

**PROGETTO DI FATTIBILITA'  
TECNICA ED ECONOMICA**

Decreto della Protezione Civile della Regione n.  
DCR/703/PC/2015 dd. 31.07.2015

INTERVENTO URGENTE DI PROTEZIONE CIVILE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA A SALVAGUARDIA DEI CENTRI ABITATI E DELLA VIABILITA' DAGLI ALLAGAMENTI ORIGINATI DAL "SISTEMA LAVIE" NEI COMUNI DI BASILIANO, FAGAGNA, MERETO DI TOMBA E SAN VITO DI FAGAGNA.

1d - Relazione geologico - geotecnica

**298**

IL PROGETTISTA

Ing. Massimo Canali

Redazione a cura  
Servizio tecnico consorziale

3					
2					
1	EMISSIONE	06/06/2018	AB	CN	MC
REV.N°	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

**COMUNE DI FAGAGNA PROVINCIA DI UDINE**

Intervento urgente di protezione civile per la sistemazione idraulica a salvaguardia dei centri abitati e della viabilità dagli allagamenti originati dal "sistema Lavie" nei Comuni di Basiliano, Fagagna, Mereto di Tomba e San Vito di Fagagna.

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

**Committente: Consorzio di Bonifica Pianura Friulana**

## **PREMESSE**

Su incarico del Consorzio di Bonifica Pianura Friulana è stato svolto uno studio geologico e geotecnico relativo all'Intervento urgente di protezione civile per la sistemazione idraulica a salvaguardia dei centri abitati e della viabilità dagli allagamenti originati dal "sistema Lavie" nei Comuni di Basiliano, Fagagna, Mereto di Tomba e San Vito di Fagagna. Lo studio ha preso in considerazione le aree interessate dalle nuove condotte in progetto, come riportato nella "Carta ubicazione indagini" in scala 1:5.000 di All.1.

Si dovevano definire le condizioni geomorfologiche ed idrologiche dell'area destinata al progetto, nonché accertare la natura e le caratteristiche del sottosuolo per fornire i parametri geologico-tecnici utili alla progettazione, tenendo presente che il territorio in esame è posto in zona 2 secondo la nuova classificazione sismica regionale (D.G.R. N°845 del 06/05/2010). Le verifiche sono state eseguite applicando le "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018".

L'indagine di superficie è stata integrata dalle seguenti indagini:

- n.3 scavi meccanici fino alla profondità di 3 m all'interno del bacino B09 (più altri 3 scavi più superficiali);

- n.9 analisi granulometriche su campioni prelevati all'interno degli scavi per la classificazione delle terre secondo le norme AGI/63.
- n.3 prove di permeabilità in pozzetto a base circolare a carico costante eseguiti sul fondo degli scavi.
- n.2 prove penetrometriche dinamiche fino a "rifiuto" in corrispondenza di due manufatti previsti.

## RELAZIONE GEOLOGICA

L'area oggetto di studio è posta a quote comprese tra 143 m e 111 m s.l.m.m. poco a Sud delle modeste colline facente parte della cerchia più esterna dell'anfiteatro morenico Tilaventino (Wurm). La morfologia della zona é pianeggiante con debole inclinazione verso Sud; la formazione della pianura è da attribuire alla sedimentazione, operata prevalentemente dalle acque di fusione del ghiacciaio Tilaventino, di depositi fluvio-glaciali.

La litologia è quindi caratterizzata da depositi classificabili come "ghiaie e sabbie con limo e argilla"; tali depositi non presentano significativi cambiamenti, sia lateralmente che in profondità nel tratto preso in esame, almeno entro la profondità di interessa progettuale.

La situazione geologica rilevata viene rappresentata nella "Carta geologica" in scala 1:12.500 di All.2, tratta dalla Cartografia Geologica Nazionale (progetto CARG) foglio 066 "Udine", realizzato sotto la diretta responsabilità del Servizio geologico regionale.

La natura delle alluvioni è fundamentalmente calcareo-dolomitica.

Queste alluvioni sono ricoperte da uno strato colluviale, derivato dall'azione di dilavamento delle morene costituenti le colline poste a Nord: Questo strato è costituito da limo e sabbia con scarsa ghiaia potente mediamente 0,5 m (la potenza è maggiore nella zona più a

Sud-Ovest dell'invaso 09, dove è stato ubicato lo scavo n.1, dovuta a riporto derivante dallo scavo del vicino canale).

L'idrologia naturale di superficie non è definita da alcun elemento naturale, mentre le acque meteoriche di ruscellamento vengono parzialmente drenate dal "Fosso del Pasco" che attraversa la zona indagata da Nord verso Sud.

La falda freatica è assai profonda ed è caratterizzata da notevoli oscillazioni tra le fasi di magra e di piena, variando rispettivamente tra 80 m e 60 m dal p.c. Date le caratteristiche litologiche e l'entità della circolazione idrica nel sottosuolo, in accordo con le teorie di MEDVEDEV, si può escludere una qualsiasi sua influenza sul comportamento sismico dei terreni, compresi pericoli di liquefazione degli stessi.

Infine, per quanto riguarda la tettonica, si segnala la presenza di un sovrascorrimento cieco, che attraversa la zona da NW a SE che sembra non attivo. La posizione di questa linea tettonica è osservabile nella "Carta geologica" riportata in All.2, dove è possibile accertare anche l'uniformità litologica già descritta in tutta l'area esaminata.

## RELAZIONE GEOTECNICA

Di seguito vengono riportati i risultati conseguiti con le indagini elencate nelle premesse che hanno permesso di accertare la buona uniformità del sottosuolo in tutta l'area esaminata. L'ubicazione di queste indagini è riportata negli allegati 3° e 3b. La situazione è ben rappresentata dagli scavi eseguiti che, oltre a verificare la buona omogeneità litostratigrafica al di sotto dello strato agrario superficiale, mettono in evidenza la potenza di questo strato che mediamente è di 50 cm, con l'eccezione della limitata area già segnalata nell'invaso N.9 dove, a causa dei riporti, tale strato ha una potenza di circa 1,4 m. Le stratigrafie degli scavi sono riportate negli allegati 4a e 4b, verificabile anche dalla documentazione fotografica degli stessi riportata in All.7. La classificazione litologica, secondo le norme AGI/63, è stata eseguita mediante il prelievo di 9 campioni di terreno che sono stati sottoposti ad analisi granulometrica con vagliatura e decantazione. I risultati conseguiti sono riportati negli allegati 5a+5c, dove è possibile osservare che lo strato posto al di sotto dei terreni superficiali sia costantemente costituito da ghiaia sabbiosa debolmente limosa "ben graduata".

In corrispondenza degli scavi N.1, N.2 e N.3, allo scopo di definire il grado di permeabilità dei sedimenti presenti nell'ambito dell'invaso 09 in

progetto, sono state eseguite, alla profondità di 1 m dal p.c., prove a "carico costante". A tale scopo, in fondo allo scavo, è stato preparato un piano livellato al fine di inserire un cilindro metallico alto 12 cm e con diametro interno di 10 cm, infisso nel terreno per una profondità di 2 cm. Tale cilindro è predisposto per l'esecuzione di prove in pozzetto a carico costante, adatto soprattutto per terreni granulari. Le prove a carico costante si eseguono riempiendo d'acqua, con cilindro graduato, il pozzetto e misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello in un dato tempo. Le prove si ritengono eseguite in modo corretto quando si presentano le seguenti condizioni:

- a) Il terreno deve essere saturato preventivamente in modo da stabilire un regime di flusso permanente;
- b) La profondità del pozzetto deve essere pari a circa 1/7 dell'altezza del fondo dal livello di falda;
- c) Il diametro del pozzetto deve essere almeno 10-15 volte il diametro massimo dei granuli del terreno;
- d) Il terreno sia omogeneo, isotropo e con coefficiente di permeabilità  $k > 10^{-6}$  m/s.

Tutte queste condizioni sono state rispettate.

Il coefficiente di permeabilità  $k$  viene calcolato con la seguente equazione:

Prove a carico costante

$$k = \frac{q}{p \cdot r \cdot x}$$



dove:

q = portata assorbita a livello costante;

p rxr = superficie di base del pozzetto.

Risultati ottenuti:

1) scavo N.1 con prova a -1,0 m dal p.c. assorbiti 0,05 l in 600 s pari a una portata di 0,083 cm<sup>3</sup>/s

$$k = \frac{0,083}{78,53} = 1,06 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

Questa è la permeabilità del terreno agrario superficiale.

2) scavo N.2 con prova a -2 m dal p.c. assorbiti 1,0 l in 84 s pari a una portata di 11,90 cm<sup>3</sup>/s

$$k = \frac{11,90}{78,53} = 0,1515 \text{ cm/s}$$

3) scavo N.3 con prova a - 2 m dal p.c. assorbiti 1,0 l in 75 s pari a una portata di 13,3 cm<sup>3</sup>/s

$$k = \frac{13,3}{78,53} = 0,1693 \text{ cm/s}$$

Secondo questi dati, per i terreni essenzialmente ghiaiosi posti al di sotto dello strato agrario, si può considerare una permeabilità media  $K = 0,16 \text{ cm/s}$

Infine, per definire i parametri geotecnici da utilizzare per le opere di fondazione, sono state eseguite N.2 prove penetrometriche. Di seguito si riportano i risultati conseguiti. Successivamente sono state eseguite le verifiche delle capacità portanti e le verifiche di stabilità degli argini previsti.

Le prove penetrometriche dinamica sono

state eseguite nei punti indicati nella "Carta delle indagini" All.3a+3b. In particolare sono riportati i seguenti parametri geotecnici dei sedimenti presenti fino alla profondità di circa 4 m dal p.c. (che rappresenta la profondità di interesse progettuale):

- angolo d'attrito = 36°
- peso di volume = 1,95 t/mc
- coesione = 0 kg/cmq;
- modulo edometrico ~ 360 kg/cmq.

I grafici delle prove penetrometriche sono riportati negli allegati 6a e 6b. Per le opere da realizzare sono state eseguite verifiche, di base per il progettista, del complesso terreno-fondazione per la definizione dei carichi massimi ammissibili ed in particolare dei cedimenti prevedibili. Le verifiche sono state eseguite applicando le "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018". Per una definizione della categoria del suolo di fondazione in base alla nuova normativa antisismica si precisa che, in base alle indagini sismiche contenute nello studio geologico del territorio comunale, i terreni costituenti il sottosuolo presentano il seguente parametro:

- Vs30 > 360 m/s;

Pertanto il suolo di fondazione è da attribuire alla classe B.

# PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente: Consorzio di Bonifica Pianura Friulana  
 Descrizione: Invasi  
 Località: S. Vito di Fagagna

## Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: Nordmeyer LRS

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	20 Kg
Altezza di caduta libera	0,50 m
Peso sistema di battuta	4,2 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	1,00 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

## PROVA ... Nr.1 (All.6a) Invaso 11

Strumento utilizzato... Nordmeyer LRS  
 Prova eseguita in data 18/04/2017  
 Profondità prova 4,20 mt  
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	5	0,857	32,20	37,59	1,61	1,88
0,20	8	0,855	51,41	60,15	2,57	3,01
0,30	6	0,853	38,47	45,11	1,92	2,26
0,40	9	0,851	57,57	67,67	2,88	3,38
0,50	8	0,849	51,06	60,15	2,55	3,01
0,60	9	0,847	57,32	67,67	2,87	3,38
0,70	11	0,845	69,90	82,71	3,50	4,14
0,80	23	0,743	128,55	172,93	6,43	8,65
0,90	35	0,692	181,98	263,16	9,10	13,16
1,00	27	0,740	150,18	203,01	7,51	10,15
1,10	26	0,738	132,33	179,31	6,62	8,97
1,20	25	0,736	126,94	172,41	6,35	8,62
1,30	29	0,735	146,91	200,00	7,35	10,00
1,40	35	0,683	164,83	241,38	8,24	12,07

1,50	34	0,681	159,73	234,48	7,99	11,72
1,60	36	0,680	168,72	248,28	8,44	12,41
1,70	32	0,678	149,61	220,69	7,48	11,03
1,80	30	0,726	150,27	206,90	7,51	10,34
1,90	27	0,725	134,95	186,21	6,75	9,31
2,00	19	0,773	101,31	131,03	5,07	6,55
2,10	29	0,722	133,30	184,71	6,66	9,24
2,20	35	0,670	149,39	222,93	7,47	11,15
2,30	32	0,669	136,28	203,82	6,81	10,19
2,40	45	0,617	176,89	286,62	8,84	14,33
2,50	41	0,616	160,78	261,15	8,04	13,06
2,60	32	0,664	135,39	203,82	6,77	10,19
2,70	36	0,663	151,98	229,30	7,60	11,46
2,80	35	0,661	147,45	222,93	7,37	11,15
2,90	34	0,660	142,94	216,56	7,15	10,83
3,00	25	0,709	112,85	159,24	5,64	7,96
3,10	24	0,707	100,45	142,01	5,02	7,10
3,20	29	0,706	121,15	171,60	6,06	8,58
3,30	28	0,705	116,75	165,68	5,84	8,28
3,40	27	0,703	112,38	159,76	5,62	7,99
3,50	26	0,702	108,02	153,85	5,40	7,69
3,60	32	0,651	123,24	189,35	6,16	9,47
3,70	35	0,650	134,54	207,10	6,73	10,36
3,80	31	0,648	118,94	183,43	5,95	9,17
3,90	30	0,697	123,77	177,51	6,19	8,88
4,00	34	0,646	129,97	201,18	6,50	10,06
4,10	48	0,595	157,75	265,19	7,89	13,26
4,20	58	0,594	190,25	320,44	9,51	16,02

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0,7	8	60,15	Incoerente	0	1,66	0,0	0,06	1	8	sabbia e limo
4,2	32,11	205,37	Incoerente	0	2,15	0,0	0,49	1	32,11	ghiaia sabbiosa

#### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1 (All.3a) Invaso 11

Strato	Prof. (m)	NSPT	Tipo	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) sabbia e limo	0,00-0,70	8	Incoerente	1,45	1,90	29,29	--	73,68	95,10	0,34	459,01
Strato (2) ghiaia sabbiosa	0,70-4,20	32,11	Incoerente	1,72	2,07	36,17	--	373,87	464,20	0,29	1694,94

PROVA ... Nr.2 (All.6b) Invaso 09

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

Nordmeyer LRS  
 18/04/2017  
 4,80 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	3	0,857	19,32	22,56	0,97	1,13
0,20	3	0,855	19,28	22,56	0,96	1,13
0,30	4	0,853	25,64	30,08	1,28	1,50
0,40	4	0,851	25,59	30,08	1,28	1,50
0,50	3	0,849	19,15	22,56	0,96	1,13
0,60	3	0,847	19,11	22,56	0,96	1,13
0,70	4	0,845	25,42	30,08	1,27	1,50
0,80	4	0,843	25,36	30,08	1,27	1,50
0,90	4	0,842	25,31	30,08	1,27	1,50
1,00	5	0,840	31,57	37,59	1,58	1,88
1,10	5	0,838	28,90	34,48	1,44	1,72
1,20	4	0,836	23,07	27,59	1,15	1,38
1,30	5	0,835	28,78	34,48	1,44	1,72
1,40	6	0,833	34,46	41,38	1,72	2,07
1,50	15	0,781	80,81	103,45	4,04	5,17
1,60	16	0,780	86,02	110,34	4,30	5,52
1,70	17	0,778	91,21	117,24	4,56	5,86
1,80	16	0,776	85,66	110,34	4,28	5,52
1,90	15	0,775	80,15	103,45	4,01	5,17
2,00	23	0,723	114,71	158,62	5,74	7,93
2,10	29	0,722	133,30	184,71	6,66	9,24
2,20	32	0,670	136,59	203,82	6,83	10,19
2,30	31	0,669	132,02	197,45	6,60	9,87
2,40	30	0,717	137,03	191,08	6,85	9,55
2,50	33	0,666	139,92	210,19	7,00	10,51
2,60	35	0,664	148,08	222,93	7,40	11,15
2,70	36	0,663	151,98	229,30	7,60	11,46
2,80	35	0,661	147,45	222,93	7,37	11,15
2,90	39	0,610	151,54	248,41	7,58	12,42
3,00	32	0,659	134,25	203,82	6,71	10,19
3,10	29	0,707	121,38	171,60	6,07	8,58
3,20	34	0,656	131,98	201,18	6,60	10,06
3,30	31	0,655	120,09	183,43	6,00	9,17
3,40	32	0,653	123,72	189,35	6,19	9,47
3,50	30	0,702	124,64	177,51	6,23	8,88
3,60	34	0,651	130,94	201,18	6,55	10,06
3,70	38	0,650	146,07	224,85	7,30	11,24
3,80	41	0,598	145,18	242,60	7,26	12,13
3,90	35	0,647	134,04	207,10	6,70	10,36
4,00	36	0,646	137,61	213,02	6,88	10,65
4,10	37	0,645	131,82	204,42	6,59	10,22
4,20	35	0,644	124,47	193,37	6,22	9,67
4,30	45	0,593	147,32	248,62	7,37	12,43
4,40	48	0,591	156,84	265,19	7,84	13,26
4,50	40	0,590	130,46	220,99	6,52	11,05
4,60	43	0,589	139,98	237,57	7,00	11,88

4,70	45	0,588	146,23	248,62	7,31	12,43
4,80	50	0,587	162,18	276,24	8,11	13,81

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1,4	4,07	29,72	Incoerente	0	1,63	0,0	0,11	1	4,07	sabbia e limo
2	17	117,24	Incoerente	0	2,14	0,0	0,29	1	17	sabbia ghiaiosa
4,8	36,25	215,05	Incoerente	0	2,18	2,08	0,66	1	36,25	ghiaia sabbiosa

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2 (All.3b) Invaso 09**

Strato	Prof. (m)	NSPT	Tipo	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) sabbia e limo	0,00-1,40	4,07	Incoerente	1,40	1,87	28,16	--	56,15	66,67	0,35	243,18
Strato (2) sabbia ghiaiosa	1,40-2,00	17	Incoerente	1,56	1,97	31,86	--	113,82	309,70	0,32	932,26
Strato (3) ghiaia sabbiosa	2,00-4,80	36,25	Incoerente	1,75	2,09	37,36	--	417,17	511,83	0,28	1899,60

# CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

### Norme tecniche per le Costruzioni 2018

*Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.*

### Norme tecniche per le Costruzioni 2008

*Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.*

### Eurocodice 7

*Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.*

### Eurocodice 8

*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

## CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

### Metodo di Terzaghi (1955)

La formula di Terzaghi può essere scritta:

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

dove:

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

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

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

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

## VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

$E_d$ -pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$ -capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$ -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

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

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

Dove:

$N_d$ -azione normale di progetto

$A_{ef} = B_R \cdot L'$  -area ridotta

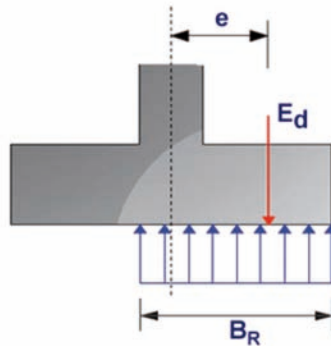
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta  $A_{ef} = B' \times L'$

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

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

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



Dove:

$e = N_d / M_d$  - eccentricità dei carichi

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{\max} / g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$\beta$  Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;  
 $a_{\max}$  Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;  
 $g$  Accelerazione di gravità;



Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

$S$ : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $k_v$  è definito in funzione di  $k_h$ , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

## VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

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

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

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

## CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

## DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	Fagagna
Lat./ Long. [WGS84]	46/13,077
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	40,0

## SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,093
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25

Coefficiente intensità sismico terreno [K<sub>hk</sub>] 0,0186  
 Coefficiente intensità sismico struttura [K<sub>hi</sub>] 0,2307

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe II  
 Vita nominale: 50,0 [anni]  
 Vita di riferimento: 50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,58	2,47	0,24
S.L.D.	50,0	0,76	2,48	0,26
S.L.V.	475,0	2,14	2,45	0,33
S.L.C.	975,0	2,85	2,47	0,35

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,696	0,2	0,0142	0,0071
S.L.D.	0,912	0,2	0,0186	0,0093
S.L.V.	2,5383	0,28	0,0725	0,0362
S.L.C.	3,1716	0,28	0,0906	0,0453

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [Kg/cm <sup>2</sup> ]
0,5	1660,0	1910,0	30,24	0,0	0,0	96,0	121,68
3,7	2150,0	0,0	36,79	0,0	0,0	376,56	366,23

#### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	3,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	3,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	3,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	3,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

#### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	8,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	3,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	3,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 5,0 Kg/cm<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	52,32
Fattore [Nc]	68,62
Fattore [Ng]	59,75
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,84 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

**SISMA**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	52,32
Fattore [Nc]	68,62
Fattore [Ng]	59,75
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3,84 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

**CEDIMENTI PER OGNI STRATO****\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	3,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	10,0
Distanza	1,02 m
Angolo	92,89 °
Cedimento totale	0,62 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,6	0,535	0,71	Edometrico	0,6202	--	0,6202

### CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	3,84 Kg/cm <sup>2</sup>
Spessore strato	10,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	376,56 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0,29

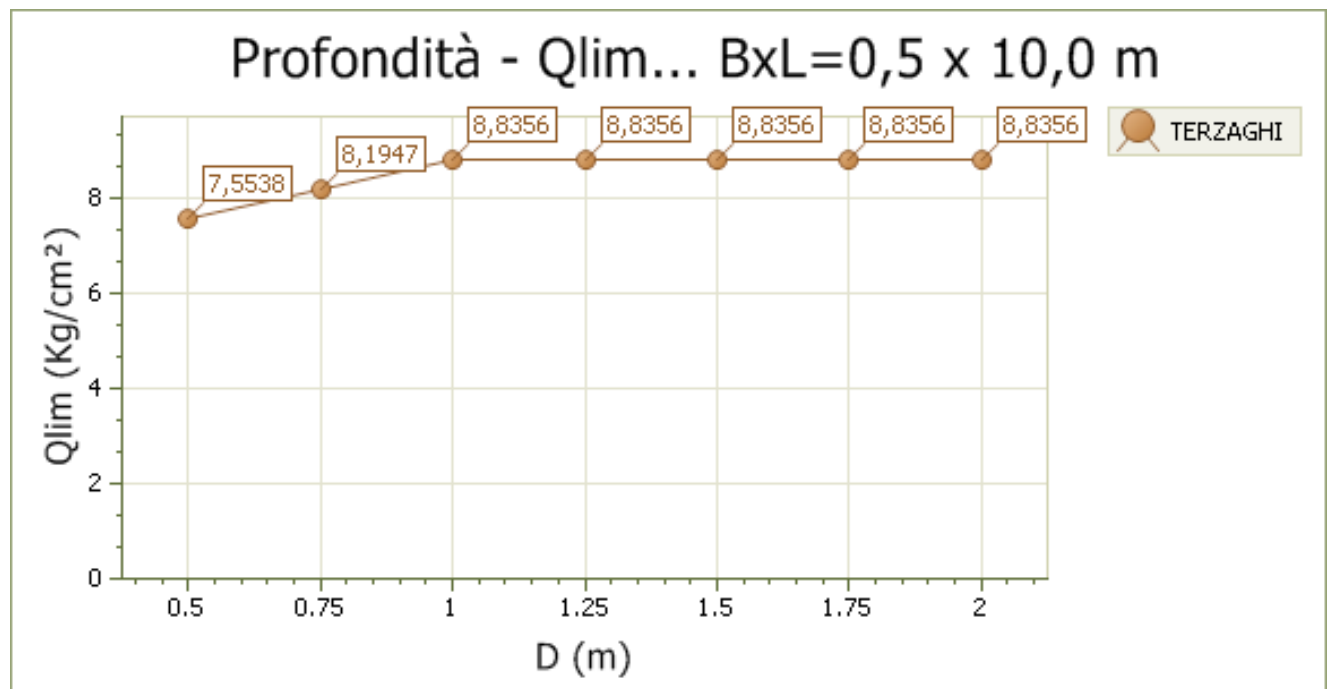
Coefficiente di influenza I1	1,2
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	1,24

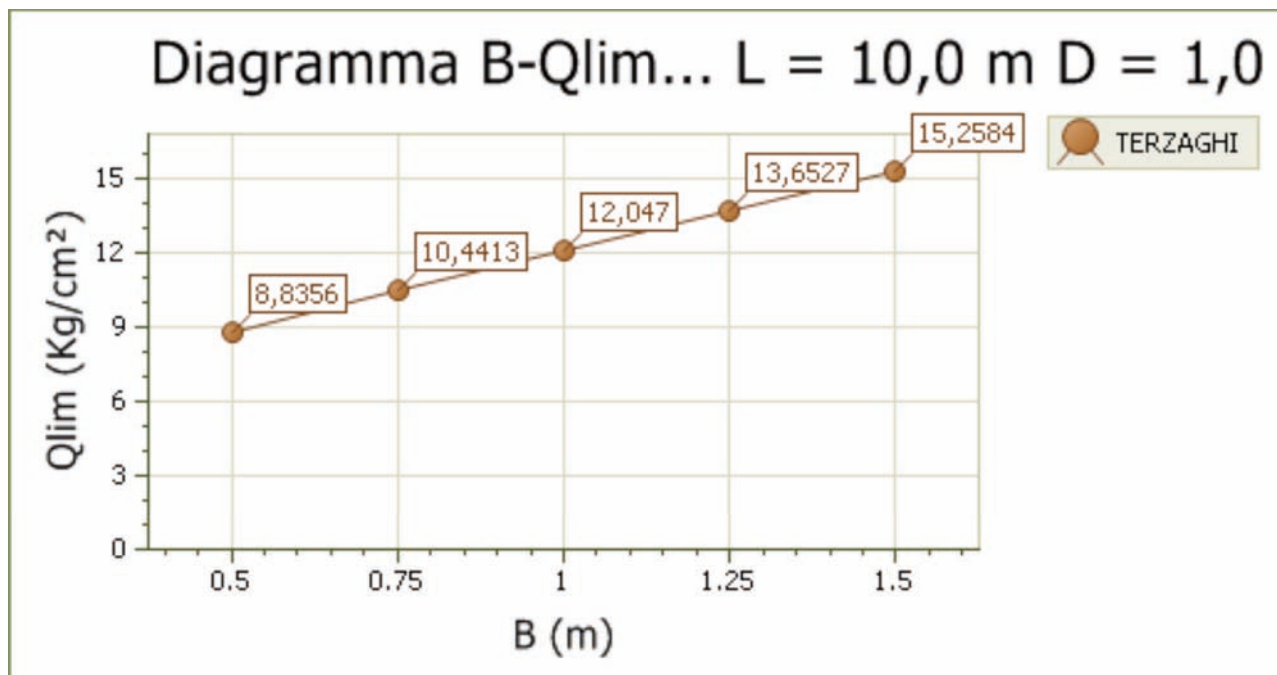
Cedimento al centro della fondazione	7,5 mm
--------------------------------------	--------

Coefficiente di influenza I1	0,99
Coefficiente di influenza I2	0,11
Coefficiente di influenza Is	1,05
Cedimento al bordo	3,19 mm

Le verifiche sopra riportate sono solo indicative per il progettista e prevedono fondazioni continue impostate alla profondità di 1 m, entro i sedimenti costituiti da ghiaia e sabbia e larghezza di 0,5 m. Per altre dimensioni di fondazione, di seguito, si riportano i grafici dei carichi limite con la combinazione A1+M1+R3.

In particolare il primo grafico esprime il carico limite per fondazioni continue impostate fino alla profondità di 1,5 m (incastro) e larghezza di 0,5 m. Il secondo grafico esprime il carico limite per fondazioni continue impostate alla profondità di 1 m e larghezza fino a 1,5 m.





## VERIFICHE DI STABILITA' ARGINI

### Relazione di calcolo

#### Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

#### Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione ( $c$ ) e angolo di resistenza al taglio ( $\varphi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

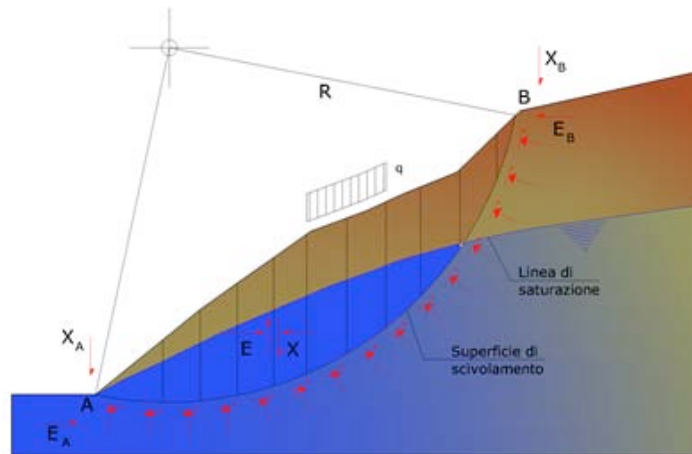
#### Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata  $x$  che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$ ;
- equazioni relative al criterio di rottura  $n$ .

Totale numero di equazioni  $4n$ .

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quanto si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

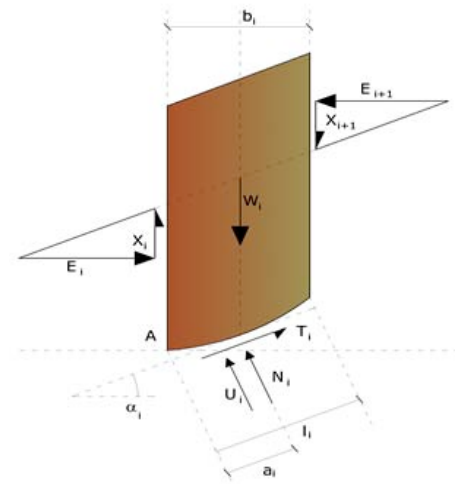
### Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre ΔX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.



### Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F<sub>H</sub>** e **F<sub>V</sub>** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W** peso concio;
- K<sub>x</sub>** coefficiente sismico orizzontale;
- K<sub>y</sub>** coefficiente sismico verticale.

### Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

### Analisi di stabilità dell'argine tipo con: BISHOP (1955)

Zona	Fagagna
Lat./Long.	46,094/13,077
Calcolo eseguito secondo	[A2+M1+R2]
Numero di strati	2,0
Numero dei concii	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,2
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	1,65 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	113,21 m
Ascissa vertice destro superiore xs	3,23 m
Ordinata vertice destro superiore ys	114,5 m
Passo di ricerca	10,0



Numero di celle lungo x 5,0  
 Numero di celle lungo y 5,0

**Sisma**

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,019  
 Coefficiente azione sismica verticale 0,009

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	110,45
2	0,6	110,05
3	1,3	110,02
4	1,6	110,2
5	2,7	110,7
6	4,9	112,9
7	5,9	112,9
8	8,1	110,7
9	10,0	110,7

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	0,0	110,45
2	0,6	110,05
3	1,3	110,02
4	1,6	110,2
5	2,63	110,67
6	8,09	110,71
7	8,1	110,7
8	10,0	110,7

**Coefficienti parziali azioni**

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,3  
 Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,0  
 Coesione efficace 1,0  
 Coesione non drenata 1,0  
 Riduzione parametri geotecnici terreno No

**Stratigrafia**

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0.05	0.05	38	1950	2050		
2	0	0	36	1900	2000		

**Risultati analisi pendio [[A2+M1+R2]]**

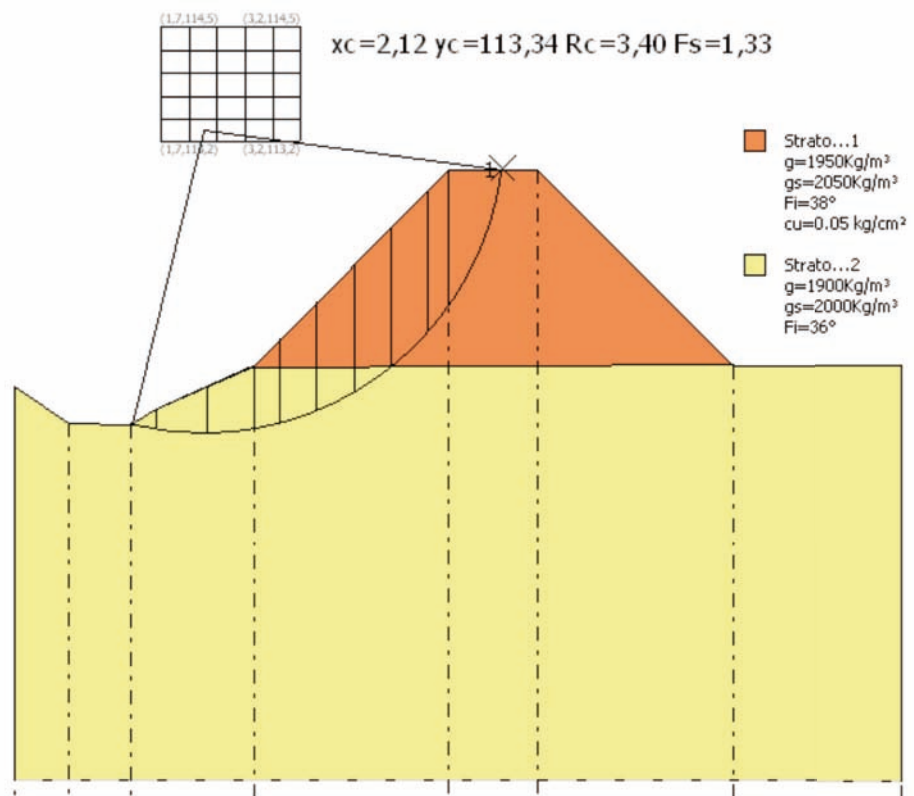
Fs minimo individuato 1,33  
 Ascissa centro superficie 2,12 m

Ordinata centro superficie  
Raggio superficie

113,34 m  
3,4 m

$x_c = 2,125$   $y_c = 113,342$   $R_c = 3,402$   $F_s = 1,332$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,27	-11,2	0,28	58,59	1,11	0,53	0,0	36,0	0,0	65,6	29,8
2	0,56	-4,1	0,56	402,39	7,65	3,62	0,0	36,0	0,0	417,1	189,6
3	0,54	5,2	0,54	639,45	12,15	5,76	0,0	36,0	0,0	616,8	280,3
4	0,29	12,3	0,3	466,42	8,86	4,2	0,0	36,0	0,0	434,4	197,4
5	0,42	18,5	0,44	872,86	16,58	7,86	0,0	36,0	0,0	798,9	363,1
6	0,42	26,2	0,46	1076,67	20,46	9,69	0,0	36,0	0,0	980,6	445,7
7	0,42	34,3	0,51	1223,94	23,25	11,02	0,0	36,0	0,0	1131,0	514,1
8	0,42	43,4	0,57	1294,31	24,59	11,65	0,07	38,0	0,0	1055,7	767,5
9	0,24	51,5	0,38	722,69	13,73	6,5	0,07	38,0	0,0	589,3	454,6
10	0,6	68,6	1,64	1181,86	22,46	10,64	0,07	38,0	0,0	627,1	1023,7



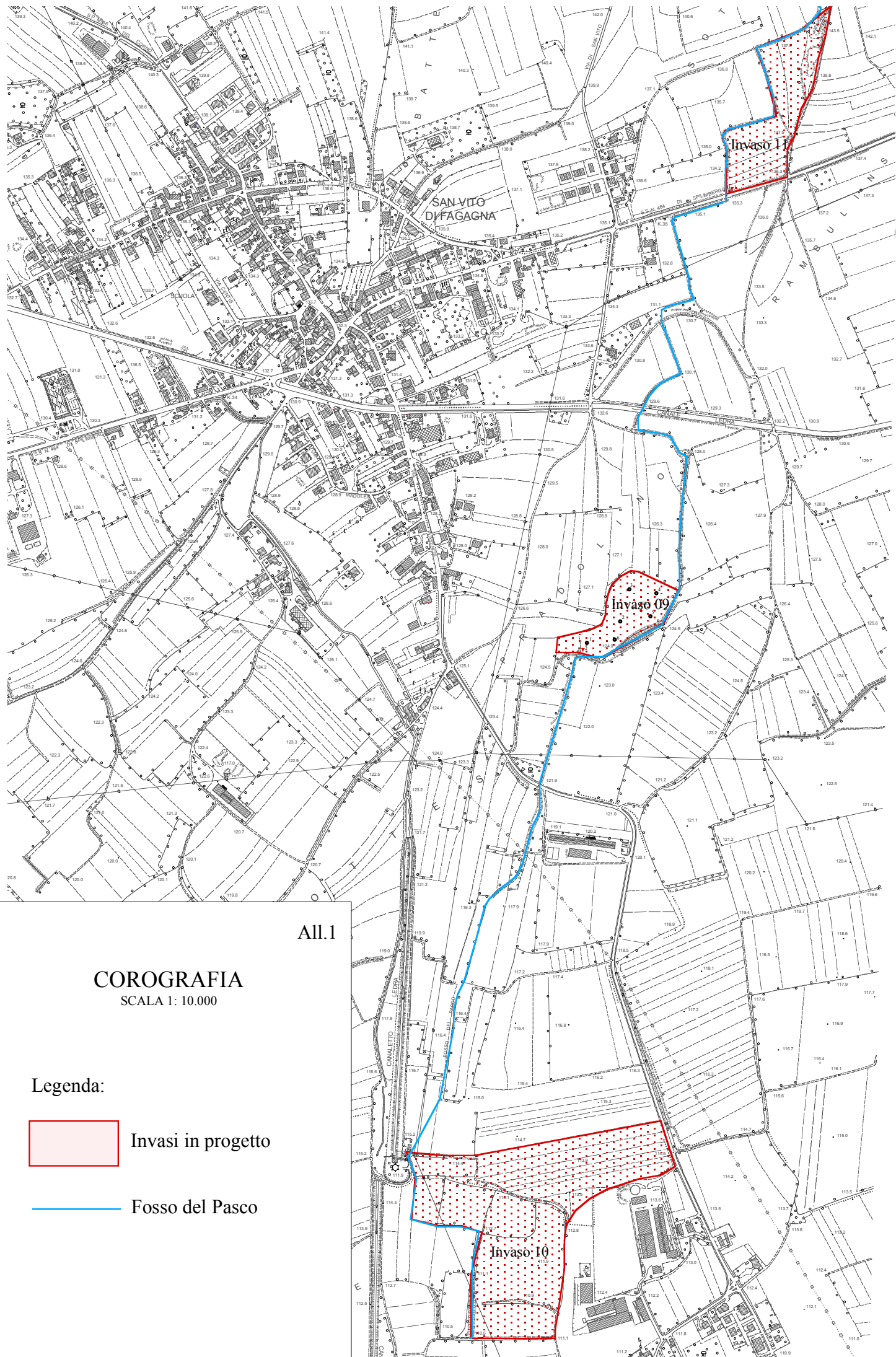
Quote	110,45	110,05	110,02	110,70	112,90	112,90	110,70	110,70
Distanze Parziali	0,00	0,60	0,70	1,40	2,20	1,00	2,20	1,90
Distanze Progressive	0,00	0,60	1,30	2,70	4,90	5,90	8,10	10,00

## CONCLUSIONI

Le indagini e le verifiche sopra esposte hanno definito tutti i parametri utili alla corretta progettazione delle opere previste. Per quanto riguarda le arginature è possibile realizzarle utilizzando il materiale proveniente dallo scavo degli invasi. In tal caso si dovranno realizzare i riporti in strati successivi di potenza non superiore a 30 cm e ben compattati con rullo vibrante. Si potrà utilizzare il terreno limo-sabbioso dello strato agrario superficiale in una percentuale indicativa del 25% ben mescolato con i terreni ghiaiosi-sabbiosi degli scavi più profondi (in tal modo il materiale potrà raggiungere le caratteristiche geotecniche dello strato 1 indicato nella stratigrafia utilizzata per la verifica di stabilità dell'argine a pag. 24). Lo scopo è quello di acquisire una coesione, anche se modesta, tale da permettere di realizzare le scarpate arginali con acclività di 45° in sicurezza geostatica e di dare al riporto una bassa permeabilità, tale da impedire la filtrazione dell'acqua raccolta negli invasi. A questo proposito va considerato che, anche in caso di eventi meteorici eccezionali, gli invasi raccoglieranno l'acqua meteorica solo per un tempo limitato al massimo a qualche ora, grazie anche alla percolazione dell'acqua dalla base degli invasi, dovuta alla permeabilità elevata dei terreni sottostanti. Tutte le opere arginali andranno protette dalle erosioni con un immediato inerbimento forzato.

A seguito delle verifiche eseguite si ritiene che le condizioni geomorfologiche ed idrologiche rilevate siano compatibili con quanto previsto in progetto, nel rispetto di quanto sopra esposto

Pozzuolo del F., 17 maggio 2018



All.1

**COROGRAFIA**  
SCALA 1: 10.000

Legenda:



Invasi in progetto

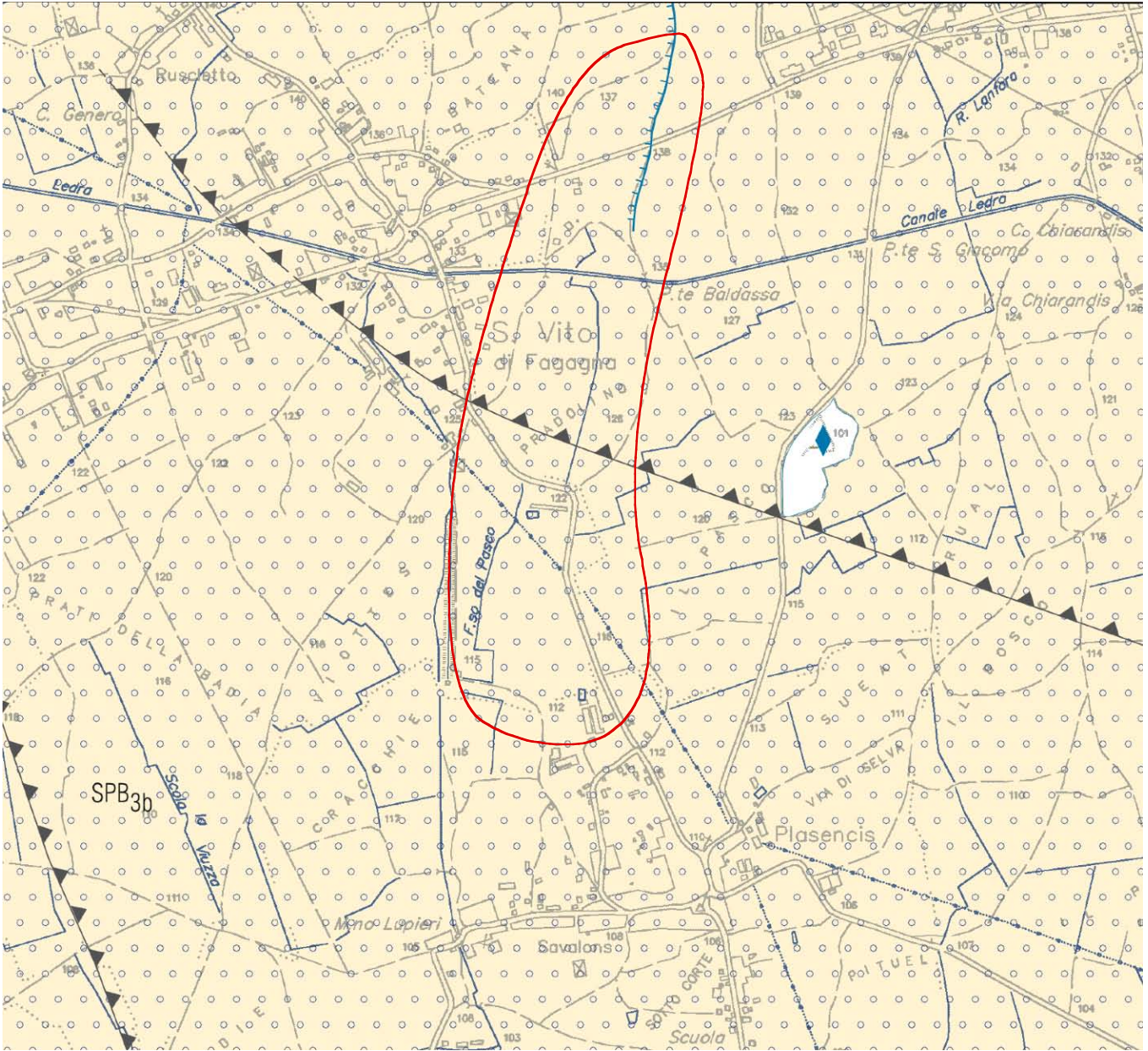


Fosso del Pasco

# CARTA GEOLOGICA

(ESTRATTO DA FOGLIO 0663 CAMPOFORMIDO)

SCALA 1:25.000



Legenda:

Quaternario



SPB<sub>3</sub>

**subsistema di Canodusso (Bacino del F. Tagliamento)**

Ghiaie molto grossolane subarrotondate e ghiaie sabbiose debolmente limose, massive o con stratificazione da orizzontale a inclinata, matrice sabbiosa, tessitura da supporto di clasti a parzialmente aperta, con livelli, lenti e lingue di sabbia (depositi fluvio-glaciali) (SPB<sub>3b</sub>);



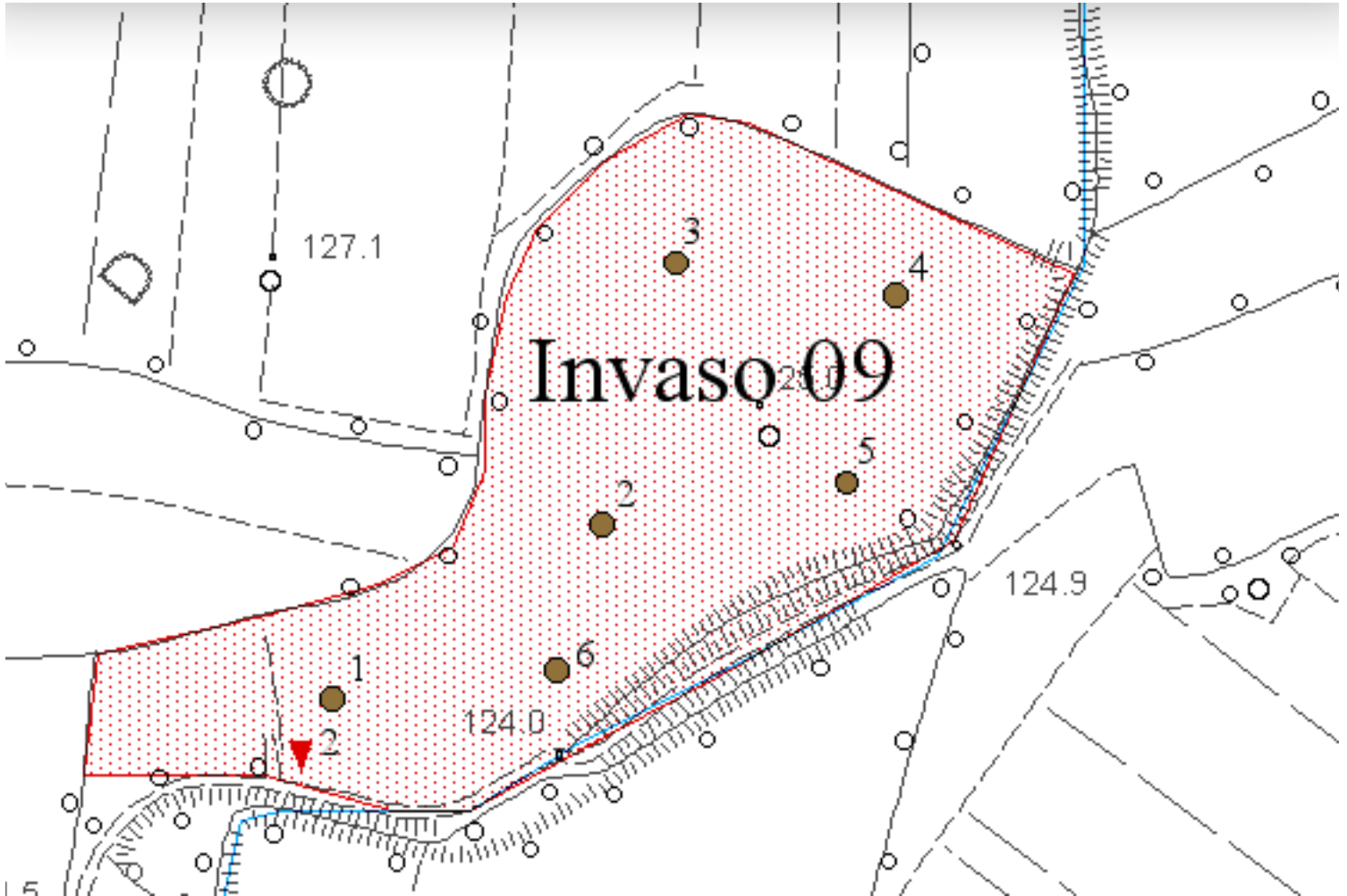
sovrascorrimento cieco principale



area interessata dal progetto

# CARTA DELLE INDAGINI

Scala 1:2.500



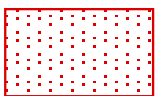
Legenda:



Ubicazione scavi meccanici



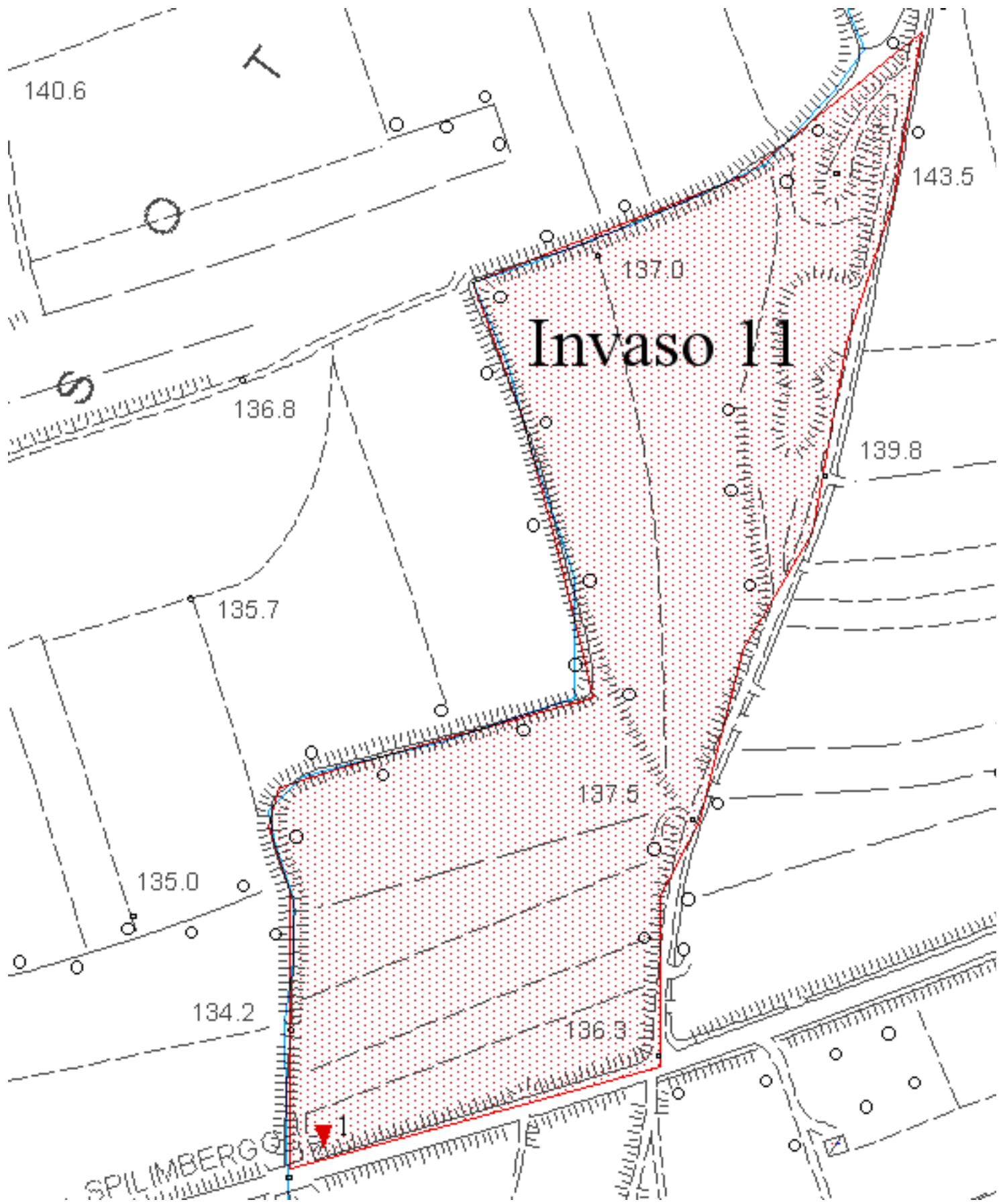
Ubicazione prove penetrometriche dinamiche



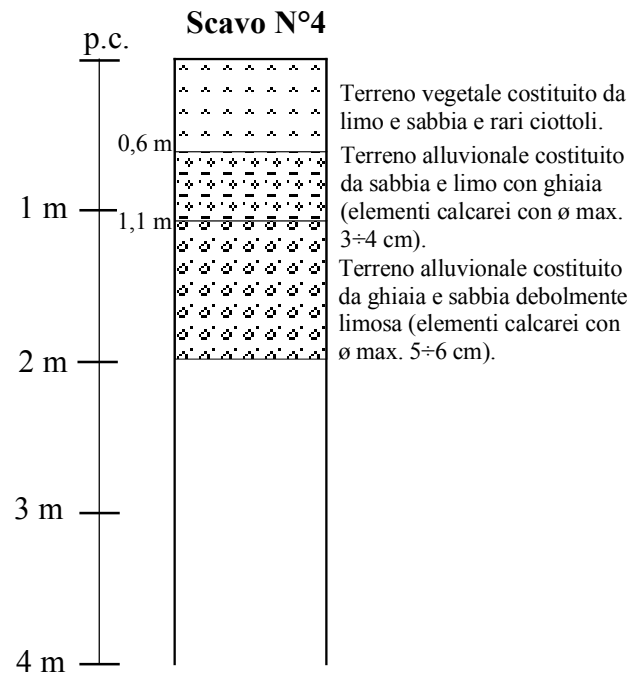
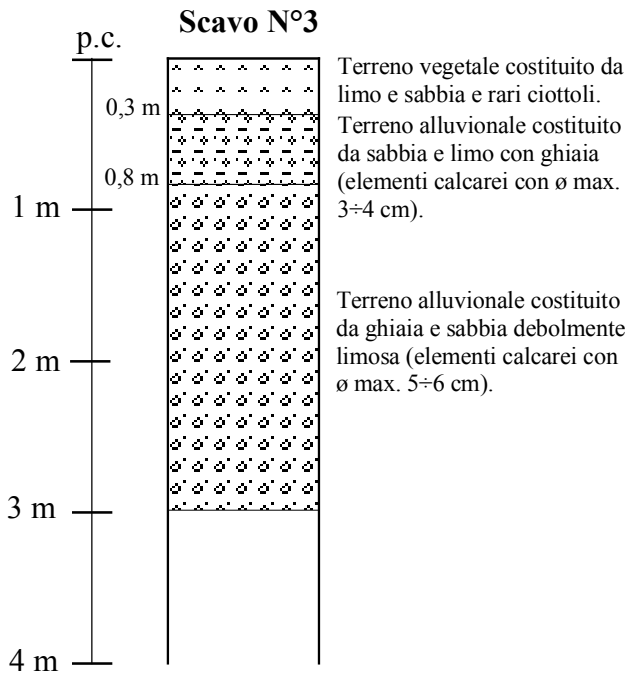
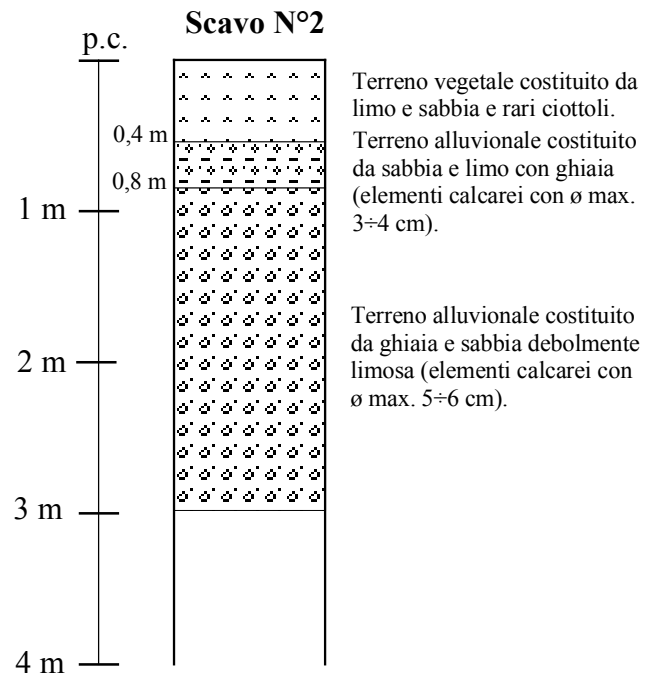
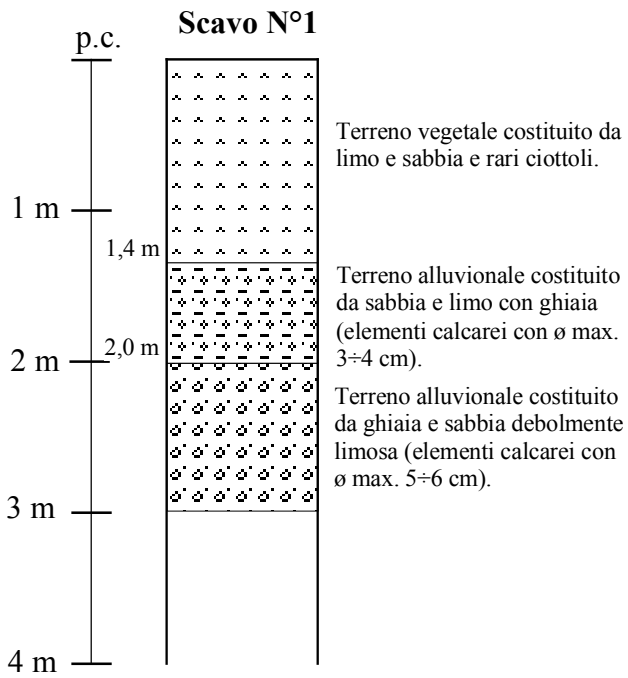
Invasi in progetto

# CARTA DELLE INDAGINI

Scala 1:2.500

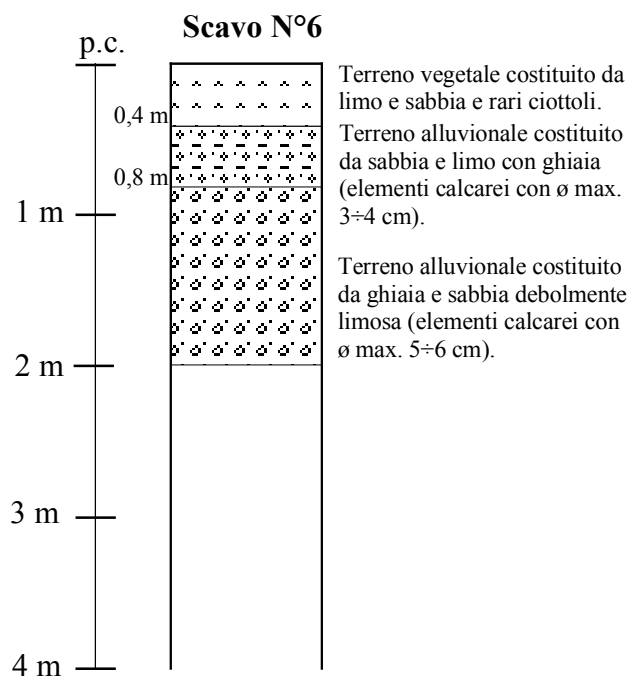
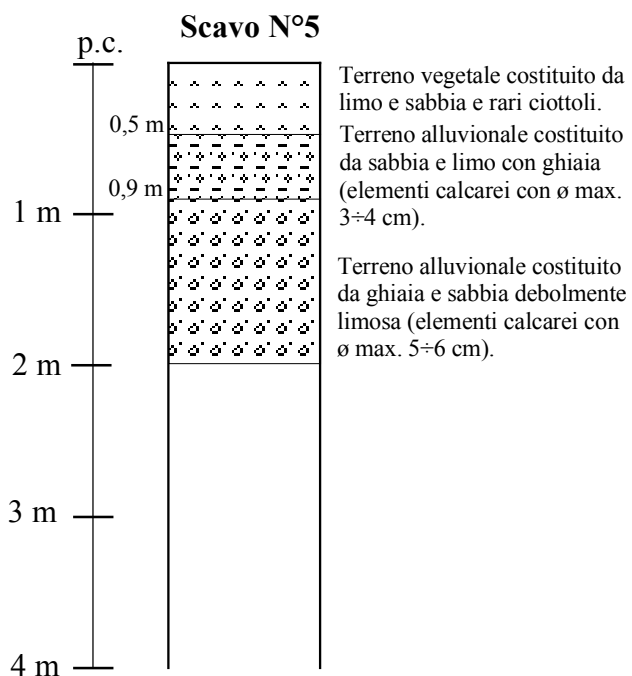


# STRATIGRAFIE SCAVI



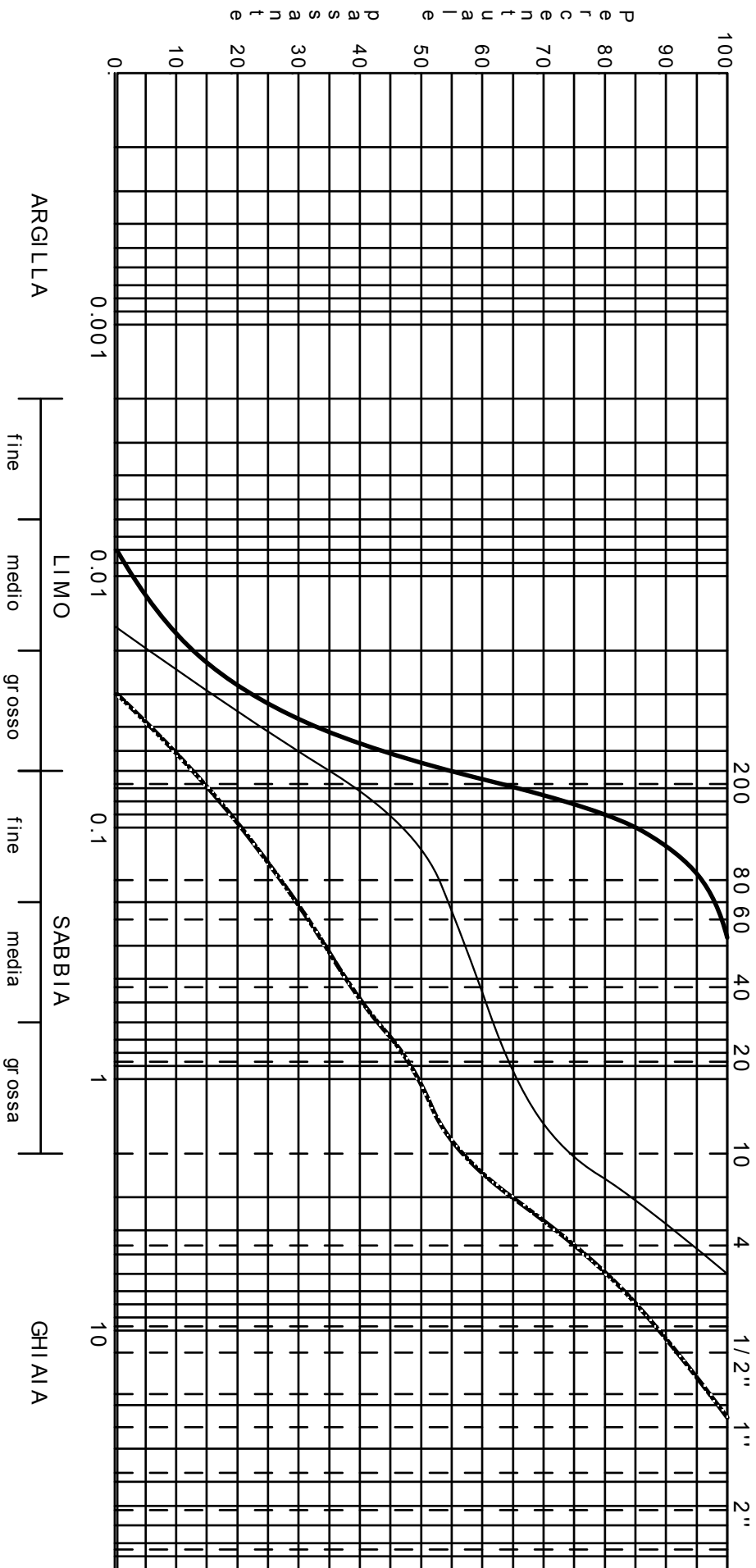


## STRATIGRAFIE SCAVI



ANALISI GRANULOMETRICA MEDIANTE SEDIMENTAZIONE

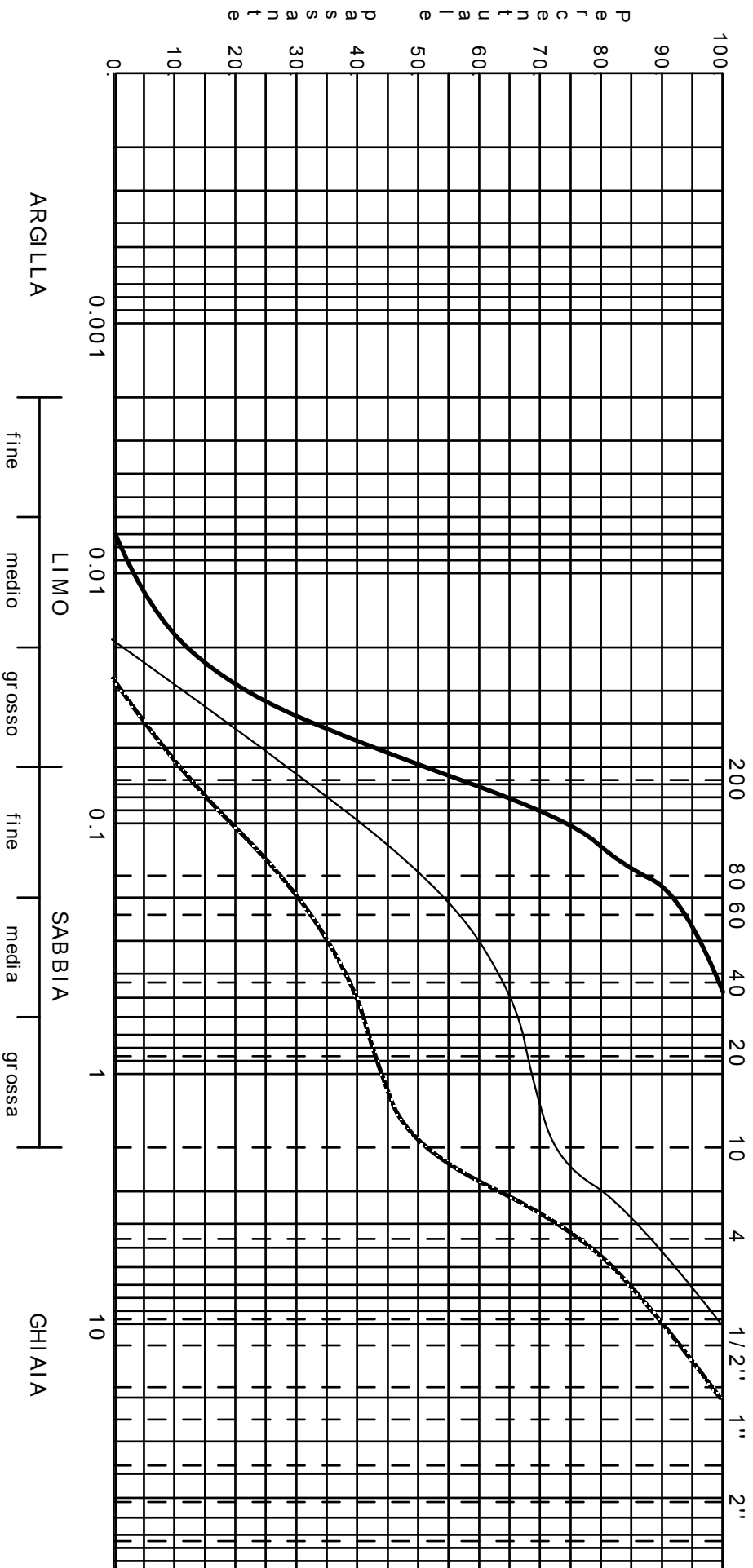
SETACCI B.S.  
200 80 60 40 20 10 4 1/2" 1" 2"



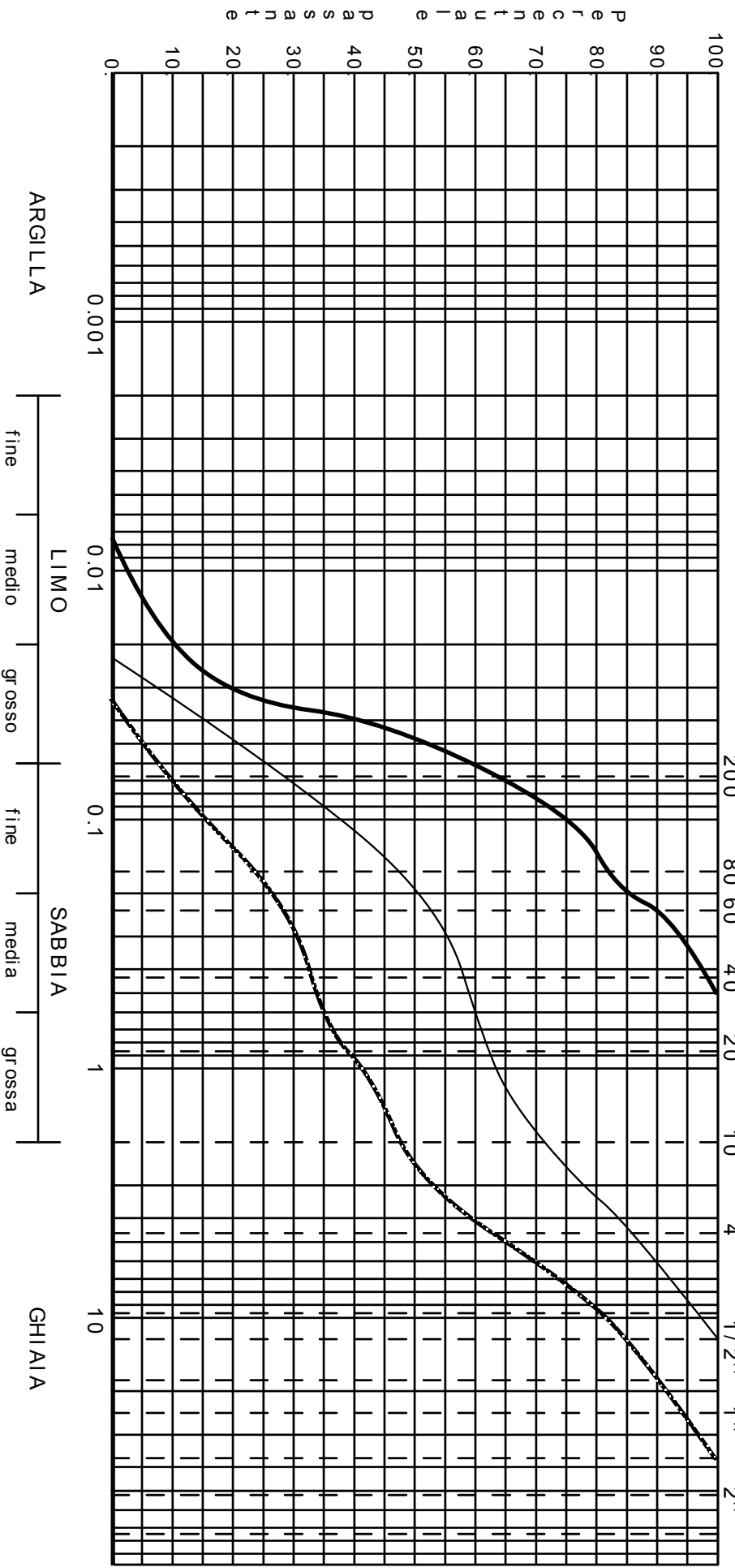
Campione	N°	CLASSIFICAZIONE	CLASSE			
			A %	L %	S %	G %
—	1	Limo con sabbia fine (-0,5 m dal p.c.)	/	55	45	/
—	2	Sabbia con limo e ghiaia (-1,5 m dal p.c.)	/	35	38	27
-----	3	Ghiaia con sabbia debolmente limosa (-2,5 m dal p.c.)	/	12	43	45

ANALISI GRANULOMETRICA MEDIANTE SEDIMENTAZIONE

SETACCI B.S.

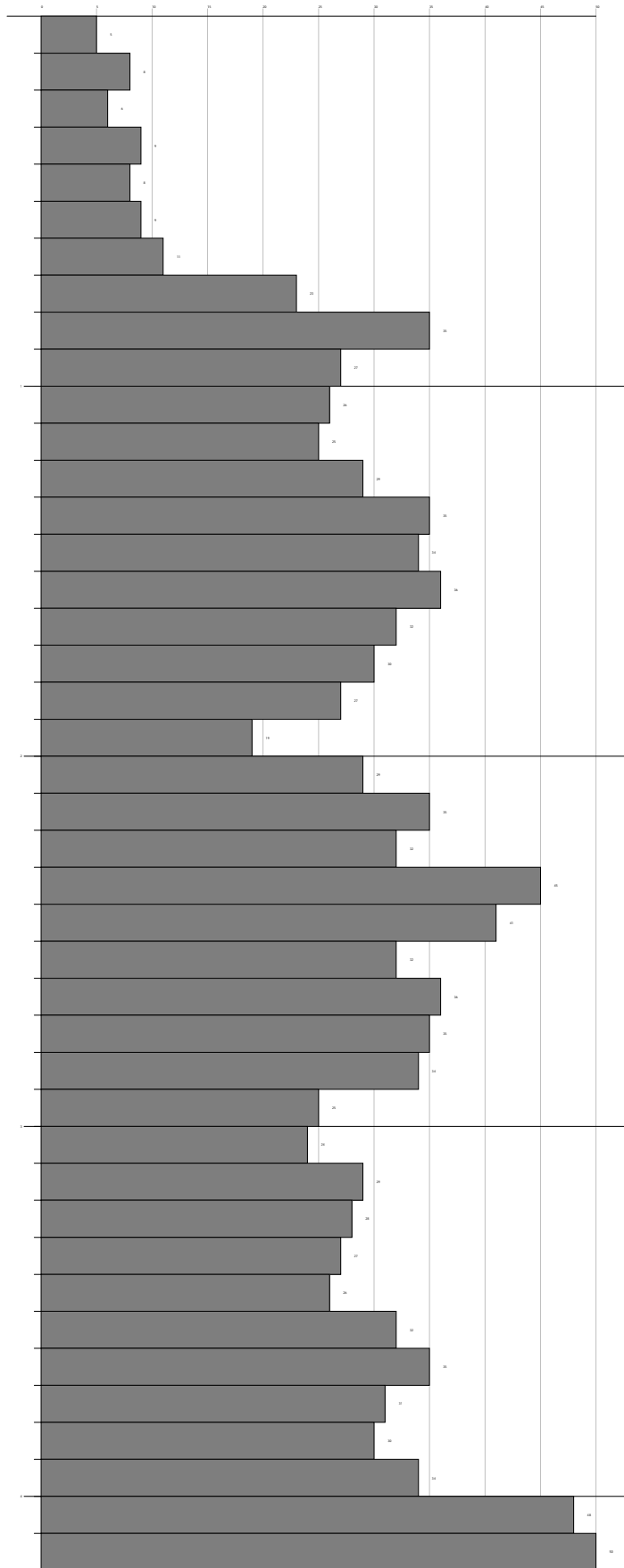


Campione	N°	CLASSIFICAZIONE	A%	L%	S%	G%
—	4	Limo con sabbia fine (-0,3 m dal p.c.)	/	52	48	/
—	5	Sabbia con limo e ghiaia (-0,7 m dal p.c.)	/	30	42	28
~~~~~	6	Ghiaia con sabbia debolmente limosa (-2,0 m dal p.c.)	/	10	39	51

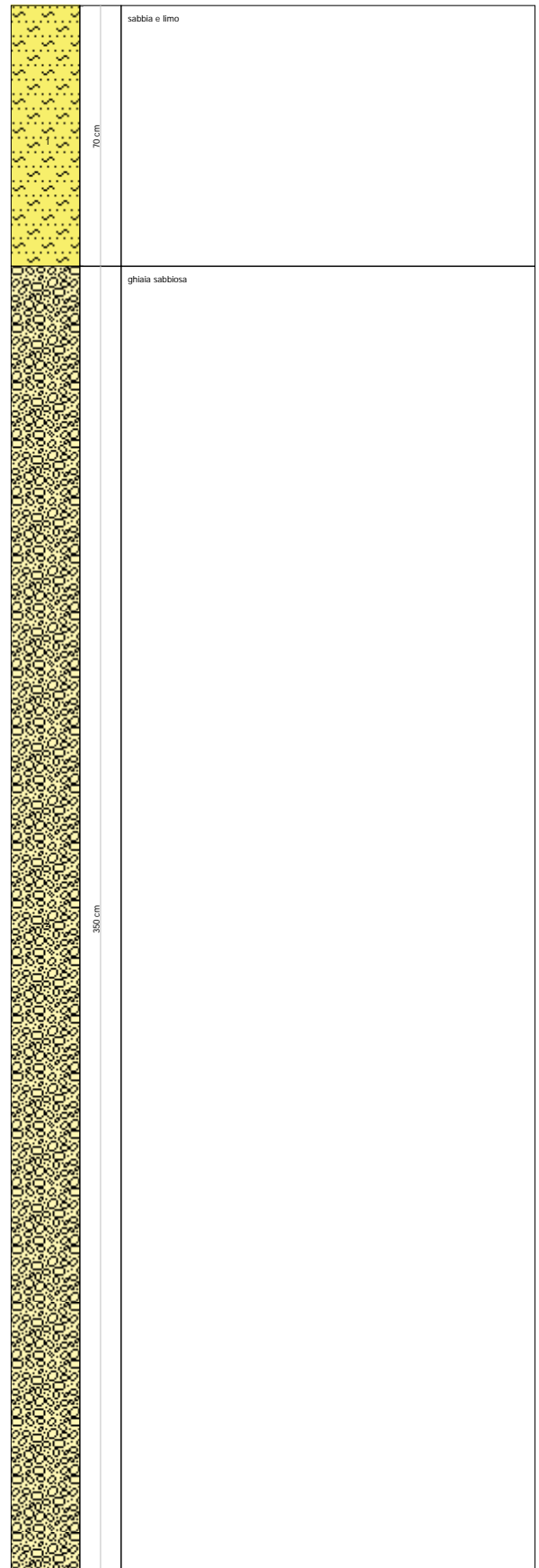


Campione	N°	CLASSIFICAZIONE	A %	L %	S %	G %
—	7	Limo con sabbia fine (-0,3 m dal p.c.)	/	58	42	/
—	8	Sabbia con limo e ghiaia (-0,7 m dal p.c.)	/	26	45	29
.....	9	Ghiaia con sabbia debolmente limosa (-2,0 m dal p.c.)	/	7	40	53

Numero di colpi penetrazione punta

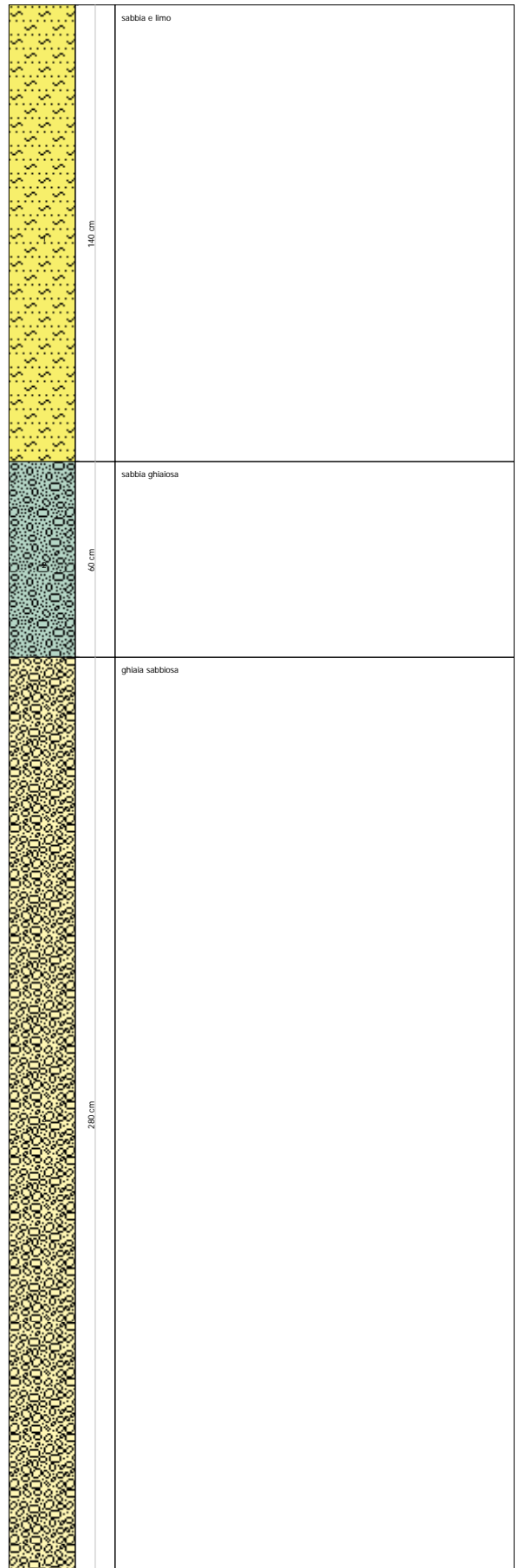
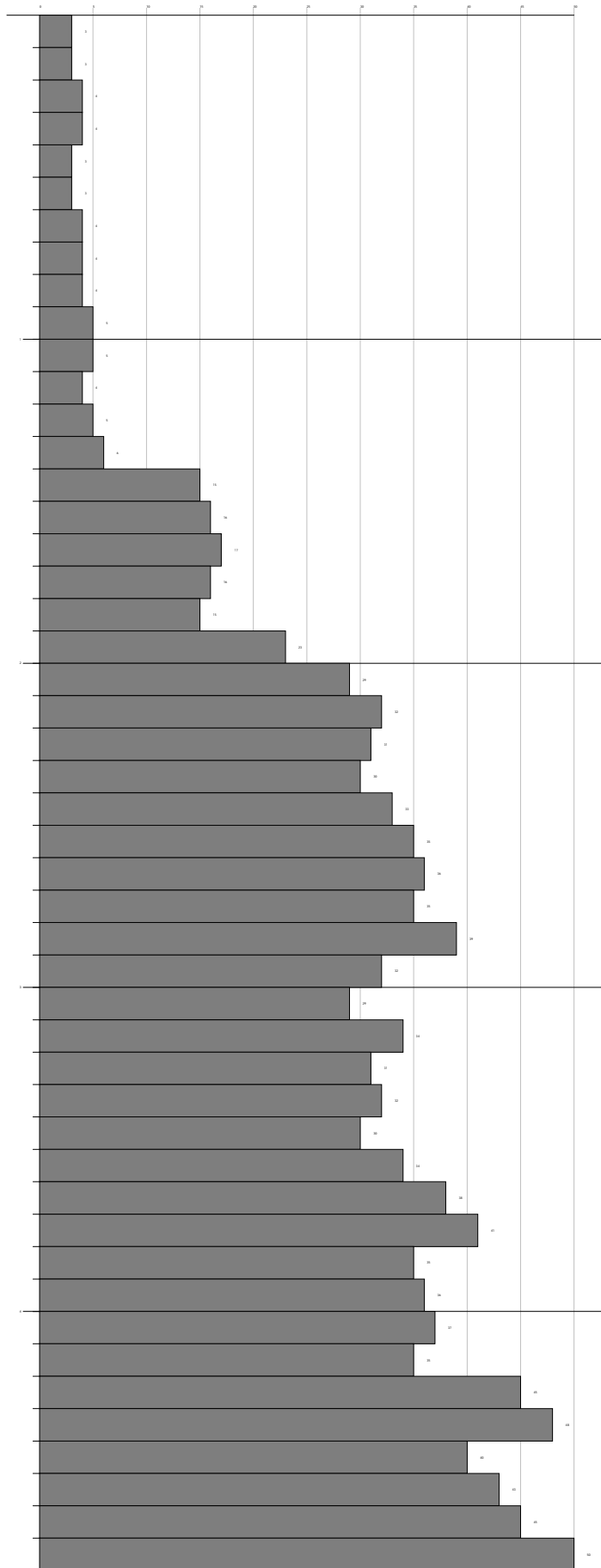


Interpretazione Stratigrafica



Numero di colpi penetrazione punta

Interpretazione Stratigrafica



## DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Scavo N.1



Scavo N.2





Scavo N.3



Scavo N.4



Scavo N.5



Scavo N.6