solaio copertura), ed un impianto di cremazione parzialmente interrato.

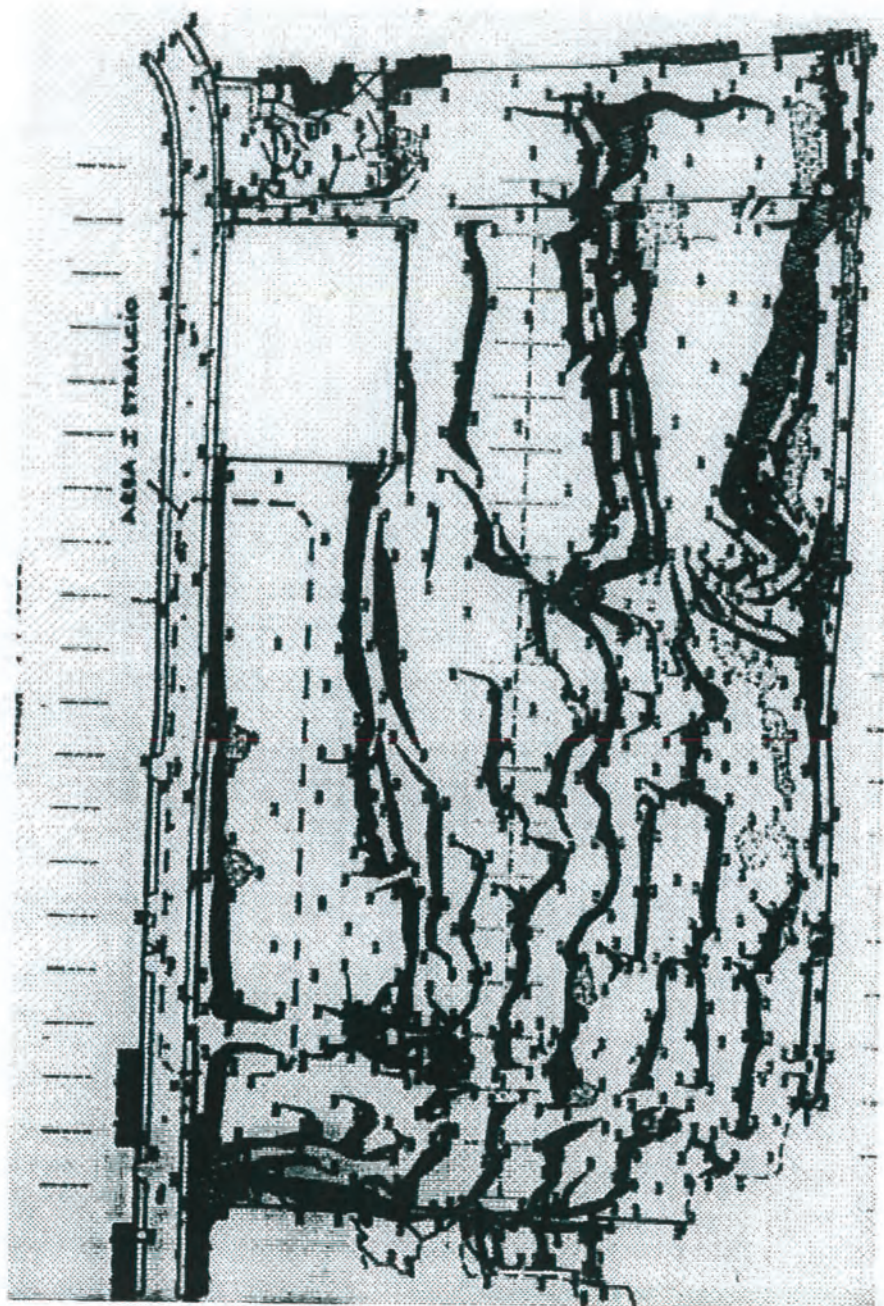


Figura 1: Planimetria dell'area

3. Norme tecniche di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo è la seguente:

- D.M. del 11 marzo 1988. *«Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione».*
- CNR – UNI 10006. *«Costruzione e manutenzione delle strade – tecniche di impiego delle terre».*

4. Geologia dell'area

L'area in esame è situata nell'ambito provinciale di Napoli ed è inclusa nel Foglio 184 Napoli - Isola d'Ischia della Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 edita dal Servizio Geologico d'Italia.

Geograficamente risulta ubicata nella Piana Campana, una zona morfologicamente ribassata rispetto le coltri appenniniche che, dal punto di vista strutturale, viene definita una zona di sprofondamento limitata da faglie, al cui interno si è insediato il vulcanismo dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio

Il sottosuolo della zona in esame risulta essere costituito per l'appunto da depositi che provengono dall'attività vulcanica dei

Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio. In generale, nell'area dove sorge il Cimitero di Poggioreale, è presente, al disotto di una copertura di livelli di pomici e ceneri derivanti da eruzioni flegree e vesuviane, la facies grigia del Tufo Giallo Napoletano, a letto del quale è presente il Tufo Grigio Campano, caratterizzato da una facies superiore semicoerente ed una inferiore litoide. Le caratteristiche deposizionali dei prodotti piroclastici sciolti hanno avuto come conseguenza una disomogeneità nella stratificazione con granulometria e giaciture variabili. L'area ove verranno realizzati i lavori citati in oggetto presenta una leggera pendenza verso sud; in tale contesto litostratigrafico, connesso alla morfologia poc'anzi descritta, non sono segnalati, al momento, fenomeni di instabilità in atto, nè fenomeni morfogenetici particolari in rapida evoluzione.

5. Indagini effettuate

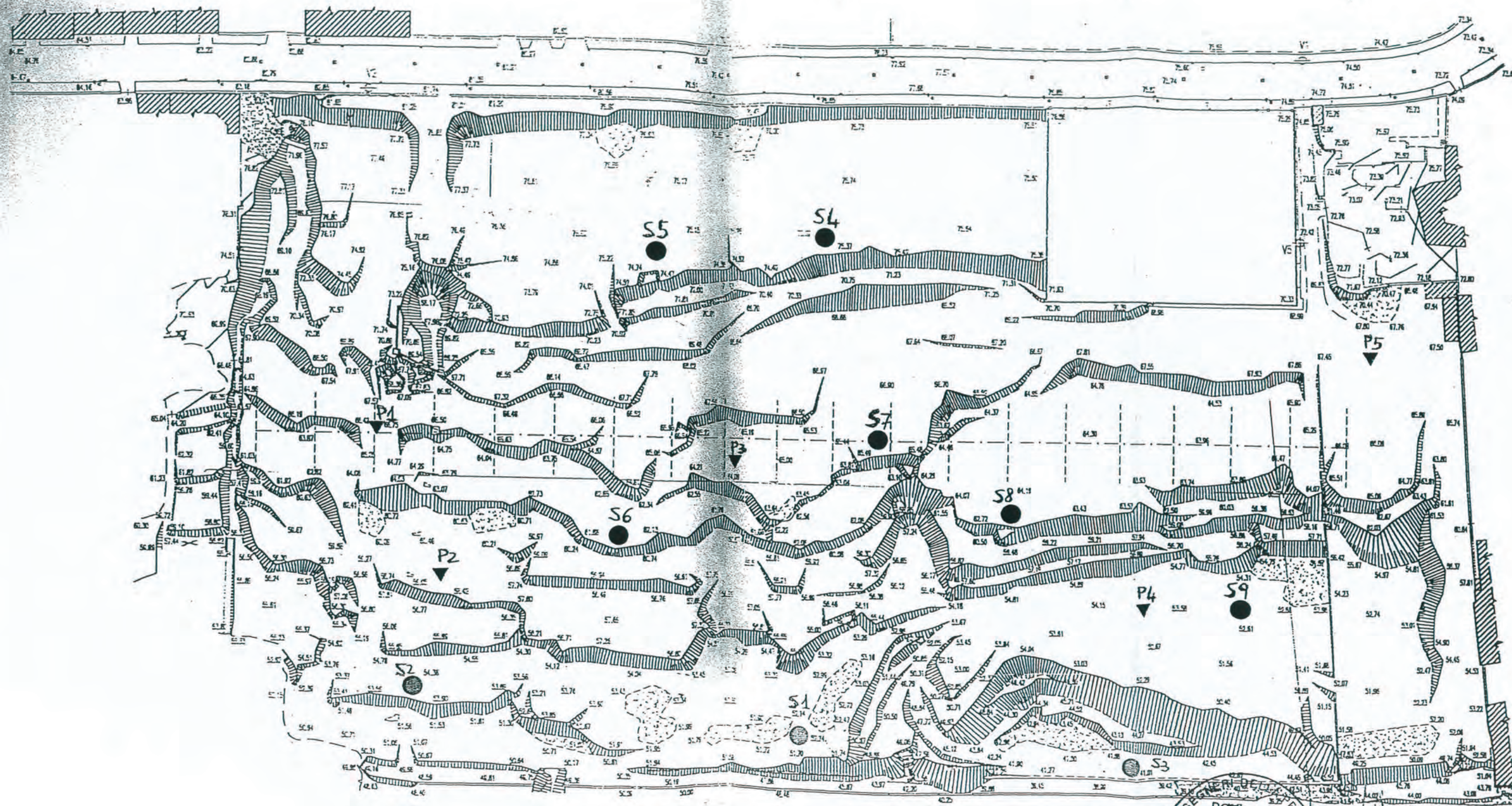
Le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni interessati alla realizzazione dell'opera sono state indagate attraverso un'indagine geognostica programmata dallo scrivente ed effettuata dal Dott. Geol. Giuseppe Doronzo. L'indagine si è articolata in tre distinte fasi: la prima fase ha riguardato l'esecuzione di quattro prove penetrometriche statiche tipo CPT in una fascia di sedime prospiciente la Via S. Maria del Pianto, orientate alla caratterizzazione dei terreni di fondazione del muro di contenimento al confine tra il

fondo in oggetto e la detta Via S. Maria del Pianto; un secondo stralcio di indagini ha riguardato la zona di valle del fondo, area "Muro del Finanziere", ed è consistita nella realizzazione di tre sondaggi a carotaggio continuo, con esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio, e di cinque prove penetrometriche statiche tipo CPT. Infine, nella terza fase delle indagini sono state eseguite cinque prove penetrometriche statiche tipo CPT spinte fino al rifiuto, sei sondaggi a carotaggio continuo, con esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio. I campioni risultati di classe inferiore a Q5 sono stati comunque utilizzati per la definizione delle curve granulometriche.

Nel seguito le indagini di cui sopra saranno identificate come Indagini I stralcio, indagini II stralcio ed indagini III stralcio.

Nella seguente tabella sono state sintetizzate le prove effettuate, mentre nelle successive Figure è riportata l'ubicazione delle indagini.

PLANIMETRIA STATO DEI LUOGHI
SCALA 1 : 1000



Indagini il traliccio

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI
DI STEFANO PIETRO
ISCRITTO ALL'ALBO
PROFESSIONISTI
COL. 10017

SCALA 1 : 1000



Indagini III stralcio

Tabella 1: Sondaggi a carotaggio continuo.

	Sondaggi								
	II fase			III fase					
	S1 Z=52.0	S2 Z=54.0	S3 Z=41.0	S4 Z=75.5	S5 Z=75.0	S6 Z=62.0	S7 Z=65.7	S8 Z=64.0	S9 Z=53.6
L (m)	19.0	15.0	15.0	10.0	10.0	10.0	10.0	20.0	20
SPT	4	5	4	3	2	2	2	3	4
Camp. cl.<Q5	2	3	—	—	—	—	—	—	—
Camp. cl. Q5	1	1	1	2	2	—	1	1	—

Tabella 2: Prove penetrometriche statiche (CPT)

	CPT													
	I fase				II fase					III fase				
	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
L (m)	15.2	15.8	15.4	18.0	7.4	8.4	8.2	7.4	7.4	7.8	8.4	9.8	9.0	7.6
Z (m)	+77.4	76.7	76.0	75.6	66.7	60.5	64.0	53.0	67.5	52.0	53.0	54.0	53.5	41.0

Tabella 3: Indagini di laboratorio.

Sonda.	Camp.	Prof. Dal p.c.	Car. Fisiche ¹	Gran ² .	TD ³	Ed. ⁴
S1	B	4.5-4.8	X	X		
S1	C	7.5		X		
S1	D	12.5		X		
S2	A	4.0		X		
S2	B	5.5 – 5.9	X	X		
S2	C	8.0		X		
S2	D	14.5		X		
S3	B	5.5-5.9	X	X	X	
S4	A	8.0 – 8.4	X	X		X
S4	B	10.0 – 10.4	X	X		X
S5	A	6.0 – 6.5	X	X	X	X
S5	B	8.0 – 8.5	X	X		X
S7	A	3.0 – 3.5	X	X	X	X
S8	A	3.2 – 3.7	X	X		X

¹Determinazione di γ_s (UNI10013), γ (CNR62), w (UNI10008), e , n , S_r , γ' , γ_{sat}

²Determinazione della curva granulometrica.

³Prova di Taglio Diretto consolidata isotropicamente Drenata.

⁴Prova Edometrica a contenuto d'acqua naturale.

6. Stratigrafia

L'area denominata Fondo Zevola, sulla quale si intende intervenire, si trova nella fascia che dalla Doganella digrada verso il Rione S. Alfonso, ed è caratterizzata dalla presenza di prodotti piroclastici sciolti per spessori dell'ordine di decine di metri, a cui fanno generalmente seguito banchi di tufo litoide variamente fratturato che attingono profondità anche notevoli. Per quanto riguarda la granulometria, sono presenti fitte alternanze di sabbie e ghiaie con percentuali variabili di matrice limosa, matrice che localmente ha la preponderanza sulla struttura di materiale granulare, generando strati classificabili francamente come "Limo" di potenza in genere inferiore al metro. L'osservazione delle colonne stratigrafiche mostra che tali terreni hanno avuto diverse fasi di deposizione, trasporto e risedimentazione, e pertanto presentano una caoticità notevole sia in senso orizzontale che verticale, che rende difficile l'individuazione di orizzonti di materiali omogenei

Per quanto attiene il regime delle acque sotterranee, le perforazioni eseguite per l'esecuzione delle prove penetrometriche non hanno mostrato presenza di acque di circolazione sotterranea, pertanto può ben ritenersi, per il problema allo studio, che la falda idrica sia assente. Peraltro, la presenza di materiali comunque sensibili

all'azione dell'acqua, suggerisce di dedicare particolare cura al drenaggio delle acque superficiali; in particolare, si dovrà evitare che, a seguito di un prolungato ristagno di acqua in superficie, si determini la saturazione della coltre superficiale di terreno, che potrebbe innescare fenomeni di instabilità del tipo "a colata", si dovrà garantire, inoltre, un efficace drenaggio a tergo delle opere di sostegno, onde evitare che imprevisti accumuli di acqua determinino sovraccarichi (creazione di veri e propri serbatoi) che potrebbero determinare fenomeni di rottura generale nel pendio in esame.

7. Caratterizzazione geotecnica

Nel precedente paragrafo si è fatto cenno alla estrema variabilità della stratigrafia del sito; dall'esame dei risultati delle indagini, tuttavia, emerge la possibilità di identificare dei "pacchetti" costituiti da un'alternanza talora anche fitta di materiali differenti, che presentano, almeno nei limiti dell'obiettivo della presente analisi, un comportamento sufficientemente omogeneo, determinato dalla preponderanza di un litotipo piuttosto che di un altro. In questo senso, nella caratterizzazione si è inteso dare particolare rilievo al risultato delle indagini in sito, che consentono di prescindere dalle caratteristiche locali dell'elemento di volume, e di cogliere il comportamento dell'insieme.

Considerata l'estensione e l'eterogeneità dell'area, le indagini sono state analizzate "a gruppi", ovvero sono state accorpate per aree globalmente omogenee. In particolare, detto della caratterizzazione fatta in corrispondenza della Via del Pianto, sono state individuate l'area del "Muro del Finanziere", destinata ad accogliere una opera di sostegno di sicuro impegno, ed infine la parte ricompresa tra le due qui richiamate.

Anche questa analisi disaccoppiata mostra che, globalmente, è sempre possibile identificare una coltre di spessore variabile tra i 3 ed i 5 m, avente caratteristiche meccaniche più o meno scadenti, seguita da alternanze di strati aventi caratteristiche migliori, da ascrivere in parte al maggior grado di costipamento, ed in parte alla maggior presenza di scoria lavica o di frazione sabbiosa nella matrice limosa. Tale distinzione appare evidente rappresentando in diagramma sulle ordinate le profondità di prelievo, e sulle ascisse le frazioni percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia (vedi figura successiva). Dall'esame del diagramma si può osservare come ci sia un brusco incremento della frazione ghiaiosa tra i 3.5 m e gli 8 m di profondità dal piano di perforazione. Tale successione sembra riproporsi al di sotto degli 8 m, con ancora uno strato di 4 m circa di materiale con prevalente frazione fine, e quindi di nuovo materiale più grossolano. Per buona misura sono state riportate

(convenzionalmente in corrispondenza di una percentuale di passante pari a 40) le profondità di prelievo dei campioni indisturbati, ed appare chiaro come questi facciano riferimento in massima parte allo strato intermedio con prevalente frazione grossolana.

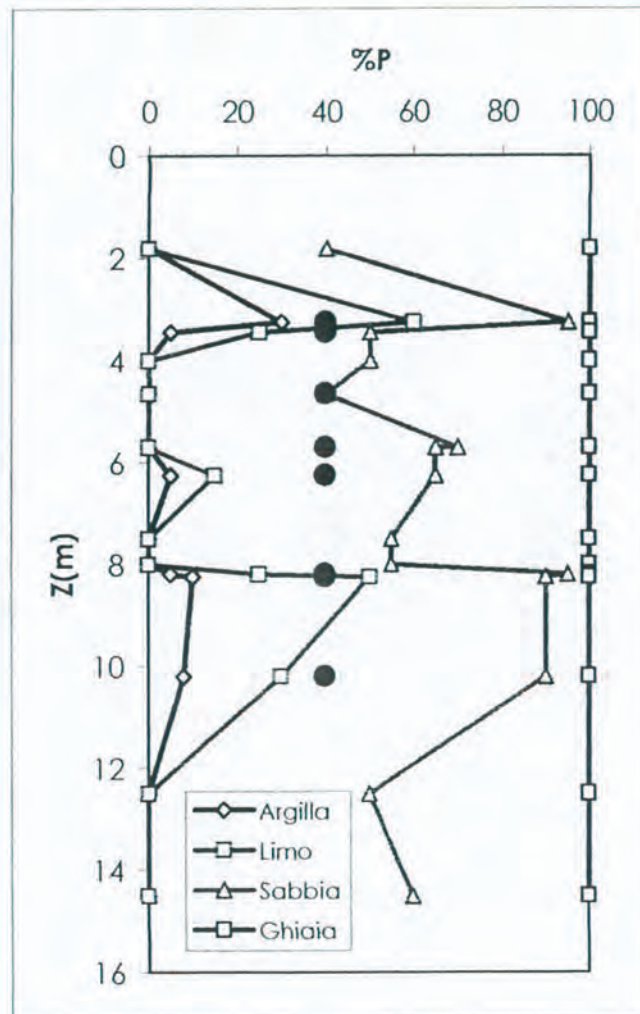


Figura 2: Andamento granulometria vs. profondità.

La granulometria appare dunque a chi scrive la miglior discriminante per individuare gli orizzonti con diverse caratteristiche

meccaniche, per cui il sottosuolo in oggetto è stato suddiviso in strati composti da due materiali:

- Piroclastiti sabbio - limose (**PS**)
- Piroclastiti sabbiose (**P**)

Lo strato di piroclastite sabbiosa è in genere compreso tra due strati di piroclastite sabbio – limosa, per spessori variabili in funzione dell'area specifica di sedime.

7.1. Piroclastiti sabbio - limose

7.1.1. Analisi dei dati

Il materiale caratterizzato con il nome di "Piroclastite sabbio - limosa" è caratterizzato da una compresenza di prodotti piroclastici propriamente detti e di materiale artificialmente riportato (almeno nello strato più superficiale), presenti in alternanza spesso caotica in fasce di terreno di spessore grossomodo omogeneo, quantificato in 4 m circa, presente in superficie ad a letto dello strato intermedio di piroclastite sabbiosa. Per la caratterizzazione del materiale, si hanno a disposizione i risultati delle prove in sito, le caratterizzazioni granulometriche relative a campioni di classe <Q5, e le determinazioni relative ad un campione indisturbato.

7.1.2. Caratteristiche fisiche

L'esame delle caratteristiche fisiche si basa esclusivamente sull'analisi dei campioni prelevati. Per quanto riguarda la

granulometria, il fuso evidenzia la presenza di percentuali di sabbia comprese tra il 40 e l'80 %, con il complemento a 100 in frazione limo – argillosa. Il materiale, pertanto, si può classificare come una sabbia con limo.

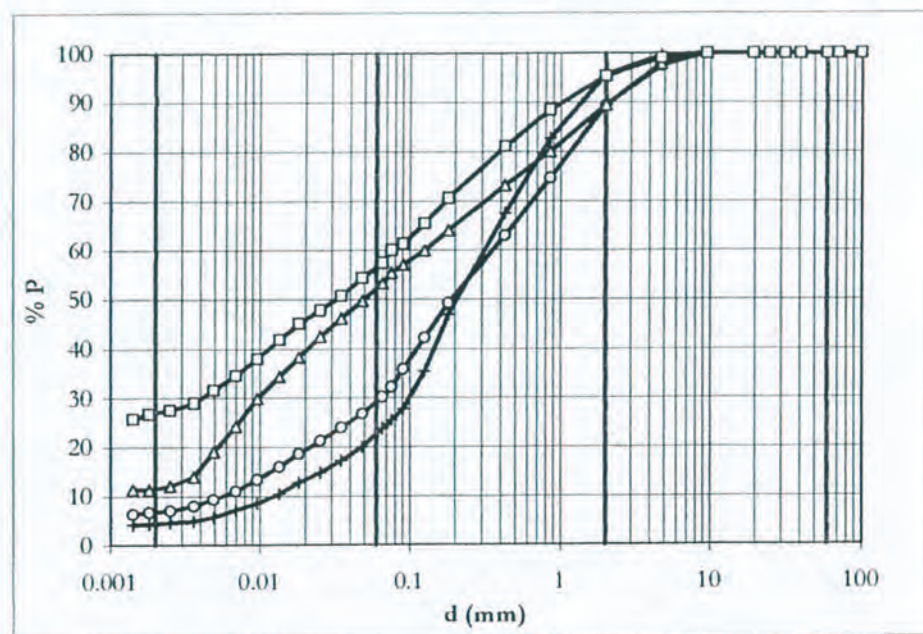


Figura 3: Terreno PS - curve granulometriche.

Nella figura riportata alla pagina seguente è riportato in grafico rispettivamente il peso di unità di volume, il grado di saturazione, il contenuto d'acqua e l'indice di porosità. Il peso di unità di volume oscilla intorno al valore di 1.4 t/m³, con un massimo di 1.5 ed un minimo di 1.2. Il dato sulla saturazione è anche esso variabile, la percentuale varia tra il 35 ed il 45%. La lettura del dato dell'indice di porosità (e) testimonia di un materiale piuttosto sciolto, caratterizzato

da valori prossimi all'unità. In termini di porosità n , i punti sperimentali si approssimano al valore 0.5. Il contenuto d'acqua naturale si attesta su valori modesti, compresi tra il 15 ed il 20%.

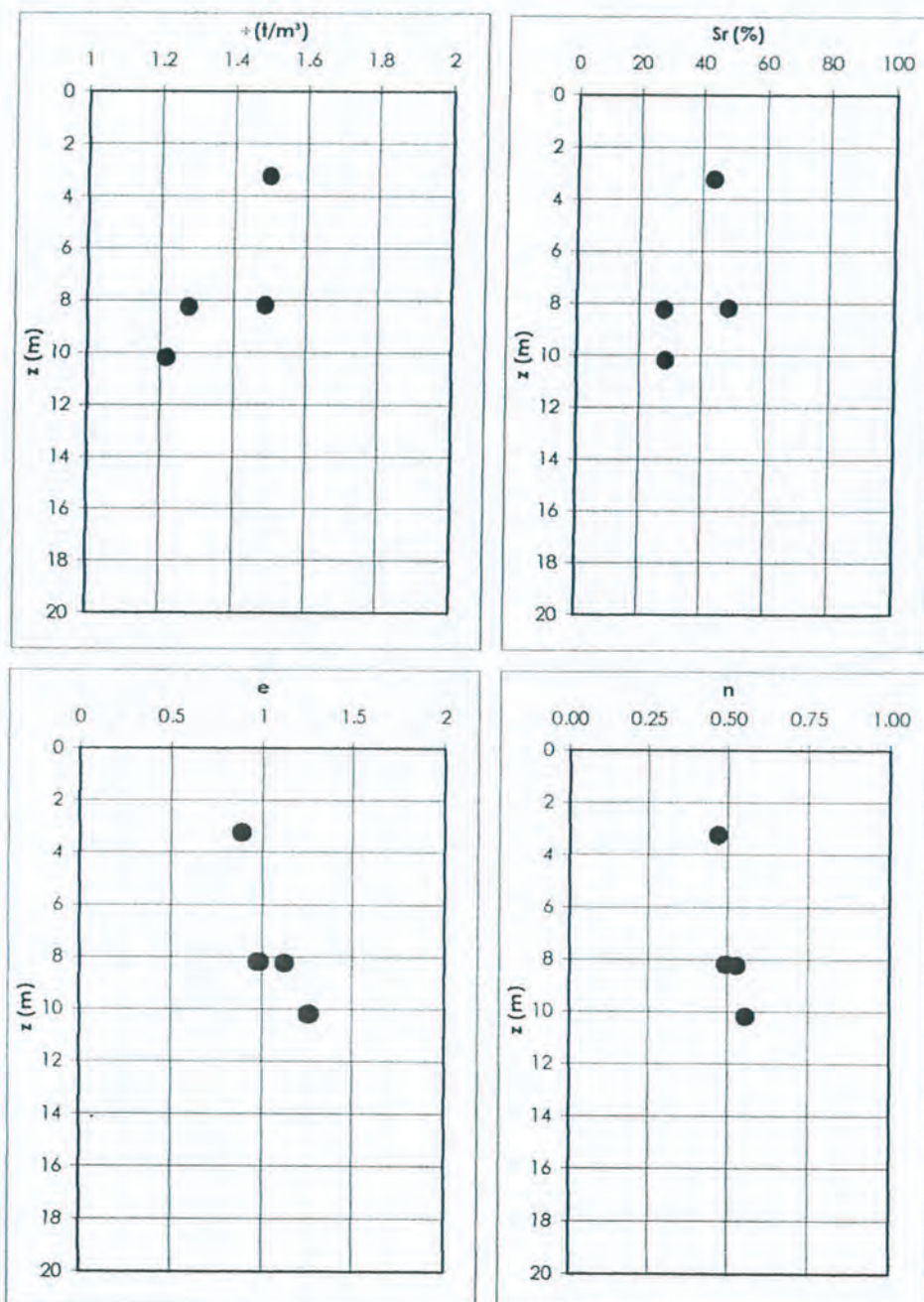


Figura 4: Terreno PS - caratteristiche fisiche.

7.1.3. Resistenza a rottura

Per la determinazione delle caratteristiche a rottura del materiale si hanno a disposizione i risultati di una prova di taglio diretto, che sarà confrontata con l'analisi delle prove in sito.

Il risultato della prova di taglio diretto è riportato nella figura seguente; una retta caratteristica avente coesione nulla e pendenza 30° fornisce una buona interpolazione dei dati.

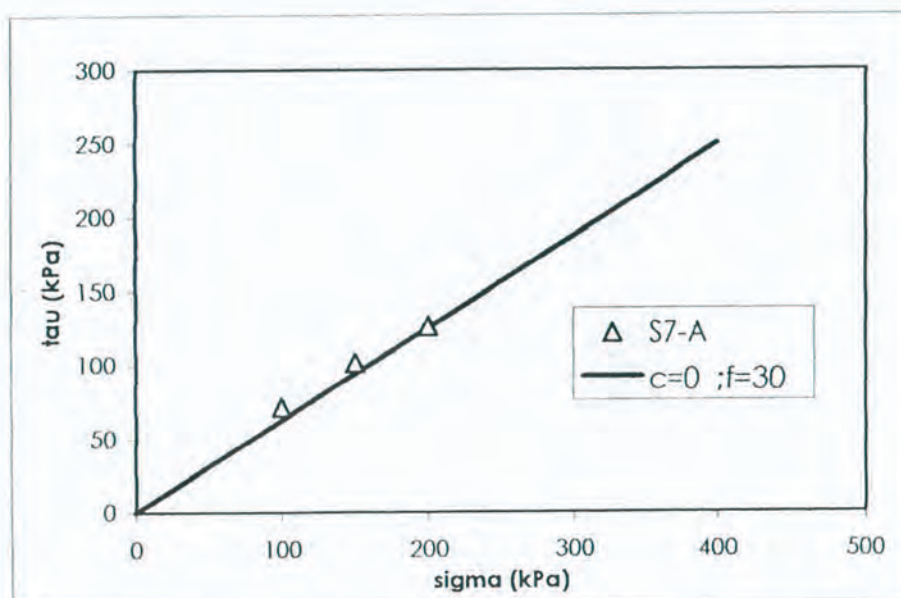


Figura 5: Terreno PS - prova di taglio diretto.

Le prove in sito consentono di tarare il risultato, dal momento che non risentono del disturbo del campionamento. In particolare, i dati delle prove CPT sono stati confrontati con le determinazioni del numero di colpi SPT eseguite nei fori di sondaggio. I risultati delle prove

SPT sono stati trasformati in resistenza alla punta CPT equivalente per confrontare le varie determinazioni; in particolare, considerata la granulometria dei terreni interessati, si è adoperata la correlazione $R_p = N_{SPT} \times 4$. Sono presentati in grafici diversi i risultati delle prove nell'area "Muro del Finanziere" e quelli delle prove relative alla porzione centrale del lotto.

Nell'area del "Muro del Finanziere", come si evince dalla figura successiva, si possono ben individuare tre fasce di profondità, con tre diversi valori rappresentativi di R_p ; nel dettaglio, il sottosuolo sembra ben caratterizzato fino ai 3 m dal p.c. da una R_p uguale a 25 kg/cm², tra i 3 m ed i 7 m da una R_p uguale a 100 kg/cm², oltre i 7 m da R_p uguale a 160 kg/cm². I risultati delle prove SPT sembrano in buon accordo con la lettura prima riportata. Il materiale denominato PS si concentra nella fascia fino a 3 m, per cui appare ragionevole attribuirgli valore rappresentativo di R_p pari a 25 kg/cm², corrispondente ad un numero medio di colpi SPT pari a 6. Per quanto riguarda lo strato PS "profondo", non si ha alcuna determinazione da penetrometro statico, tuttavia le determinazioni del numero di colpi SPT sono coerenti con le caratteristiche dello strato superficiale; tenuto conto del diverso grado del costipamento, difatti, il valore di 40 colpi porta a risultati in termini di proprietà meccaniche analoghe. La stima non si modifica allargando il novero dei dati esaminati alla rimanente

parte di penetrometri e sondaggi; i risultati dell'analisi, se pur con le modeste differenze dovute all'eterogeneità dei dati esaminati, confermano di fatto le indicazioni emerse nell'area del Muro del Finanziere.

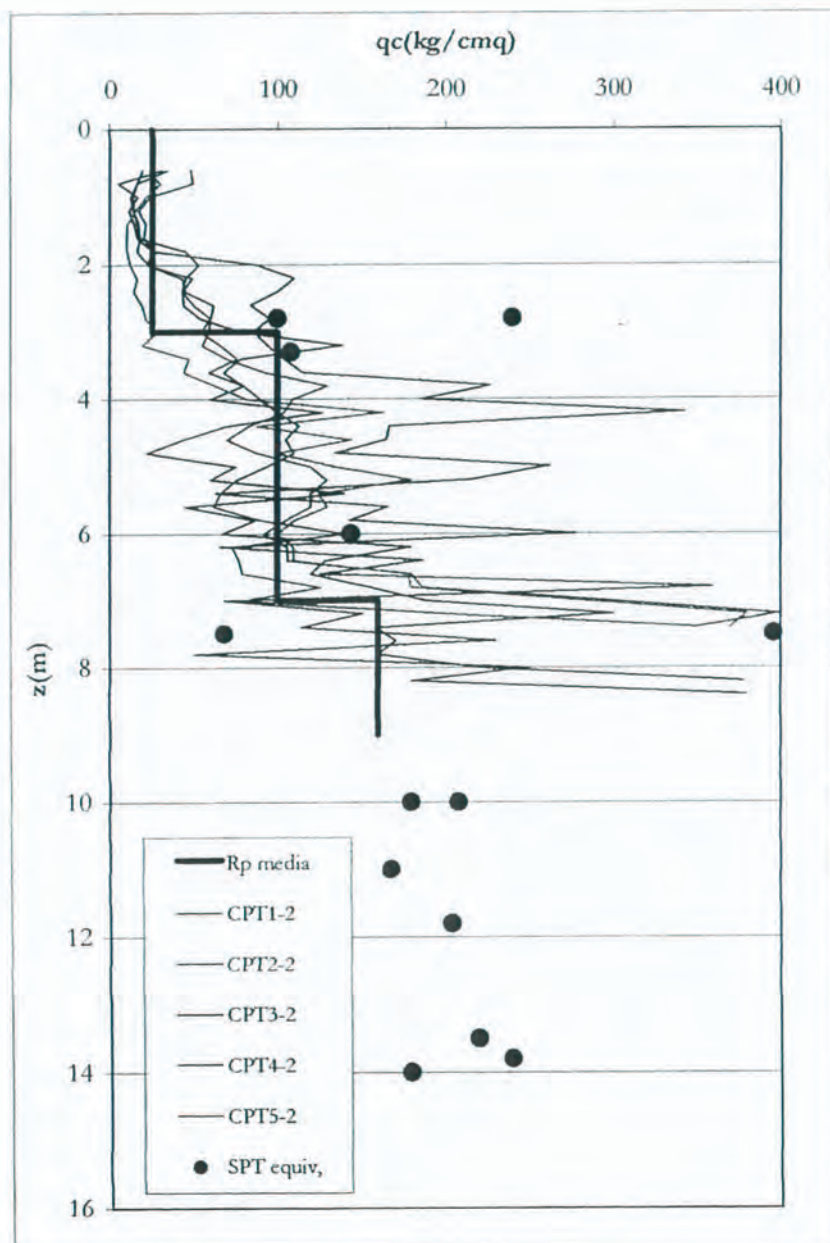


Figura 6: Area Muro del Finanziere - interpretazione delle prove CPT ed SPT.

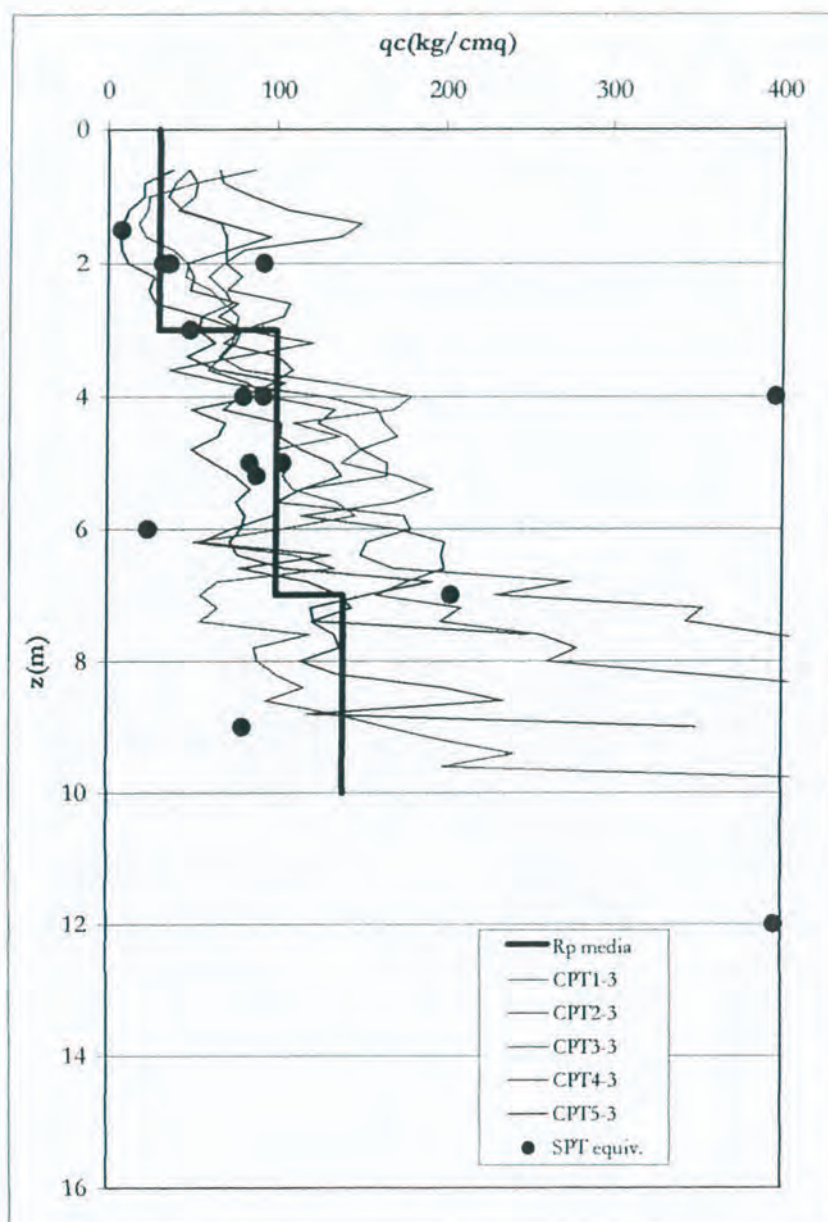


Figura 7: Area centrale del lotto - interpretazione delle prove CPT ed SPT.

Considerazioni non dissimili possono farsi esaminando il rapporto tra resistenza alla punta e resistenza laterale locale registrate nel corso di prove CPT; per valori del rapporto inferiori a 30 il comportamento

del terreno è francamente coesivo, per valori superiori è francamente
attritivo.

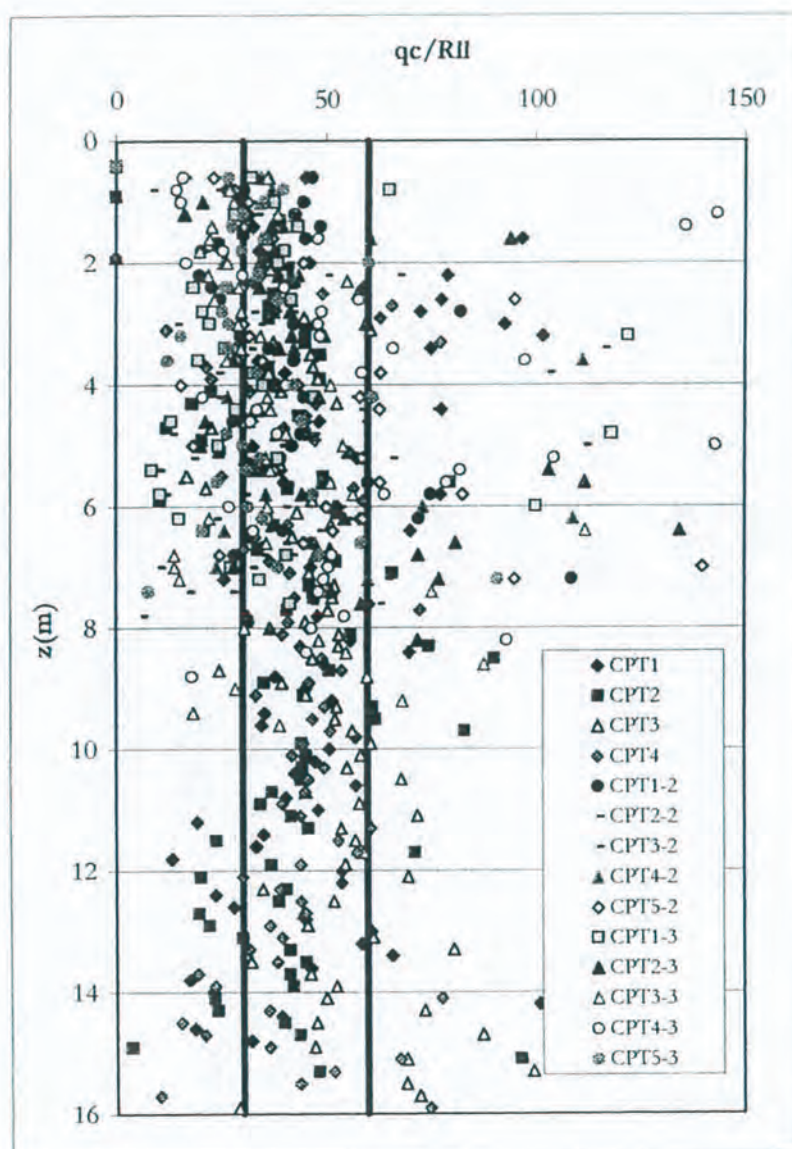


Figura 8: Rapporto tra resistenza alla punta e resistenza laterale locale.

Nel caso di specie è evidente l'addensamento nella fascia
intermedia, con una certa maggiore frequenza di dati superiori a 60
tra 2 ed 8 m ed oltre 14 m, a riprova della sostanziale eterogeneità del

sottosuolo e della prevalenza di materiale sabbio – ghiaioso nelle fasce di profondità segnalate.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del terreno P può adoperarsi la nota correlazione di De Mello (1974), elaborazione grafica dei risultati ottenuti sperimentalmente da Gibbs & Holtz (1969). Utilizzando un valore di γ pari ad 1.5 t/m^3 , la tensione media nel banco risulta pari a:

$$\sigma_c = 1.5 \times 3.0 = 4.5 \text{ t/m}^3$$

da cui per la sopracitata correlazione, con $N_{SPT} = 6$

$$\varphi' = 30 - 35^\circ$$

Per valori bassi della pressione di confinamento le correlazioni non sono particolarmente chiare ed indicative, pertanto si ritiene maggiormente attendibile il dato fornito dalle prove di laboratorio.

7.1.4. Deformabilità

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità è stata condotta attraverso l'esecuzione di prove edometriche e l'interpretazione delle indagini in sito. L'esame dei risultati non consente una distinzione tra lo strato in parola ed i seguenti. La circostanza può essere ben giustificata dalla sostanziale omogeneità della matrice, esaltata dal campionamento problematico dei materiali più grossolani.

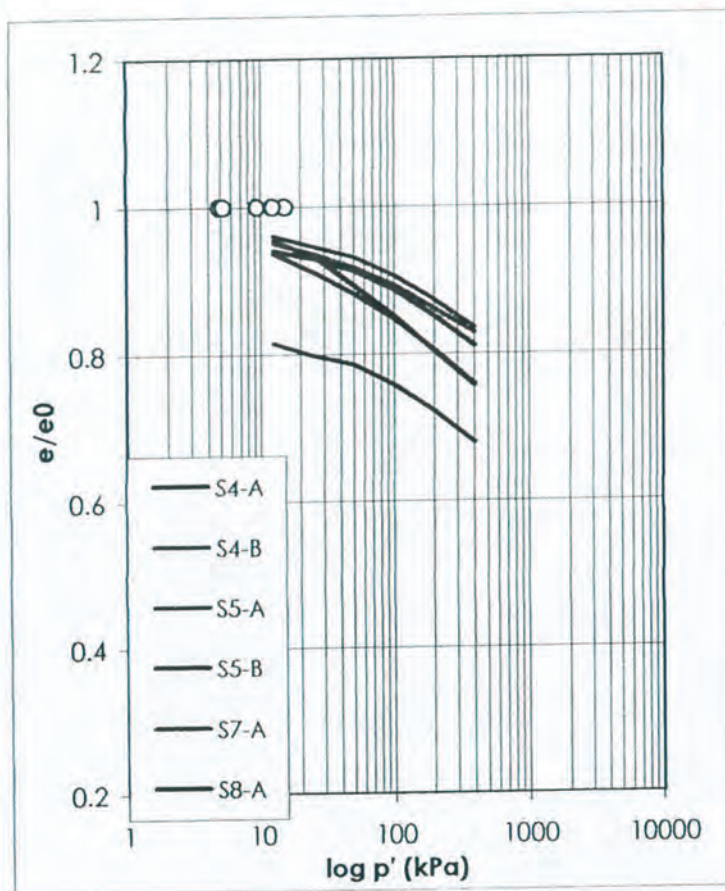


Figura 9: Prove edometriche.

Nella figura precedente è stato riportato in un diagramma semilogaritmico il carico applicato e sulle ordinate il rapporto e/e_0 tra l'indice dei vuoti e l'indice dei vuoti iniziale. Sono stati inoltre riportati i punti rappresentativi dello stato in situ.

Le prove non consentono di definire univocamente le caratteristiche di deformabilità, per la determinazione delle quali si è ricorso quindi a correlazioni con le prove in situ; consentono tuttavia di stabilire che il sottosuolo è costituito da terreni normalmente

consolidati, e che la prova S7 – A presenta difetti di campionamento che ne pregiudicano la leggibilità (almeno con riferimento al provino sottoposto a prova edometrica).

Utilizzando come detto i risultati dei penetrometri statici, e le note correlazioni esistenti in letteratura, risulta:

$$E = 2.5 \times 25 = 63 \text{ kg/cm}^2.$$

È il caso però di sottolineare che la deformabilità dipende anche dalla pressione di confinamento, se pertanto il valore qui indicato ha senso per i primi metri di "PS", non è così per i rinvenimenti più profondi, nel qual caso il dato va ricalcolato. Tra gli 8 ed i 12 m risulta così:

$$E = 2.5 \times 160 = 400 \text{ kg/cm}^2$$

7.2. Piroclastiti sabbiose

7.2.1. Analisi dei dati

Il materiale caratterizzato con il nome di "Piroclastite sabbiosa" è ancora una alternanza di prodotti piroclastici di varia pezzatura, dove però si fa più scarsa la frazione fine o finissima a vantaggio di frazioni grossolane più importanti, classificabili francamente come ghiaia (scorie e lapilli). Sono presenti occasionali intercalazioni con paleosuoli. Ad onta di tale variazione nella granulometria, è stato qui possibile prelevare un certo numero di campioni indisturbati, sui quali è stata eseguita la determinazione delle caratteristiche fisiche e

meccaniche (prove edometriche, di taglio diretto e triassiali). Ancora una volta si è tenuto in gran considerazione il risultato delle indagini in sito.

7.2.2. Caratteristiche fisiche

Come già anticipato, i campioni prelevati ricadono generalmente nella fascia di profondità attribuita al materiale in questione.

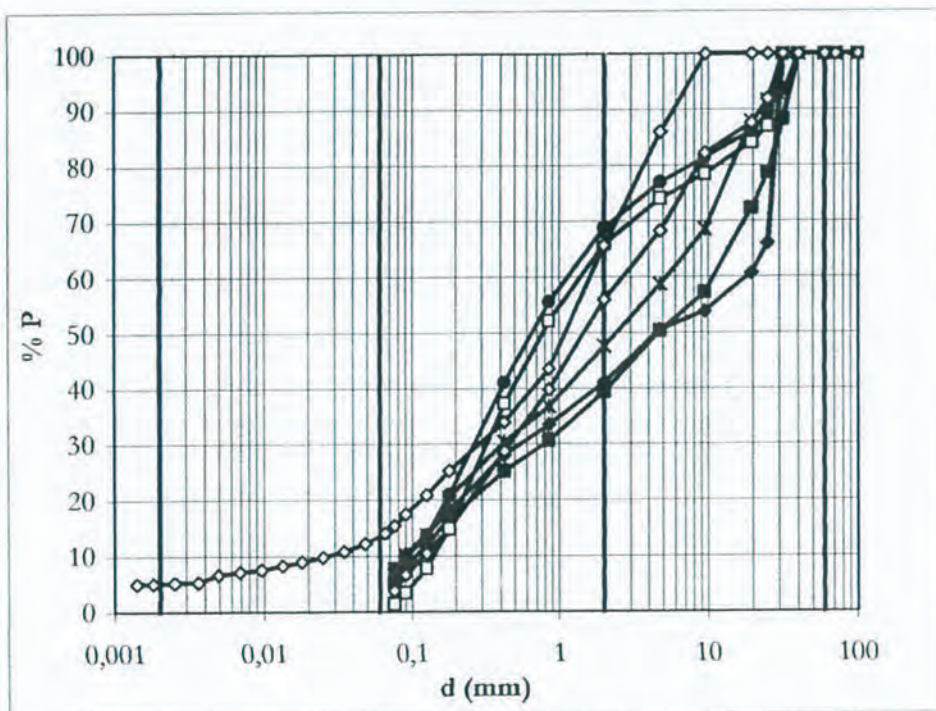


Figura 10: Terreno P - curve granulometriche.

Analizzando nello specifico le curve granulometriche corrispondenti, si osserva come queste descrivono un fuso piuttosto stretto, con percentuali di ghiaia comprese tra il 30 ed il 60%, ed il

complemento a 100 in sabbia, dal che il materiale si può classificare come una sabbia con ghiaia. La frazione limosa è inferiore al 10%, ma si è rivelata comunque sufficiente a garantire un campionamento accettabile.

Nella figura riportata alla pagina seguente è riportato in grafico rispettivamente il peso di unità di volume, il grado di saturazione, il contenuto d'acqua e l'indice di porosità. Il peso di unità di volume è estremamente disperso, pur nell'ambito di una sostanziale omogeneità granulometrica (nell'ambito dello strato); ciò è dovuto alla natura della frazione ghiaiosa, che è costituita in alcuni casi da pomici, in altri da brandelli di lava. Fatta salva la dispersione del dato, si ritiene ragionevole considerare il valore di 1.5 t/mc. Il dato sulla saturazione è più omogeneo, i dati rilevati sono in genere di poco superiori al 20%, coerentemente con la scarsa attitudine della frazione più grossolana a ritenere fluido di porosità. La lettura del dato dell'indice di porosità (e) testimonia di un materiale piuttosto sciolto, caratterizzato da valori dell'indice prossimi all'unità. In termini di porosità n , i punti sperimentali si approssimano al valore 0.5. Congruentemente, il contenuto d'acqua naturale si attesta su valori modesti, compresi tra il 15 ed il 20%. Considerata la modesta frazione fine, non è stata possibile la determinazione dei limiti di Atterberg.

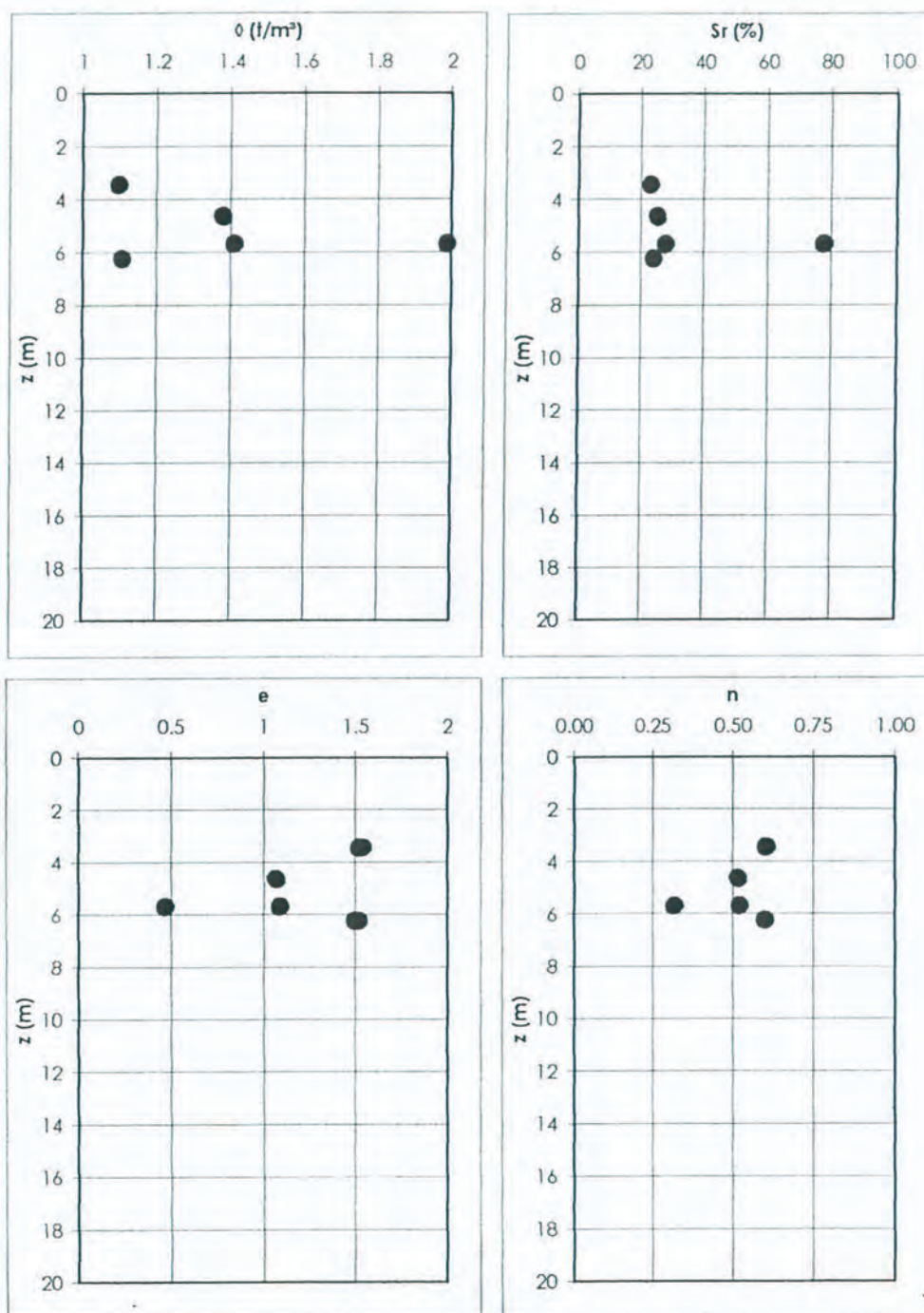


Figura 11: Terreno P - caratteristiche fisiche.

7.2.3. Resistenza a rottura

Per la determinazione delle caratteristiche a rottura del materiale si hanno a disposizione i risultati di prove di taglio diretto, che saranno confrontate con l'analisi delle prove in sito.

I risultati delle prove di taglio diretto sono riportate nella figura seguente, e sembrano ben interpolati da una retta caratteristica avente coesione nulla e pendenza 32° . È opinione di chi scrive che il dato tenda a sottostimare il comportamento dell'insieme, risentendo della difficoltà di ricostituire alla scala del provino l'eterogeneità granulometrica.

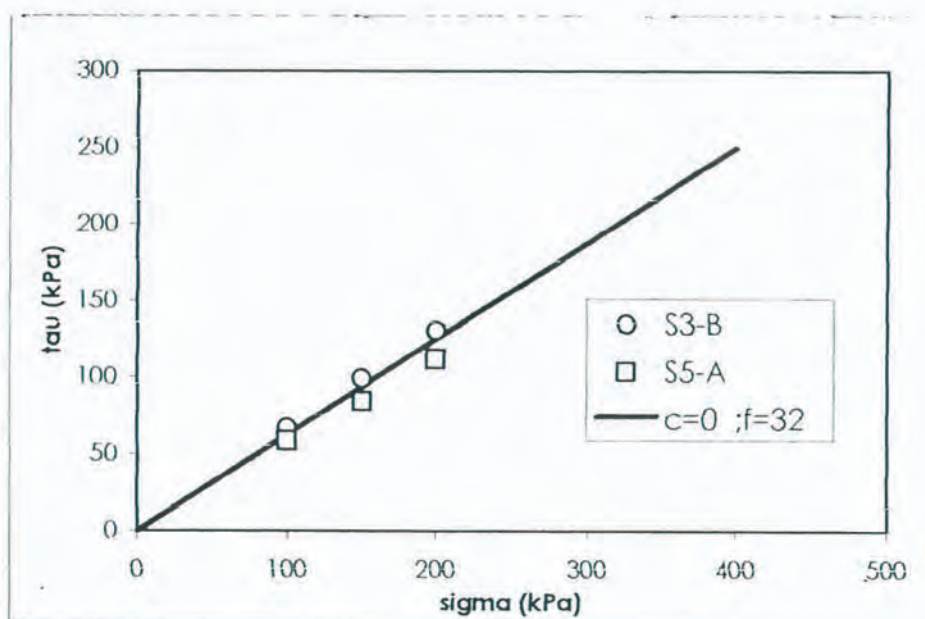


Figura 12: Terreno P - prove di taglio diretto.

Questo problema è senz'altro superato dall'analisi delle prove in sito. Valgono ancora a proposito le considerazioni fatte a proposito del terreno PS; il materiale denominato P si concentra proprio nella fascia tra i 3 e gli 8 m, per cui appare ragionevole attribuirgli valore rappresentativo di R_p pari a 100 kg/cm², corrispondente ad un numero medio di colpi SPT pari a 25.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del terreno P può adoperarsi ancora la correlazione di De Mello (1974).

Utilizzando un valore di γ pari ad 1.5 t/m³, la tensione media nel banco risulta pari a:

$$\sigma_c = 1.5 \times 6.0 = 9.0 \text{ t/m}^2$$

da cui per la sopracitata correlazione, con $N_{SPT} = 25$

$$\varphi' = 40^\circ$$

La determinazione, a parere di chi scrive, è influenzata dalle inclusioni grossolane, evidenziate da qualche impuntatura dello strumento. Contemporaneamente, i risultati delle prove in laboratorio sembrano approssimati per difetto, risentendo forse delle difficoltà di campionamento della frazione sabbiosa. Mediando i due dati, il terreno sembra ben schematizzabile con i parametri:

$$c' = 0$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

7.2.4. Deformabilità

Vale ancora quanto detto a proposito del materiale "PS", le caratteristiche sono state pertanto indagate mediante interpretazioni delle prove in sito.

Utilizzando come detto i risultati dei penetrometri statici e le note correlazioni esistenti in letteratura, risulta:

$$E = 3.5 \times 100 = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Verifiche di stabilità

La sistemazione della scarpata include la realizzazione di una serie di opere di ritenuta, la cui progettazione sarà affrontata esplicitamente nelle apposite relazioni; nel presente paragrafo si vuole richiamare l'attenzione circa il rischio potenziale di fenomeni del tipo "colata di fango".

Le colate sono movimenti di versante in cui le deformazioni non sono localizzate lungo ben definite superfici di scorrimento, ma la massa instabile si muove con un meccanismo simile ad un fluido viscoso, percorrendo distanze in genere proporzionali alla pendenza complessiva del versante; prevalentemente si sviluppano in coltri superficiali con granulometria limo – sabbiosa.

La rimodellazione del pendio secondo terrazze sovrapposte, sorrette da opere di sostegno (vedi dimensionamento delle singole opere), porta ad escludere fenomeni di instabilità di tipo "attritivo",

peraltro, le pendenze ricavate a seguito degli interventi sono già in se tali da scongiurare fenomeni di colamento.

Cionondimeno, dal momento che condizione necessaria per l'innescò di un fenomeno di colata è la saturazione della coltre superficiale, risulterà indispensabile evitare che le acque meteoriche possano liberamente infiltrarsi nel sottosuolo; a tale scopo risulta di fondamentale importanza il progetto della nuova rete di drenaggio, dalla quale il nuovo insediamento non potrà assolutamente prescindere.

L'esperienza maturata sulle colate dell'area flegrea, inoltre, mostra che queste coinvolgono in genere terreni con grado di saturazione molto minore dell'unità e porosità maggiore del 70%, nel caso in oggetto si dovrà evitare la completa destrutturazione della coltre di copertura (porosità n ben al di sotto del 60%), così come andranno particolarmente curate le operazioni di compattazione dei terreni riportati.

Ellen & Fleming (1987) proposero un indice, detto indice di mobilità approssimato (AMI), definito come il rapporto tra w_{sat} e w_L , osservando che il rischio di colamento sussiste per valori dell'indice maggiori dell'unità. Nel caso di specie, stante l'eterogeneità del substrato, non sono stati determinati i limiti di Atterberg, pertanto non è possibile definire l'indice AMI. Peraltro, calcolato il contenuto

d'acqua in condizioni di saturazione, compreso tra il 40 ed il 50%, è lecito ritenere che la cospicua frazione limosa mantenga il valore del w_L ben al di sopra di tali limiti, scongiurando quindi i rischi di sorta.

9. Conclusioni

I terreni dell'area in oggetto presentano una spiccata eterogeneità, tuttavia possono comunque ricondursi a due tipologie, distinte in base alla granulometria prevalente:

- Piroclastiti sabbio - limose (**PS**)
- Piroclastiti sabbiose (**P**)

Gli strati sono in genere presenti in alternanza, nell'ambito delle profondità di interesse tecnico si riscontra la seguente successione:

- **PS** tra 0 e 3 m dal p.c.
- **P** tra 3 e 8 m dal p.c.
- **PS** tra 8 e 12 m dal p.c.

Non si è inteso distinguere il terreno PS tra il rinvenimento superficiale e quello profondo, quest'ultimo, tuttavia, in ragione di una minor destrutturazione e di un maggior grado di confinamento presenta migliori caratteristiche di deformabilità.

Non si ritiene che sussistano rischi di instabilizzazione del versante, a patto di realizzare un sistema di drenaggio delle acque superficiali che impedisca la saturazione della coltre superficiale. Sarà altresì essenziale curare la manutenzione del collettore presente nel

lotto allo scopo di evitare che, per effetto della saturazione degli strati profondi più permeabili, si determini lo scollamento della coltre superficiale.

Nella tabella seguente sono riassunte le caratteristiche salienti dei terreni.

Tabella 4: Riepilogo caratteristiche dei terreni.

Terreno	γ (t/m ³)	Deformabilità (kg/cm ²)	Rottura	
			ϕ' (degs)	C' (t/m ²)
PS	1.4	Eed = 63	30	0
P	1.5	Eed = 350	35	0
PS profonda	1.5	Eed = 400	30	0

Napoli, 28/09/2004

Ing. Pietro Di Stefano

IL DIRETTORE DEI LAVORI
Ing. GIUSEPPE SOLARI

Professional stamp of Ing. Pietro Di Stefano, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli, and his signature.

02/01



IL COLLABORATORE IN C.U.
ARCH. VITTORIO BARRELLA



IL DIRETTORE DEI LAVORI
Ing. GIUSEPPE SOLARI



Committente:		Comune di Napoli Servizi Tecnici Cimiteriali			
TAVOLA	Intervento:	REALIZZAZIONE DEL COMPLETAMENTO DEL CREMATORIO COMUNALE E DELLA SISTEMAZIONE DI CINQUEMILA FOSSE DI INTERRO AL FONDO ZEVOLA			
GeoC - 03	Impresa Affidataria:				
	Titolo:	VERIFICHE STABILITA' PENDII			
FOGLIO					
Responsabile del Procedimento: ing. Angelo Lanzano Dirigente del Servizio: ing. Giuseppe Solari Progettazione Generale ing. Giuseppe Solari Direttore dei Lavori ing. Giuseppe Solari Progettazione Esecutiva: AI&P <small>ALBERTO IZZO & PARTNERS s.r.l.</small> <small>architecture, engineering, planning & construction management</small>		<p>REGIONE CAMPANIA SETTORE PROVINCIALE GENIO CIVILE NAPOLI</p> <p>Si attesta che il progetto di cui il presente elaborato è parte è stato depositato in data 20 LUG 2012 dell'art. 2 della Legge Regionale 7/1983 n° 9 e dell'art. 1 Legge 5.11.1971 n° 1086 - (art. 65 DPR 380/01)</p> <p>Pratica n° 442-10</p> <p>Dirigente del Settore Arch. Gabriella...</p>			
Progettazione Esecutiva Strutturale: ing. Francesco Schioppa ing. Sergio Del Gaudio		N°	DESCRIZIONE	DATA	VISTO
			AGGIORNAMENTI		

VERIFICHE DI STABILITA' PENDII

1. Premessa

La presente relazione è relativa alle considerazioni sulla stabilità ed alle verifiche di stabilità del versante nella zona denominata "Fondo Zevola" sita in Napoli alla Via S. Maria del Pianto ed oggetto dell'intervento di ampliamento del Cimitero di Poggioreale.

2. Evidenze delle indagini geologiche

L'area ove saranno realizzati i lavori di ampliamento cimiteriale di Poggioreale, denominata "Fondo Zevola", è delimitata a nord dalla Via S. Maria del Pianto e a sud dalla via vicinale Finanziere; al momento risulta dislocata su più piani con pendenza verso sud e quote che vanno da circa m. 80,00 s.l.m. a nord-ovest sino a circa m. 40 s.l.m. ad sud-est. Il versante degrada, con vari salti e scarpate realizzati in passato con ampi scavi di sbancamento, sino al limite sud del fondo, e prosegue oltre la via vicinale Finanziere fino alla quota di circa 25 m s.l.m.

La porzione di territorio comunale oggetto dello studio è caratterizzato da una successione di prodotti piroclastici in giacitura sia primaria che secondaria i quali si presentano in forma interglidiale. La successione piroclastica si presenta in alternanza di ceneri (da sabbiose-ghiaiose a sabbiose-limose), livelli di lapilli pomicei e lapidei, livelli di cenere humificata, a luoghi scorie vulcaniche litoidi e lave.

In sintesi, come riportato sulla carta geologica d'Italia (Foglio 183-184), si rilevano una serie di formazioni che dal Pleistocene superiore - I Periodo flegreo - contrassegnate con "[i]" Vulcaniti: trachiti alcaline in ammassi sepolti, passano all'Olocene - II Periodo flegreo - contrassegnate con "[tp]" Tufo con pomici e scorie in facies poco coerente (pozzolana) si estendono al III Periodo flegreo con formazioni contrassegnate "[t₃]" Lapilli pozzolanici, paleosuoli intercalati con rari resti di mammiferi; fino ad arrivare a formazioni Storiche e Recenti contrassegnate con "[a_v]" Prodotti piroclastici dei Flegrei e ceneri vesuviane d'età storica e "[a]" Discariche e suoli di varia età storica nelle zone urbane.

Dal punto di vista idrogeologico la zona esaminata, è una unità costituita da una spessa coltre di depositi vulcanici, alluvionali e marini, con caratteristiche litologiche ed idrogeologiche molto diverse tra loro. Questa configurazione litostratigrafica connessa alla presenza delle strutture vulcaniche dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio, porta all'instaurarsi di flussi sotterranei complessi con presenza di più falde sovrapposte e molte volte intercomunicanti. Per la zona esaminata l'acquifero superficiale risulta essere costituito in maniera predominante dalle piroclastiti del Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei. L'acquifero, eterogeneo e anisotropo, risulta costituito dall'alternanza di litotipi molto permeabili, come livelli piroclastici a granulometria grossolana (scorie, pomici, e sabbioni), e di contro termini poco permeabili come tufi, lave compatte, cineriti e paleosuoli. Tale differenza e le varie alternanze che sono sia verticali che orizzontali creano a livello locale più falde sovrapposte ma a grande scala esse sono intercomunicanti.

In generale nell'area afferente a Capodichino, Nord Poggioreale, S. Arpino, S. Pietro a Patierno la falda idrica è solitamente intercettata a profondità superiori ai 35 metri. Nella zona in esame non si è rilevata la presenza della falda idrica. L'area in esame non risulta tra quelle a rischio idrogeologico (rischio idraulico) riportate nei Piani prodotti dall'Autorità di Bacino competente.

Per il drenaggio delle acque è previsto in progetto che dovrà confluire nella fognatura esistente o per infiltrazione nelle aree non asfaltate. Sarà indispensabile un'adeguata opera di drenaggio e di raccolta delle acque di ruscellamento superficiale e bisognerà limitare l'impermeabilizzazione superficiale del suolo, impiegando tipologie costruttive e materiali tali da controllare la ritenzione temporanea delle acque (favorendo l'infiltrazione).

3. Problematiche relative all'intervento e relative soluzioni.

Si premette che l'intervento di rifacimento della fogna comunale ad oggi già realizzato con un precedente Appalto Lavori, ha consentito di incanalare le acque reflue che provenivano da un troppo pieno collegato alla fogna sottostante la Via S. Maria del Pianto e che contribuivano ad erodere i terreni più superficiali incanalandosi nella porzione ovest del fondo in un fosso, in stato di degrado ed abbandono che, nel caso di apporti pluviometrici di una certa importanza, trasportava materiale terrigeno che si depositava nelle porzioni più basse in aree contigue agli edifici posti alla base del versante oltre ad erodere ed approfondire il fosso stesso.

Per quanto riguarda l'aspetto litologico del versante e la conseguente risposta idrogeologica, come già sottolineato in precedenza siamo di fronte a terreni che rispondono in maniera sostanzialmente diversa.

Infatti si hanno terreni molto permeabili, come livelli piroclastici a granulometria grossolana (scorie, pomici, e sabbioni), e di contro terreni poco permeabili come tufi, lave compatte, cineriti e paleosuoli. Tale differenza e le varie alternanze che sono sia verticali che orizzontali creano a livello locale più falde sovrapposte ed in occasioni di eventi pluviometrici importanti possono essere causa di potenziali dissesti.

Per ovviare alle problematiche connesse alle caratteristiche idrogeologiche, si è previsto progettualmente di disporre un sistema di drenaggio delle acque che oggi è incontrollato, mediante il convogliamento nella fognatura esistente o per infiltrazione nelle porzioni non asfaltate.

Un terzo aspetto riguarda la morfologia del versante che pone in rilievo alcune anomalie che risulta opportuno analizzare con maggior puntualità.

In corrispondenza del profilo 2, si riscontrano per esempio dei salti di quota da 48 m s.l.m. a 34 m s.l.m. in appena 17 metri appena oltre la via del Finanziere; lo stesso dicasi per il profilo 17 dove abbiamo salti di quota da 42 m s.l.m. a 30 m s.l.m. in 16 metri.

Inoltre, ulteriori evidenze alla base sud-est del versante inducono a pensare che vi sia scivolamento di parte del terreno. Infatti nel sopralluogo effettuato a margine delle suddette aree, alle spalle di via Monfalcone, nell'area condominiale di alcuni edifici, sono evidenti spinte del terreno sulle reti di recinzione.

Purtroppo sia la natura privata del fondo, che l'inaccessibilità dello stesso, dovuto alla folta vegetazione, non hanno permesso una visione puntuale delle condizioni del terreno.

Altro punto di instabilità è stato individuato nel versante ad est, e più precisamente al confine con la proprietà comunale, dove in concomitanza con i lavori di sbancamento e successivo compattamento è stato possibile osservare scivolamento di materiale terrigeno.

Inoltre, lungo la direttrice della stradina del Finanziere sono stati messi in evidenza in più punti degli scavernamenti.

Per meglio definire il complesso "versante" si sono predisposte delle verifiche di stabilità, e più precisamente sul profilo n° 2, 3, 4, 5 e 17, ovvero su quei profili in cui erano più marcati i salti di quota, e di conseguenza era probabile avere degli scivolamenti.

Le suddette verifiche sono da intendersi "qualitative" e non "quantitative" in quanto i dati in possesso riguardano la sola zona denominata "Fondo Zevola".

Infatti per la predisposizione delle verifiche si è proceduto ad estrapolazioni per determinare le caratteristiche dei terreni esterni al fondo.

Un ulteriore elemento di criticità era strettamente connesso alle modalità di intervento.

Infatti l'intervento di ampliamento cimiteriale di Poggioreale insistente sulla zona denominata "Fondo Zevola" è stato progettato in un'ottica di salvaguardia e messa in sicurezza del versante, partendo dal fondo valle.

Pertanto l'intervento di miglioramento della stabilità del versante, quindi, è partito con la realizzazione di interventi a valle del fondo consistiti nella riattazione della stradina "Vicinale Finanziere", e nella sistemazione a valle del versante nella parte sud-est, mediante la realizzazione di una palificata che, attestandosi sin oltre la quota di 25 m s.l.m., ha consentito la riduzione della spinta dei terreni nella zona sottostante la stradina e nel contempo ha costituito la base per le opere di contenimento dei terreni nella zona di monte.

Tali interventi sono stati ad oggi già realizzati con differenti Appalti di lavori e con la realizzazione di opere in c.a. già depositate presso gli Uffici del Genio Civile di Napoli e già collaudate.

Inoltre nel progetto di ampliamento sono previsti interventi di ingegneria naturalistica per la risoluzione delle problematiche locali di "scavernamento" e di scivolamento superficiale dei terreni.

4. Verifiche di stabilità del versante prima della realizzazione delle opere previste nel progetto di ampliamento del Cimitero

Di seguito viene illustrato il metodo utilizzato per le verifiche, ovvero il Metodo di Fellenius (Metodo Svedese).

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10. Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare si esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione si adotterà la seguente simbologia:

l lunghezza della base della striscia

α angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale

b larghezza della striscia $b = l \times \cos(\alpha)$

ϕ angolo di attrito lungo la base della striscia

c coesione lungo la base della striscia

γ peso di volume del terreno

u pressione neutra

W peso della striscia

N sforzo normale alla base della striscia

T sforzo di taglio alla base della striscia

E_s, E_d forze normali di interstriscia a sinistra e a destra

X_s, X_d forze tangenziali di inierstriscia a sinistra e a destra

E_a, E_b forze normali di inierstriscia alla base ed alla sommità del pendio

ΔX variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$

ΔE variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Metodo di Fellenius (metodo svedese)

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava F . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza del pendio il minimo dei coefficienti così determinati.

Dall'analisi delle verifiche sui profili si è giunti alla conclusione che il versante è sostanzialmente in sicurezza, con situazioni locali di instabilità (vedi verifica di stabilità n° 2 - fattore di sicurezza $F=0.925$).

Di seguito vengono riportati i valori di " F " per i profili presi in considerazione:

$F(2) = 0.925$

$F(3) = 1.202$

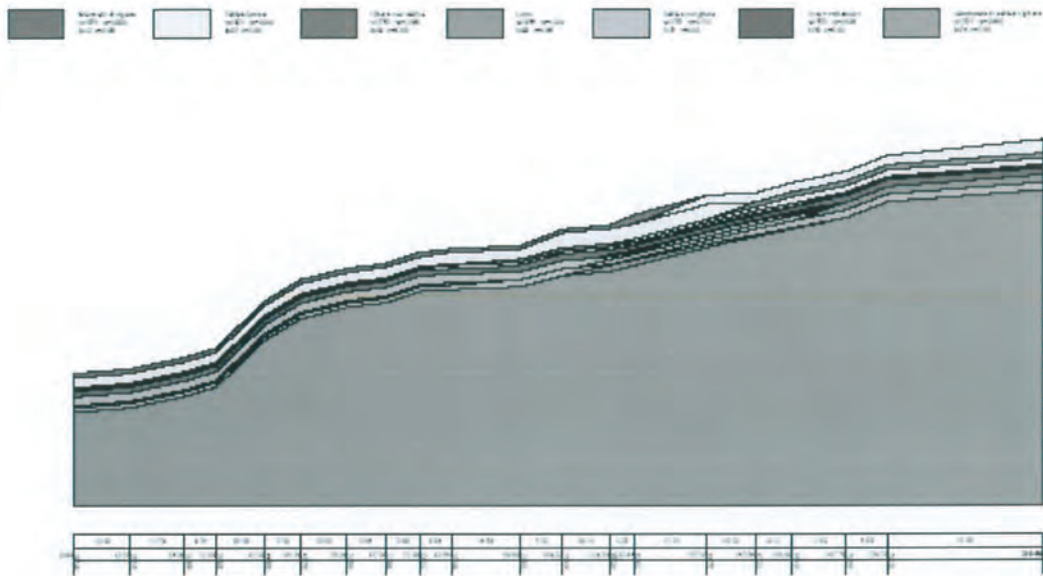
$F(4) = 1.721$

$F(5) = 1.508$

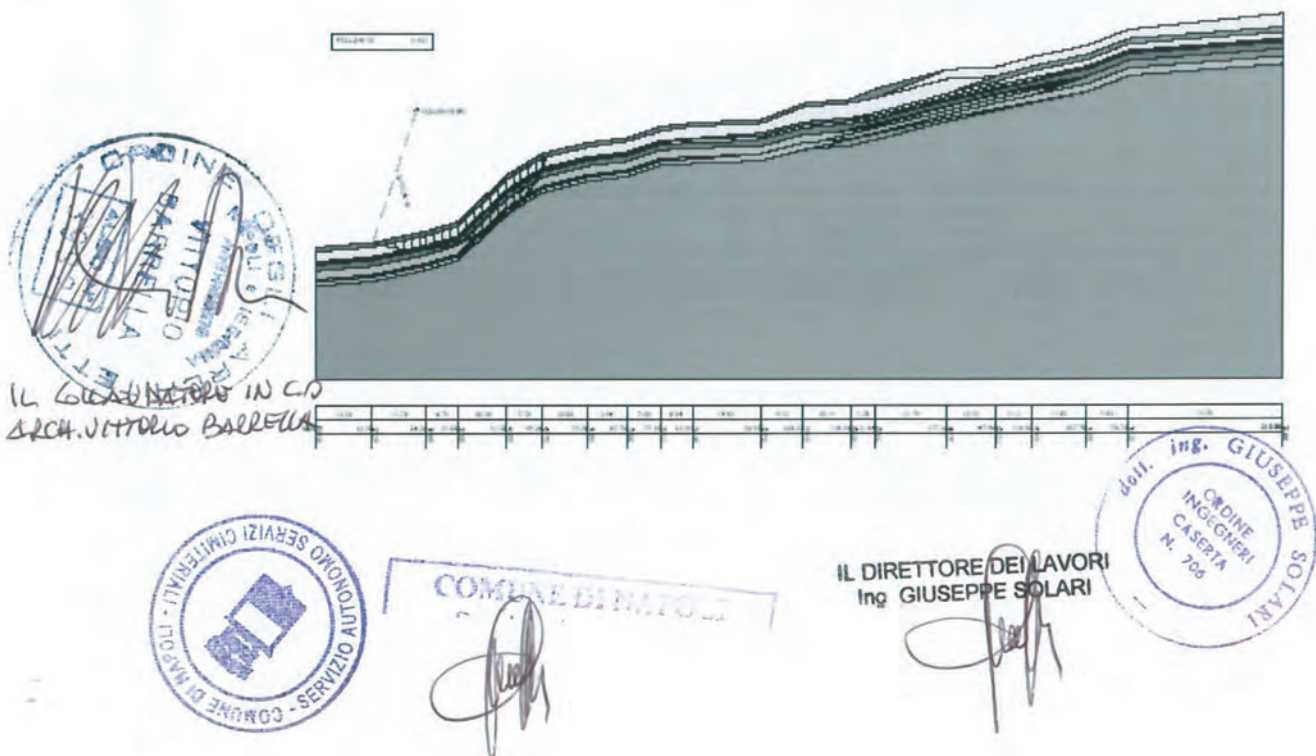
$F(17) = 1.243$

A corredo di questo elaborato vengono allegati i risultati grafici delle verifiche per i succitati profili.

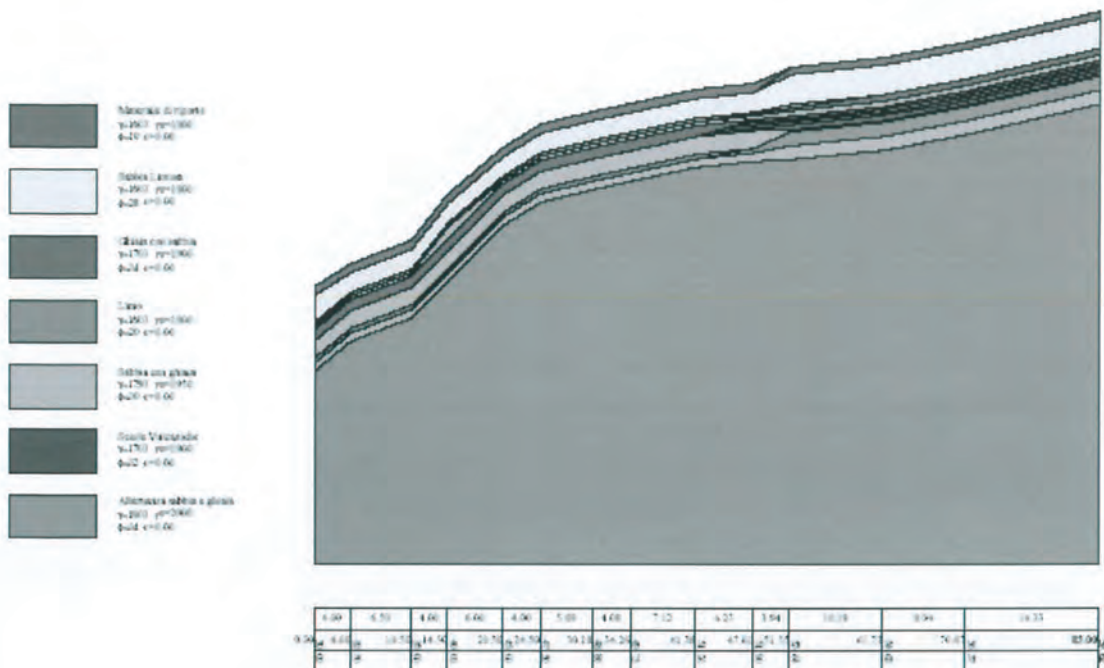
Profilo stratigrafico n°2



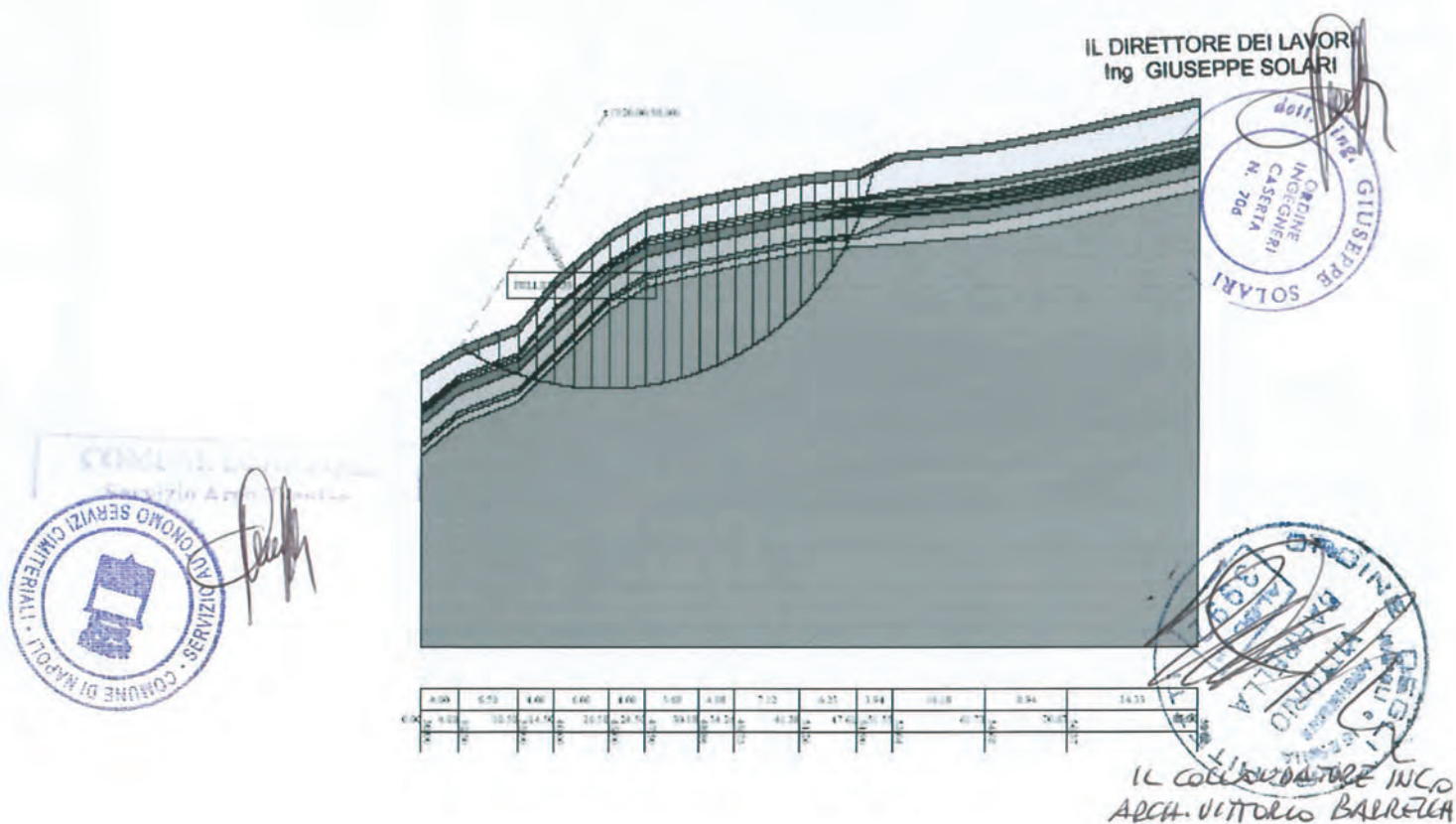
Verifica di stabilità del versante (Metodo di Fellenius) sul profilo n°2









Profilo stratigrafico n°3

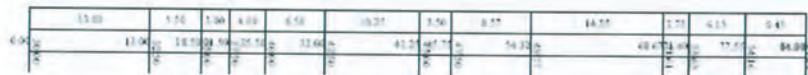
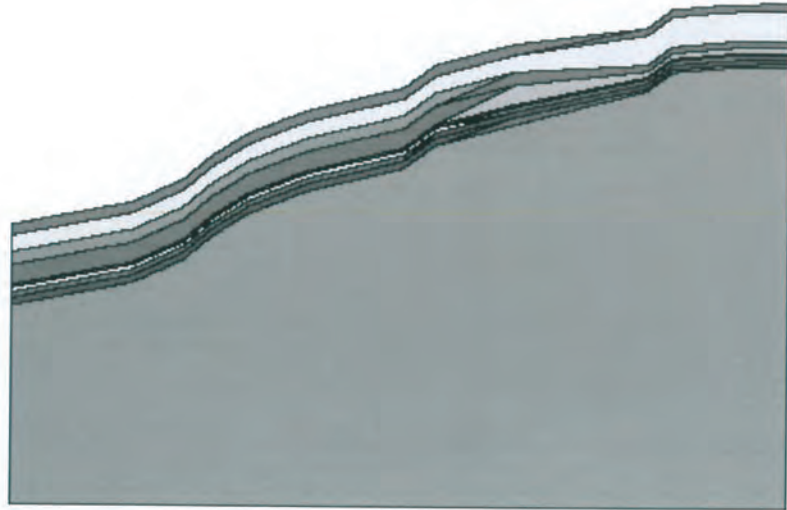


Verifica di stabilità del versante (Metodo di Fellenius) sul profilo n°3



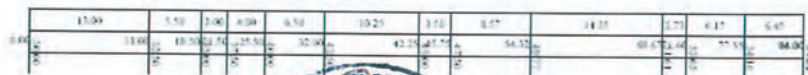
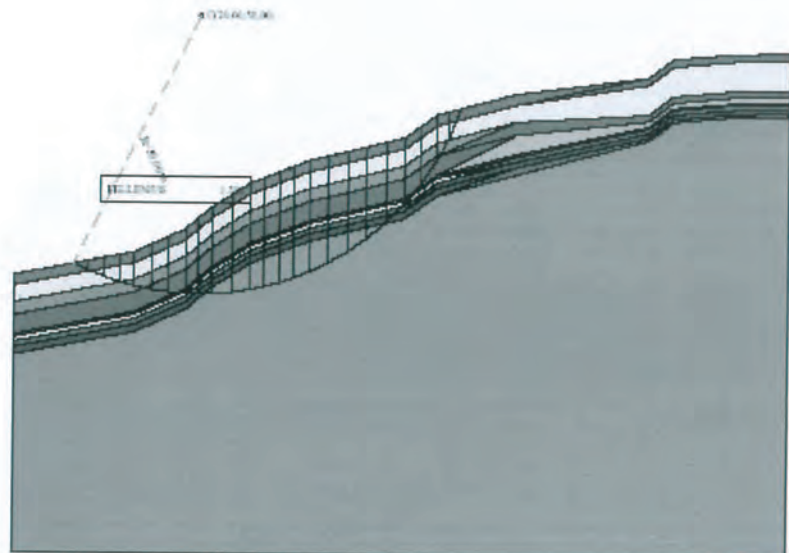
Profilo stratigrafico n° 5

-  Materiale di riporto
p. 1000 p.m. (100)
φ=14 m=0.03
-  Sottile ghiaia
p. 1000 p.m. (100)
φ=23 m=0.03
-  Ghiaia media
p. 2500 p.m. (500)
φ=12 m=0.03
-  Limi
p. 1000 p.m. (100)
φ=23 m=0.03
-  Sottile sabbia ghiaia
p. 2500 p.m. (500)
φ=18 m=0.03
-  Sabbia sabbia
p. 2500 p.m. (500)
φ=12 m=0.03
-  Alternanza sabbia e ghiaia
p. 2500 p.m. (500)
φ=18 m=0.03



Ing. GIUSEPPE SOLARI
DIRETTORE DEI LAVORI
INGEGNERIA
CASERTA
N. 706

Verifica di stabilità del versante (Metodo di Fellenius) sul profilo n° 5

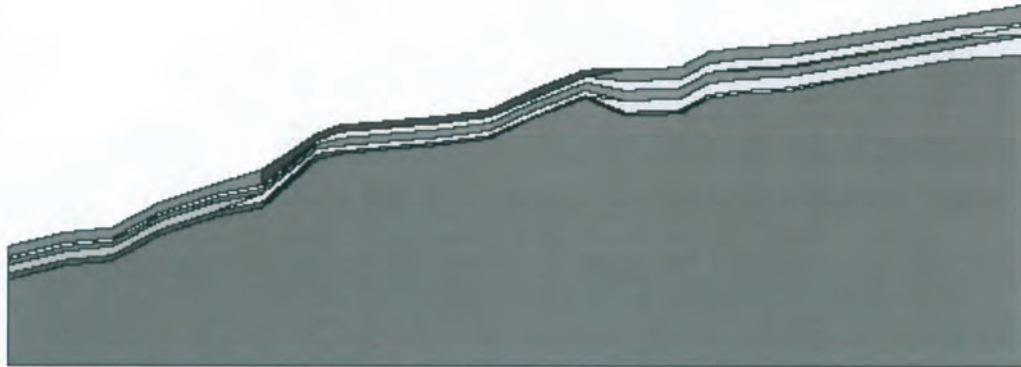
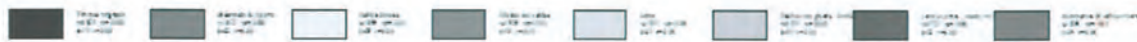


COMUNE DI NAPOLI
Servizio Area Tecnica



IL COLLAUDATORE IN C.D.
ARCH. VITTORIO BARRECA

Profilo stratigrafico n°17



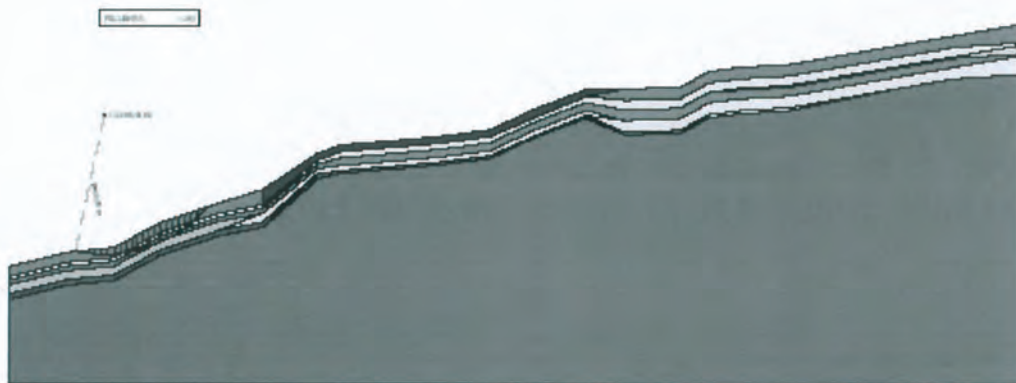
COMUNE DI NAPOLI
Servizio Area Tecnica



IL DIRETTORE DEI LAVORI
Ing GIUSEPPE SOLARI



Verifica di stabilità del versante (Metodo di Fellenius) sul profilo n°17



IL COLLABORATORE IN C.O.
ALCA. VITTORIO BARRELLA

5. Verifiche di stabilità del versante a seguito della realizzazione delle opere previste nel progetto di ampliamento del Cimitero

5.1 Considerazioni ed osservazioni generali sulla stabilità del versante

La sistemazione del versante prevista nel progetto di ampliamento del Cimitero include la realizzazione di una serie di opere di ritenuta, la cui progettazione è affrontata esplicitamente nelle apposite relazioni di calcolo e verifica.

Nel presente paragrafo si vuole richiamare l'attenzione circa il rischio potenziale di fenomeni del tipo "colata di fango".

Le colate sono movimenti di versante in cui le deformazioni non sono localizzate lungo ben definite superfici di scorrimento, ma la massa instabile si muove con un meccanismo simile ad un fluido viscoso, percorrendo distanze in genere proporzionali alla pendenza complessiva del versante; prevalentemente si sviluppano in coltri superficiali con granulometria limo - sabbiosa.

La rimodellazione del pendio secondo terrazze sovrapposte, sorrette da opere di sostegno (vedi dimensionamento delle singole opere), porta ad escludere fenomeni di instabilità di tipo "attritivo".

Peraltro, le pendenze ricavate a seguito degli interventi sono già in se tali da scongiurare fenomeni di colamento; infatti corre l'obbligo di segnalare che, il fondo che verrà interessato dall'ampliamento del Cimitero di Poggioreale risulterà, a seguito degli interventi da realizzare, dislocato su più piani con pendenza verso sud e quote che vanno da circa m. 80,00 s.l.m. a nord sino a circa m. 60 s.l.m. a sud e quindi con un dislivello di circa 20 m che sviluppa su un fronte di lunghezza pari a circa 130 m, e quindi con una pendenza media pari a circa:

pendenza media del fondo = $20/130 * 100 = 15.40 \%$

corrispondente ad un angolo medio di inclinazione del fondo di circa 8.7° , ma che nella realtà porta a terrazze con inclinazioni molto minori proprio per la presenza di opere di contenimento dei salti di quota tra i vari terrazzamenti.

Cionondimeno, dal momento che condizione necessaria per l'innescio di un fenomeno di colata è la saturazione della coltre superficiale, risulterà indispensabile evitare che le acque meteoriche possano liberamente infiltrarsi nel sottosuolo.

A tale scopo si ribadisce che risulta di fondamentale importanza il progetto della nuova rete di drenaggio, dalla quale il nuovo insediamento non potrà assolutamente prescindere.

L'esperienza maturata sulle colate dell'area flegrea, inoltre, mostra che queste coinvolgono in genere terreni con grado di saturazione molto minore dell'unità e porosità maggiore del 70%.

Nel caso in oggetto si dovrà evitare la completa destrutturazione della coltre di copertura (porosità n ben al di sotto del 60%), così come andranno particolarmente curate le operazioni di compattazione dei terreni riportati.

Ellen & Fleming (1987) proposero un indice, detto indice di mobilità approssimato (AMI), definito come il rapporto tra W_{sat} e W_{L_s} , osservando che il rischio di colamento sussiste per valori dell'indice maggiori dell'unità.

Nel caso di specie, stante l'eterogeneità del substrato, non sono stati determinati i limiti di Atterberg, pertanto non è possibile definire l'indice AMI. Peraltro, calcolato il contenuto d'acqua in condizioni di saturazione, compreso tra il 40 ed il 50%, è lecito ritenere che la cospicua frazione limosa mantenga il valore del W_L ben al di sopra di tali limiti, scongiurando quindi i rischi di sorta.

5.2 Verifiche di stabilità – Caratterizzazione geotecnica terreni

Come già detto in precedenza, la sistemazione del versante prevista nel progetto di ampliamento del Cimitero di Poggioreale include la rimodellazione del pendio secondo terrazze sovrapposte, sorrette da opere di sostegno, e che porta ad escludere fenomeni di instabilità di tipo "attritivo", anche in considerazione del fatto che le pendenze ricavate a seguito di tali interventi, sono già in se tali da scongiurare fenomeni di colamento e di instabilità.

Tuttavia di seguito verranno analizzate alcune situazioni particolari, maggiormente gravose e significative, per la verifica della stabilità del pendio in prossimità delle opere da realizzare.

Al fine delle verifiche che seguono, verranno utilizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni così come indicate nella relazione geotecnica allegata al presente progetto.

In particolare si considera la seguente stratigrafia:

- Strato 1 da 0.00 m a 3.00 m dal p.c. (piroclastiti sabbio-limose)

$$\gamma = 1.40 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$E_{Ed} = 63 \text{ kg/cm}^2$$

- Strato 2 da 3.00 m a 8.00 m dal p.c. (piroclastiti sabbiose)

$$\gamma = 1.50 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$E_{Ed} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

- Strato 3 da 8.00 m a 12.00 m dal p.c. (piroclastiti sabbio-limose)

$$\gamma = 1.50 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$E_{Ed} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Inoltre ai fini delle verifiche si considera che i terreni di riempimento a tergo delle opere di sostegno da realizzare siano di tipo compattato con buone caratteristiche meccaniche, ed equivalenti a:

- Strato di materiale di riempimento a tergo opere di sostegno

$$\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ t/m}^2$$

5.3 Verifiche di stabilità – Profilo 7

Si riporta di seguito la verifica del pendio in corrispondenza del profilo 7 nella porzione dello stesso maggiormente gravosa e con il dislivello maggiore

• **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro	: Numero dello strato
Descrizione strato	: Descrizione sintetica dello strato
Coesione	: Coesione
Ang. attr.	: Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame
Densità	: Peso specifico del terreno secco
D. Saturo	: Peso specifico del terreno saturo
Vert. N.ro	: Numero del vertice della poligonale che definisce lo strato
Ascissa / Ordinata	: Coordinate dei vertici dello strato
Elem. N.ro	: Numero identificativo dell'elemento rigido
Densità	: Densità apparente dell'elemento rigido
Dens. terr	: Densità del terreno rimosso per la presenza dell'elemento rigido
Vert. N.ro	: Numero identificativo del vertice del poligono rappresentante l'elemento rigido
Ascissa e Ordinata	: Coordinate del poligono

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	13.00
						2	19.01	13.00
						3	19.01	14.17
						4	23.00	14.17
						5	23.00	17.50
						6	25.80	19.00
						7	37.10	19.00
1	riempiment	0.000	35.00	1.600	2.100	1	0.00	11.00
						2	3.53	12.00
						3	9.62	12.28
						4	10.62	13.00
						5	23.90	13.00
						6	23.90	14.50
						7	25.40	14.64
						8	28.26	17.33
						9	37.10	18.00
2	piroclastisabbio-lim	0.000	30.00	1.400	2.000	1	0.00	8.00
						2	3.53	9.00
						3	9.61	9.28
						4	11.61	10.76
						5	25.40	11.64
						6	30.26	14.33
						7	37.10	15.00
3	piroclastisabbiose	0.000	35.00	1.500	2.100	1	0.00	3.00
						2	3.53	4.00
						3	9.61	4.28
						4	11.61	5.76
						5	25.40	6.64
						6	30.26	9.33
						7	37.10	10.00
4	piroclastisabbio-lim	0.000	30.00	1.500	2.100			

DATI FORZE DISTRIBUITE VERTICALI

Vert. N.ro	Asc. in. (m)	Int. iniz. (t/ml)	Asc. fin (m)	Int. fin. (t/ml)
1	19.20	1.000	22.20	1.000
2	26.00	0.500	37.00	0.500

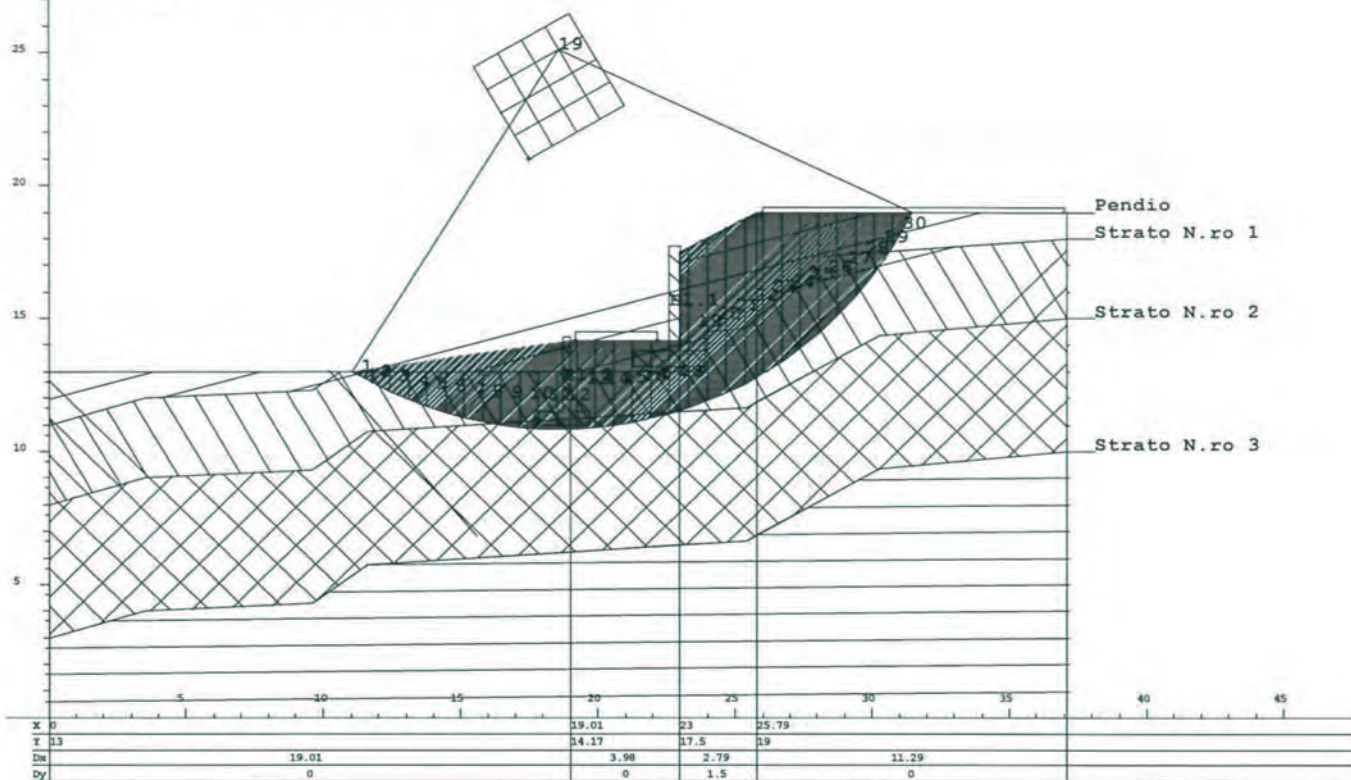
DATI ELEMENTI RIGIDI

Elem. N.ro	Densita' t/mc	Dens.terr t/mc	Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	2.50	1.50	1	21.30	13.20
			2	23.90	13.20
			3	23.90	13.80
			4	23.01	13.80
			5	23.01	17.70
			6	22.60	17.70
			7	22.60	13.80
			8	21.30	13.80
2	2.50	1.50	1	17.71	11.00
			2	19.71	11.00
			3	19.71	11.50
			4	19.02	11.50
			5	19.02	14.30
			6	18.71	14.30
			7	18.71	11.50
			8	17.71	11.50

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 19											
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell	MP - Fx = C	MP - Fx=sin	MP-Fx=sin/2	Sarma	Spencer
1	17.5	21.0	10.7			1,741					
2	18.4	21.5	11.7			1,9485					
3	19.2	22.0	12.7			NON CONV.					
4	20.1	22.5	13.7			NON CONV.					
5	21.0	23.0	14.7			NON CONV.					
6	17.0	21.9	10.9			ELEM.RIG.					
7	17.9	22.4	11.9			1,6718					
8	18.7	22.9	12.9			1,8978					
9	19.6	23.4	13.9			NON CONV.					
10	20.5	23.9	14.9			NON CONV.					
11	16.5	22.7	11.1			ELEM.RIG.					
12	17.4	23.2	12.1			ELEM.RIG.					
13	18.2	23.7	13.1			1,6243					
14	19.1	24.2	14.1			1,8623					
15	20.0	24.7	15.0			NON CONV.					
16	16.0	23.6	11.3			ELEM.RIG.					
17	16.9	24.1	12.3			ELEM.RIG.					
18	17.7	24.6	13.3			ELEM.RIG.					
19	18.6	25.1	14.3			1,5938					
20	19.5	25.6	15.2			1,9341					
21	15.5	24.5	11.5			ELEM.RIG.					
22	16.4	25.0	12.5			ELEM.RIG.					
23	17.2	25.5	13.5			ELEM.RIG.					
24	18.1	26.0	14.4			ELEM.RIG.					
25	19.0	26.5	15.4			ELEM.RIG.					

Superficie N.ro 19
 Raggio = 14.25 m - $X_c = 18.59$ m - $Y_c = 25.09$ m
 Bell=1.59



5.4 Verifiche di stabilità – Profilo 12

Si riporta di seguito la verifica del pendio in corrispondenza del profilo 7 nella porzione dello stesso maggiormente gravosa e con il dislivello maggiore

- SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

<i>Str. N.ro</i>	: <i>Numero dello strato</i>
<i>Descrizione strato</i>	: <i>Descrizione sintetica dello strato</i>
<i>Coesione</i>	: <i>Coesione</i>
<i>Ang. attr.</i>	: <i>Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame</i>
<i>Densità</i>	: <i>Peso specifico del terreno secco</i>
<i>D. Saturo</i>	: <i>Peso specifico del terreno saturo</i>
<i>Vert. N.ro</i>	: <i>Numero del vertice della poligonale che definisce lo strato</i>
<i>Ascissa / Ordinata</i>	: <i>Coordinate dei vertici dello strato</i>

- SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

<i>Elem. N.ro</i>	: <i>Numero identificativo dell'elemento rigido</i>
<i>Densità</i>	: <i>Densità apparente dell'elemento rigido</i>
<i>Dens. terr</i>	: <i>Densità del terreno rimosso per la presenza dell'elemento rigido</i>
<i>Vert. N.ro</i>	: <i>Numero identificativo del vertice del poligono rappresentante l'elemento rigido</i>
<i>Ascissa Ordinata</i>	<i>e</i> : <i>Coordinate del poligono</i>

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	22.00
						2	17.57	22.00
						3	17.57	24.30
						4	21.67	24.30
						5	26.00	25.50
						6	36.89	25.50
						7	36.89	30.00
						8	57.00	30.00
1	riempiment	0.000	35.00	1.500	2.100	1	0.00	20.55
						2	17.57	20.55
						3	17.57	22.00
						4	36.89	23.60
						5	44.57	26.26
						6	47.00	30.00
						7	57.00	30.00
2	pirocl. sabbio-lim	0.000	30.00	1.400	2.000	1	0.00	17.55
						2	17.57	19.60
						3	36.89	20.60
						4	44.57	23.26
						5	47.00	27.00
						6	57.00	27.00
3	pirocl. sabbiose	0.000	35.00	1.500	2.100	1	0.00	12.55
						2	17.57	14.60
						3	36.89	15.60
						4	44.57	18.26
						5	47.00	22.00
						6	57.00	22.00
4	pirocl. sabbio-lim	0.000	30.00	1.500	2.100			

DATI FORZE DISTRIBUITE VERTICALI

Vert. N.ro	Asc. in. (m)	Int. iniz. (t/ml)	Asc. fin (m)	Int. fin. (t/ml)
1	37.40	1.000	42.24	1.000
2	26.27	0.500	34.44	0.500
3	7.80	0.500	16.14	0.500

DATI ELEMENTI RIGIDI

Elem. N.ro	Densita' t/mc	Dens.terr t/mc	Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	2.50	1.50	1	38.30	23.60
			2	34.60	23.60
			3	34.60	24.40
			4	36.40	24.40
			5	36.40	30.20
			6	36.90	30.20
			7	36.90	24.40
			8	38.30	24.40
2	2.50	1.50	1	18.28	20.60
			2	16.28	20.60
			3	16.28	21.10
			4	17.28	21.10
			5	17.28	24.40
			6	17.58	24.40
			7	17.58	21.10
			8	18.28	21.10

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 16				Bishop	Jambu	Bell	MP - Fx = C	MP - Fx=sin	MP-Fx=sin/2	Sarma	Spencer
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)								
1	29.3	36.0	15.4			NON CONV.					
2	30.2	36.5	15.3			NON CONV.					
3	31.1	37.0	15.3			2,0853					
4	31.9	37.5	15.4			2,085					
5	32.8	38.0	15.5			2,0902					
6	33.7	38.5	15.7			NON CONV.					

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

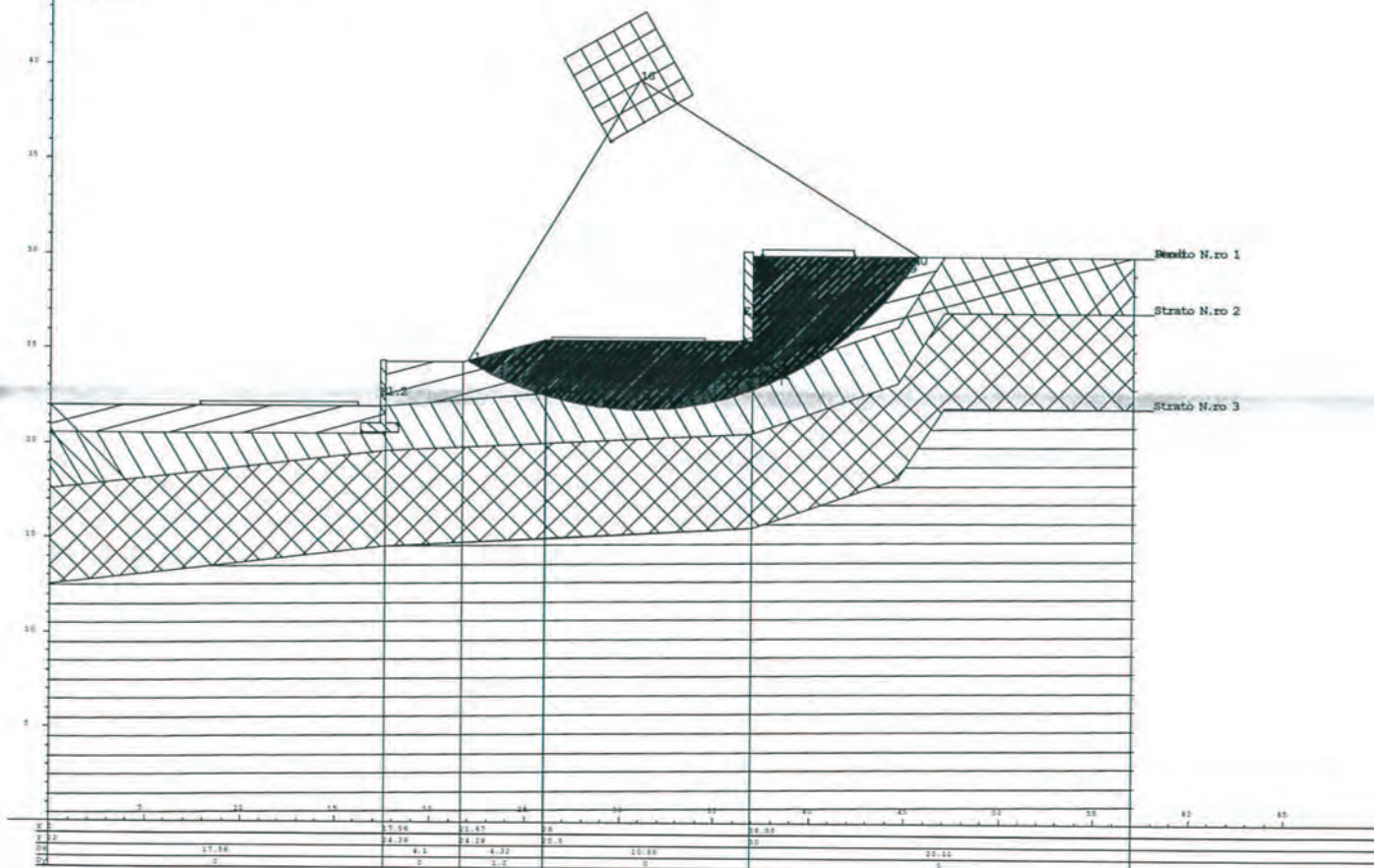
N.ro Cerchio critico : 16

Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell	MP - Fx = C	MP - Fx=sin	MP-Fx=sin/2	Sarma	Spencer
7	28.8	36.8	16.4			NON CONV.					
8	29.7	37.3	16.3			NON CONV.					
9	30.6	37.8	16.3			2,0713					
10	31.4	38.3	16.4			2,0769					
11	32.3	38.8	16.5			2,0881					
12	33.2	39.3	16.6			NON CONV.					
13	28.3	37.7	17.4			ELEM.RIG.					
14	29.2	38.2	17.3			NON CONV.					
15	30.1	38.7	17.3			2,0921					
16	30.9	39.2	17.4			2,0542					
17	31.8	39.7	17.5			2,0834					
18	32.7	40.2	17.6			NON CONV.					
19	27.8	38.6	18.4			ELEM.RIG.					
20	28.7	39.1	18.3			NON CONV.					
21	29.6	39.6	18.3			2,0816					
22	30.4	40.1	18.3			2,0674					
23	31.3	40.6	18.4			2,062					
24	32.2	41.1	18.6			2,092					
25	27.3	39.4	19.4			ELEM.RIG.					
26	28.2	39.9	19.3			ELEM.RIG.					
27	29.1	40.4	19.3			2,0859					
28	29.9	40.9	19.3			2,0635					
29	30.8	41.4	19.4			2,0709					
30	31.7	41.9	19.6			2,0836					
31	26.8	40.3	20.4			ELEM.RIG.					
32	27.7	40.8	20.3			ELEM.RIG.					
33	28.6	41.3	20.3			ELEM.RIG.					
34	29.4	41.8	20.3			2,0636					
35	30.3	42.3	20.4			2,0597					
36	31.2	42.8	20.6			2,0738					

Superficie N.ro 16

Raggio = 17.35 m - Xc = 30.93 m - Yc = 39.21 m

Bell=2,05



6. Conclusioni

Pertanto in conclusione non si ritiene che sussistano rischi di instabilizzazione del versante, a patto di realizzare un sistema di drenaggio delle acque superficiali che impedisca la saturazione della coltre superficiale.

Sarà altresì essenziale curare la manutenzione del collettore presente nel lotto allo scopo di evitare che, per effetto della saturazione degli strati profondi più permeabili, si determini lo scollamento della coltre superficiale.

IL DIRETTORE DEI LAVORI
Ing GIUSEPPE SOLARI



IL COLLETTORIO
IN C.O.
ARCA VITTORIO BARNETTA

COMUNE DI NAPOLI
Servizio Area Tecnica

