

**S.S. 675 "UMBRO - LAZIALE"**  
**Sistema infrastrutturale del collegamento del porto  
 di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte**  
**Tratta Monte Romano est - Civitavecchia**  
**1° Stralcio Monte Romano est - Tarquinia**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM366

R.T.I. di PROGETTAZIONE:



I PROGETTISTI:

*Ing. Nicola Cuozzo (Integratore prestazioni specialistiche)*  
*Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N. 15447*

*Ing. Roberto Zanon (il Progettista)*  
*Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova N.2351*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.:

*Ing. Biagio Camaldo*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Giampiero Carrieri*  
*Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Dott. Geol. Giampiero Carrieri*  
*Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274*

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

*Ing. Achille Devitofranceschi*

PROTOCOLLO

—

DATA

**GEOLOGIA E GEOTECNICA**  
 Generale  
 Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

CODICE  
ELAB.

T00GE00GETRE03

A

DPRM0366 D 2201

A

EMISSIONE PD

MARZO 2022

G. Ricci

L. Landolfi

G. Carrieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	5
2.1	Normative.....	5
2.2	Documenti progettuali.....	5
2.3	Riferimenti bibliografici.....	5
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO .....	7
3.1	Geologia e geomorfologia.....	7
3.2	Idrogeologia .....	8
4	INDAGINI GEOTECNICHE .....	10
4.1	Indagini in sito .....	10
4.2	Prove geotecniche di laboratorio .....	11
5	INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO .....	16
5.1	Definizione delle stratigrafie di progetto.....	16
5.2	Livelli di falda.....	18
6	CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ .....	20
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	21
7.1	Classificazione geotecnica .....	21
7.2	Caratterizzazione meccanica.....	23
7.2.1	Parametri di resistenza a taglio .....	23
7.2.2	Parametri di deformabilità .....	27
8	TEMATICHE PROGETTUALI A CARATTERE GEOTECNICO.....	29
8.1	Premessa.....	29
8.2	Verifiche di stabilità delle trincee e dei rilevati .....	29

Progetto Definitivo

8.2.1	Stabilità delle trincee.....	30
8.2.1.1	Sezione in copertura eluviale su flysch ("cF") e flysch calcareo ("Fc") .....	31
8.2.1.2	Sezione in terreni di coperta eluviale su flysch ("cF") .....	32
8.2.2	Stabilità dei rilevati .....	33
8.2.2.1	Sezione 181 (massima altezza rilevato) .....	33
8.2.2.2	Sezione 52 .....	34
8.2.2.3	Area di deposito .....	35
8.3	Cedimenti dei rilevati e bonifiche del piano di posa.....	36
9	CONCLUSIONI .....	37

## FIGURE

(da Figura 1 a Figura 45)

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra le problematiche geotecniche inerenti la progettazione definitiva del 1° stralcio Monte Romano est - Tarquinia di collegamento tra la SS675, posta a est di Monte Romano, con la SS1bis Via Aurelia a circa 3km a ovest dal centro abitato.

Questo progetto corrisponde ad uno stralcio di un progetto più esteso, sviluppato da ANAS nel 2006, di collegamento della SS675 a est dell'abitato di Monte Romano alla A12 (tratto Tarquinia-Roma).

Il tracciato (sviluppo di circa 4+950 km) comprende una galleria naturale (Monteromano: L = 1500 m circa), una 1 galleria artificiale (L = 125m) di sottoattraversamento della SS675, un ponticello (L = 12m), alcuni sottovia necessari a risolvere le interferenze con la viabilità secondaria.

Il progetto prevede una nuova attribuzione delle progressive chilometriche che andrà in senso inverso al precedente, partendo dalla pk 0+000 (ex pk 14+700) in corrispondenza della connessione del tratto esistente della SS 675 in prossimità del futuro svincolo di Monte Romano, per terminare in corrispondenza della pk 4+630 (ex pk 10+100) dove sarà realizzato un nuovo svincolo (svincolo "Tarquinia") di collegamento con la SS1bis Via Aurelia, non previsto dal precedente progetto.

In questa relazione viene illustrato il modello geologico - geotecnico dell'area, che comprende l'individuazione lungo il tracciato delle principali formazioni geologiche presenti, il loro assetto stratigrafico e le relative caratteristiche fisico-meccaniche.

Il modello così definito e finalizzato principalmente all'individuazione delle soluzioni tecniche da sviluppare per le opere d'arte previste, in particolare: la tipologia di sezioni di scavo e rivestimento della galleria Monteromano, la tipologia di sezioni per la galleria artificiale e le opere di sottopasso, nonché i rilevati, le trincee e le eventuali opere di presidio/sostegno.

Le verifiche geotecniche presentate in questa relazione sono state sviluppate con riferimento alla vigente normativa italiana sulle opere civili, ovvero: "Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC18)" e relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7, C.S.LL.PP, " Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

Tale normativa prevede l'approccio agli "stati limite" in luogo del calcolo "alle tensioni ammissibili". I fattori di sicurezza che sono presentati a compendio delle varie verifiche perdono così l'usuale significato, pur conservandone per praticità il nome, assumendo quello, più preciso, di rapporto tra

Progetto Definitivo

le azioni resistenti e le azioni di calcolo derivate dall'interazione dell'opera con l'ambiente (carichi, cedimenti impressi, ecc.) in riferimento allo stato limite considerato.

## **2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI**

### **2.1 Normative**

[1] D.M. 17/01/2018

"Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC18)".

[2] Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.

" Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2019.

### **2.2 Documenti progettuali**

[3] Risultati indagine geotecniche e geofisiche (elab. T00GE00GETRE01\_A)

[4] Planimetria ubicazione indagini in sito (2 elab. T00GE00GETPU01\_A)

[5] Certificati prove di laboratorio (elab. T00GE00GETRE02\_A)

[6] Relazione geologica (elab. T00GE00GEORE02\_A)

[7] Carta geologica (2 elab. T00GE00GEOCG01/02\_A)

[8] Profilo geologico (3 elab. T00GE00GEOFG01/02/03\_A)

[9] Carta idrogeologica (2 elab. T00GE00GEOCI01/02\_A)

[10] Carta geomorfologica (2 elab. T00GE00GEOCG03/04\_A)

[11] Profilo geotecnico (2 elab. T00GE00GETFG01/02\_A)

[12] Relazione sismica (elab. T00GE00GETRE05\_A)

[13] Planimetria zonazione sismica (elab. T00GE00GETPL01\_A)

[14] Galleria artificiale – Profilo geotecnico (elab. P01GA03GENFG01\_A)

### **2.3 Riferimenti bibliografici**

[15] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1977) "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".

[16] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio".

Progetto Definitivo

- [17] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1984) – "Raccomandazioni sui pali di fondazione".
- [18] Pasqualini, E. "Standard Penetration Test SPT" (1983), Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo, Atti Istituto Scienza delle Costruzioni n. 608.
- [19] Kulhawy, F. H., Mayne, P. W. "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design" (1990), Cornell University – Geotechnical Engineering Group.
- [20] Cestari, F. "Prove Geotecniche in Sito" (1990), Edizioni Geo-Graph, Segrate.
- [21] Tanzini, M. "L'Indagine Geotecnica" (2002), Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- [22] Brinch Hansen, J. "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" (1970), Danish Geotechnical Institute, Bull. 28.
- [23] Lancellotta R. (1991) – "Geotecnica" Edizioni Zanichelli.
- [24] CIRIA "The Standard Penetration Test (SPT): Method and Use", Report 143 – 1995.
- [25] R. Frank (2005): "Conceptual aspects and basic principles of Eurocode 7 - Geotechnical Design".
- [26] Bustamante, M., Doix, B. (1985) "Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes" Bull. Liaison Lab. Central des Ponts et Ch., n. 140 nov.-dec., ref. 3047.

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

#### 3.1 Geologia e geomorfologia

L'evoluzione geodinamica dell'area in oggetto è stata controllata dalla presenza di alcune unità paleogeografico-strutturali sviluppatesi su di un segmento crostale continentale, disarticolato in blocchi, sul quale si sono disposte alcune unità fondamentali, dalla cui interazione è derivato l'assetto di questo settore della catena appenninica. L'evoluzione tettonica di quest'ultima ha visto sovrapporsi, alle fasi compressive oligocenico-aquitaniene, durante le quali si sono formate le unità fondamentali della catena di questo settore, rappresentate dai flysch alloctoni tolfetani (*successione di sedimenti torbiditici, calcareo-marnosi, arenacei e argilloscistos*), una tettonica miocenica a carattere distensivo connessa alle fasi di apertura del Tirreno, caratterizzata da un lato dalla disarticolazione del substrato e dall'altro dalla ingressione marina con conseguente deposizione di formazioni argillose e sabbioso-conglomeratiche.

I terreni flyschiodi costituiscono l'ossatura centrale del territorio esaminato, affiorando estesamente nell'area di sviluppo del progetto.

Procedendo verso la costa, oltre l'area di progetto, alle unità sinorogeniche di catena si è succeduta, quindi, la deposizione di formazioni postorogene, depostesi all'interno di un bacino plio-pleistocenico subsidente, all'interno del quale la differenziazione batimetrica operata dalla tettonica, unitamente alle oscillazioni del livello del mare, hanno portato alla differenziazione in unità riferibili ad ambienti deposizionali differenziati, da bacinali a litorali. Nel Pliocene inferiore prevalgono sedimenti argillosi di mare aperto, mentre tra il Pliocene medio e superiore prevalgono formazioni di ambiente litorale (*sabbie con intercalazioni calcarenitiche in facies di "panchina" e calcareniti vere e proprie nelle zone di bassofondo "macco" Auct.*).

L'evoluzione geodinamica dell'area si chiude con la messa in posto delle unità piroclastiche ed ignimbriche, collegate all'attività del distretto vulcanico Vicano. La posa delle principali coltri ignimbriche, prodotte da eventi di tipo pliniano, è avvenuta fra 200.000 e 150.000 anni fa. Terreni riferibili a tale contesto costituiscono il plateau ignimbrico che affiora estesamente nel settore orientale dell'area, ad est della valle del Biedano.

L'evoluzione recente, comune a tutto il margine tirrenico, è caratterizzata da sollevamenti della fascia costiera, testimoniati dalla presenza di terrazzi marini posti in posizione elevata. L'assetto risultante può definirsi come una serie di dorsali parallele alla costa, orientate da NW a SE.



Progetto Definitivo

Le caratteristiche geomorfologiche dell'area interessata dal progetto riflettono, come avviene di norma, il suo assetto geostrutturale e le fasi evolutive che hanno presieduto alla sua definizione.

L'area di Monte Romano evidenzia i caratteri geomorfologici tipici del sistema collinare dei *flysch* tolfetani, caratterizzato da rilievi poco pronunciati. I tipi litologici presenti, prevalentemente coesivi o alternati a strati litoidi, fratturati, favoriscono l'evoluzione di rilievi di forma irregolare, con versanti arrotondati e poco acclivi, modellati da corsi d'acqua a carattere torrentizio.

La morfologia di alcuni rilievi ed il *pattern* del reticolo idrografico evidenzia con chiarezza l'azione di controllo esercitata su di essi dalla tettonica.

### **3.2 Idrogeologia**

Per la definizione degli aspetti che riguardano la circolazione idrica sotterranea le diverse formazioni geologiche presenti nell'area possono essere accorpate, come di seguito descritto, al fine di definire complessi idrogeologici a comportamento omogeneo, dotati di caratteristiche di permeabilità relativa ben distinte. Il tracciato in progetto si sviluppa per larga parte sui terreni che compongono il Complesso Idrogeologico dei Flysch tolfetani.

Tale complesso presenta locali distinzioni in relazione alla maggiore o minore incidenza della componente calcareo-calclutitica, che può determinare limitate modifiche al comportamento idrogeologico d'insieme. Il flysch calcareo, infatti, mostra un grado di permeabilità variabile da medio a molto basso, correlato alla fessurazione della componente litoide. In tale unità sono segnalate (non nell'area di progetto) emergenze e piccole sorgenti (con portate stimate dell'ordine della frazione di litro) alimentate da acquiferi di bassa produttività. La permeabilità, di tipo secondario, può essere stimata compresa fra  $1 \cdot 10^{-6}$  e  $1 \cdot 10^{-8}$  m/sec.

L'unità del flysch argillo-scaglioso, in virtù della prevalente componente pelitica scagliettata, è dotata di una permeabilità bassissima ( $k$  stimato  $< 1 \cdot 10^{-9}$  m/sec) con parziale eccezione per le fasce interessate da forte destrutturazione geomeccanica per effetto di disturbi tettonici.

In corrispondenza della Galleria Monte Romano i livelli piezometrici registrati, anche laddove riferiti direttamente al substrato argilloso, appaiono sostanzialmente in equilibrio con la sovrastante circolazione; essi vengono anche qui interpretati come connessi ad uno stato di saturazione della matrice, piuttosto che alla presenza di un vero e proprio acquifero. Le condizioni del materiale allo scavo, pertanto, sono previste variabili da uno stato umido a stillicidi, ipotizzabili in presenza delle fasce tettonizzate e all'interno della facies calcarea.

#### Complesso delle unità piroclastiche:

Comprende le unità ignimbriche, dotate di un grado di permeabilità medio, variabile in funzione dello stato di cementazione e della fessurazione dell'ammasso. L'unità in questione, sia in termini

Progetto Definitivo

assoluti che in riferimento alle interazioni con il progetto, è da considerarsi di scarso interesse ai fini idrogeologici.

Complesso delle alluvioni:

Localizzato in una stretta fascia lungo l'incisione del fosso Lavatore alla progr. 1+050, è costituito da termini litologici prevalentemente a grana fine, da limo argillosa a debolmente sabbiosa, prevalentemente originatesi a spese dei materiali a composizione pelitica o piroclastica. È dotato mediamente di un grado di permeabilità basso ( $k = 1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-9}$  m/sec) che solo localmente, in presenza di una maggiore frazione limosa o sabbiosa fine, acquisisce valori maggiori. Ad eccezione dei corsi d'acqua principali non si evidenziano falde subalvee di particolare rilevanza.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (*cf. doc. [6]*) ed alla Carta Idrogeologica (*cf. doc. [9]*).

## 4 INDAGINI GEOTECNICHE

### 4.1 Indagini in sito

Lungo il tracciato in esame sono state condotte negli anni varie campagne di indagine che hanno fornito un numero di dati adeguato al livello di progettazione in oggetto.

Qui di seguito sono elencate le indagini afferenti al nuovo progetto.

- **38 sondaggi** a carotaggio continuo di lunghezza variabile tra 15 e 70 m. Di questi, 26 sono stati eseguiti nell'ambito della campagna di indagine geotecnica del 1994 (*a cura della Sondedile Srl*) e 12 eseguiti tra il giugno ed il novembre 2006 (*a cura della Geostudi Srl*). Nel corso delle perforazioni sono state eseguite, in aggiunta al **prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati, prove penetrometriche dinamiche in avanzamento tipo S.P.T. (Standard Penetration Test)**. Sono state inoltre effettuate **due prove pressiometriche tipo Menard** utilizzate principalmente per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi interessati dalla realizzazione della galleria naturale (*oggetto di specifici elaborati di progetto*). La maggior parte delle verticali è stata attrezzata con piezometri a tubo aperto o Casagrande finalizzati al rilievo del livello di falda;
- **2 prove sismiche in foro tipo down – hole** di profondità variabile tra i 20 ed i 30 m da quota bocca foro con misura della velocità delle onde P ed S (*campagna 2006 a cura di Pologeologico Srl*);
- **4 stendimenti di sismica a rifrazione** della lunghezza di 110 m circa ciascuno con acquisizione in 8 casi, anche della velocità delle onde di taglio Vs (*campagna 2006 a cura di Pologeologico Srl*);
- **6 pozzetti esplorativi** di profondità variabile, eseguiti nell'ambito della campagna di indagine 2006 (*a cura della ditta Geostudi Srl*). In corrispondenza di due dei suddetti pozzetti sono state effettuate specifiche prove di carico su piastra mentre in tutti i pozzetti sono stati prelevati campioni di terreno al fine di condurre in laboratorio prove di classifica delle terre.

Si evidenzia che le ubicazioni dei sondaggi inerenti alla campagna Sondedile del 1994 vanno intese come "ragionevolmente rappresentative" perché nell'ambito di detta campagna non sono state rilevate topograficamente le posizioni delle verticali.

Progetto Definitivo

L'ubicazione e i risultati delle indagini suddette sono riportati in specifici elaborati di progetto (*cf. doc. [3], [5]*).

#### **4.2 Prove geotecniche di laboratorio**

Sui campioni prelevati nel corso delle indagini suddette sono state condotte diverse prove geotecniche di laboratorio volte alla determinazione della natura e delle caratteristiche fisiche dei terreni (*pesi dell'unità di volume, contenuto naturale d'acqua, analisi granulometriche, proprietà indice etc.*), delle caratteristiche di resistenza al taglio (*prove di taglio diretto CD, prove di taglio triassiale UU e CD*) nonché dei parametri di deformabilità degli stessi (*prove edometriche*). Su alcuni campioni di natura litoide sono state condotte prove di compressione ad espansione laterale libera.

I certificati delle prove di laboratorio effettuate sono stati raccolti nei documenti, [3] e [5]. Una sintesi dei risultati è stata riportata nelle **Tabella 4-1 e Tabella 4-2**.

## Progetto Definitivo

Tabella 4-1 - Risultati prove di laboratorio – Campagna Geostudi 2006

Sondaggio/ campione	DESCRIZIONE	Prof m	Peso di volume kN/mc	Cont. in acqua	Peso specifico	U %	LP %	Ip %	Indice Consolidaz IC	Gh% %	Sabb% %	Limo %	Argill% %	Tungo Dietro C.D.		TRAX CD		TRAX CU		Tria: UU ca Pa/mq	Edometrica		E.L.L.	CLASS		
														Picco c' kN/mq φ (°)	c' kN/mq φ (°)	c' kN/mq φ (°)	c' kN/mq φ (°)	E kN/mq	σ kN/mq		σ kN/mq	USCS				
<b>SONDAGGIO S14</b>																										
S14 CI1	Argilla con limo marrone giallastro (10YR 6/6) con diffuse tracce di ossidazione ocrea, struttura a scaglie di spessore mm. Ossidata umida plastica, dura. Presenti nella parte alta del campione sparsi frammenti calcareo marnosi e concrezioni calcaree biancastre. Reagente all'HCl.	6,50-7,00	19,73	24,1	2,800	52,1	22,3	29,8	0,9	0,0	3,8	44,8	51,4	26,1	24,4											CH
<b>SONDAGGIO S16</b>																										
S16 CI1	Argilla con limo sabbiosa inglobante ghiaia calcareo marnosa e frammenti di calcite a volte completamente decarbonati (diametro 10mm dmax= 60 mm). Dura, umida, plastica di colore marrone chiaro, argilla scura (GLE Y1) Struttura a scaglie di dimensioni mm, non sempre riconoscibile ad aspetto caotico.	3,40-3,90	19,80	21,9	2,721	44,9	19,6	25,4	0,9	27,3	11,2	30,4	31,1	40,6	25,2											CL
S16 CR1	Presenti sparsi frammenti angolari calcareo marnosi di max= 35 mm. Colore ocreo per ossidazione nella parte alta. Da dura a semilapidea, poco umida.	15,60-16,00	19,59	17,4	2,722	38,4	19,0	19,4	1,1	20,5	25,8	32,8	20,9													CL
<b>SONDAGGIO S17</b>																										
S17 CI1	Argilla marnosa giallastra (2,5Y 7/6 6/6) con diffuse strie carbonatiche biancastre tenere, semilitide, poco umida, plastica in relazione alle caratteristiche mineralogiche. Raro ghiaio calcareo, angolare, dmax= 20 mm.	3,10-3,60	19,54	17,3	2,171	38,1	20,8	17,3	1,2	5,2	5,5	43,1	46,2	80,9	24,0											CL
S17 CR1	Argilla con limo sabbiosa inglobante frammenti prismatici angolari calcareo marnosi grigi (d max 20 mm), dura, umida plastica. Colore grigio (GLE Y1 4N) passante a marrone olivastro (2,5Y 5/4) per ossidazione.	27,50-27,90	21,87	14,2	2,744	41,8	17,2	24,6	1,1	6,6	19,7	27,6	46,1								353,0					CL
<b>SONDAGGIO S18</b>																										
S18 CI1	Argilla con limo sabbiosa con sparsi frammenti litoidi calcareo marnosi, di colore marrone olivastro (5Y 4/4). Consistente, plastica, umida, moderatamente ossidata.	3,50-4,00	18,50	30,8	2,661	61,8	20,9	40,9	0,8	6,7	12,5	29,2	51,6	9,2	21,3											CH
S18 CR1	Argillite grigio scuro a struttura scagliosa non sempre riconoscibile caotica, inglobante frammenti litoidi calcareo-marnosi angolari, dmax= 15 mm. Semilapidea, poco umida, poco plastica.	9,40-9,70	21,30	8,4	2,759	30,8	17,8	13,0	1,7	6,5	35,1	35,9	22,5													CL
<b>SONDAGGIO S19</b>																										
S19 CI1	Deposito detritico costituito da sabbia con limo argillosa con sparsa ghiaia calcareo-marnosa da grigio chiaro / nerastro. Da a duro a semilapidea poco umida, ossidata. Presente ciottolo calcareo d=7,8 cm Colore marrone chiaro giallastro (2,5Y 6/4) con diffuse tracce di ossidazione.	5,00-5,50	21,11	10,4	2,754	35,6	19,4	16,2	1,6	14,0	38,0	26,2	21,8													SC
S19 CR1	Argillite grigio scuro (GLE Y1 3/N) a struttura caotica a volte scagliosa, inglobante frequenti frammenti angolari calcareo marnosi grigio scuro nerastri, plastica poco umida. Dura a comportamento fragile.	13,20-13,50	21,30	18,6	2,741	36,2	17,3	18,9	0,9	25,9	32,6	19,9	21,6													SC

S.S. 675 "UMBRO-LAZIALE"

Sistema infrastrutturale del collegamento del porto di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte - Tratta Monte Romano est – Civitavecchia – 1° stralcio Monte Romano est – Tarquinia

Progetto Definitivo

Sondaggio/ compiete	DESCRIZIONE	Prof m	Peso al volume kN/mc	Cont. in acqua	Peso specifico	U %	IP %	Ip %	Indice Consistenze IC	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Taglio Diretto C.D.		TRAX CD		TRAX CRU		Triax UU	Edometrica		E.L.L.	CLASS		
														c' kN/mq	φ (°)	c' kN/mq	φ (°)	c' kN/mq	φ (°)	cu Pa/mq	E kN/mq	σ kN/mq	σ kN/mq	USCS		
<b>SONDAGGIO S20</b>																										
S20 CI1	Deposito detritico : Limo con argilla e sabbia con diffusa ghiaia calcarea marnosa alterata e ossidata (d max 70 mm). Semilapideo, umido, plastico, ossidato. Colore marrone giallastro	2,40-3,00	22,23	16,6	2,764	39,8	21,5	18,3	1,3	17,0	34,0	25,0	24,0	NON ESEGUIBILE												SC
S20 CR1	Limo con argilla e sabbia con diffusi frammenti angulari (dimensioni da mm a dmax= 20 mm) marnosi, alterati e ossidati. Colore marrone olivastro (2.5Y 5/3) , umido, plastico.	16,50-16,70				38,1	18,0	20,1	1,9	6,1	35,2	29,8	28,9													CL
<b>SONDAGGIO S21</b>																										
S21 CI1	Argilla con limo, sabbiosa, marrone giallastro con concrezioni calcaree, molto consistente, umido, plastico, ossidato. HCl reagente. Colore 10YR 6/4 6/6	4,00-4,60	20,62	17,7	2,649	49,6	18,7	30,9	1,0	10,0	24,3	31,4	34,3								174,2	5081,8	Intervallo di carico 49.03 - 98.07			CL
S21 CI2	Argilla con limo di colore rossastro con frequenti concrezioni calcaree (dmax 20-30 mm), molto consistente, umido, plastico. HCl reagente. Colore 2,5YR 5/6	6,00-6,60	19,71	22,3	2,737	58,4	23,5	34,9	1,0	21,9	13,0	26,6	38,5								159,1					CH
<b>SONDAGGIO S22</b>																										
S22 CI1	Limo con sabbia argilloso con sparsa ghiaia calcarea marnosa e/o calcite biancastre in scaglie. Struttura caotica umido poco plastico, compatto. Colore grigio scuro - verdastro (GLEY1 4/N 4/0)	10,40-10,80	21,83	12,7	2,739	28,6	17,0	11,6	1,4	13,8	56,4	19,1	10,7								NON ESEGUIBILE	6244,1	Intervallo di carico 98.1 - 196.1			SC
<b>SONDAGGIO S25</b>																										
S25 CR1	Argilla a struttura scagliosa con diffusi frammenti litoidi prismatici di argilla marnosa, molto consistente, a comportamento fragile, umida, plastica. Colore marrone olivastro con ossidazioni ocracee. (5 Y 5/3). Reagente all'HCL	3,0-3,30	21,05	17,4	2,708	38,2	19,2	19,0	1,1	0,0	37,4	36,6	26,0	14,7	20,1											CL
S25 CR2	Argilla scagliosa a struttura caotica con frequenti inclusi prismatici e/o livelli di marra calcarea. Colore grigio olivastro (5Y 5/1 - 4/2) Reagente all'HCL	13,10-13,50	20,94	17,0	2,760	43,9	22,4	21,5	1,3	4,0	45,4	29,3	21,3													CL

## S.S. 675 "UMBRO-LAZIALE"

Sistema infrastrutturale del collegamento del porto di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte - Tratta Monte Romano est – Civitavecchia – 1° stralcio Monte Romano est – Tarquinia

## Progetto Definitivo

Pozzetto/ campione	DESCRIZIONE	Prof m	Cont. In acqua %	LL %	LP %	Ip %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo + argilla %	CLASS UNI 10006
PZ7-CR1	Argilla con limo sabbiosa marrone chiaro giallastro (2.5Y 6/3) con diffuse maculazioni ocracee per ossidazione, sparsa ghiaia calcarea a volte alterata sino a fantasma e venature biancastre. Diffusi noduli carboniosi nerastri. Umida, plastica, reagente all'HCL	1.5	20.5	47.1	24.5	22.6	12.4	14.8	72.8	A 7-6
PZ8 -CR1	Argilla con limo debolmente ghiaiosa - sabbiosa .Ghiaia di natura calcarea , rari laterizi. Colore marrone oliva ( 2.5Y 4/3). Reagente all'HCL.	2.0	20.7	53.8	24.2	29.6	10.0	8.0	82.0	A 7-6
PZ9 CR1	Argilla con limo ghiaioso sabbiosa marrone gialstra (10YR 5/6) , ossidata . La ghiaia è di natura arenacea. . Umida plastica, non reagente all'HCL.	2.5	42.8	66.3	31.4	34.9	15.0	14.0	71.0	A 7-5
PZ10-CR1	Blocchi e ghiaia calcarea marnosa con limo e argilla sabbiosa , marrone scuro grigiastro. Matrice argillosa plastica, umida. Reagente all'HCL	2.0	26.9	47.4	24.4	23.0	47.5	19.3	33.2	A 2-7
PZ11 - CR1	Limo con argilla sabbioso pedogenizzato marrone grigiastro (2.5Y 4/2) , plastico, umido. Non reagente all'HCL	3.0	26.7	51.9	29.8	22.1	4.7	21.0	74.3	A 7-6
PZ12- CR1	Limo con argilla sabbioso di colore grigio (2.5Y 4/2 3/2) molto consistente a struttura caotica e comportamento fragile , inglobante sparsa ghiaia marnosa e selcifera (dmax=20 mm).	1.5	15.0	53.3	25.7	27.6	14.3	22.4	63.3	A 7-6
PZ 13-CR1	Limo con argilla sabbioso debolmente ghiaioso di colore giallo oliva (2.5Y 6/6) . Presente blocco di calcare marnoso d= 15 cm e diffusi depositi calcarei biancastri teneri (" farinosi" ) . Umido , plastico, reagente all'HCL.	2.0	29.1	40.2	22.5	17.7	5.6	10.3	84.1	A 7-6

## Progetto Definitivo

Tabella 4-2 - Risultati prove di laboratorio – Campagna Sondedile 1994

Sondaggio/ campione	Prof m	Peso di volume kN/mc	Cont. in acqua	Peso specifico	LL %	LP %	Ip %	Indice Consistenza IC	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Taglio Diretto C.D.		TRIAX CD		TriaxUU	Edometrica			E.L.L.	CLASS	
													Picco		Residuo			E kN/mq	σ kN/mq	σ kN/mq			
													c' kN/mq	φ (°)	c' kN/mq	φ (°)	cu Kn/mq				σ kN/mq	σ kN/mq	
S1	10,5	20,20	20,5		50,5	29,0	21,5	-	2,0	28,0	25,0	45,0	35,0	23,0									
S2	4,7	18,00	30,0		19,5	N.D.	N.P.	-	10,0	43,0	19,0	28,0											
	12,7	19,70	23,0		-	-	-	-	0,0	37,0	25,0	38,0	40,0	25,0									
S3	2,7	19,20	23,5		54,5	54,5	20,0	-	0,0	4,0	33,0	63,0	40,0	18,0									
	19,2	19,50	12,0		14,5	14,5	N.P.	-	5,0	65,0	30,0	0,0	10,0	28,0									
S4	3,0	18,70	26,0		29,0	23,0	6,0	-	3,0	50,0	16,0	31,0	40,0	18,0									
S5	4,2	18,10	30,0		39,0	25,5	13,5	-	2,0	34,0	20,0	44,0											
S8	3,7	18,50	27,5		24,0	17,0	7,0	-	3,0	51,0	9,0	37,0	25,0	24,0					3900,0	Intervallo di carico 50-100			
S9	3,7	20,50	20,5		51,0	32,0	19,0	-	0,0	31,0	18,0	51,0	45,0	20,5									
S11	3,7	20,40	22,0		50,5	32,5	18,0	-	0,0	24,0	31,0	45,0											
S12	2,5	18,00	30,0		16,0	N.D.	N.P.	-	3,0	58,0	16,0	23,0	15,0	26,0									
S13	2,7	18,90	26,5		52,5	31,5	21,0	-	0,0	22,0	28,0	50,0	30,0	23,5					2900,0	Intervallo di carico 100-200			
S14	3,2	19,60	24,5		38,0	26,0	12,0	-	0,0	37,0	26,0	37,0											
S16	2,2	18,60	27,0		53,5	30,0	23,5	-	0,0	11,0	29,0	60,0											
	8,2	19,00	26,5		-	-	-	-	0,0	6,0	35,0	59,0	30,0	22									
S17	4,2	19,80	21,5		56,0	36,0	20,0	-		18,0	22,0	60,0	40,0	18,0									
S19	9,2	18,10	28,0		-	-	-	-		6,0	35,0	59,0	35,0	21,3									
S21	3,7	18,00	21,0		19,5	13,0	6,5	-		56,0	14,0	26,0	50,0	30,3									
S22	9,7	18,20	26,5		-	-	-	-		57,0	21,0	18,0	10,0	28,0									
S31	2,7	18,00	28,0		58,5	28,5	30,0	-		19,0	33,0	48,0											
S32	3,7	18,80	22,0		-	-	-	-		37,0	25,0	38,0	25,0	25,3									
	10,7	17,90	19,0		22,0	15,5	6,5	-		54,0	27,0	18,0	10,0	25,0									
S34	2,8	18,10	18,5		19,0	13,0	6,0	-		60,0	21,0	19,0											
	7,7	19,00	19,0		-	-	-	-		37,0	20,0	43,0	30,0	22,0									



## 5 INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO

### 5.1 Definizione delle stratigrafie di progetto

Sulla base delle indagini effettuate ed a seguito dello studio geologico, geomorfologico ed idrogeologico, sono state definite, le "stratigrafie di riferimento" (*valide per le opere all'aperto*) di seguito riportate (*dal terreno più superficiale al più profondo*).

Si informa che le progressive sottoindicate si riferiscono all'asse della carreggiata sud, *asse rispetto al quale sono stati redatti i profili geologici e quelli geotecnici*.

a) *da pk 0+000 (sez 01) a pk 1+000 (sez 41):*

- coltre eluvio-colluviale del substrato flyschoidale (Fas, Fc e Fsc) costituita da limo-argilloso/limo-sabbioso marrone con abbondanti frammenti litoidi calcareo-marnosi (**terreno tipo cF**). Gli spessori di tale materiale variano da un minimo di 1÷2 m ad un massimo di 5÷6 m. In alcuni tratti (caratterizzati dalla presenza di alti morfologici) le coltri in oggetto risultano praticamente assenti (vedi p.es. tratte comprese tra le pk 15+175 ÷ 15+325 e tra le pk 15+500÷15+600).
- substrato costituito da argille scagliettate grigio piombo, marnose, tettonizzate, caratterizzate da evidenti superfici di discontinuità (**Flysch argillo-scaglioso – terreno tipo Fas**). All'interno di tale formazione si rinvencono strati litoidi di calcare grigio dello spessore variabile da un minimo di 0.5 m ad un massimo di 2÷3 m (*cf. p.es. sondaggi S19-06, S20-06, S33-94, S36-94*).

b) *da pk 1+000 (sez 41) a pk 2+175 (sez 88 – imbocco lato est della GN Monteromano):*

- Dalla pk 1+000 alla pk 1+300 si rinvencono invece terreni di copertura di natura alluvionale (*dovute alla presenza del Fosso Lavatore intercettato al km 1+050*) caratterizzati dalla presenza di materiali limo-argillosi con intercalazioni sabbiose (**Alluvioni – terreno tipo A**) e da spessori pari al massimo a 4÷5 m.
- al di sotto delle coperture suddette si rinviene il substrato costituito da argille scagliettate grigio piombo, marnose, tettonizzate, caratterizzate da evidenti superfici di discontinuità (**Flysch argillo-scaglioso – terreno tipo Fas**). All'interno di tale formazione si rinvencono strati litoidi di calcare grigio dello spessore variabile da un minimo di 0.5 m ad un massimo di 2÷3 m.

Progetto Definitivo

- Da pk 1+300 a pk 1+950 i terreni di copertura sono costituiti da materiali piroclastici con prevalente frazione limo-argillosa o limo-sabbiosa (**terreno tipo 9**). Si tratta in pratica di materiali derivanti dall'alterazione (chimica o meccanica) della formazione geologica denominata *Ignimbrite III Vicana* ("Tufo rosso a scorie nere"). Tali coperture presentano spessori che vanno da un minimo di 3÷4 m ad un massimo di circa 10 m.
  - Tra la pk 1+950 e la pk 2+175 affiorano i materiali appartenenti alla formazione del Flysch siltoso-calcareo e argilloso-scaglioso (**terreno tipo Fsc/Fas**). Tali materiali presentano un assetto caotico e possono essere sinteticamente descritti come una alternanza di strati di limo-argilloso e di strati da centimetrici a decimetrici di calcare-marnoso. Gli spessori massimi riscontrati risultano essere dell'ordine di circa 15 m da p.c.
- c) *da pk 3+375 (sez 150 - imbocco lato ovest della GN Monteromano) a pk 4+630 (sez 186):*
- alternanza, in quantità pressoché equivalenti, di strati litoidi calcarenitici, calcilutitici e marnoso calcarei, biancastri, spesso fratturati immersi in una matrice da limo-argillosa ad argillo-marnosa di colore beige (**Flysch calcareo – terreno tipo Fc**). Tale formazione è presente per profondità medie comprese tra 10 e 20 m da p.c.
  - al di sotto di tale formazione è presente un substrato costituito da argille scagliettate grigio piombo, marnose, tettonizzate, caratterizzate da evidenti superfici di discontinuità per taglio (**Flysch argillo-scaglioso – terreno tipo Fas**). All'interno di tale formazione si rinvencono strati litoidi di calcare grigio dello spessore variabile da un minimo di 0.5 m ad un massimo di 2÷3 m.

Per una visione completa del quadro stratigrafico sopra descritto si rimanda ai profili geotecnici di progetto (*cf. doc. [11]*).

## 5.2 Livelli di falda

Data la morfologia dell'area, ed in base alle caratteristiche idrogeologiche delle formazioni attraversate si può escludere la presenza di un livello di falda continuo lungo tutto il tracciato.

Le formazioni flyschiodi su cui insiste l'arteria stradale, sono caratterizzate da una permeabilità generalmente molto bassa (*terreni praticamente impermeabili*), anche se i livelli lapidei fratturati risultano da poco a mediamente permeabili per fessurazione (*ciò vale soprattutto per i terreni tipo Fc*). Si può pertanto parlare solo di livelli idrici puntuali legati principalmente al ciclo stagionale delle precipitazioni e comunque limitati agli orizzonti di materiale maggiormente permeabili presenti nei **terreni tipo Fc, cF ed A**.

La circolazione di acqua nei terreni in oggetto può pertanto considerarsi ai fini progettuali delle opere geotecniche all'aperto praticamente assente, salvo che in corrispondenza degli alvei torrentizi (*p.es. Torrenti Crognolo e Biedano*) dove è presente una circolazione di subalveo con livelli idrici plausibilmente prossimi al p.c.

Nelle verifiche delle opere geotecniche di seguito riportate verrà comunque considerato di volta in volta un livello di falda di progetto puntuale stimato sulla base dei dati disponibili.

La sintesi dei livelli idrici registrati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e ottenuti dalle letture piezometriche è stato riportato nelle **Tabella 5-1** e **Tabella 5-2**.

**Tabella 5-1 – Livelli di falda registrati durante l'esecuzione dei sondaggi ( *campagna indagini Geostudi 2006 e Sondedile 1994* )**

<b>Sondaggio</b>	<b>Livello da p.c. (m)</b>
S21-06	3,7
S13-06	18,7
S14-06	11,3
S16-06	8,0
S17-06	8,0
S18-06	1,2
S20-06	2,0
S2-94	p.c.

**Tabella 5-2 – Letture piezometriche ( *campagna indagini Geostudi 2006* )**

<b>Sondaggio</b>	<b>Piezometro a tubo aperto Livello falda da p.c. (m)</b>	<b>Cella Casagrande Livello falda da p.c. (m)</b>	<b>Data lettura</b>
S16-06		8,7	19-11-06
S17-06		24,2	19-11-06
S18-06		1,77	19-11-06

## 6 CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ

Con l'entrata in vigore del D.M. 17 gennaio 2018 le azioni sismiche, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione che è definita in termini di accelerazione massima orizzontale attesa su suolo rigido ( $V_{s30} > 800$  m/s) con superficie topografica orizzontale.

I parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

Per la determinazione dell'azione sismica sulle opere sono state considerate le coordinate riferite al punto medio del tracciato di progetto: longitudine 11.9297 – latitudine 42.284.

Per definire compiutamente lo spettro sismico di progetto, la normativa richiede la definizione della:

- 1) vita nominale delle opere strutturali ( $V_N$ )
- 2) la classe d'uso della struttura
- 3) le condizioni del suolo di fondazione.

I parametri utilizzati per la definizione dello spettro sono riportati nella Relazione Sismica (cod. elab. T00GE00GETRE05\_A), mentre nel seguito si elencano quelli relativi a gallerie artificiali, opere provvisionali, fronti di scavo e rilevati:

- Stato Limite Considerato = SLC
- Vita nominale ( $V_N$ ) = 100 anni (per le gallerie artificiali di imbocco della galleria Monte Romano e per le verifiche di stabilità di fronti di scavo e rilevati) – 10 anni (per le opere di sostegno provvisionali)
- Classe d'uso IV ( $C_u=2.0$ )
- Categoria di suolo → B
- Categoria Topografica T1

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Sismica sopra citata.

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 7.1 Classificazione geotecnica

Le alluvioni recenti (terreno tipo "A") presenti in corrispondenza dei principali corsi d'acqua (vedi p.es. torrente Crognolo e Biedano e fosso Lavatore), sono costituite da materiali a granulometria variabile da sabbie limoso-argillose ad argille limose più o meno sabbiose (cfr. figura 1). Il contenuto naturale d'acqua  $W_n$  risulta mediamente il 25% (cfr. figura 2), mentre l'indice di plasticità IP (ove determinato) assume valori dell'ordine di  $5 \div 15\%$  (cfr. figura 3). Utilizzando la classificazione dei terreni di Casagrande (cfr. figura 4) i materiali in oggetto vengono ad inquadrarsi come "limi inorganici di compressibilità da bassa ad alta". A questi terreni è stato attribuito un peso dell'unità di volume di  $19 \text{ kN/m}^3$  (cfr. figura 5).

Le coltri di alterazione eluvio-colluviale del substrato flyschoidale (terreni tipo "cF") sono costituite prevalentemente da argilla con limo/limo con argilla (*percentuali di materiale a granulometria fine superiori generalmente al 60%*) con percentuali a volte anche significative di sabbia e ghiaia di natura calcareo-marnosa (cfr. figura 6). I valori del contenuto naturale d'acqua (cfr. figura 7) e dell'indice di plasticità IP (cfr. figura 8) risultano molto variabili (entrambi sono infatti compresi tra un minimo di 15% ed un massimo di 30%) in quanto strettamente connessi al grado di alterazione e rimaneggiamento dei materiali in posto. L'elevata eterogeneità di tali coltri si riscontra utilizzando la classifica proposta da Casagrande e riportata nella figura 9. Per il peso dell'unità di volume si è assunto un valore di  $20 \text{ kN/m}^3$  (cfr. figura 10).

Per quanto riguarda i terreni flyschoidali (terreno tipo "Fc", "Fsc" e "Fas") è importante sottolineare come il disturbo arrecato ai materiali durante le perforazioni e le difficoltà di campionamento connesse con la natura dei terreni stessi (*assetto generalmente caotico delle formazioni caratterizzate dall'alternanza di porzioni più pelitiche e di porzioni più schiettamente litoidi*) abbiano condizionato i risultati delle prove di laboratorio anche *in merito alla composizione granulometrica*) spesso variabili.

Il terreno tipo "Fc" (Flysch calcareo) risulta costituito, dal punto di vista granulometrico, da una argilla con limo da debolmente a mediamente sabbiosa-ghiaiosa (cfr. figura 11). Tali materiali presentano un contenuto naturale d'acqua dell'ordine del 20% (cfr. figura 12) e risultano mediamente plastici (cfr. figura 13). Nella figura 14 è stata riportata la classificazione dei terreni in

Progetto Definitivo

oggetto sulla base della Carta di plasticità di Casagrande. A tale materiale è stato attribuito un peso dell'unità di volume di  $20 \text{ kN/m}^3$  (cfr. figura 15). Si segnala che i campioni utilizzati per la classificazione di cui sopra si riferiscono alla porzione più pelitica della formazione (*matrice limo-argillosa*), all'interno della quale sono stati comunque prelevati anche campioni litoidi di natura calcareo-marnosa (cfr. CL1-S13 e CL1-S17 della campagna Geostudi 2006).

Per quanto riguarda il terreno tipo "**Fsc**" (Flysch siltoso-calcareo) le analisi granulometriche effettuate sui campioni prelevati durante le perforazioni per sondaggio hanno evidenziato una significativa eterogeneità. Si va infatti da materiali a componente prevalentemente argilloso-limoso a materiali con frazione sabbiosa prevalente o pari a quella fine (cfr. figura 16). In generale presentano valori dell'indice di plasticità IP dell'ordine del 15-20% (cfr. figura 17) e valori del contenuto naturale d'acqua di poco superiori al 20% (cfr. figura 18). L'eterogeneità emersa dalle analisi granulometriche è confermata anche dalla classifica secondo la carta di plasticità di Casagrande di cui alla figura 19. A tale materiale si può attribuire un peso dell'unità di volume di  $20 \text{ kN/m}^3$  (cfr. figura 20).

Anche il Flysch argillo-scistoso (terreno tipo "**Fas**") presenta dal punto di vista granulometrico una spiccata variabilità funzione della maggiore o minore presenza, all'interno della matrice fine limo-argillosa, di frammenti di materiale a granulometria sabbioso-ghiaiosa di natura calcareo-marnosa (cfr. figura 21). La variabilità dei valori di indice di plasticità IP e del contenuto naturale d'acqua riscontrata (cfr. figura 22 e figura 23) è imputabile oltre che alla natura dei terreni al diverso grado di disturbo dei campioni prelevati. In figura 24 è stata riportata a titolo indicativo la classifica dei materiali in oggetto secondo la carta di plasticità di Casagrande. Anche a tali materiali è stato attribuito un peso dell'unità di volume di  $20 \text{ kN/m}^3$  (cfr. figura 25).

I campioni di terreno tipo "**9**" (materiale piroclastico appartenete alla formazione del "Tufo rosso a scorie nere") prelevati nel corso dei sondaggi fanno riferimento unicamente alla porzione maggiormente alterata della formazione in oggetto. All'interno di tale facies i materiali si presentano o con i caratteri di terreni tipicamente granulari (praticamente incoerenti) o con i caratteri di terreni propriamente coesivi (elevata percentuale di frazione argillo-limoso). Una sintesi delle analisi granulometriche condotte è stata riportata in figura 26. La determinazione dei limiti di consistenza (liquido e plastico) sui campioni prelevati non è stata effettuata in maniera sistematica

Progetto Definitivo

su tutti i campioni prelevati (*probabilmente a causa di percentuali di sabbia non trascurabili*). I valori dell'indice di plasticità IP disponibili sono stati riportati in figura 27 mentre in figura 28 è stata riportata la carta di plasticità di Casagrande relativa ai relativi campioni. Il contenuto naturale d'acqua si mantiene pressoché costante con la profondità con valori pari a 25÷30% (*cf.* figura 29). Sulla base di quanto riportato in figura 30 a tale formazione può essere attribuito un valore di peso dell'unità di volume di 18.5 kN/m<sup>3</sup>.

Nella **Tabella 7-1** si riporta la sintesi dei parametri geotecnici di riferimento per le varie unità identificate.

## 7.2 Caratterizzazione meccanica

### 7.2.1 Parametri di resistenza a taglio

Per tutte le formazioni individuate a partire dai risultati delle prove geotecniche di laboratorio e delle prove in sito effettuate nel corso dei sondaggi, si è proceduto, a seconda della natura dei materiali, ad una stima dei valori dei parametri di resistenza a taglio sia in condizioni drenate (*"in tensioni efficaci"*) che in condizioni non drenate.

### **Terreno tipo "A"**

I terreni in oggetto presentano valori di SPT compresi tra 20 e 50 colpi/piede, indipendentemente dalla profondità di esecuzione della prova (*cf.* figura 31), a conferma dell'elevata eterogeneità già evidenziata dalle analisi granulometriche. Nell'ipotesi che tali valori possano essere considerati rappresentativi dei livelli più sabbiosi si possono stimare per tale facies valori di densità relativa  $D_R$  compresi tra il 60% e 80% (*cf.* figura 32 – *da Skempton 1986*).

Ai fini della stima dei parametri di resistenza si è però cautelativamente fatto riferimento ai soli risultati delle sole prove di taglio (*rappresentative probabilmente delle porzioni con maggior contenuto di fine*) risultando insignificante, ai fini progettuali, andare a distinguere a quale facies granulometrica appartenesse ciascun valore di SPT misurato. I terreni in oggetto hanno infatti una limitata interferenza con le opere geotecniche in oggetto (*per lo più rilevati di altezza massima pari a 9 m*) sia per la loro limitata estensione che per i loro modesti spessori (*pari al massimo a 5 m*).



Progetto Definitivo

Dalla sintesi dei risultati delle prove effettuate, riportata in figura 33, è possibile attribuire a tale materiale i seguenti valori dei parametri di resistenza:

- $c' = 10 \div 20$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ \div 24^\circ$

### Terreno tipo "cF"

Le coltri di alterazione eluvio-colluviale del substrato flyschoidale presentano valori di  $N_{SPT}$  compresi tra un minimo di 20 colpi/piede ad un massimo di 50, con qualche valore pari a rifiuto (*cfr.* figura 34). Data la natura prevalentemente coesiva del materiale si è ritenuto plausibile caratterizzare tale formazione avvalendosi principalmente dei risultati delle prove di taglio (*cfr.* figura 35). Sono stati quindi individuati i seguenti range di variazione dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci:

- $c' = 20 \div 30$  kPa
- $\varphi' = 22^\circ \div 25^\circ$

Per completezza si segnala che in un paio di prove di laboratorio si sono ottenuti per tale materiale valori di  $C_u$  compresi tra 150 e 200 kPa.

### Terreno tipo "Fc"

La caratterizzazione meccanica del flysch calcareo (terreno tipo **Fc**) è stata effettuata facendo riferimento unicamente ai parametri di resistenza della matrice limo-argillosa, trascurando a favore di sicurezza il contributo degli strati litoidi calcareo-marnosi (*presenti all'interno della formazione in quantità stimabili attorno al 50%*). Sono stati quindi assunti i valori dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci di seguito riportati, in accordo con quanto ottenuto dalle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nelle porzioni di terreno più argillose (*cfr.* figura 36):

- $c' = 30 \div 40$  kPa
- $\varphi' = 24^\circ \div 26^\circ$

Va sottolineato che generalmente il materiale costituente la matrice si presenta estremamente duro, a tratti semilitoide (*cfr. p.es. sondaggi S13-06, S14-06, S15-06*), come risulta anche dai valori di coesione efficace ottenuti in alcune prove di taglio (*cfr.* figura 36).

### **Terreno tipo "Fsc"**

Considerata la prevalenza, all'interno della formazione, di materiale a granulometria fine (materiali limo-argillosi) la caratterizzazione meccanica si è basata sulla stima della resistenza in condizioni non drenate ( $C_u$ ) a partire dai dati delle prove in sito (*SPT e prove pressiometriche*).

I valori di  $N_{SPT}$  ottenuti nel corso dell'esecuzione dei sondaggi mostrano si attestano tra i 30 e di 50 colpi/piede fino a profondità dell'ordine dei 5 m da p.c. e tra i 60 e 80 tra i 5 ed i 10 m da p.c. con frequenti valori pari a rifiuto, imputabili ai trovanti litoidi calcareo-marnosi (*cf.* figura 37). Trascurando i valori corrispondenti a rifiuto si è effettuata una stima del valore di  $C_u$  tramite la correlazione di Stroud (1974 – *cf.* doc. [25]):

$$C_u = f_1 \times N_{SPT}$$

Il valore del coefficiente  $f_1$ , decrescente al crescere dell'indice di plasticità IP del materiale, è stato assunto pari circa a 5.5 kPa, considerando che tali materiali presentano un valore di IP mediamente compreso tra 15÷20.

I valori ottenuti sono riportati in figura 38. Sulla base di tale grafico è stato individuato per profondità comprese tra 0 e 5 m da p.c. un range di valori di  $C_u$  pari a 150÷200 kPa mentre per profondità maggiori si è ritenuto plausibile adottare per la  $C_u$  un valore dell'ordine di tra 300÷350 kPa.

Data la dispersione mostrata dalle prove di taglio effettuate, si ritiene plausibile, ai fini della fase progettuale in oggetto, attribuire a tale materiale gli stessi valori di coesione efficace ed angolo di attrito del terreno tipo "Fas" di seguito riportate.

### **Terreno tipo "Fas"**

Anche per tale materiale la determinazione dei valori dei parametri di resistenza al taglio è stata effettuata trascurando il contributo degli strati litoidi calcareo-marnosi (*dello spessore variabile da un minimo di 0.5m ad un massimo di 2÷3 m*) presenti all'interno della formazione in percentuali stimabili attorno al 10÷20%.

L'argilla marnosa costituente il terreno tipo "Fas" presenta generalmente una consistenza da dura a molto dura (a tratti semilitoide) come testimoniano i valori degli SPT effettuati durante l'esecuzione dei sondaggi (*cf.* figura 39) che sono andati per la quasi totalità a rifiuto (*generalmente a partire dai primi 5÷6 m da p.c.*).

Per la stima dei valori di coesione non drenata si è fatto riferimento ai valori ottenuti dalle prove di laboratorio, a quelli stimati attraverso le prove pressiometriche effettuate nel corso dei sondaggi

Progetto Definitivo

ed ai valori ricavati dalle prove SPT (*escludendo i valori pari a rifiuto*) attraverso la già citata correlazione di Stroud (1974):

$$C_u = f_1 \times N_{SPT}$$

in cui il valore di  $f_1$  è stato assunto pari a 6 (IP compreso tra il 10 ed il 20 %).

Una sintesi dei valori ottenuti è stata riportata in figura 40. Per i primi 5 m da p.c. si assumerà un valore di  $C_u$  pari a 200÷250 kPa mentre per profondità maggiori si farà riferimento ad un valore dell'ordine di 350 kPa.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio sintetizzati nella figura 41 sulla base dei quali sono stati adottati i seguenti valori di progetto:  $c' = 20\div40$  kPa;  $\varphi' = 22^\circ\div25^\circ$

### Terreno tipo "9"

I terreni piroclastici affioranti nella parte terminale del tracciato presentano diverse facies funzioni del grado di alterazione. Si passa infatti da materiali schiettamente litoidi (tufo rosso a scorie nere propriamente detto) a materiali molto alterati assimilabili a limi-sabbiosi e/o sabbie-limose. I sondaggi ad oggi disponibili hanno quasi sempre rinvenuto il materiale nella facies più alterata, che verrà quindi presa a riferimento per la stima dei parametri meccanici di resistenza al taglio.

I valori di SPT misurati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi risultano generalmente compresi tra 20 e 30 colpi/piede, come evidenziato dalla figura 42.

Sulla base di tali valori è stata effettuata una stima della densità relativa  $D_R$  impiegando la correlazione di Skempton (1986 - *cf.* figura 43):

$$(N_1)_{60}/D_R^2 \cong 55\div60$$

basata sull'impiego dei valori di  $N_{SPT}$  corretti  $(N_1)_{60}$  per tenere conto dell'influenza della tensione di confinamento crescente con la profondità e dell'energia effettivamente trasmessa dal sistema di battuta alle aste del sistema (*cf. doc. [18], [20], [24]*). In base alle modalità esecutive delle prove SPT e delle caratteristiche delle attrezzature usualmente impiegate in Italia, il valore dell'energia effettivamente trasferita alle aste di battuta è generalmente pari al 60% dell'energia teoricamente disponibile. I valori di densità relativa ottenuti risultano generalmente compresi tra il 50% ed il 70% (*cf.* figura 44).

A partire dai suddetti valori di densità relativa sono stati stimati i valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco tramite la seguente correlazione, valida per sabbie poco limose (*Schmertmann, 1978*):  $\varphi'_p = 28 + 0.14 D_R$

Progetto Definitivo

La figura 93 mostra la sintesi dei risultati ottenuti fornendo un intervallo per  $\varphi'_p$  pari a  $35^\circ \div 38^\circ$  (*valori rappresentativi delle porzioni più sabbiose di materiale*).

I valori di resistenza al taglio ottenuti dalle prove di laboratorio, sono stati riassunti in Figura 45, e possono essere presi a riferimento degli orizzonti di piroclastite alterata a maggior contenuto di fine. A tale terreno tipo sono stati attribuiti, a favore di sicurezza, i seguenti valori di resistenza in termini di tensioni efficaci:  $c' = 30 \div 35$  kPa  $\varphi' = 21^\circ \div 22^\circ$ .

### 7.2.2 Parametri di deformabilità

#### **Terreno tipo "A"**

Per quanto riguarda i valori del modulo di elasticità dei materiali costituenti le alluvioni recenti si è fatto riferimento, cautelativamente, ai dati di un paio di prove edometriche effettuate su campioni prelevati durante la campagna geognostica del 1994 (S8-94 e S13-94) dai quali sembra plausibile ipotizzare per tale materiale valori compresi tra 4 e 8 MPa.

Facendo riferimento ai valori di  $N_{SPT}$  si otterrebbero infatti valori di modulo E superiori anche di un ordine di grandezza (*cf. p.es.  $E=7x(N_{SPT})^{0.5}$  – cf. doc. [18]*).

#### **Terreno tipo "cF"**

Alla coltre eluvio-colluviale delle formazioni flyschoidi di base, tenuto conto dei risultati delle prove edometriche può essere attribuito un modulo di elasticità di  $10 \div 20$  MPa.

#### **Terreni tipo "Fc", "Fsc" e "Fas"**

Alle tre facies del flysch individuate si possono attribuire, sulla base delle prove di laboratorio, delle prove pressiometriche e delle indagini sismiche effettuate (down-hole e basi sismiche a rifrazione) valori compresi tra un minimo di 50 MPa ed un massimo di 100 MPa.

#### **Terreno tipo "g"**

Ai materiali piroclastici, tenuto conto dei valori di  $N_{SPT}$  ottenuti nel corso dell'esecuzione dei sondaggi (*compresi tra 20 e 30 colpi/piede*) e della natura limoso-sabbiosa dei materiali è possibile assegnare, secondo la correlazione  $E=7x(N_{SPT})^{0.5}$ , un valor di modulo elastico cautelativo di  $15 \div 30$  MPa (*cf. doc. [18]*).

I valori caratteristici di tutti i terreni tipo sopra indicati sono stati riassunti nella tabella di seguito riportata e nei profili geotecnici di progetto.

**Tabella 7-1 - Parametri geotecnici di riferimento per i "Terreni tipo" individuati lungo il tracciato**

<b>Terreni tipo</b>	<b>Peso dell'unità di volume <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coesione efficace <math>c'_k</math> (kPa)</b>	<b>Angolo di attrito <math>\varphi'_k</math> (°)</b>	<b>Coesione non drenata <math>Cu_k</math> (kPa)</b>	<b>Modulo elastico <math>E</math> (MPa)</b>
<b>A</b>	19	10÷20	20÷24	–	4÷8
<b>cF</b>	20	20÷30	22÷25	100÷200	10÷20
<b>Fc</b>	20	30÷40	24÷26	–	50÷100
<b>Fsc</b>	20	20÷40	22÷25	150÷200 (tra 0÷5 m da p.c.) 300÷350 (> 5m da p.c.)	50÷100
<b>Fas</b>	20	20÷40	22÷25	200÷250 (tra 0÷5 m da p.c.) 350 (> 5m da p.c.)	50÷100
<b>g</b>	18.5	30÷35	21÷22	–	15÷30

## **8 TEMATICHE PROGETTUALI A CARATTERE GEOTECNICO**

### **8.1 Premessa**

Per una completa valutazione delle considerazioni di seguito riportate si invita il lettore ad esaminare anche il profilo geotecnico (*cf. doc. [11]*), in particolare per quanto attinente alla localizzazione delle opere in relazione ai terreni individuati.

In base alla morfologia del territorio ed alla geometria del tracciato le principali opere d'arte in progetto sono: a) la galleria naturale "Monteromano" (GN), una galleria artificiale di sottoattraversamento della SS675 (GA), un ponticello di 12m di lunghezza, alcuni sottovia necessari per eliminare le interferenze tra strada in progetto e viabilità secondaria, rilevati e trincee.

Le problematiche progettuali ed i calcoli geotecnici delle principali opere d'arte (galleria naturale, galleria artificiale, sottovia) sono affrontati nelle relazioni tecniche delle specifiche opere mentre nel seguito si descrivono i principali aspetti progettuali e si riportano i risultati dei calcoli geotecnici relativi a trincee e rilevati.

Procedendo da est verso ovest, la nuova strada sarà in trincea (profondità massima 6m), per poi imboccare la GA e quindi all'uscita correre nuovamente in trincea (profondità massima 8 metri). Successivamente e fino all'imbocco est della GN, il tracciato si sviluppa in rilevato, che raggiunge l'altezza massima di 10m. Dall'imbocco ovest della GN fino al termine del progetto (svincolo Tarquinia) la strada sarà in rilevato la cui altezza massima raggiunge 9.3m.

### **8.2 Verifiche di stabilità delle trincee e dei rilevati**

Le verifiche di stabilità sono state effettuate con il metodo dell'equilibrio limite globale (*metodo di Bishop*). In ogni sezione presa in esame sono state analizzate in media cento potenziali superfici di scivolamento, determinando quella cui compete, per ogni condizione di verifica il minimo fattore di sicurezza.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I di cui al D.M. 17/01/2018.

Sono stati considerati agenti:

- un carico permanente uniformemente distribuito pari a 10 kPa;

Progetto Definitivo

- un carico accidentale con valore caratteristico pari a 10 kPa.

Le verifiche di stabilità hanno anche tenuto conto dell'azione sismica (utilizzo del metodo pseudo-statico). Con il metodo pseudo statico si è valutato il fattore di sicurezza rispetto allo scorrimento lungo la superficie di rottura considerata, rappresentando gli effetti sismici mediante forza statiche orizzontali e verticali agenti nel verso di maggiore instabilità.

I parametri sismici per la valutazione della sovra spinta sismica sono stati:

- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g=0.218g$ ;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s=1.179$ ;
- coefficiente di amplificazione topografica  $S_t=1.0$ ;
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, funzione della categoria di suolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $\beta_s = 0.28$

Si sono ottenuti i seguenti coefficienti sismici (*in accordo a quanto descritto nel § 6*):

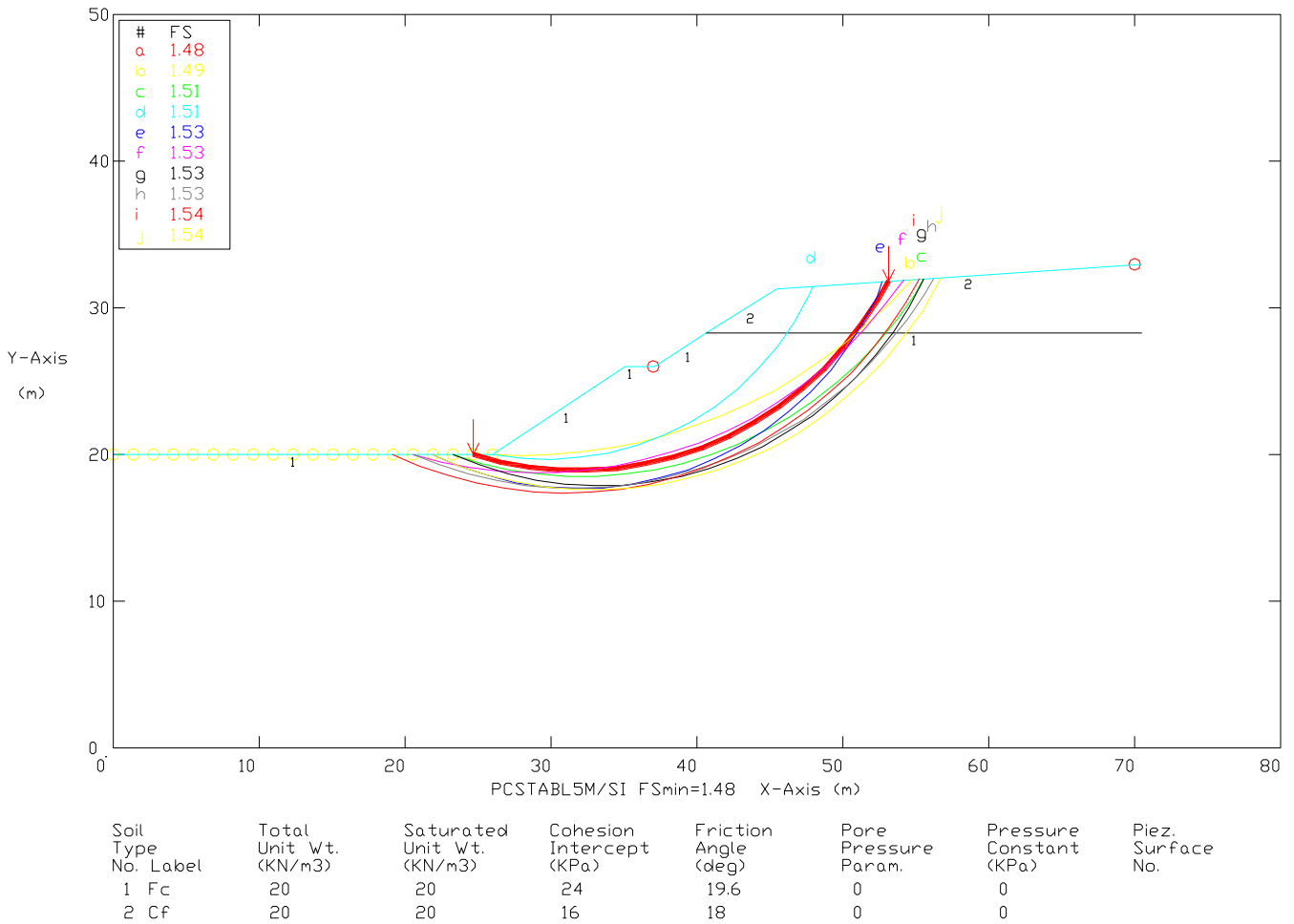
- $K_h = \beta_s \times S_s \times S_t \times a_g$  (orizzontale) = 0.073 (orizzontale);
- $K_v = 1/2 \times K_h = 0.037$  (verticale).

### 8.2.1 Stabilità delle trincee

Le figure dei sotto-paragrafi che seguono riportano i risultati delle verifiche di stabilità in forma grafica, con indicazione delle dieci superfici con coefficiente minimo di sicurezza. Si evidenzia che quando le trincee sono scavate in terreni di tipo "cF" il coefficiente di sicurezza scende ai valori minimi ( $F_s = 1.16$ ).

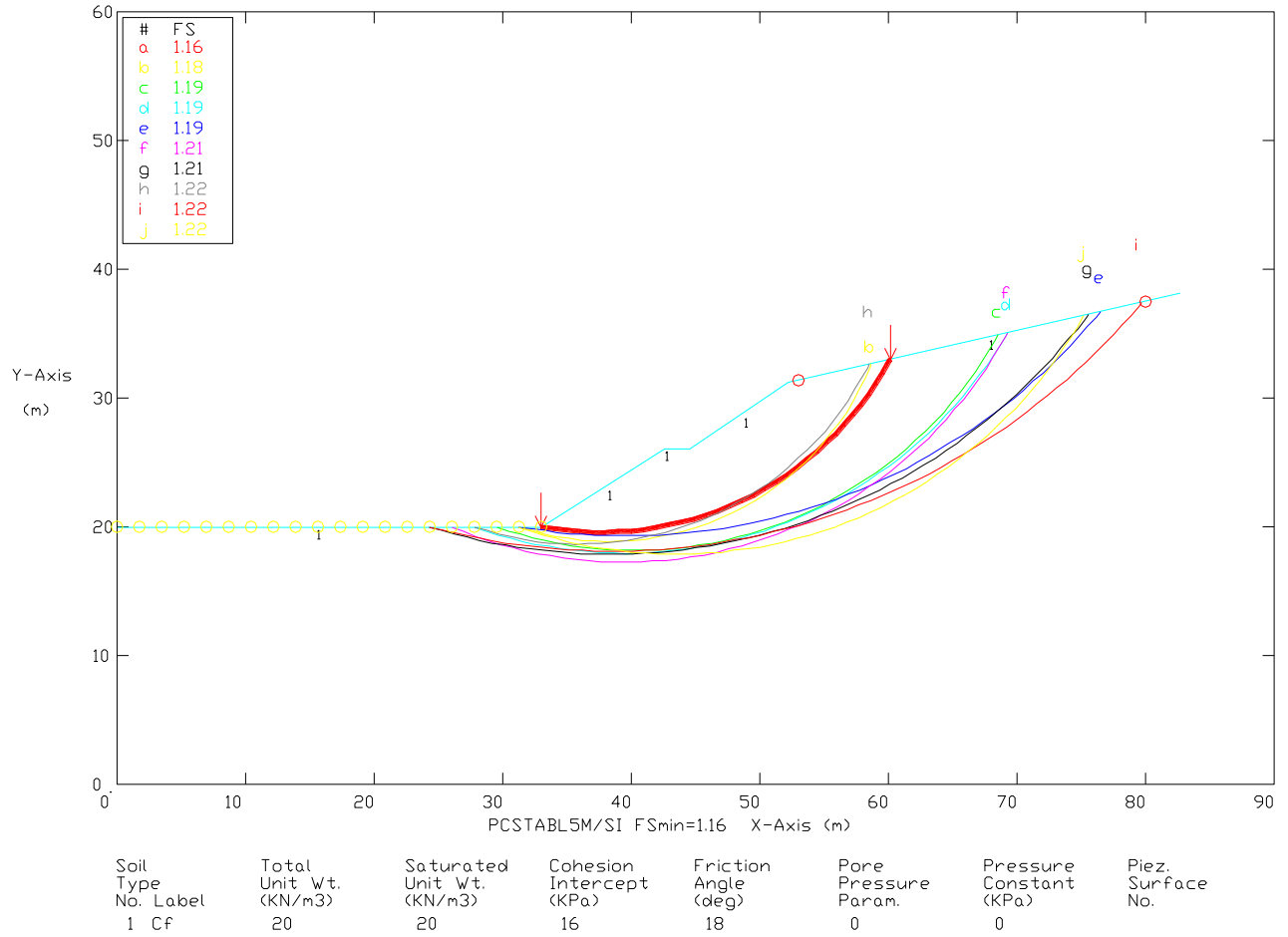
Per le trincee di altezza maggiore di 4 m, da realizzarsi nelle formazioni del flysch, è stata prevista la messa in opera di sistemi di protezione delle scarpate costituiti da reti metalliche a doppia torsione al fine di prevenire fenomeni di caduta di detriti e trovanti lapidei sulla carreggiata stradale.

8.2.1.1 Sezione in copertura eluviale su flysch ("cF") e flysch calcareo ("Fc")





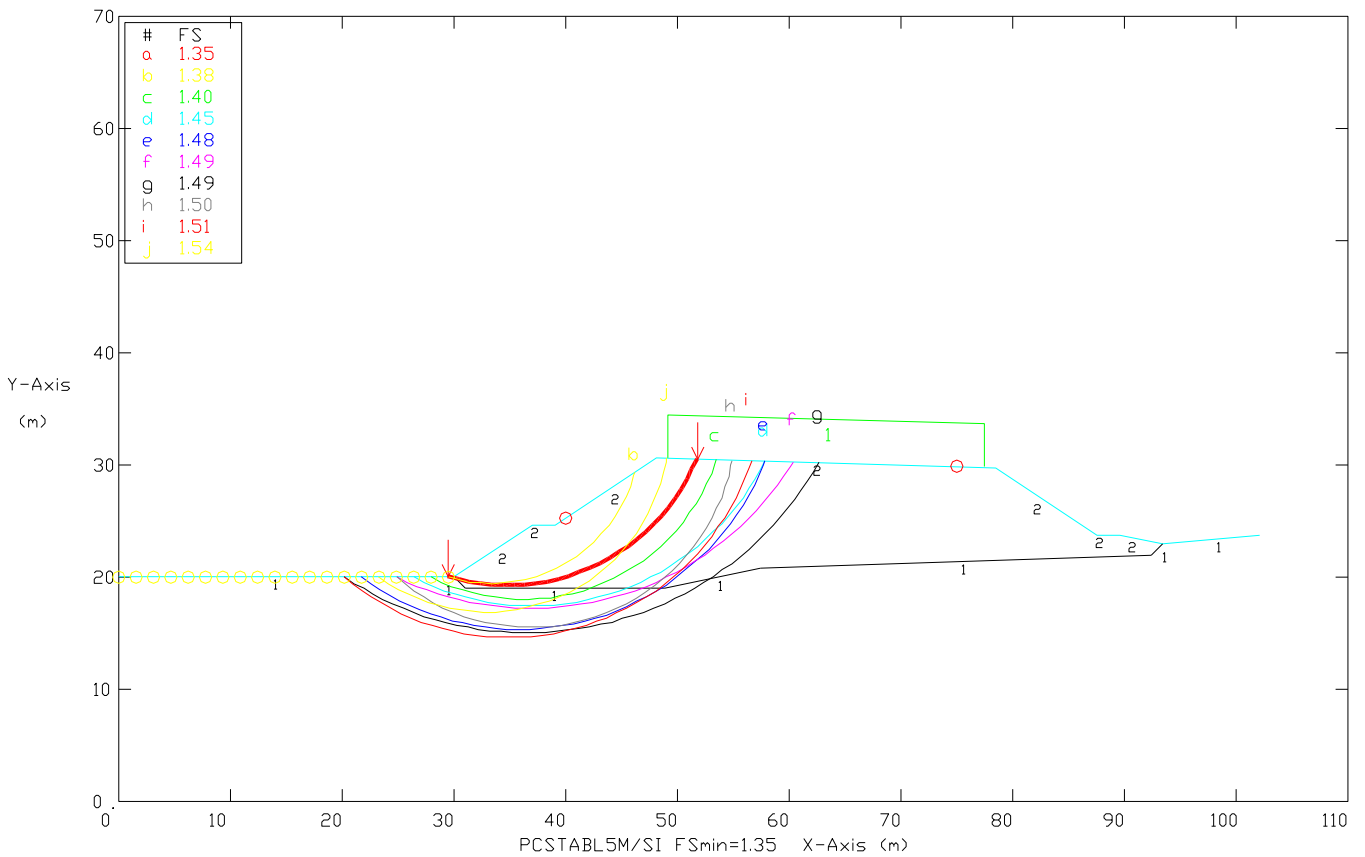
8.2.1.2 Sezione in terreni di coperta eluviale su flysch ("cF")



## 8.2.2 Stabilità dei rilevati

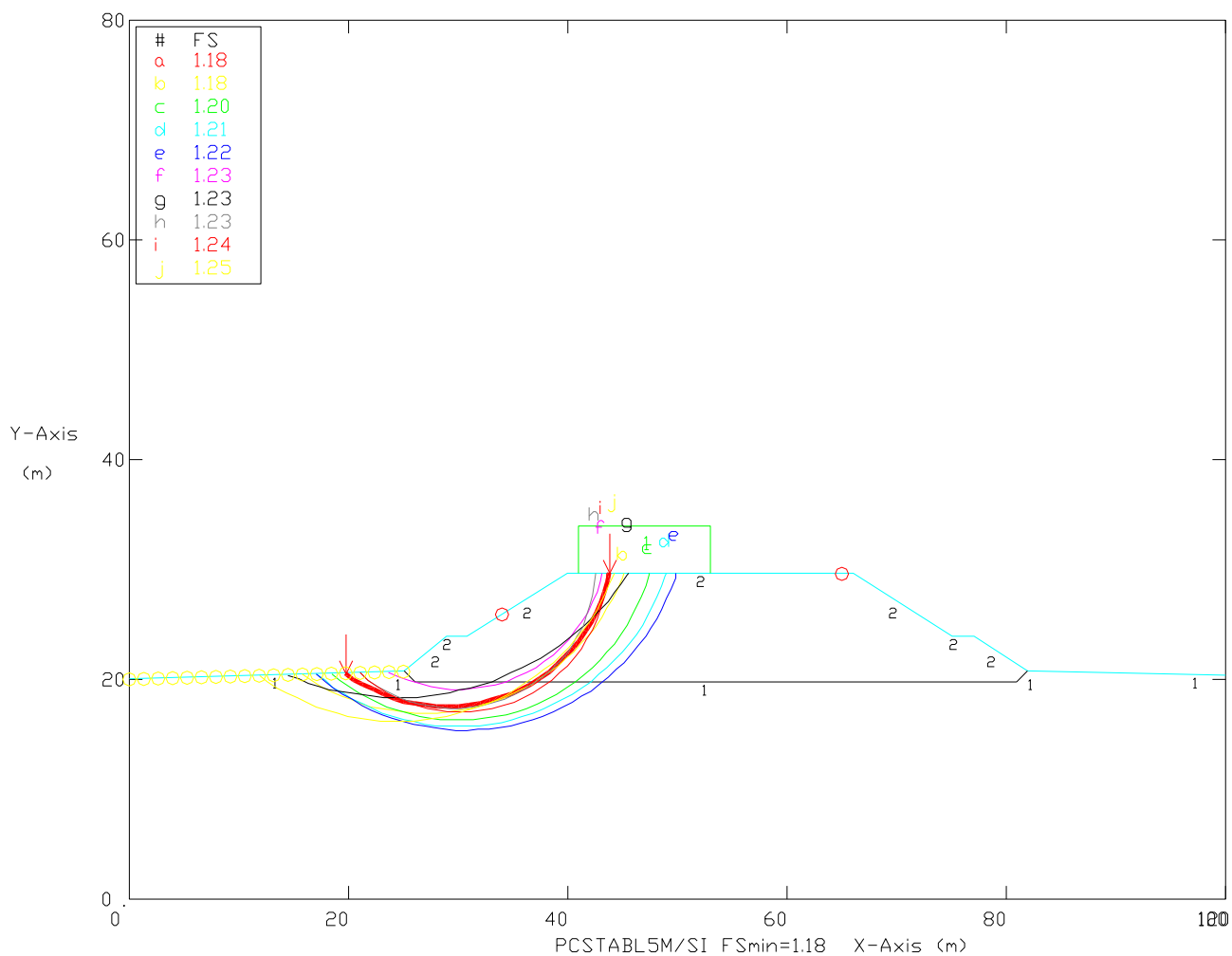
Il coefficiente minimo di sicurezza vale FS = 1.18, ottenuto per la sezione 52

### 8.2.2.1 Sezione 181 (massima altezza rilevato)



Soil Type No. Label	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1 cF	20	20	16	18	0	0	
2 Rilevato	19	19	0	32	0	0	

8.2.2.2 Sezione 52



Soil Type No.	Label	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)
1	tipo A	19	19	8	16	0	0
2	Rilevato	19	19	0	32	0	0

### 8.2.2.3 Area di deposito

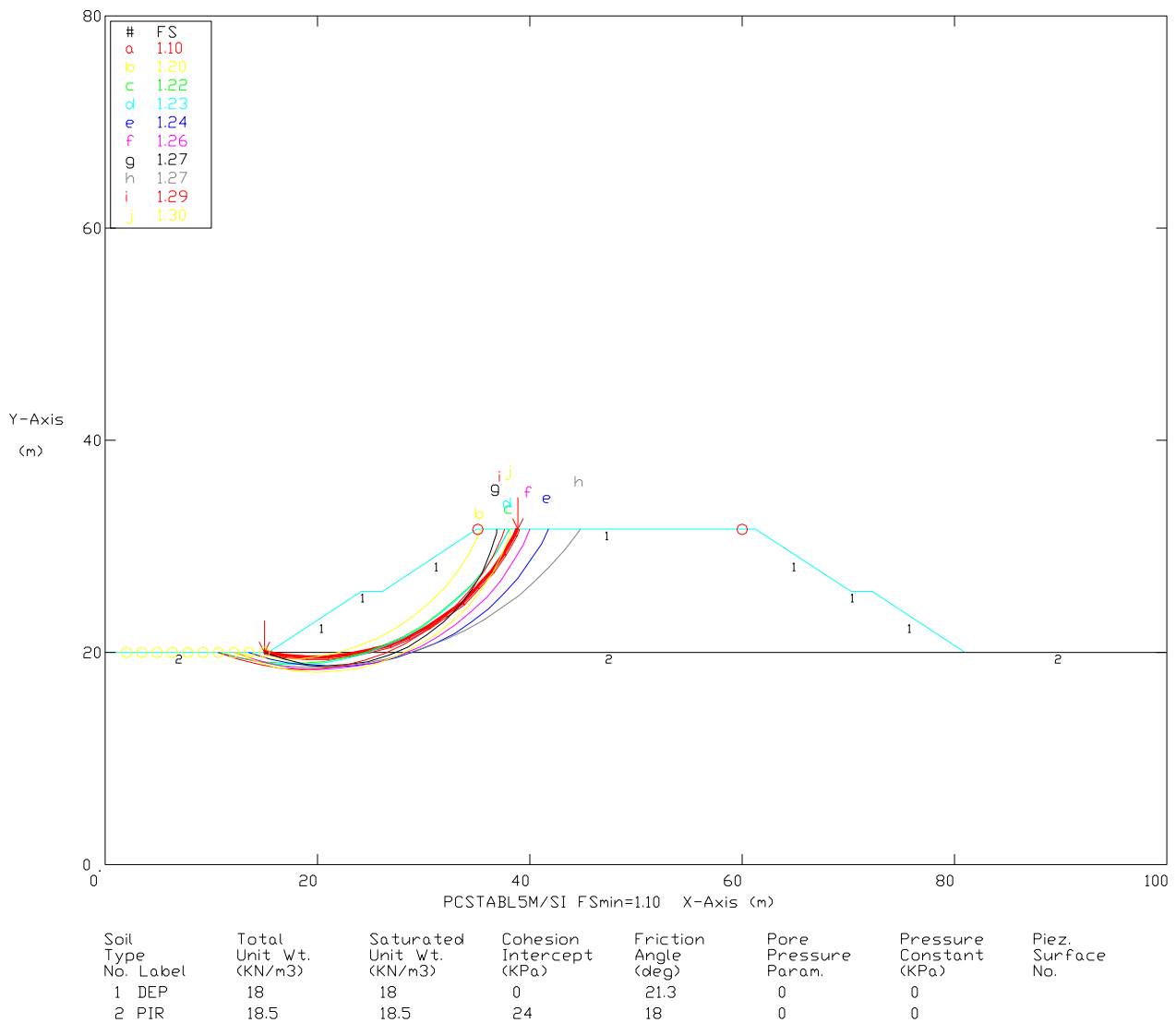
I parametri stimati per i materiali portati a deposito, dopo opportuna compattazione, sono

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\varphi_k = 26^\circ$$

Il coefficiente di sicurezza minimo è 1.10.



### **8.3 Cedimenti dei rilevati e bonifiche del piano di posa**

La valutazione dei cedimenti dei rilevati è stata effettuata prendendo a riferimento le sezioni di maggior altezza in corrispondenza dei terreni con i più bassi parametri di deformabilità. In particolare, le sezioni maggiormente rappresentative si trovano circa alla Pk 1+270 (*rilevato di altezza 9 m circa fondato su terreno tipo "A"*).

Sulla base dei moduli di elasticità individuati (*cf.* Tabella 7-1) si possono ipotizzare cedimenti massimi dell'ordine della decina di centimetri. In virtù delle caratteristiche granulometriche dei terreni che dovranno formare i rilevati e grazie alla presenza di significative percentuali di sabbia all'interno dei terreni di fondazione, è lecito ipotizzare che tali cedimenti si sviluppino nel corso dell'esecuzione dell'opera.

Si ritiene comunque necessaria l'asportazione dei terreni superficiali in corrispondenza di tutte le tratte in rilevato per un'altezza pari ad almeno un metro (in generale: *0.20 cm di scortico + 0.80 cm di bonifica*).

## 9 CONCLUSIONI

Sulla base delle indagini effettuate nelle varie campagne succedutesi nel tempo e tenendo conto dell'attuale normativa, in questa relazione è presentato il quadro geologico e geotecnico del territorio interessato dal progetto. Successivamente, sulla base del suddetto inquadramento e delle necessità ingegneristiche per varie opere, è stata sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni e sono state svolte le verifiche delle trincee e dei rilevati previsti lungo il tracciato.

A conclusione di dette indagini, stime e valutazioni, si ritiene che le opere progettate siano in grado di garantire i necessari requisiti di sicurezza, stabilità, durabilità e robustezza richiesti dalla normativa vigente nonché di assicurare un impatto sul territorio (*sia in termini "strettamente" ambientali sia in termini di previsione ed organizzazione delle lavorazioni necessarie*) in linea con le più recenti istanze e prescrizioni di legge.

Progetto Definitivo

## FIGURE FUORI TESTO

Progetto Definitivo

**Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche**  
**Terreno tipo A**

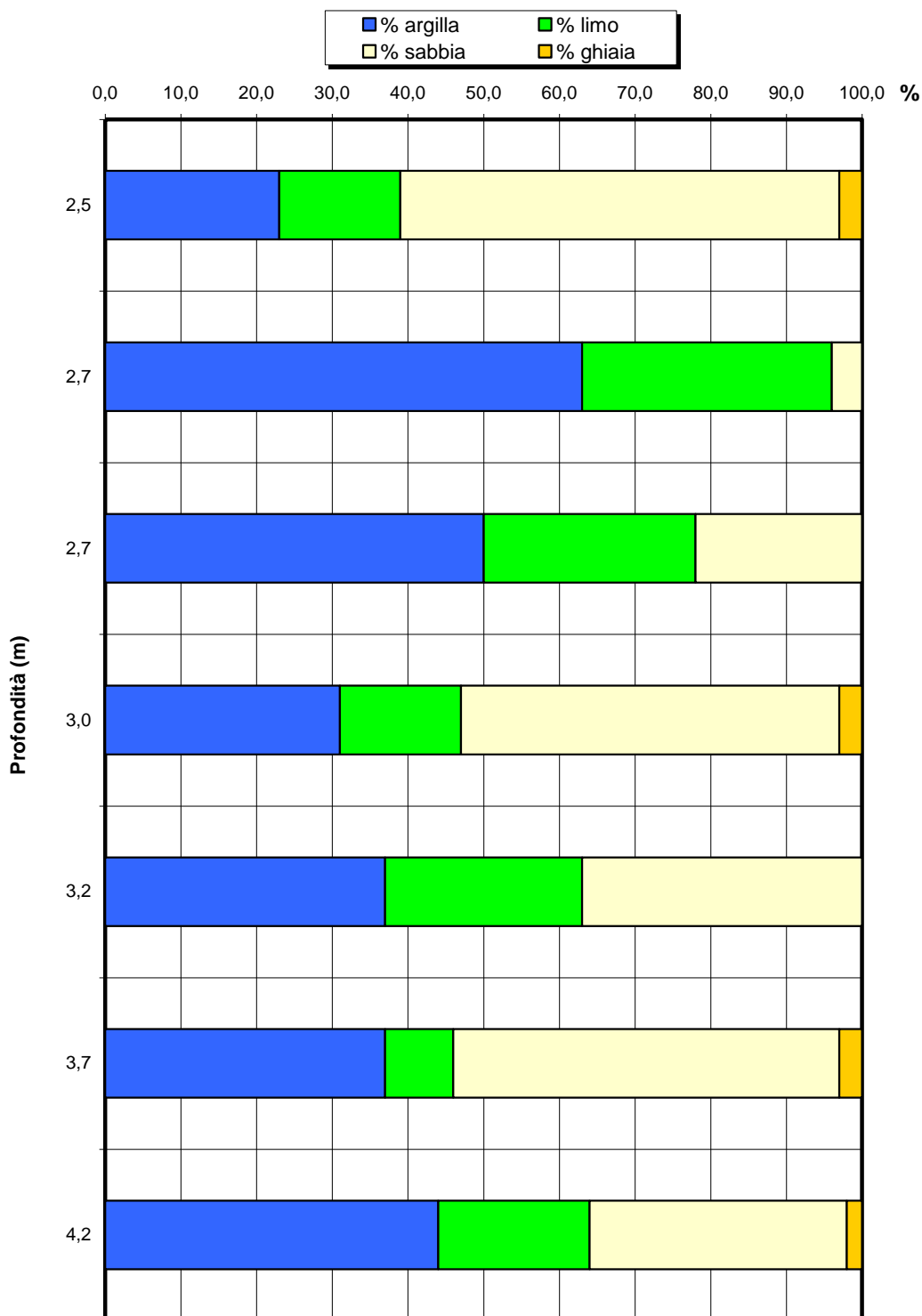


figura 1



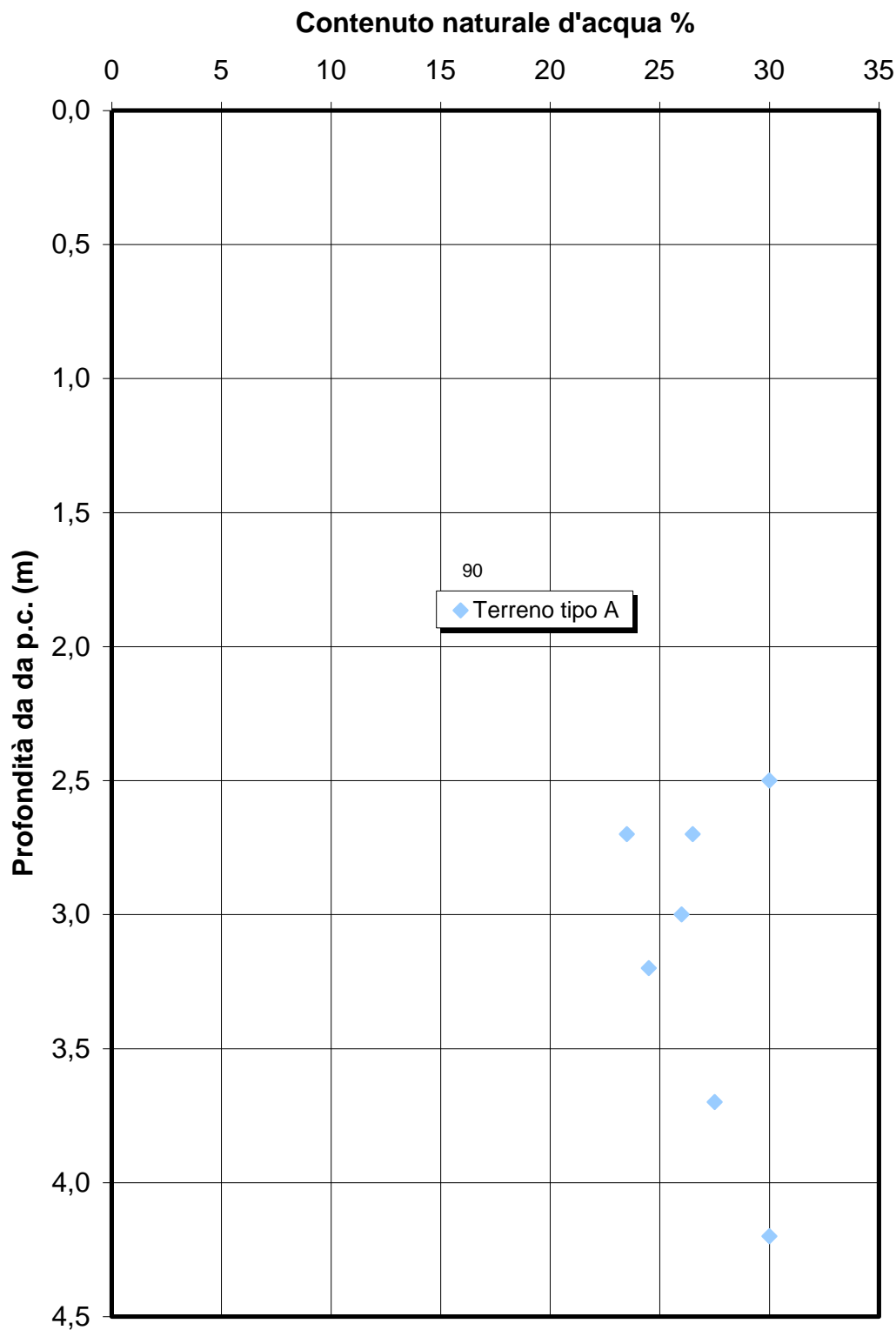


figura 2

Progetto Definitivo

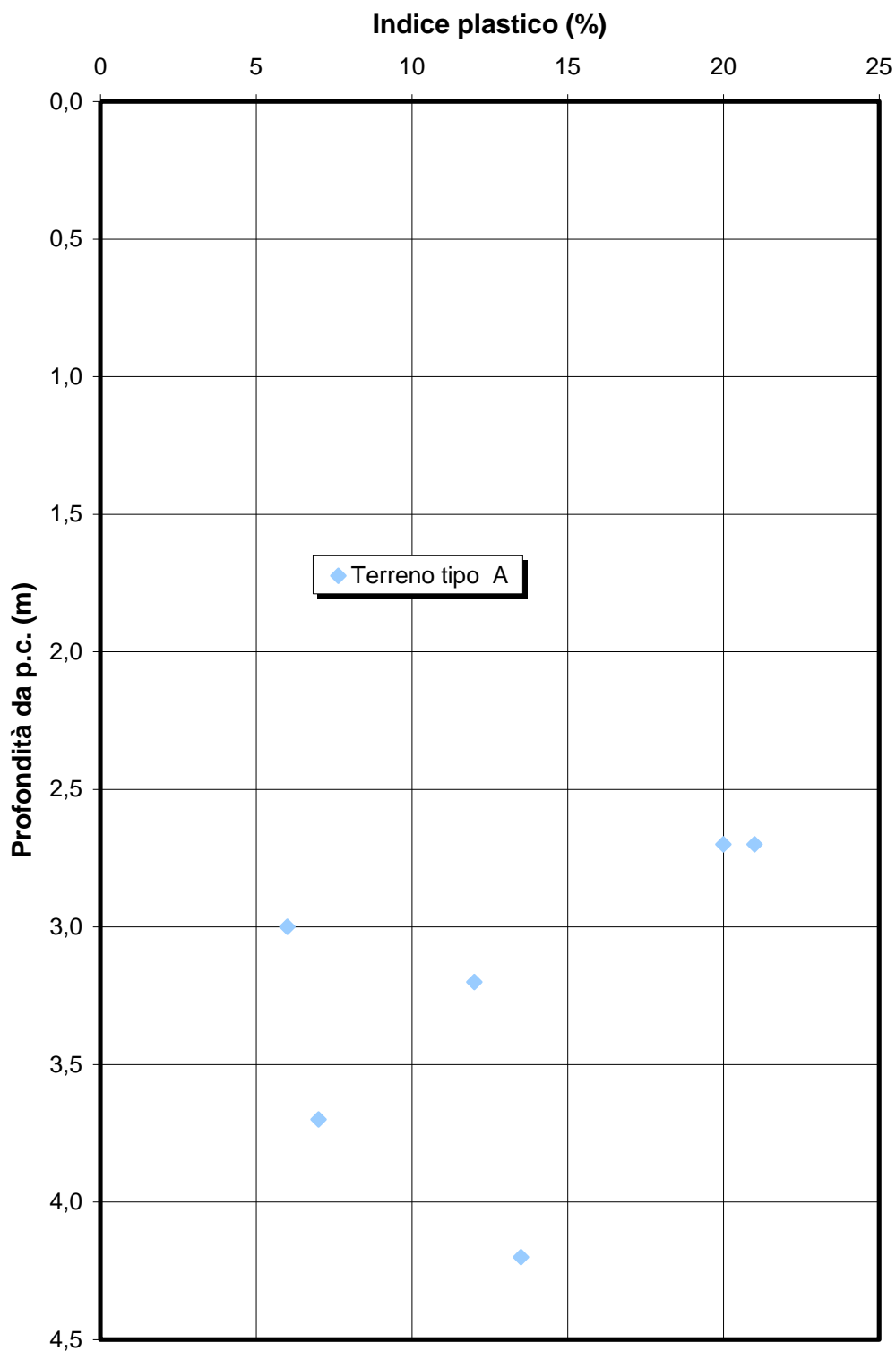


figura 3

Progetto Definitivo

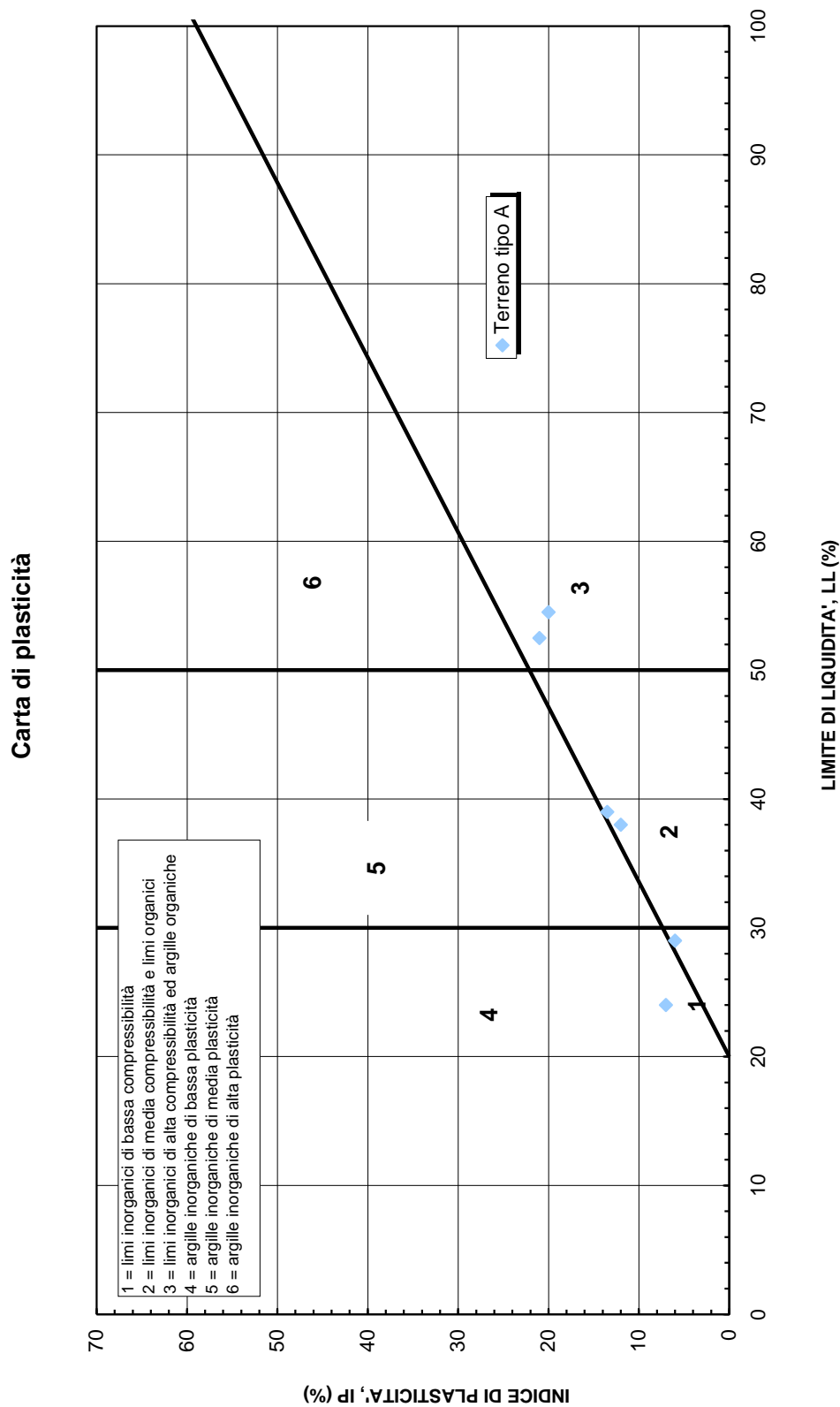


figura 4

Progetto Definitivo

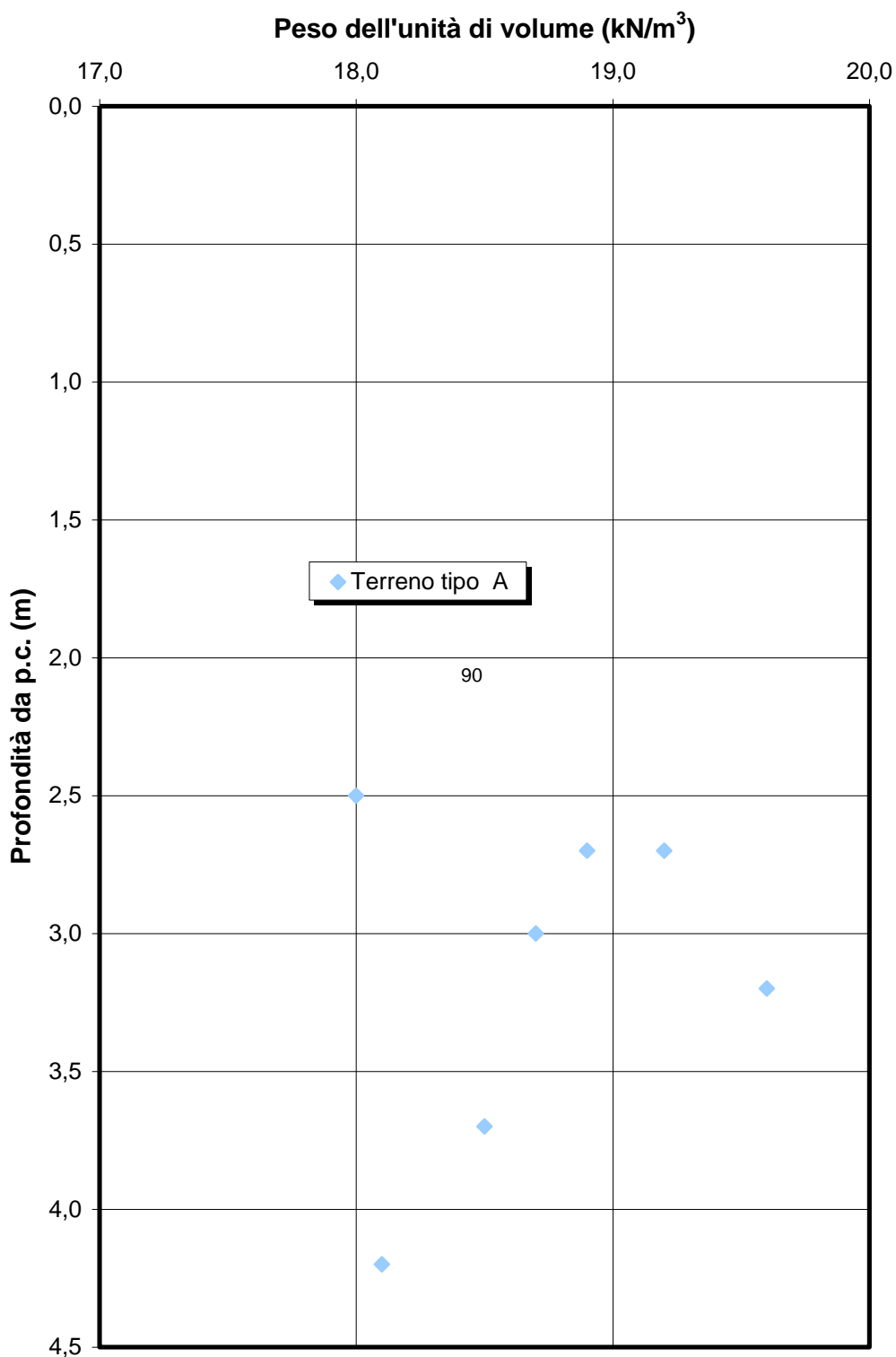


figura 5

Progetto Definitivo

**Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche**  
**Coltre cF**

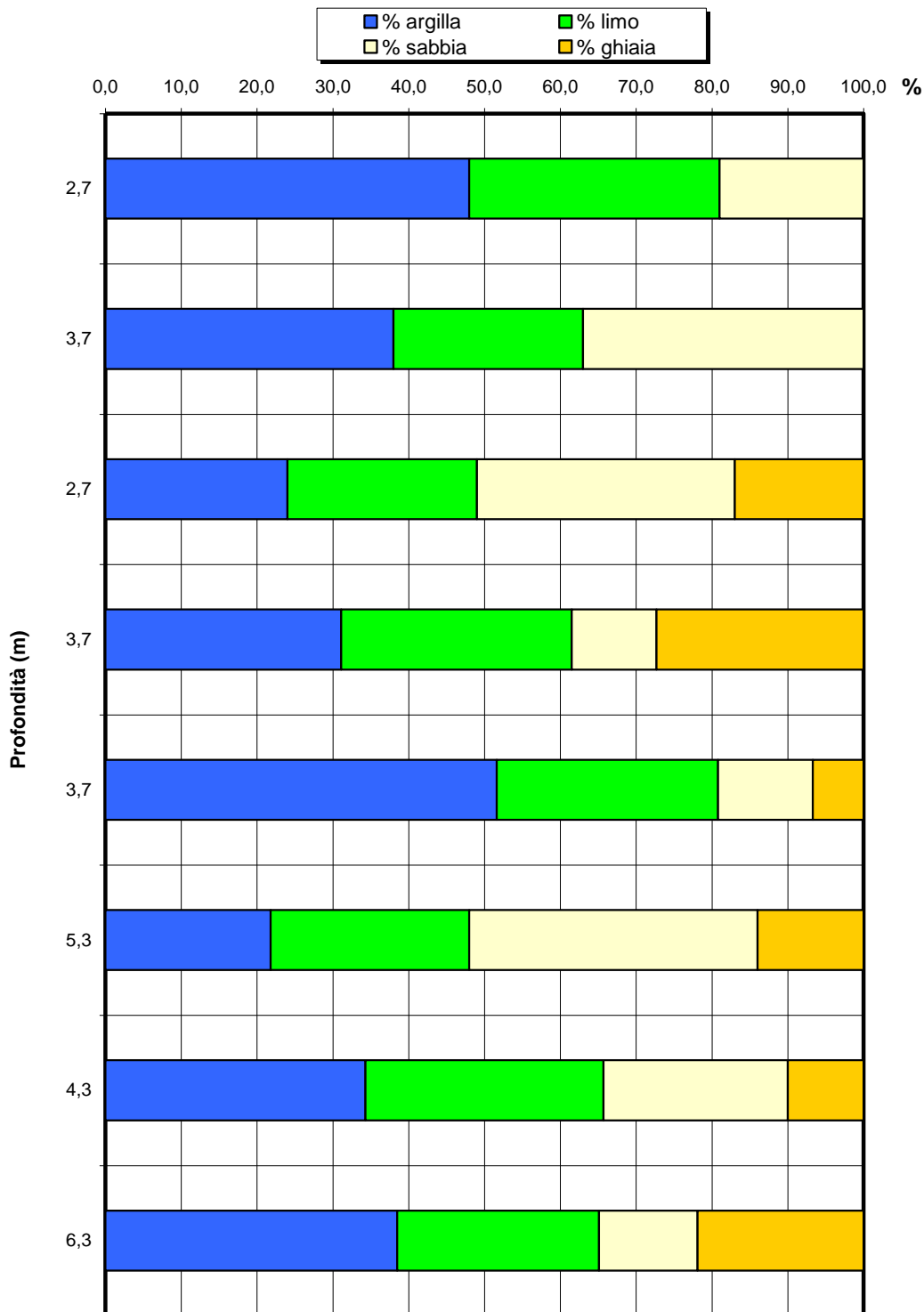


figura 6

Progetto Definitivo

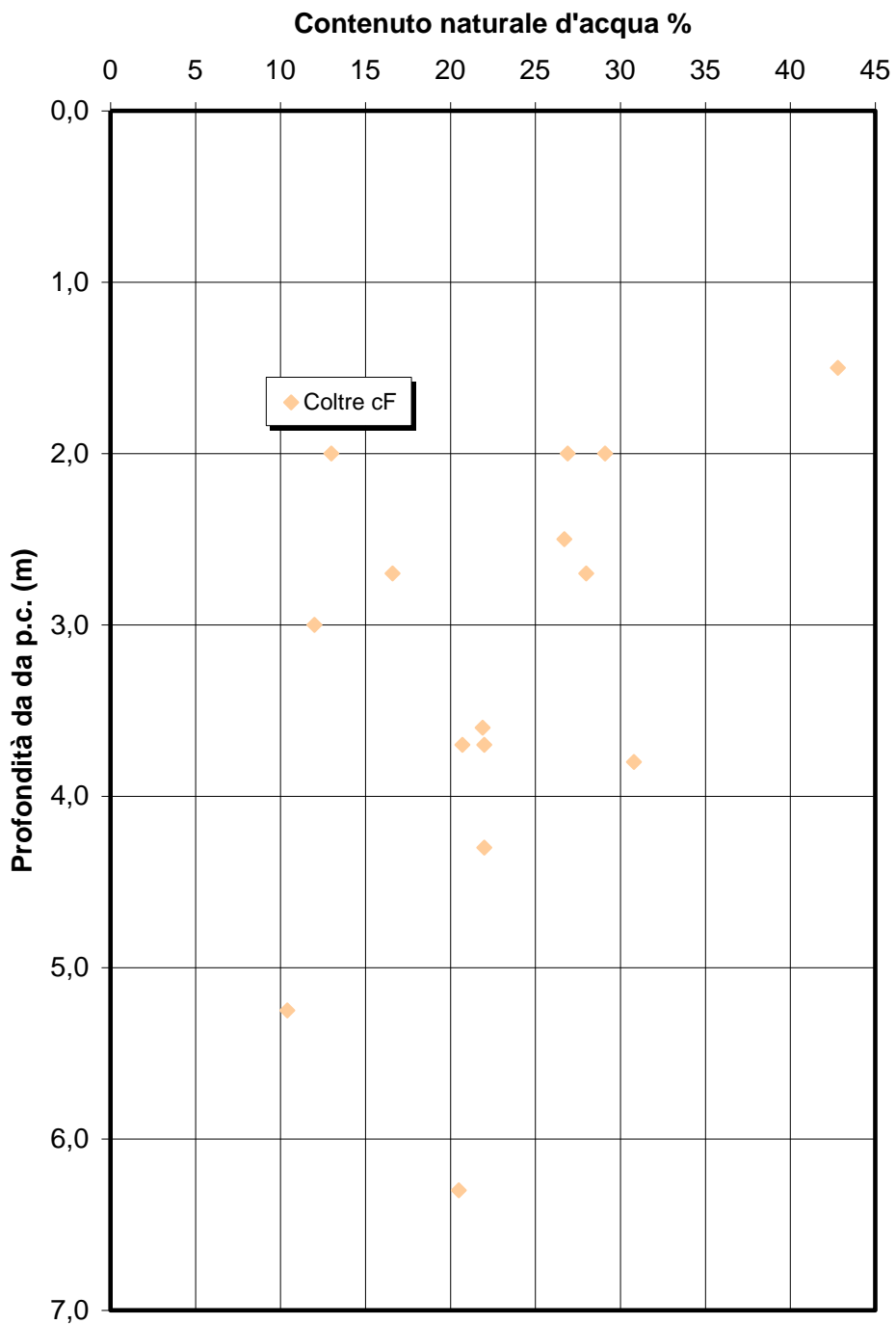


figura 7

Progetto Definitivo

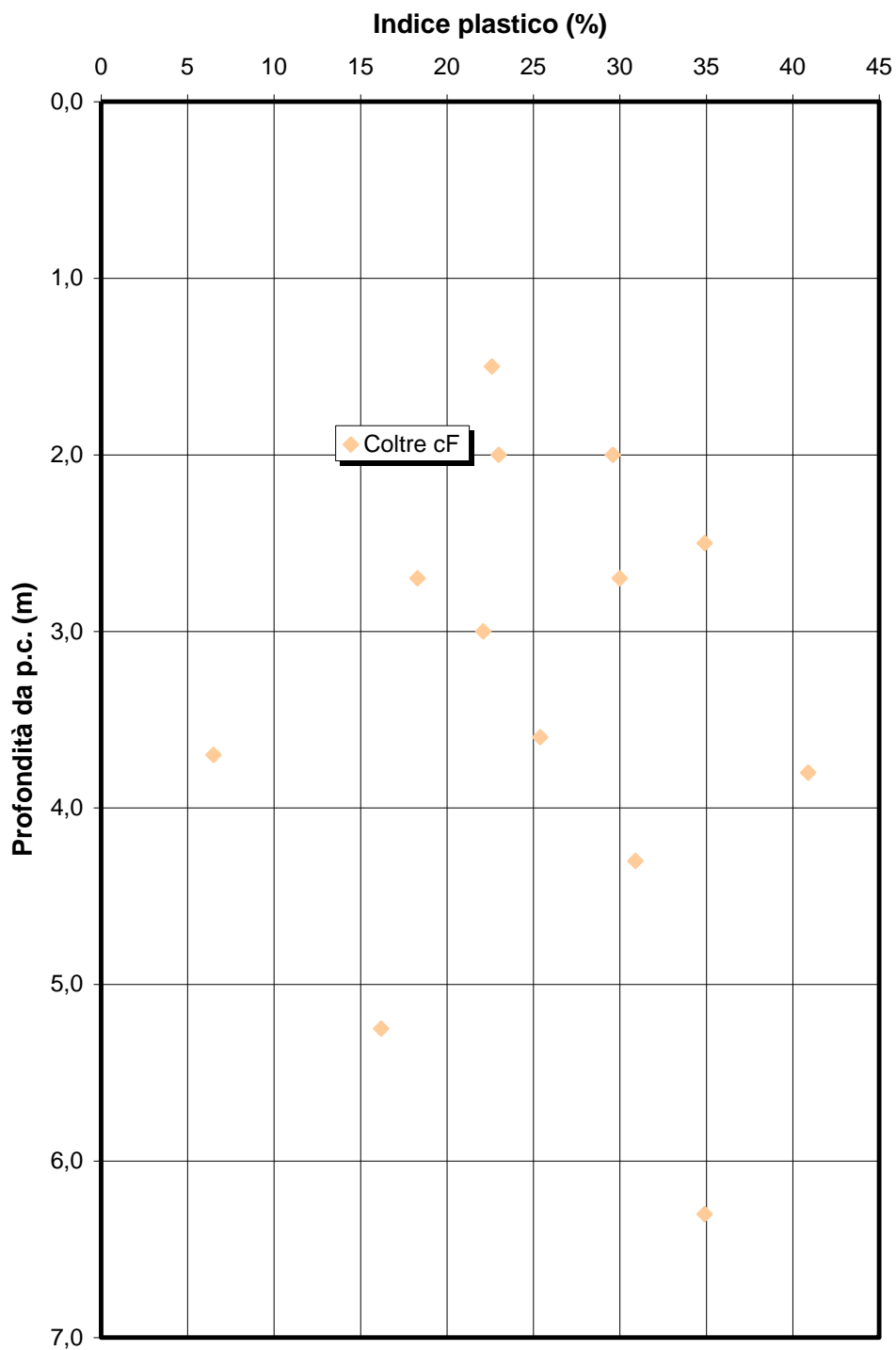


figura 8

Progetto Definitivo

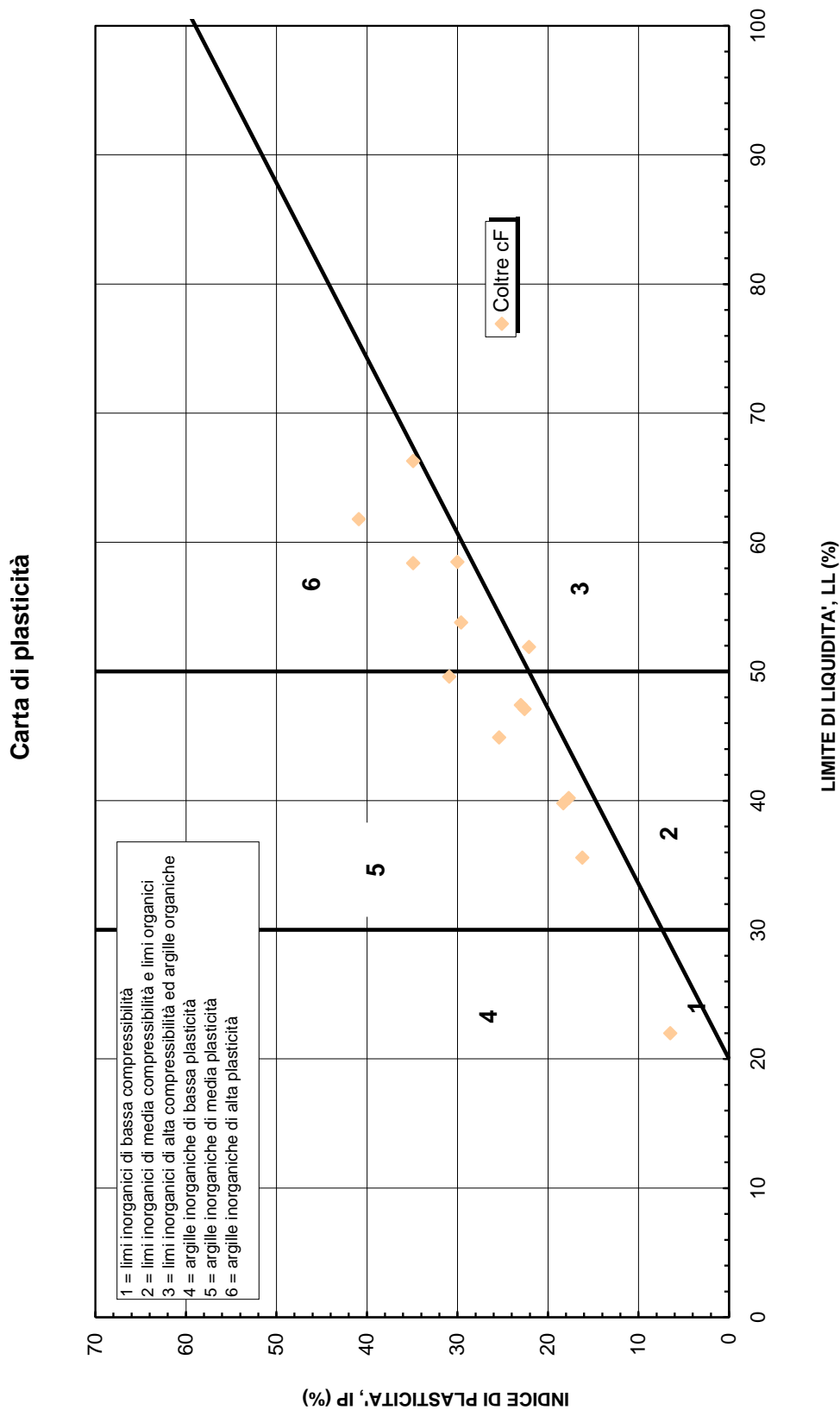


figura 9



Progetto Definitivo

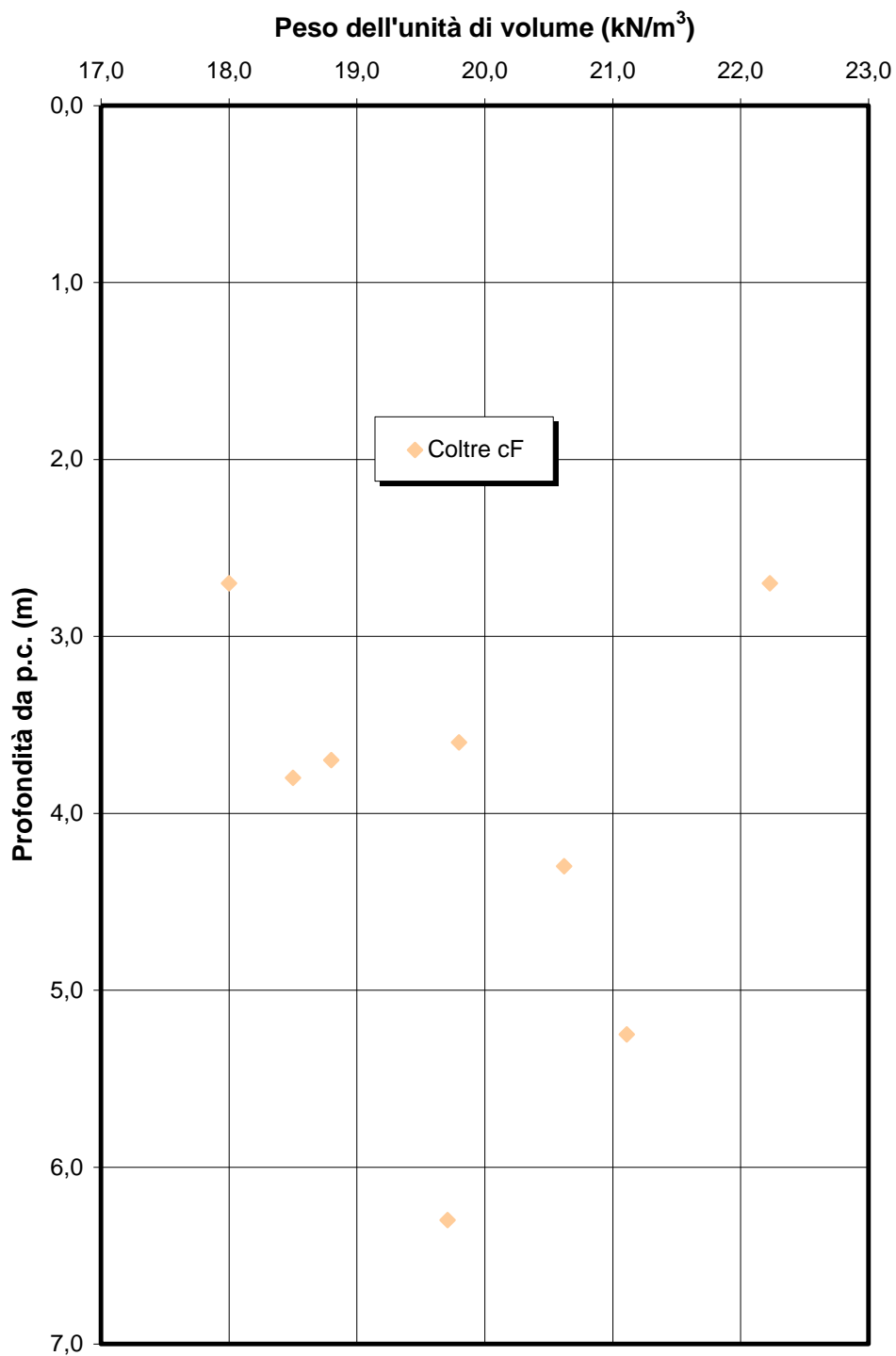


figura 10

Progetto Definitivo

**Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche**  
**Terreno tipo Fc**

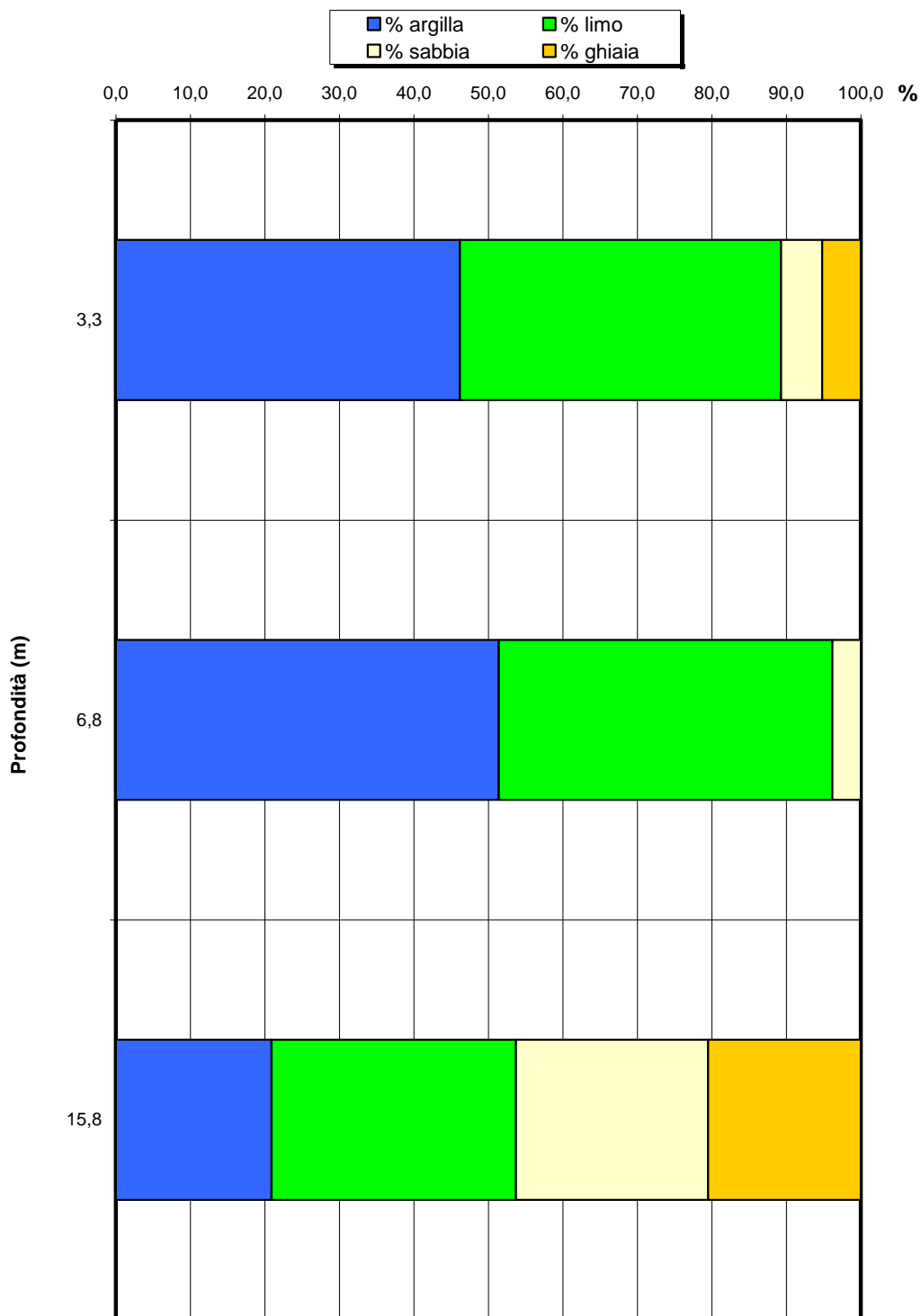


figura 11

Progetto Definitivo

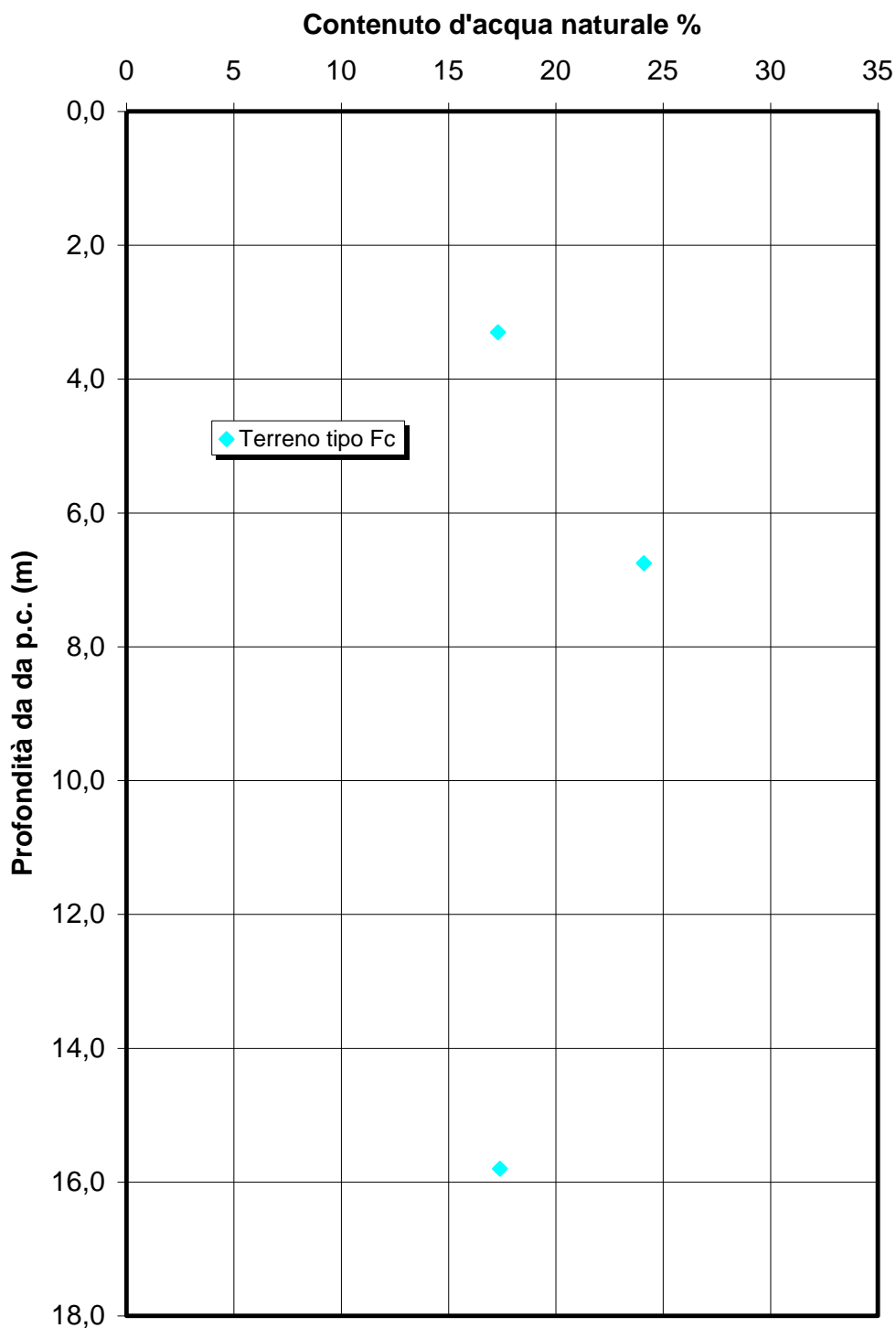


figura 12

Progetto Definitivo

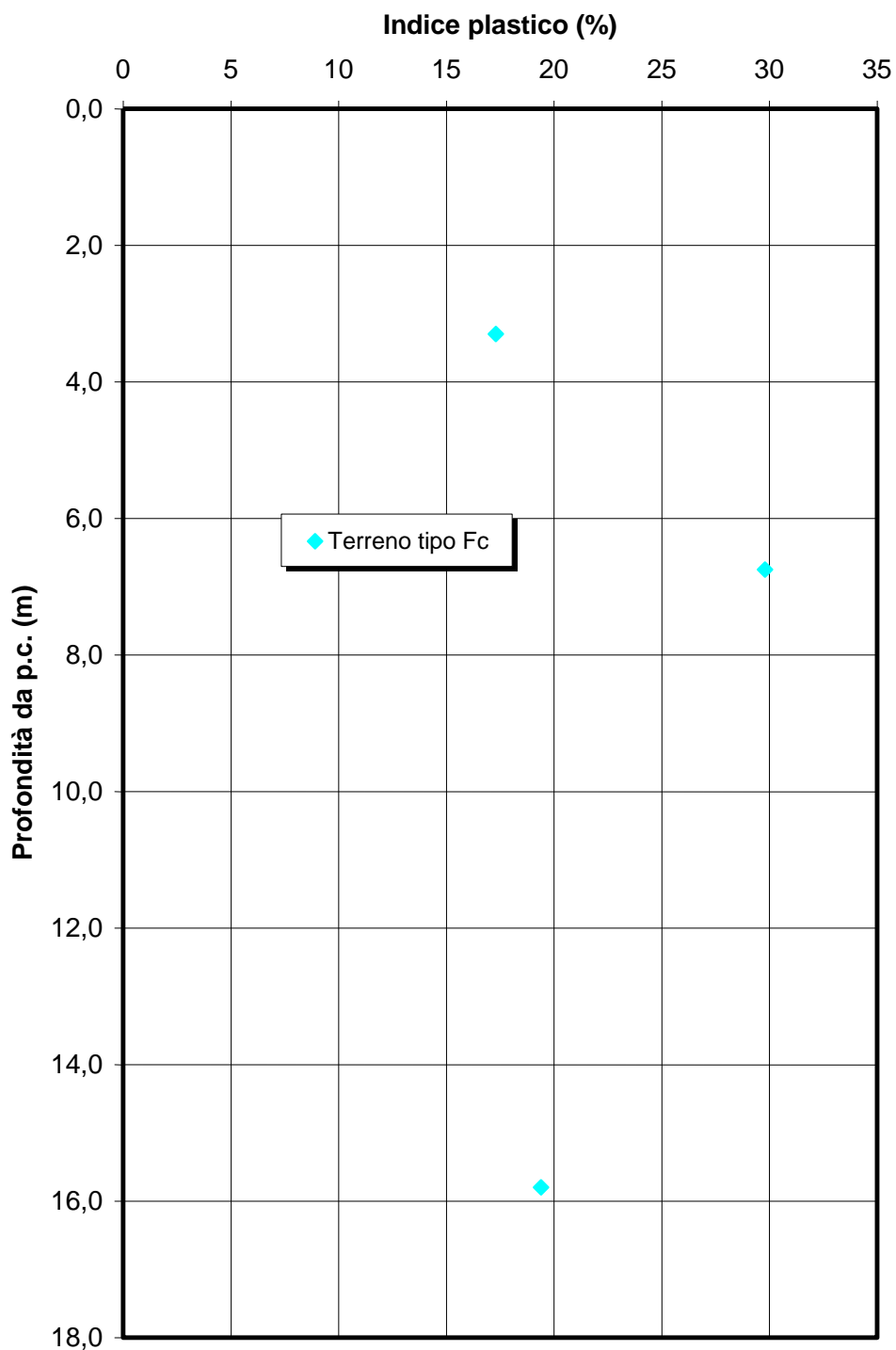


figura 13

Progetto Definitivo

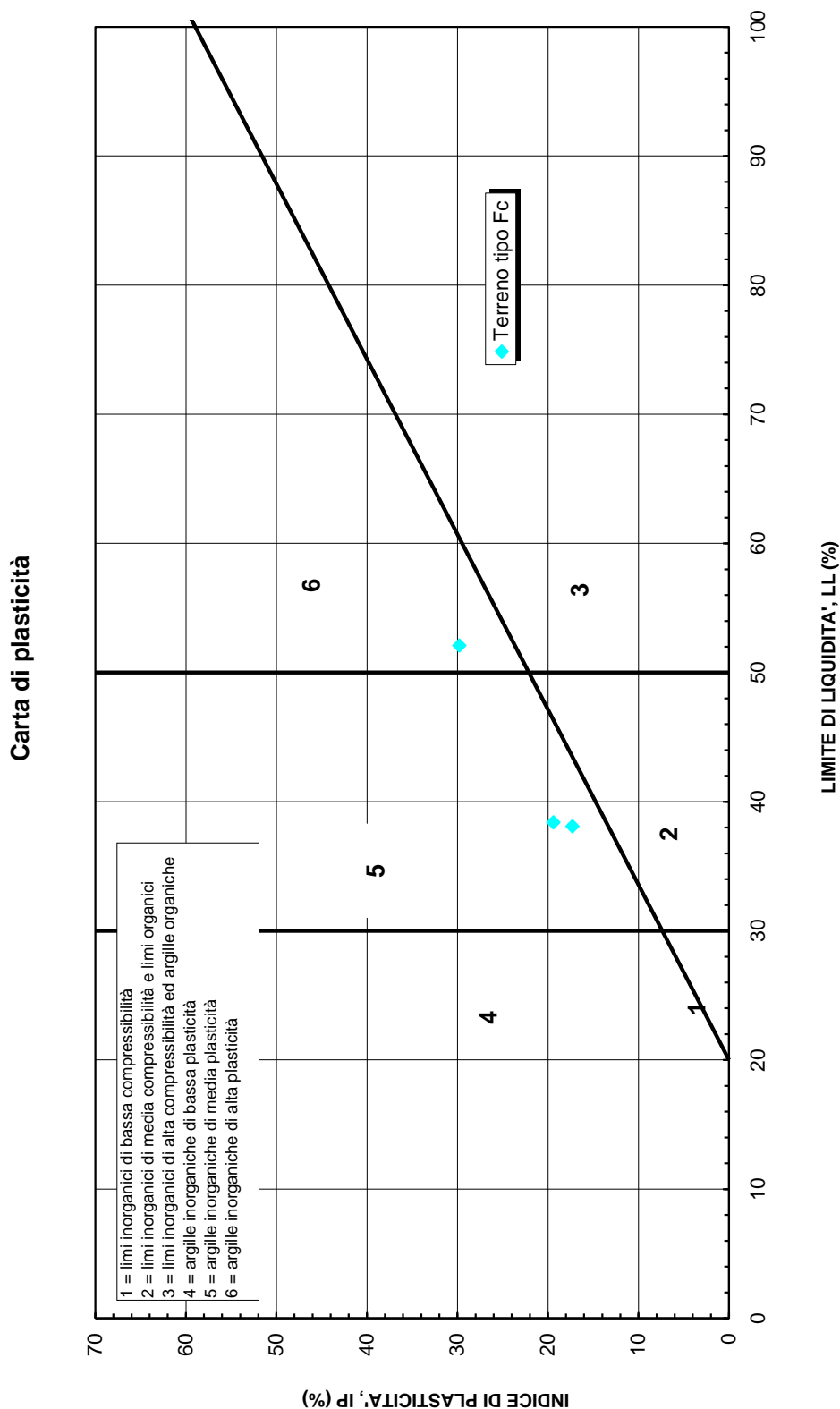


figura 14

Progetto Definitivo

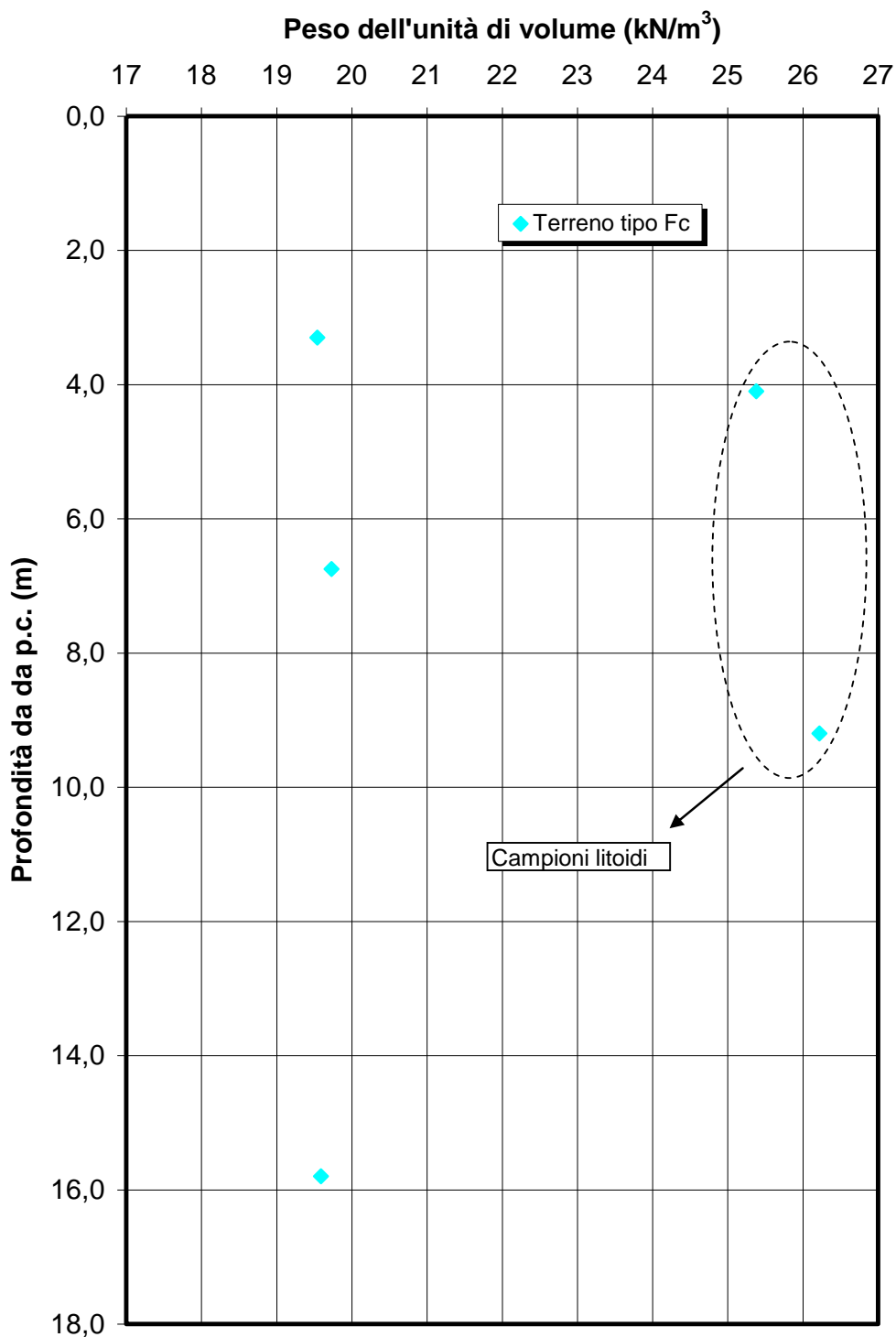


figura 15

Progetto Definitivo

**Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche**  
**Terreno tipo Fsc**

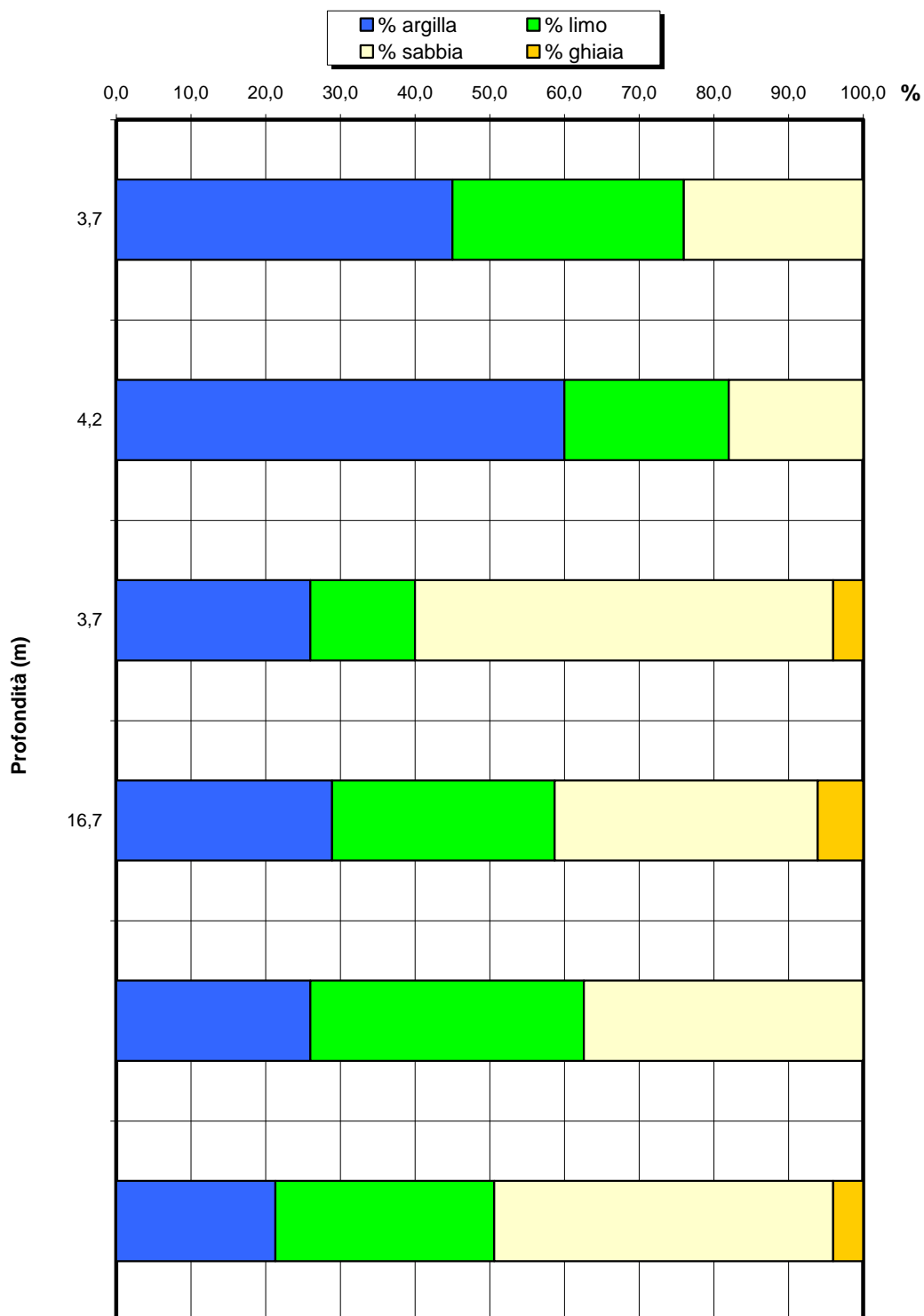


figura 16

Progetto Definitivo

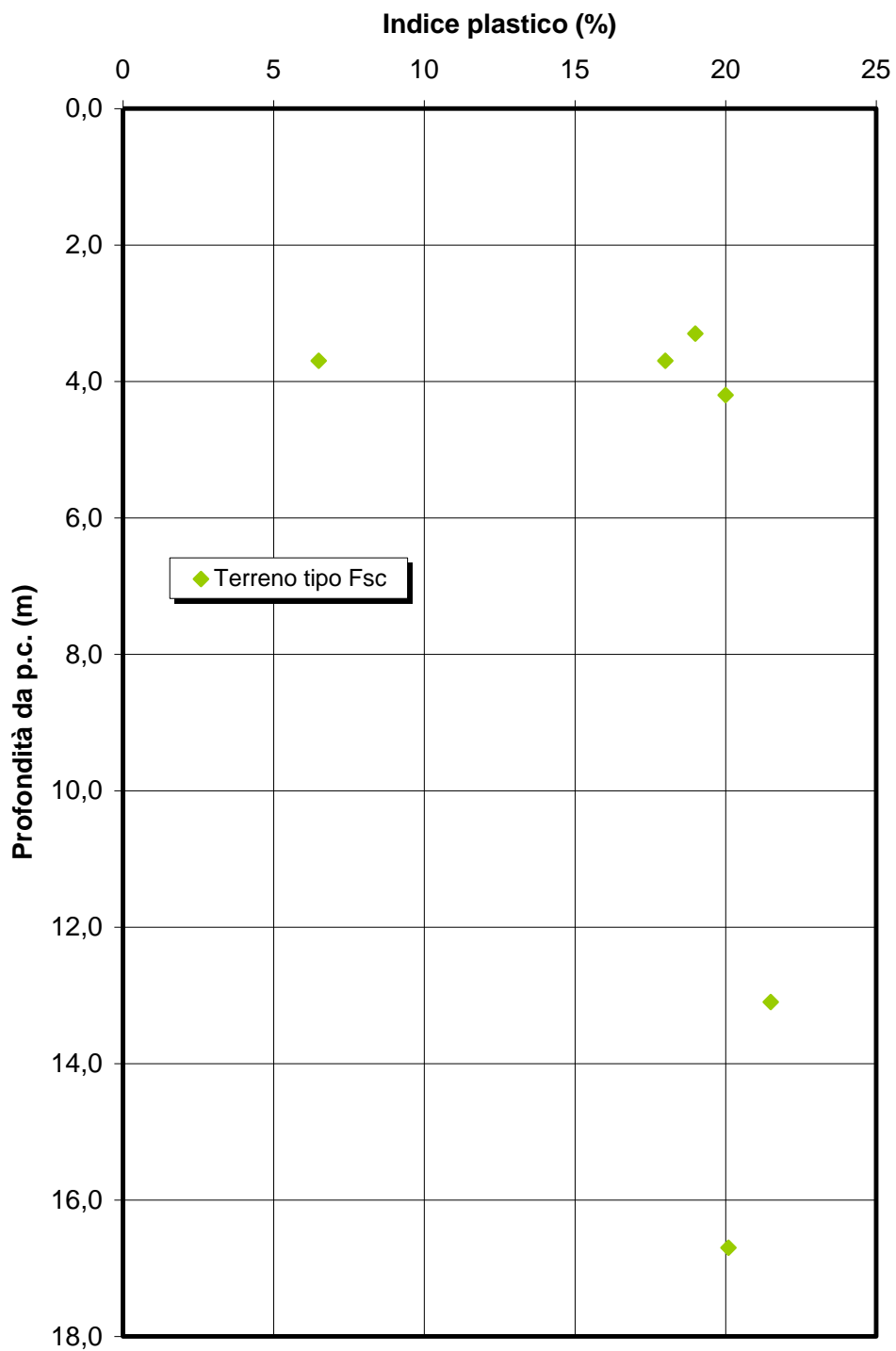


figura 17



Progetto Definitivo

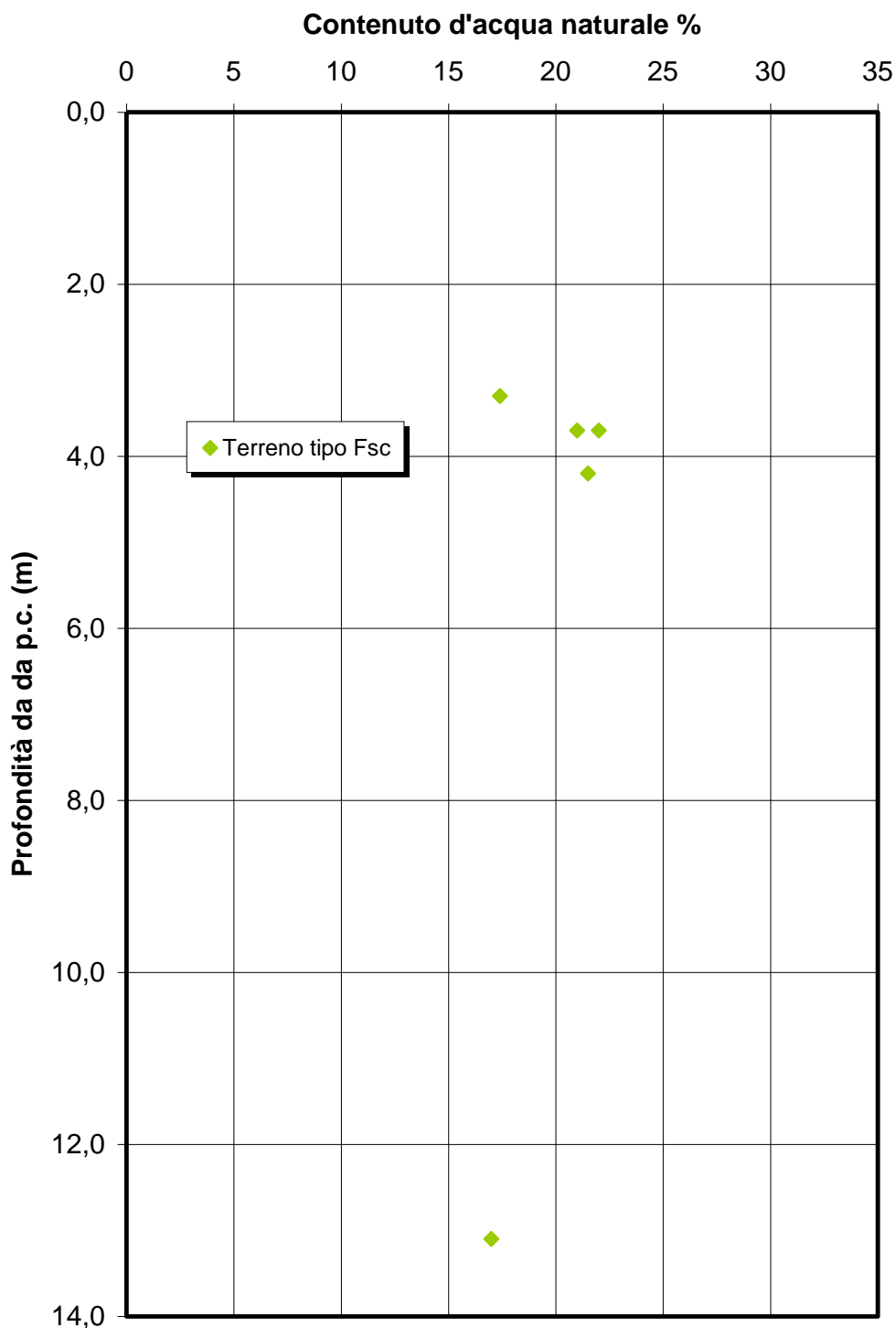


figura 18

Progetto Definitivo

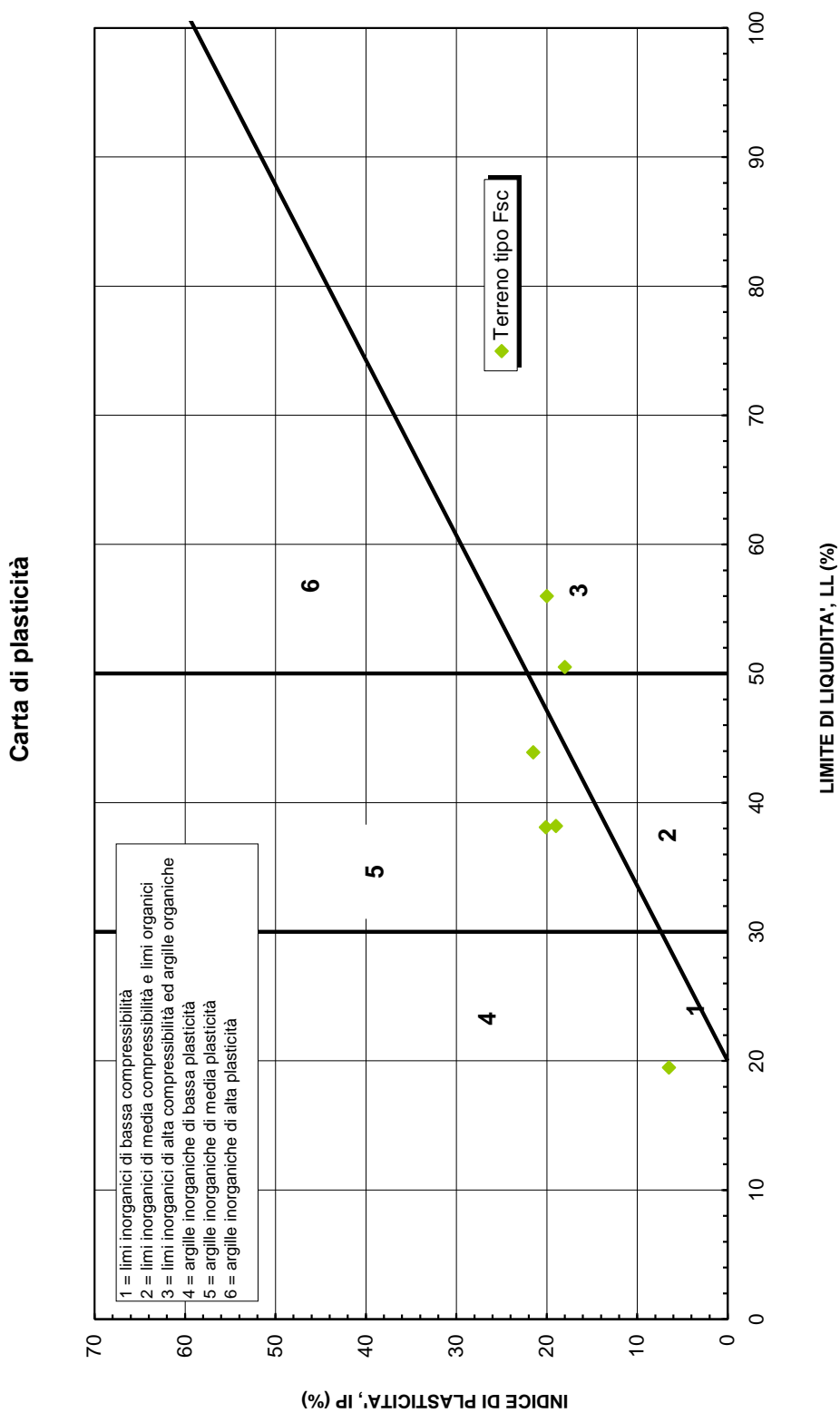


figura 19

Progetto Definitivo

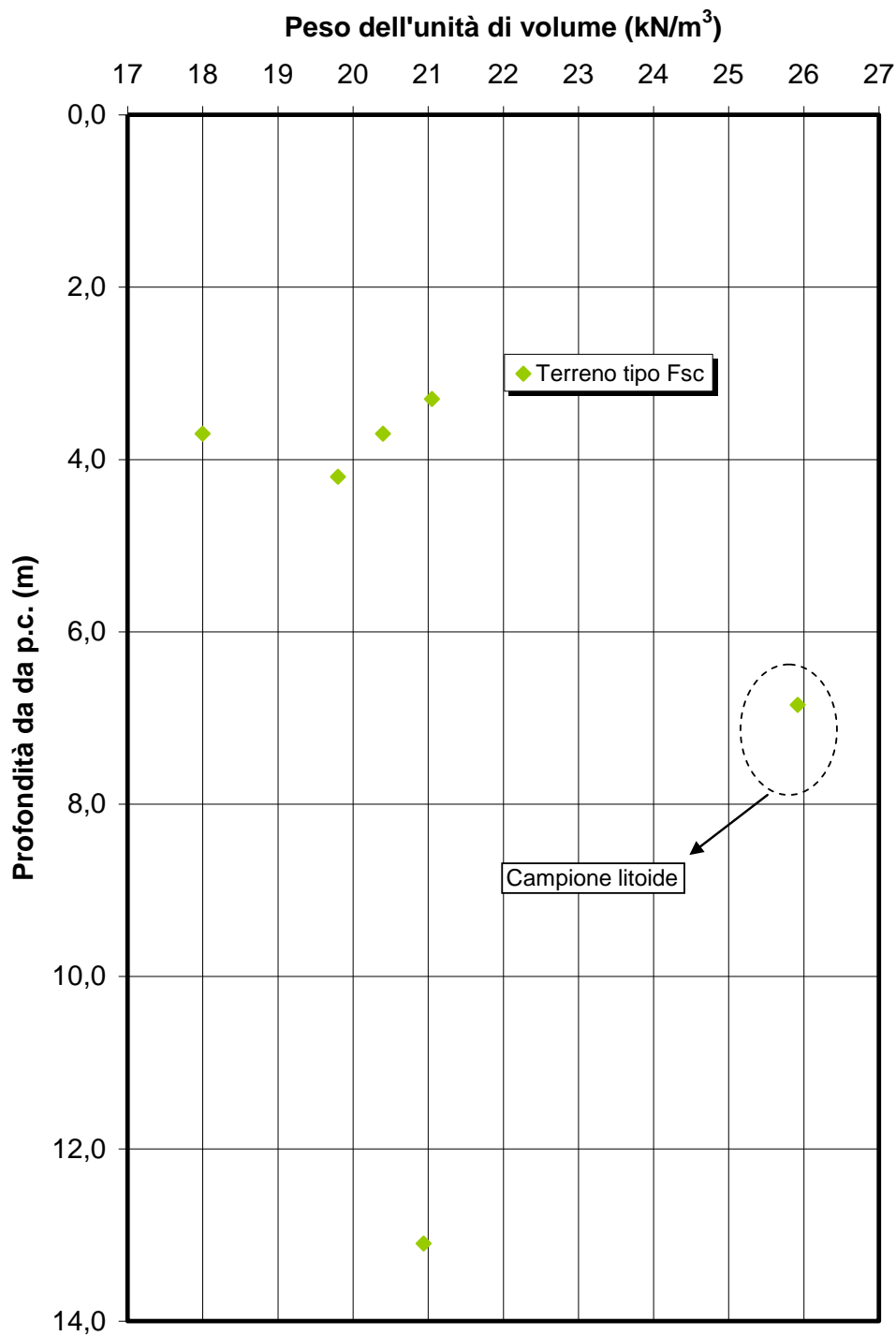


figura 20

Progetto Definitivo

**Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche**  
**Terreno tipo Fas**

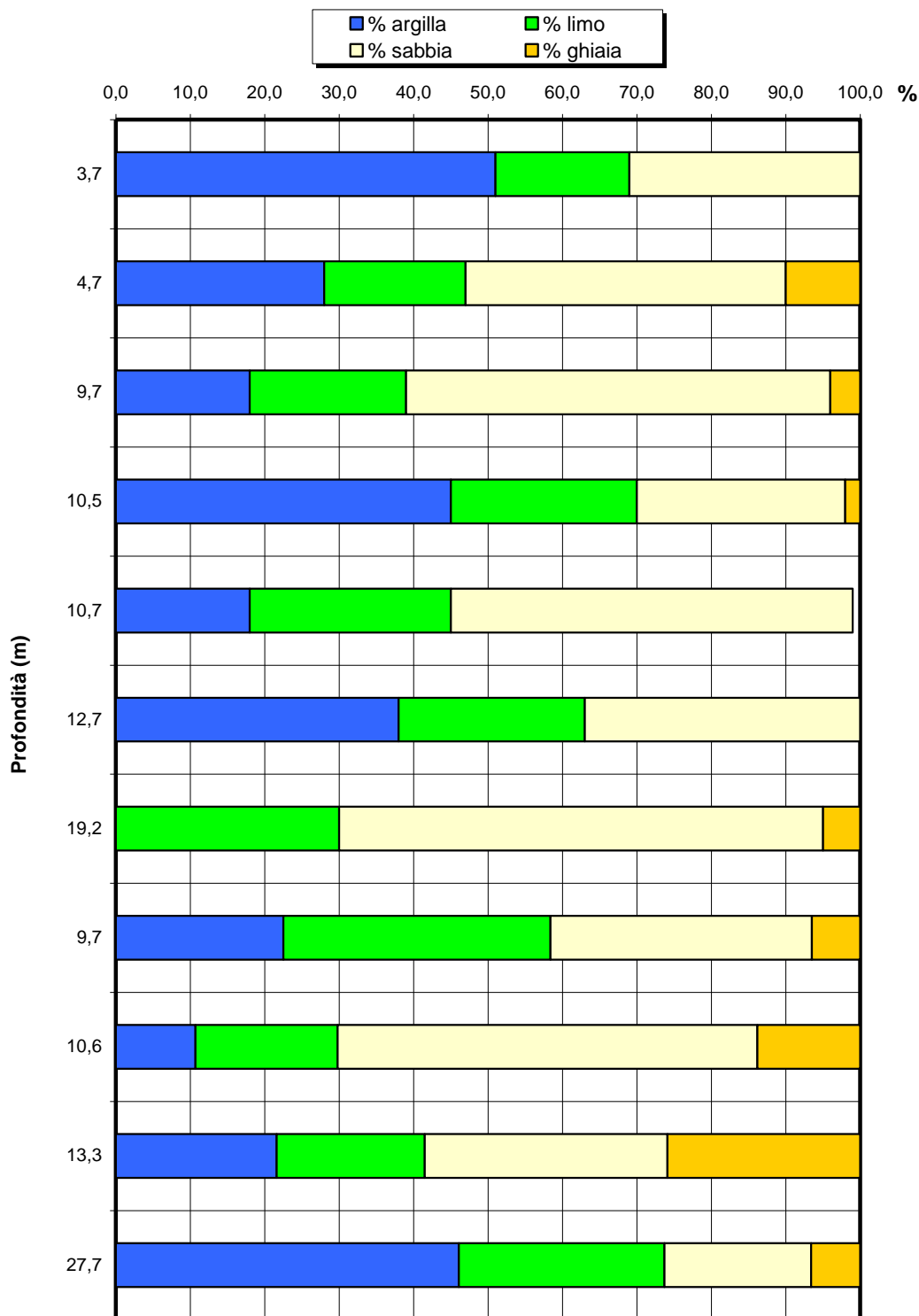


figura 21

Progetto Definitivo

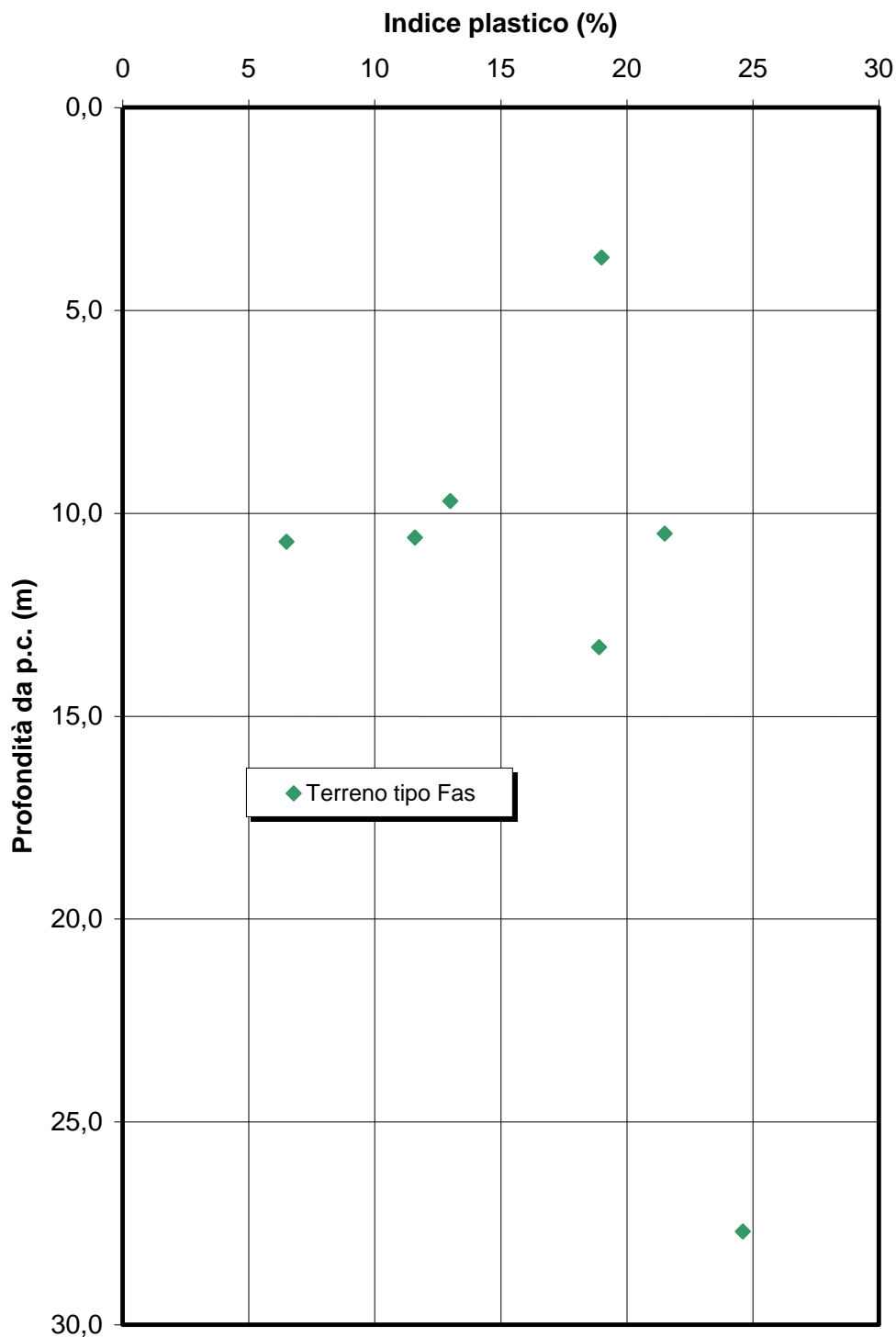


figura 22

Progetto Definitivo

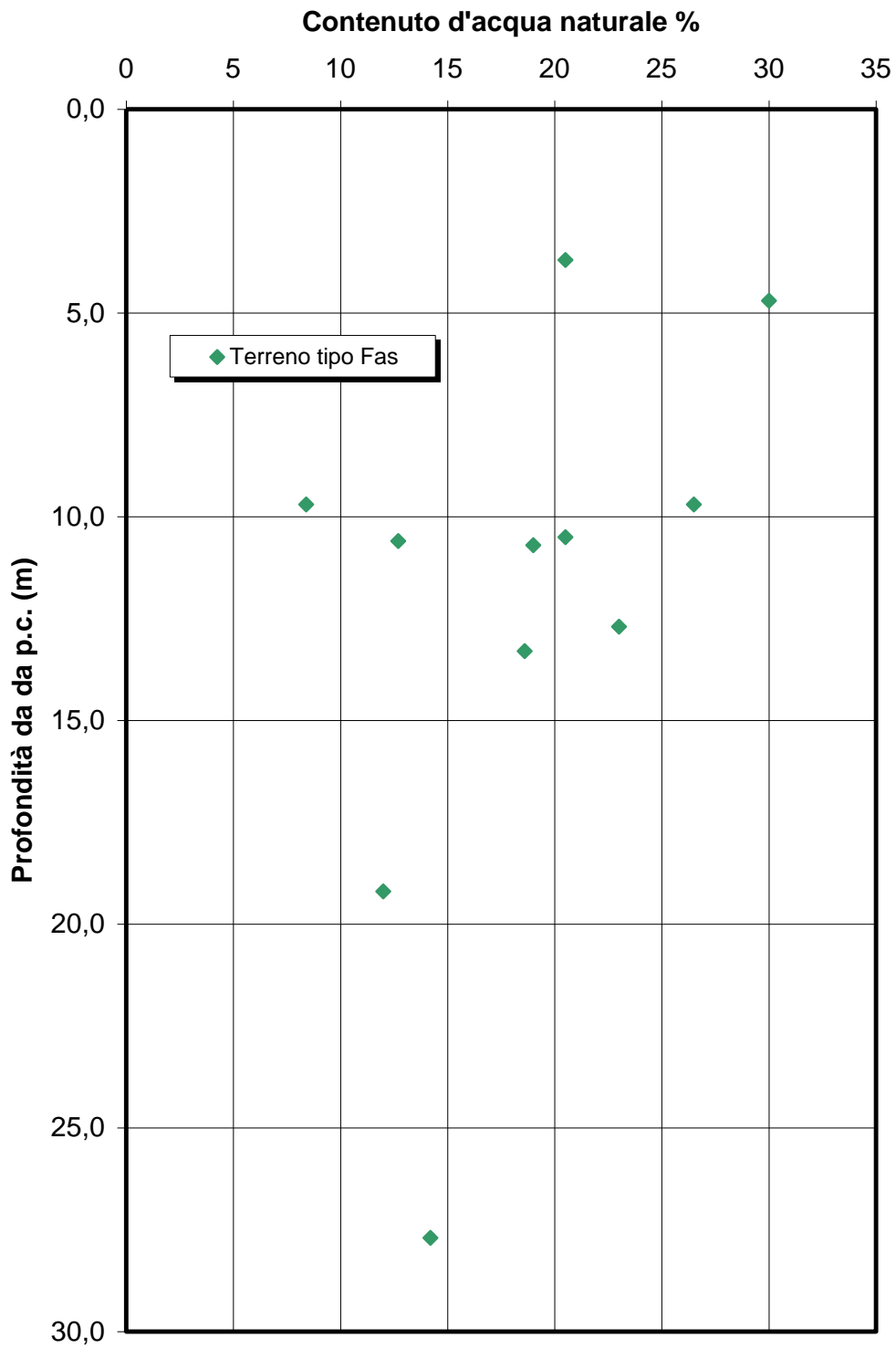


figura 23

Progetto Definitivo

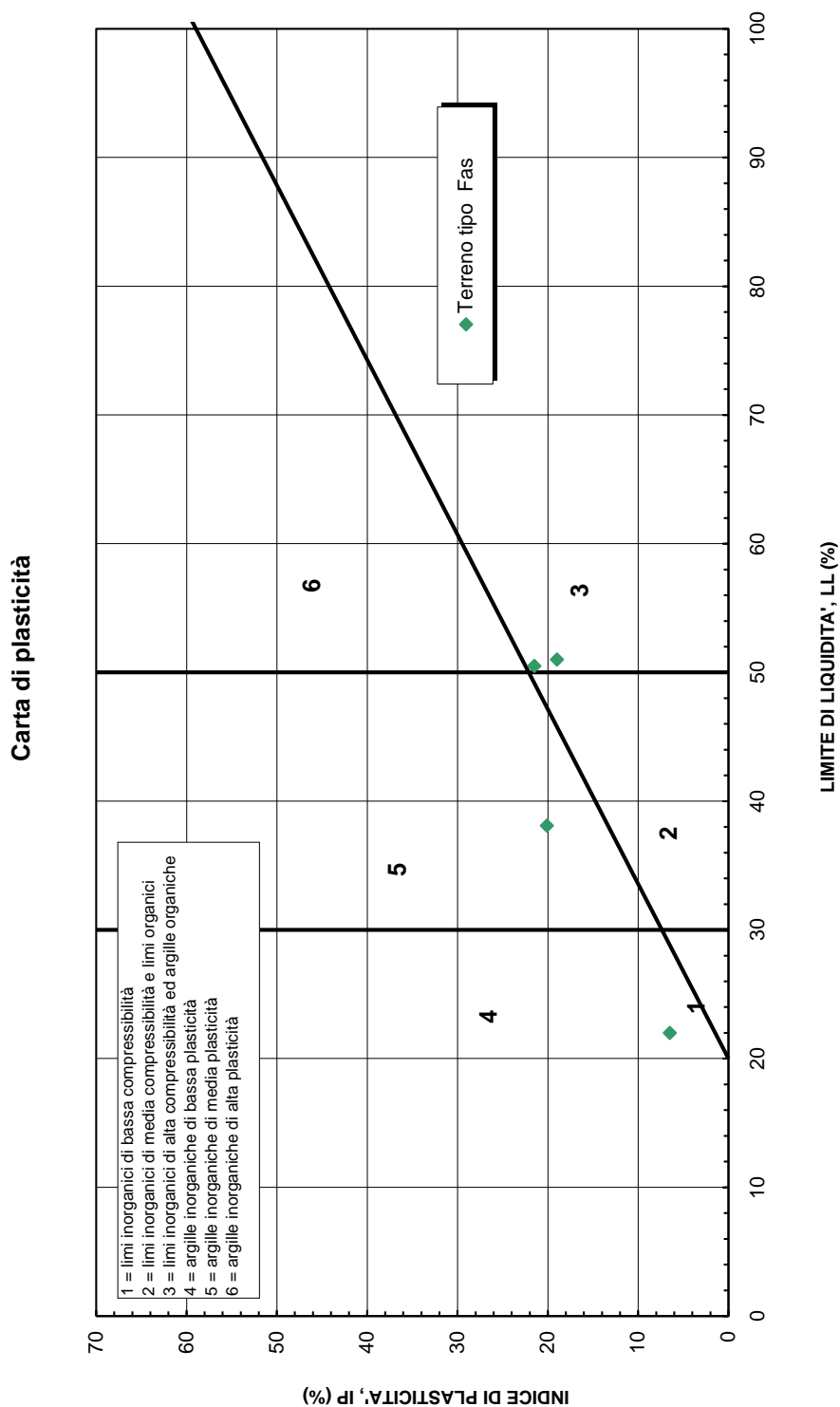


figura 24

Progetto Definitivo

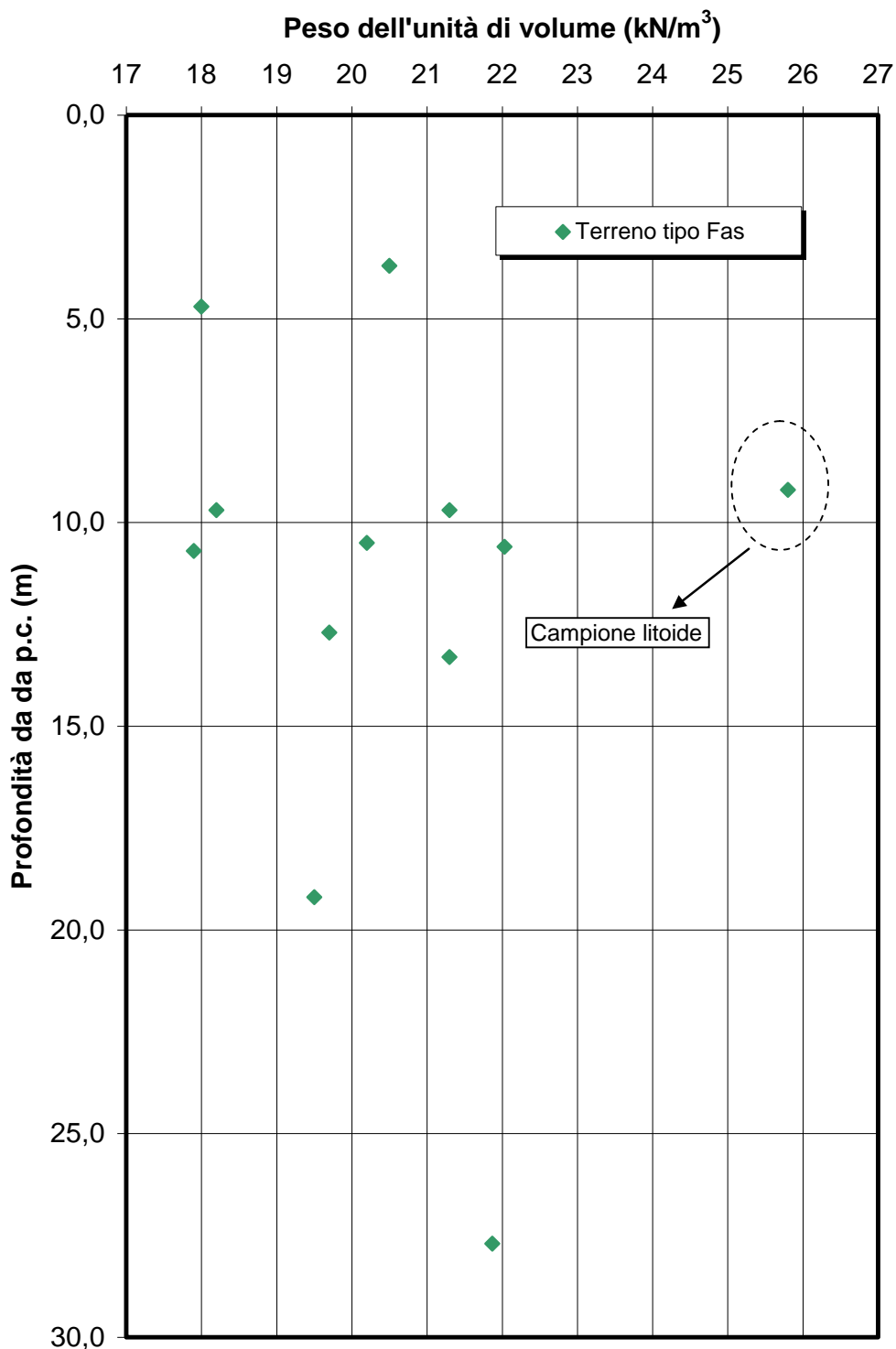


figura 25



Progetto Definitivo

**Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche**

**Terreno tipo 9**

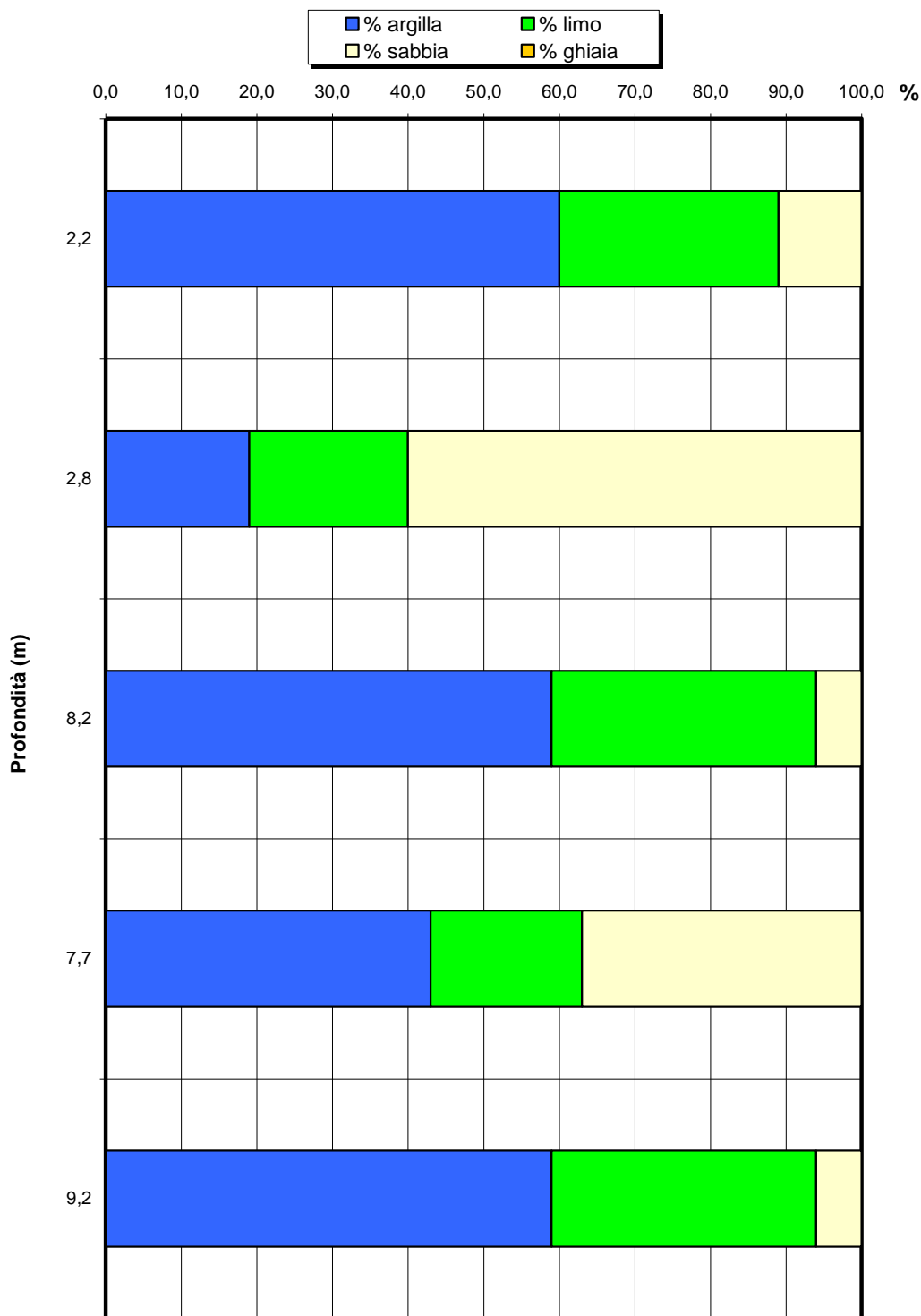


figura 26

Progetto Definitivo

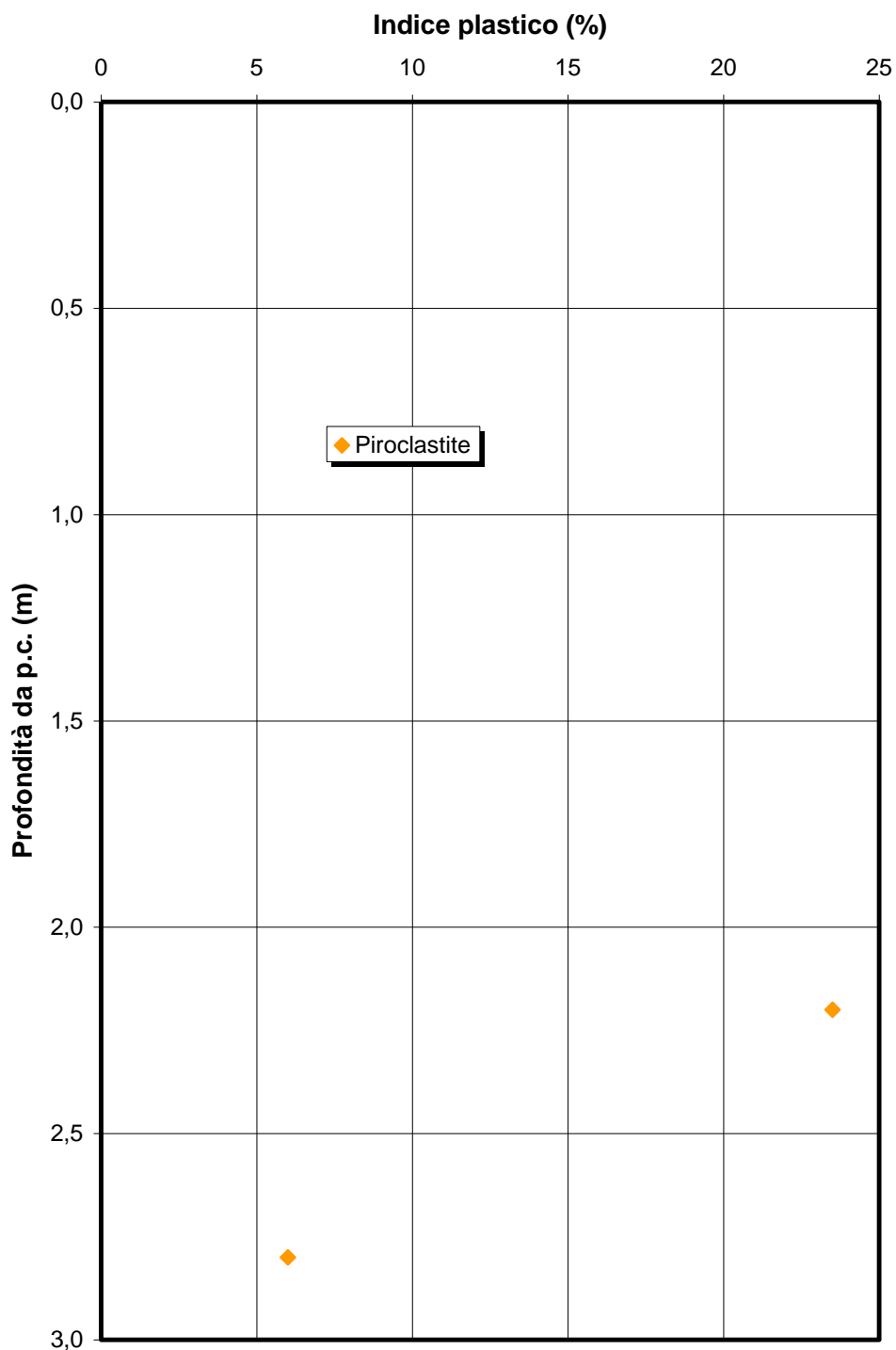


figura 27

Progetto Definitivo

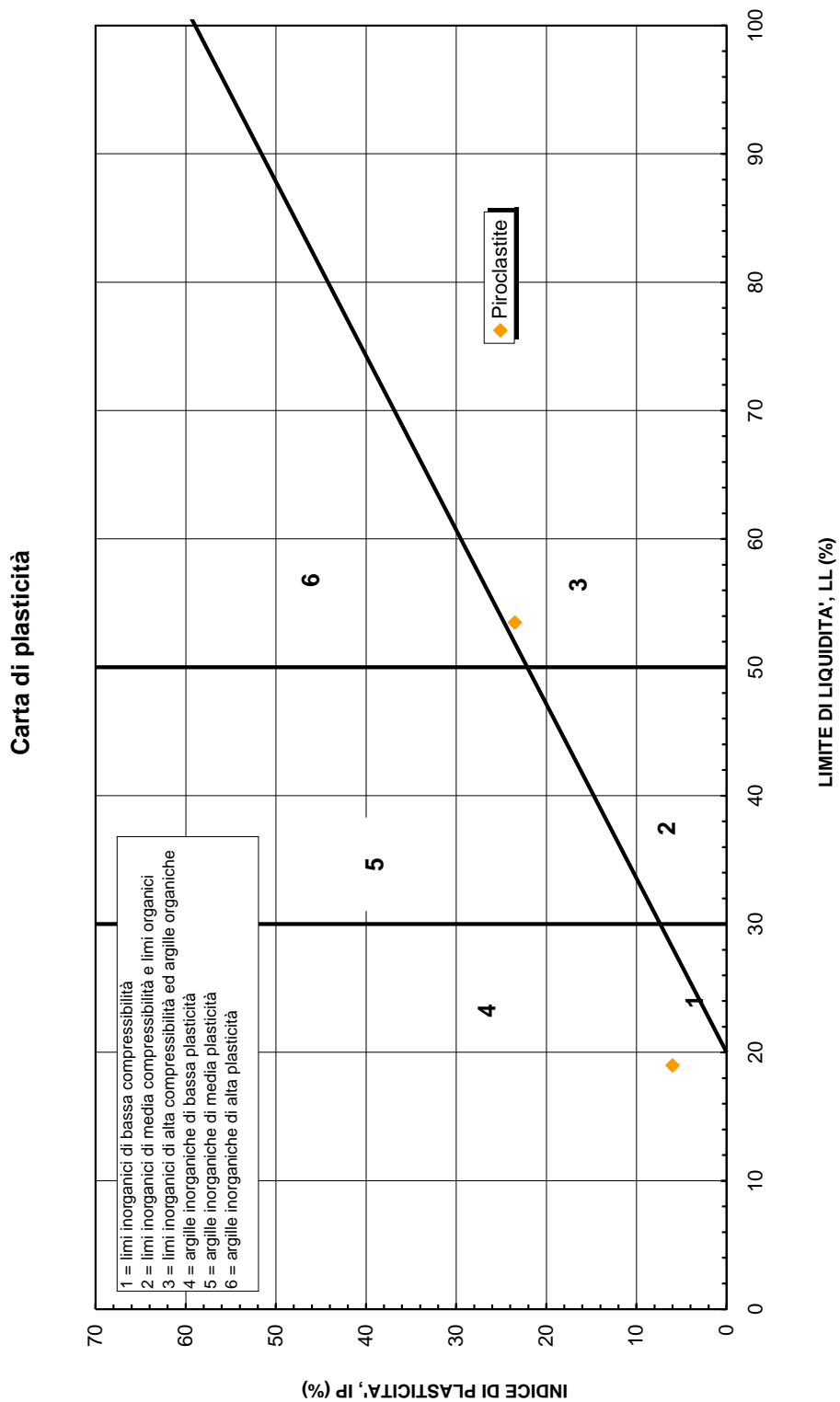


figura 28

Progetto Definitivo

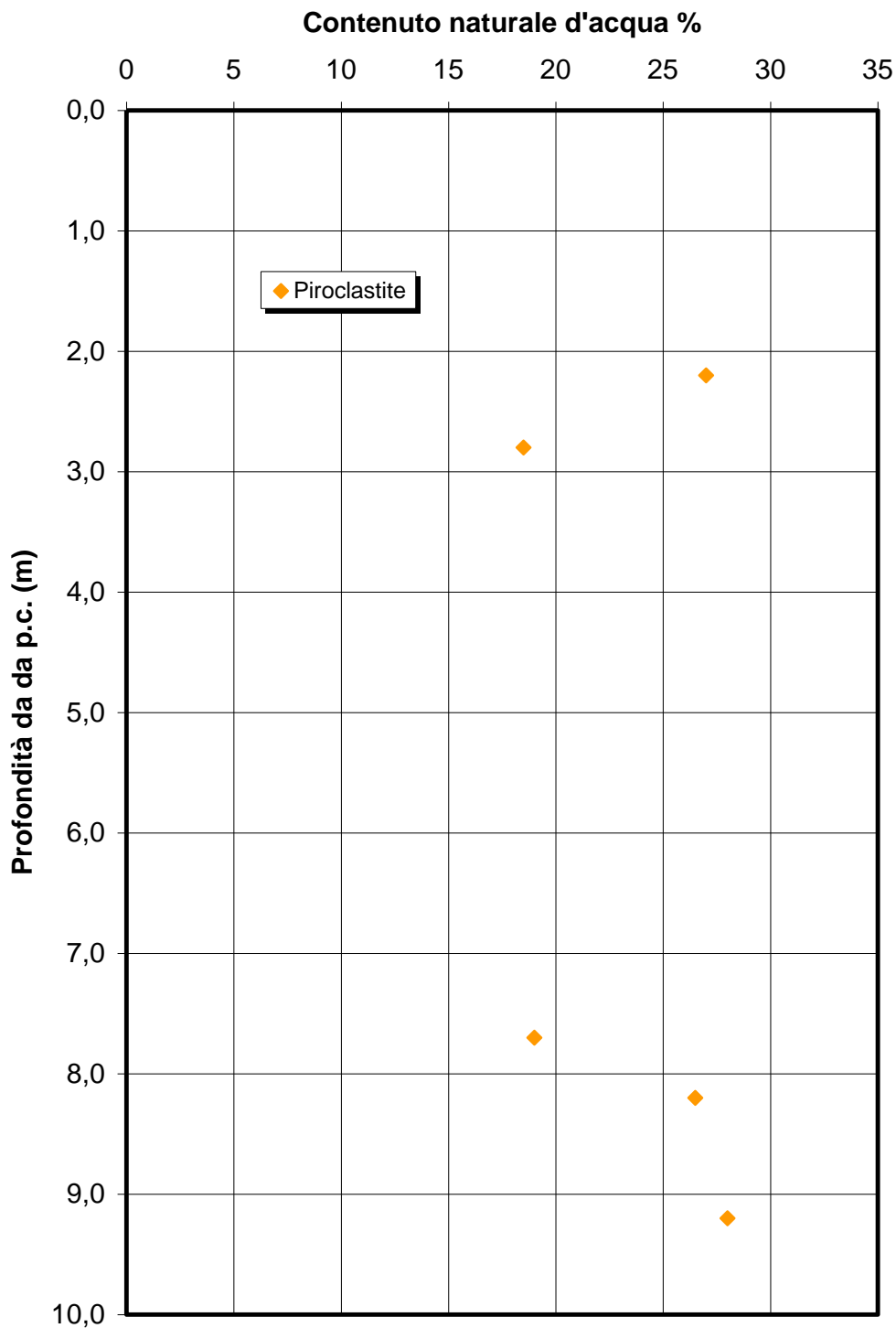


figura 29

Progetto Definitivo

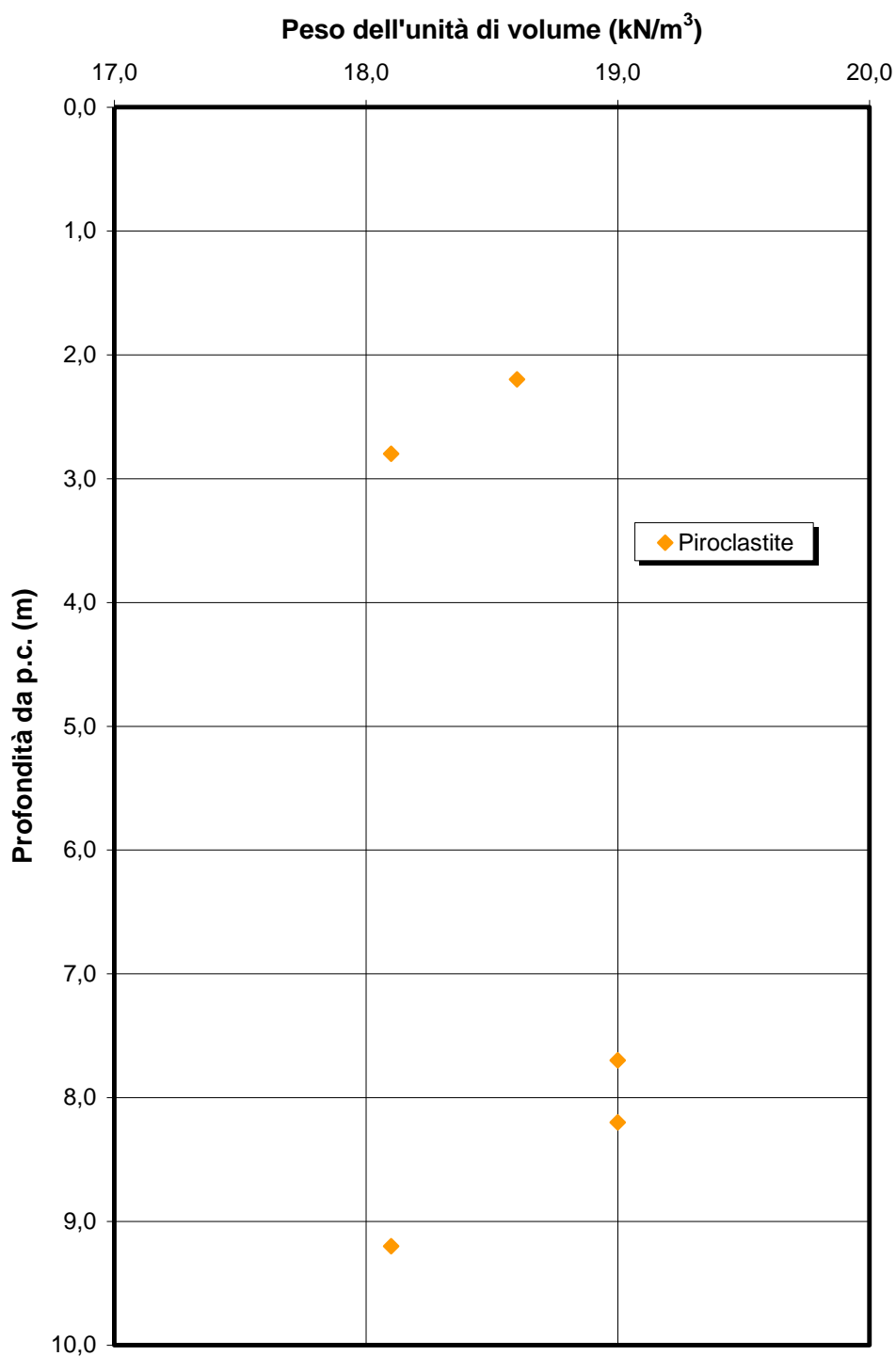


figura 30

Progetto Definitivo

### Resistenza penetrometrica dinamica N<sub>spt</sub>

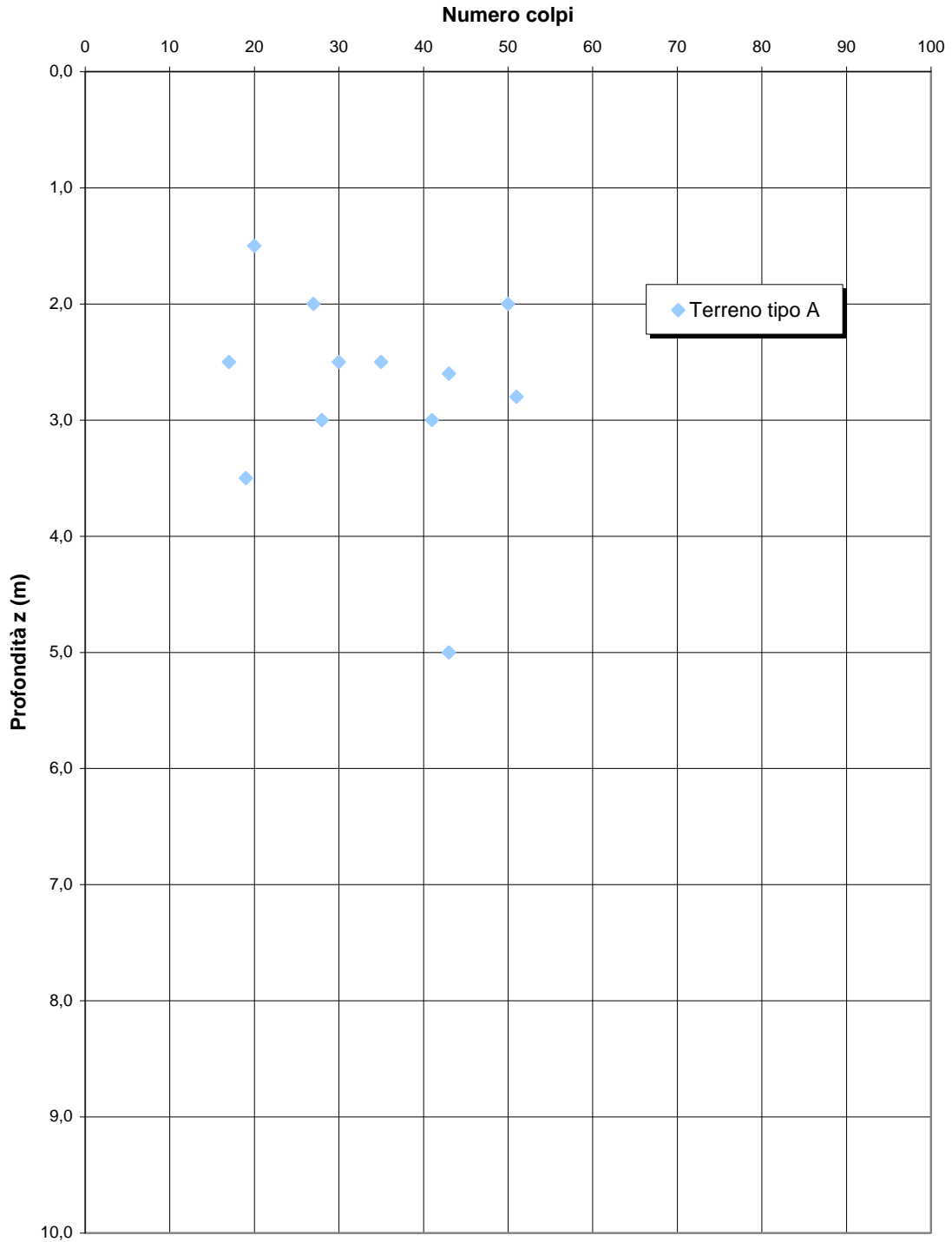


figura 31

Progetto Definitivo

Stima della densità relativa da prove SPT (Skempton)

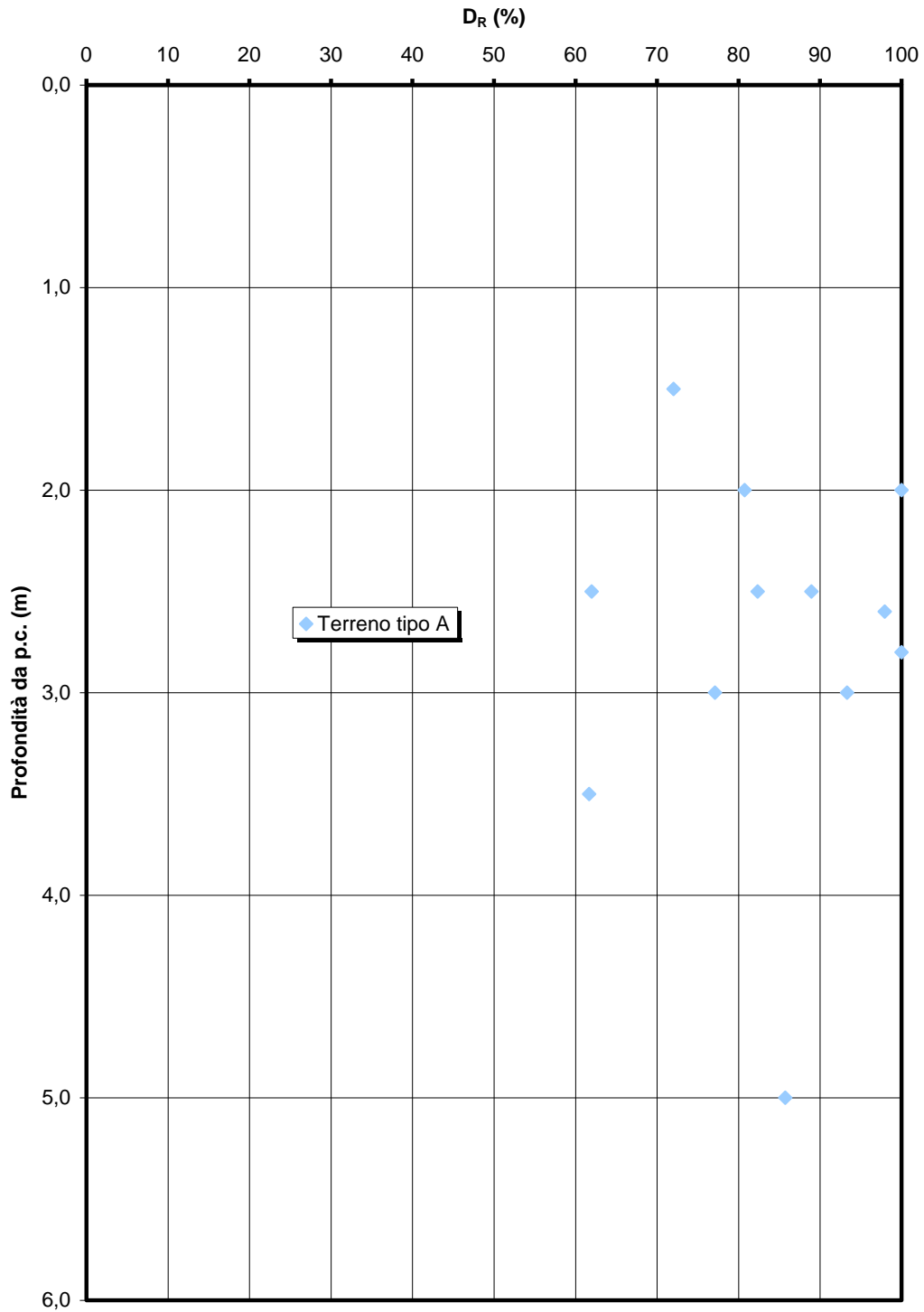


figura 32

Progetto Definitivo

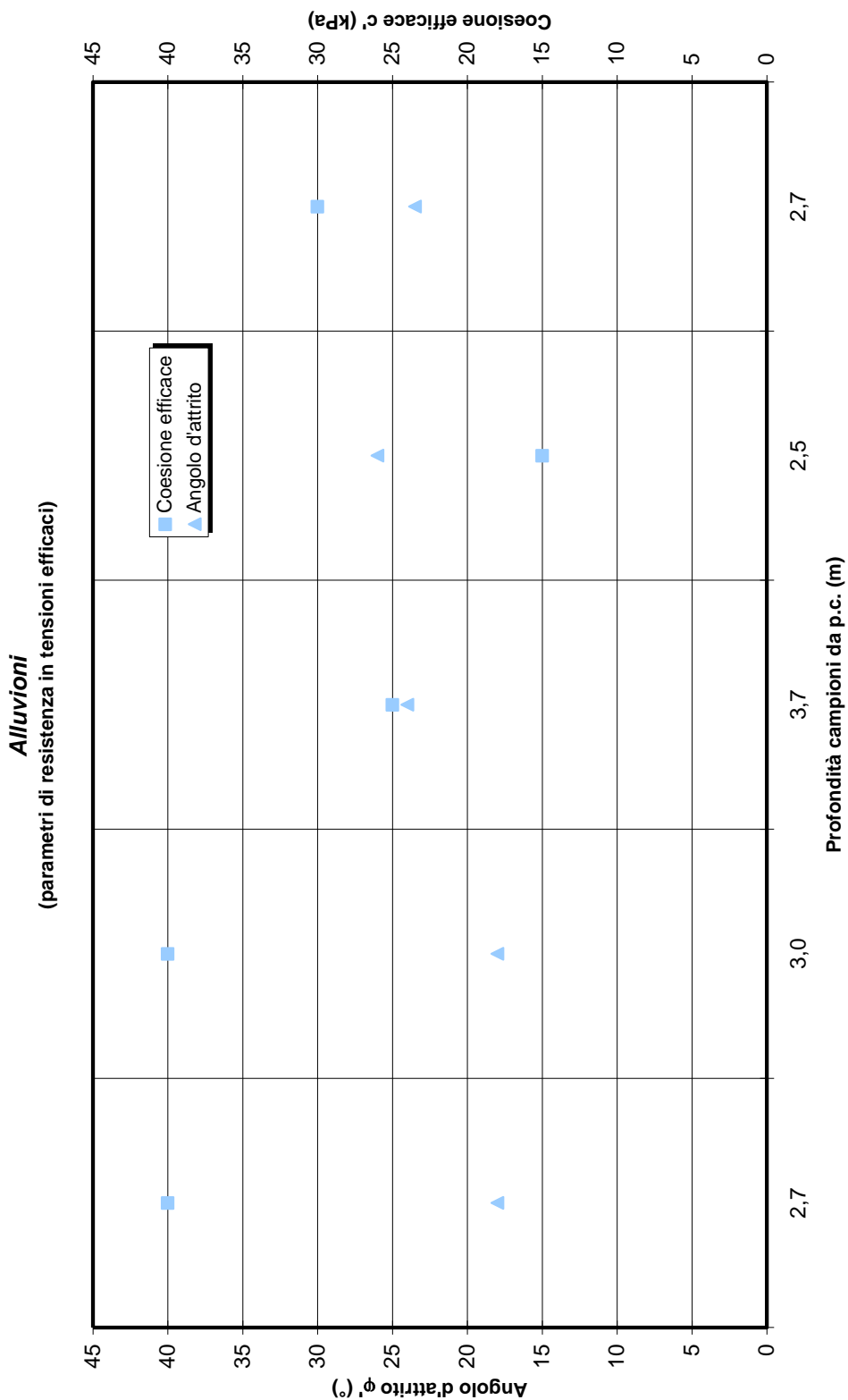


figura 33



Progetto Definitivo

### Resistenza penetrometrica dinamica N<sub>spt</sub>

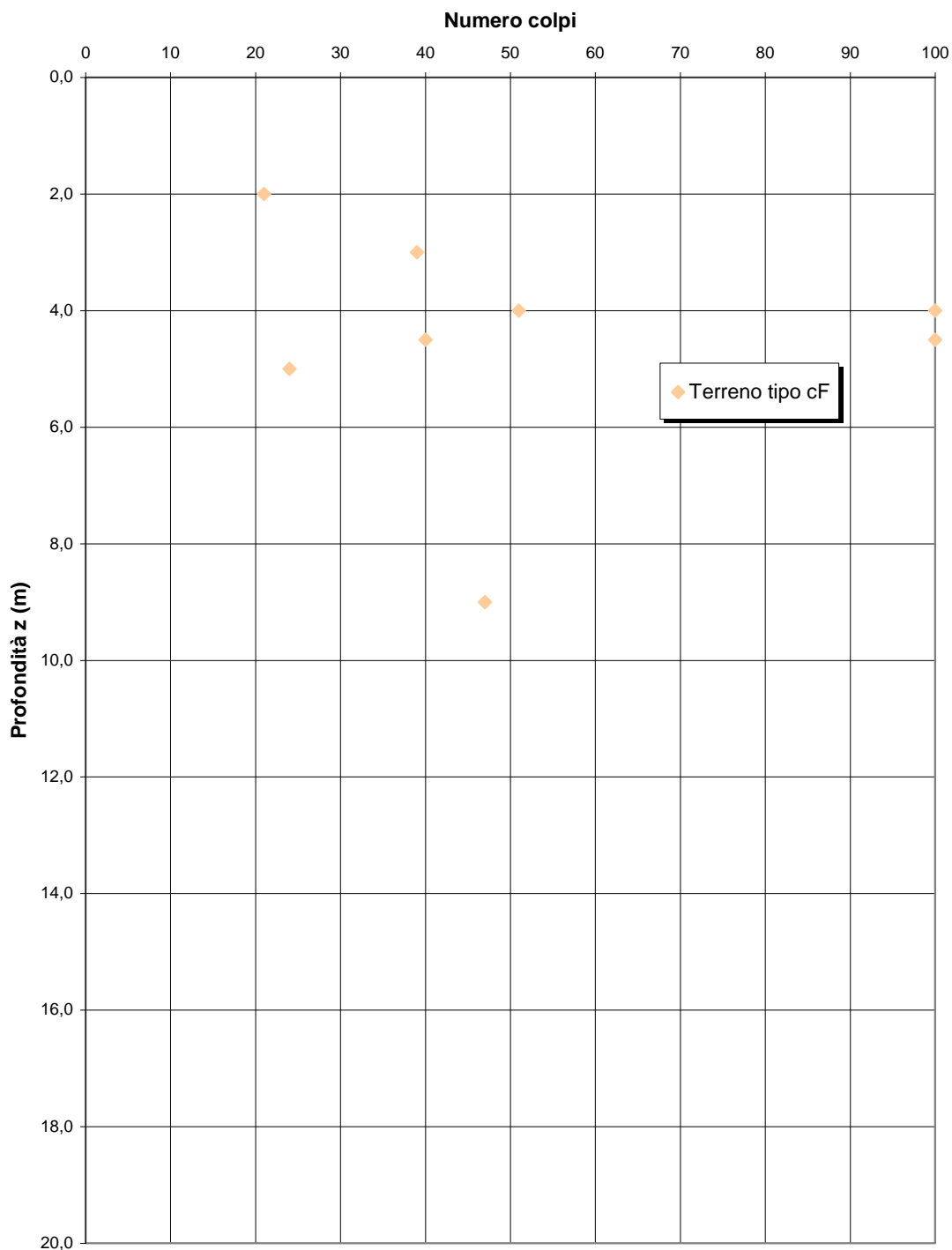


figura 34

Progetto Definitivo

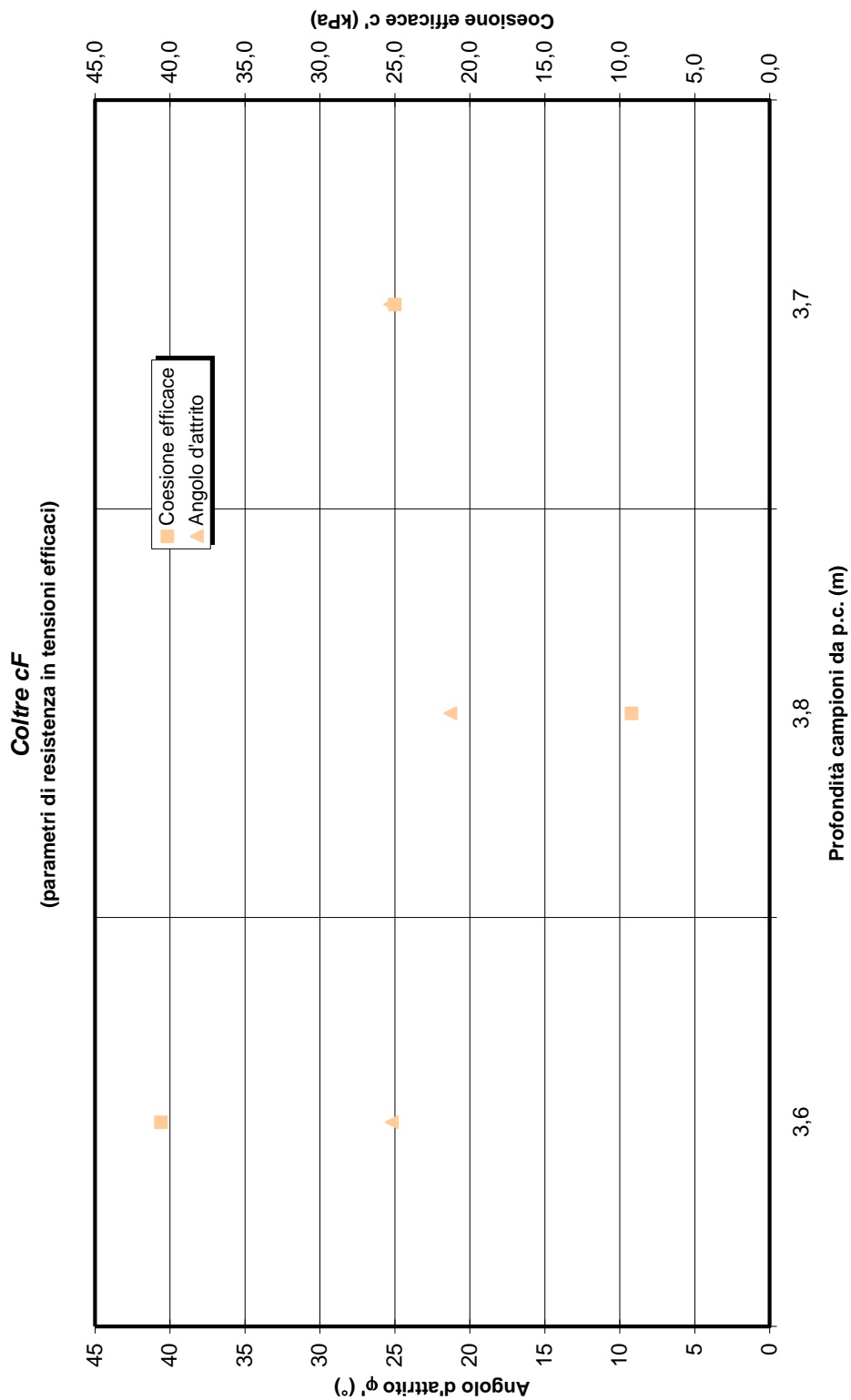


figura 35

Progetto Definitivo

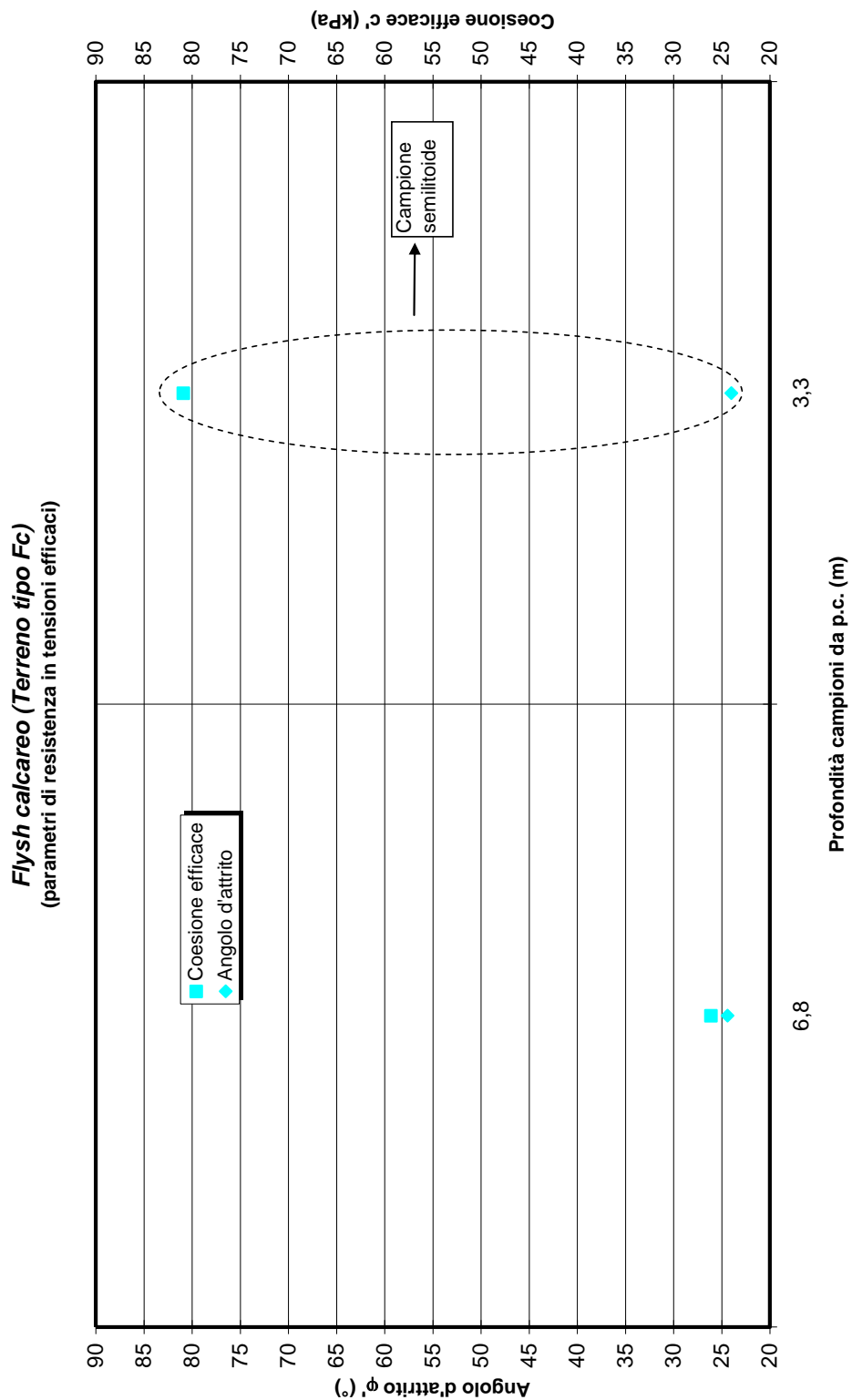


figura 36

Progetto Definitivo

### Resistenza penetrometrica dinamica Nspt

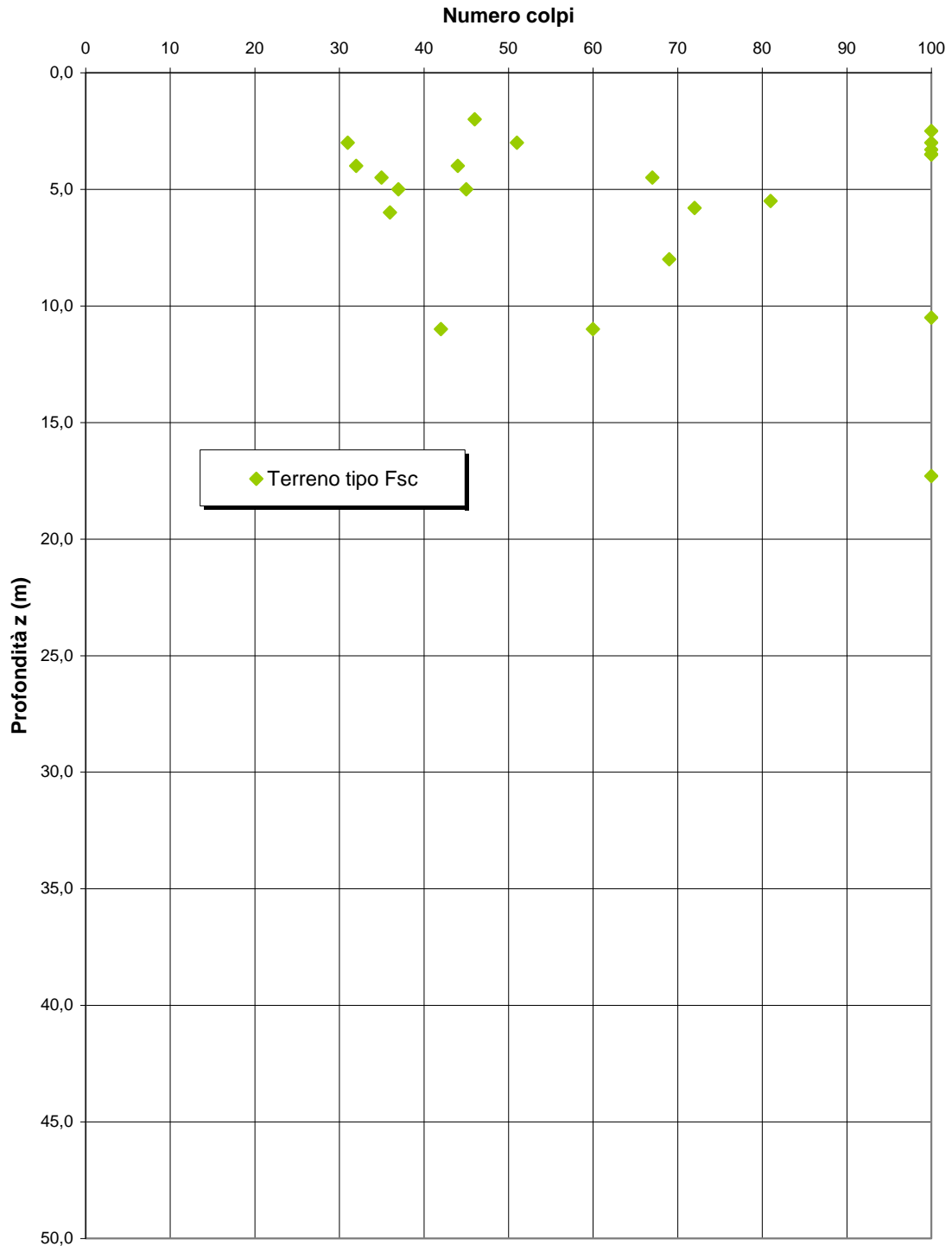


figura 37

Progetto Definitivo

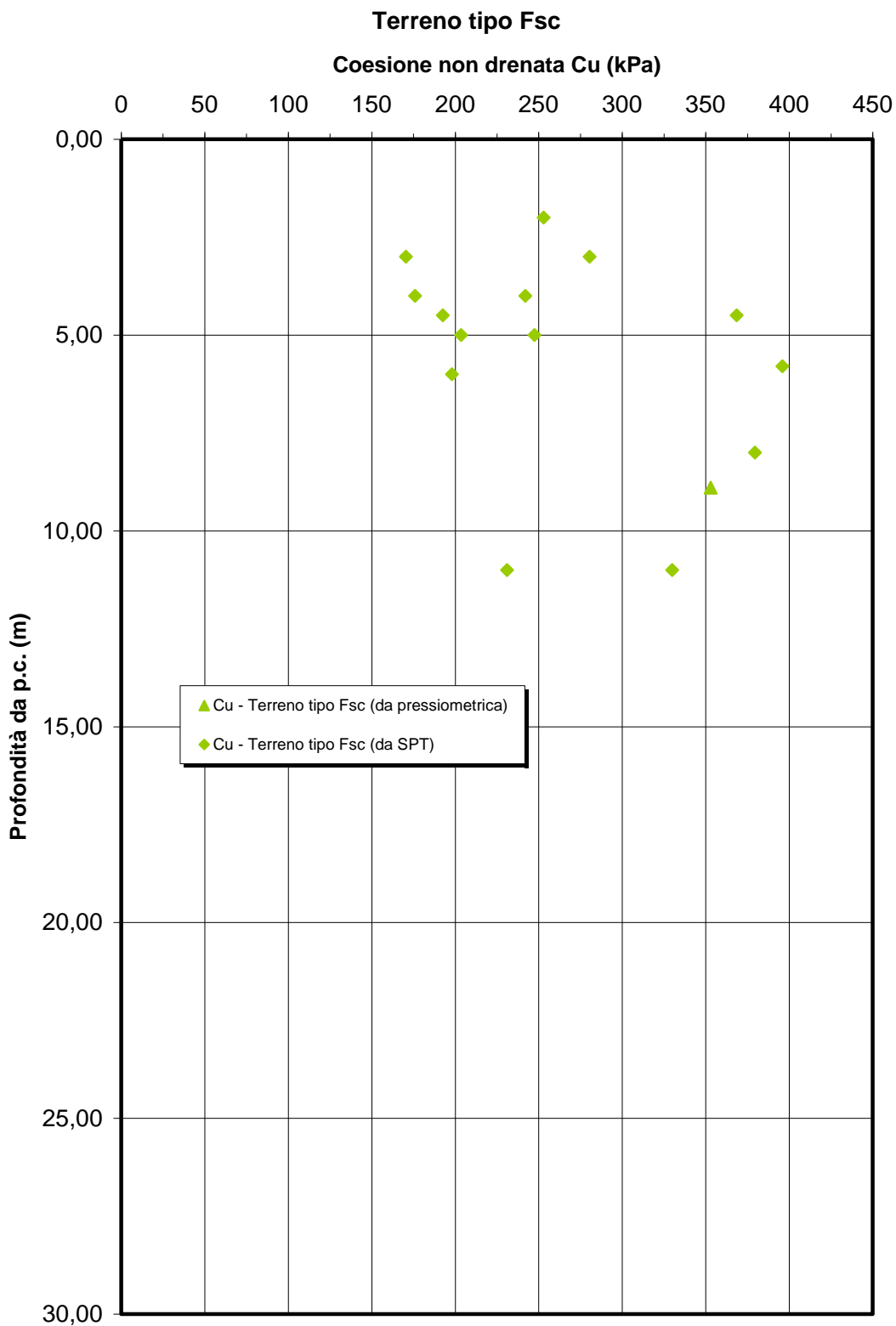


figura 38

Progetto Definitivo

### Resistenza penetrometrica dinamica Nspt

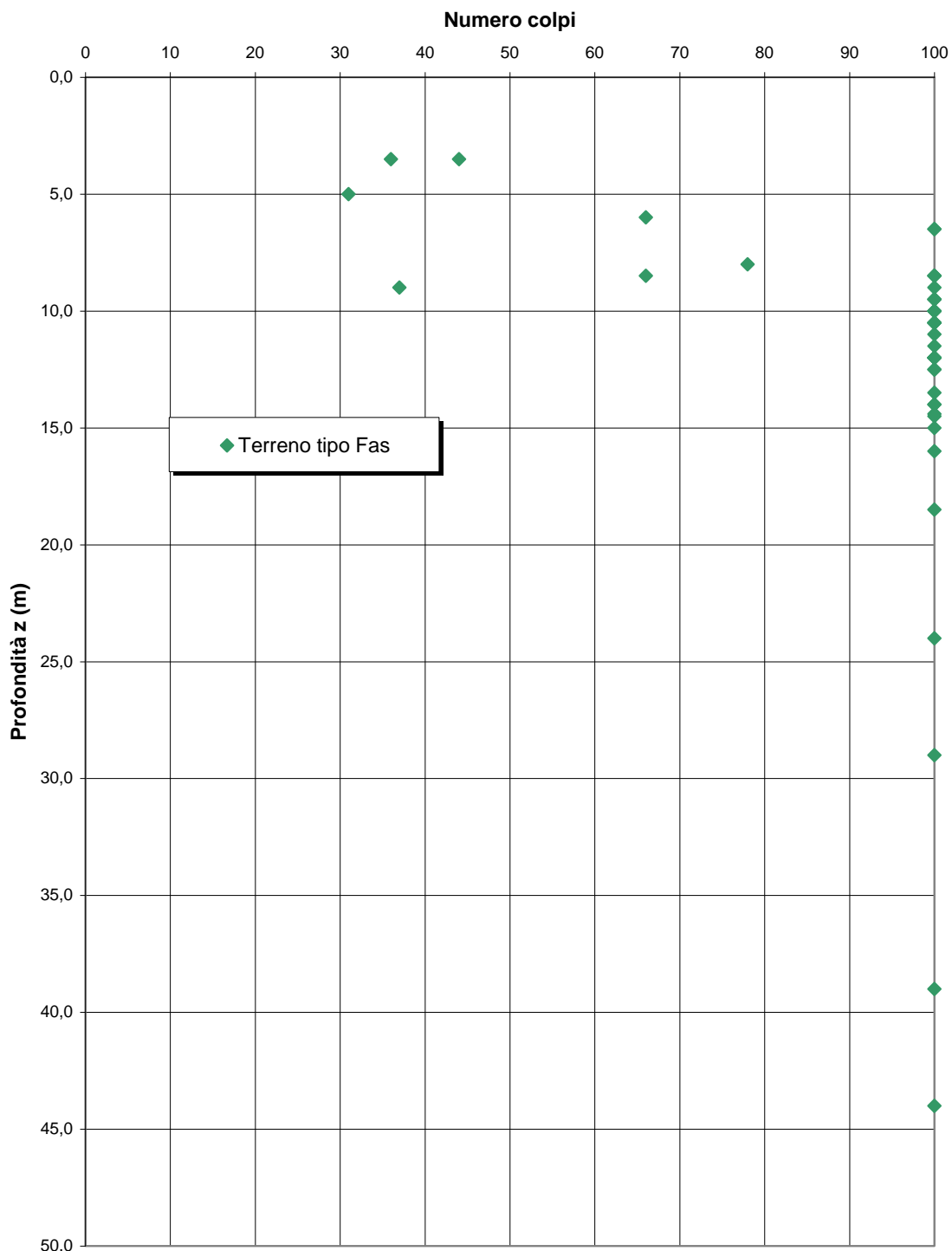


figura 39

Progetto Definitivo

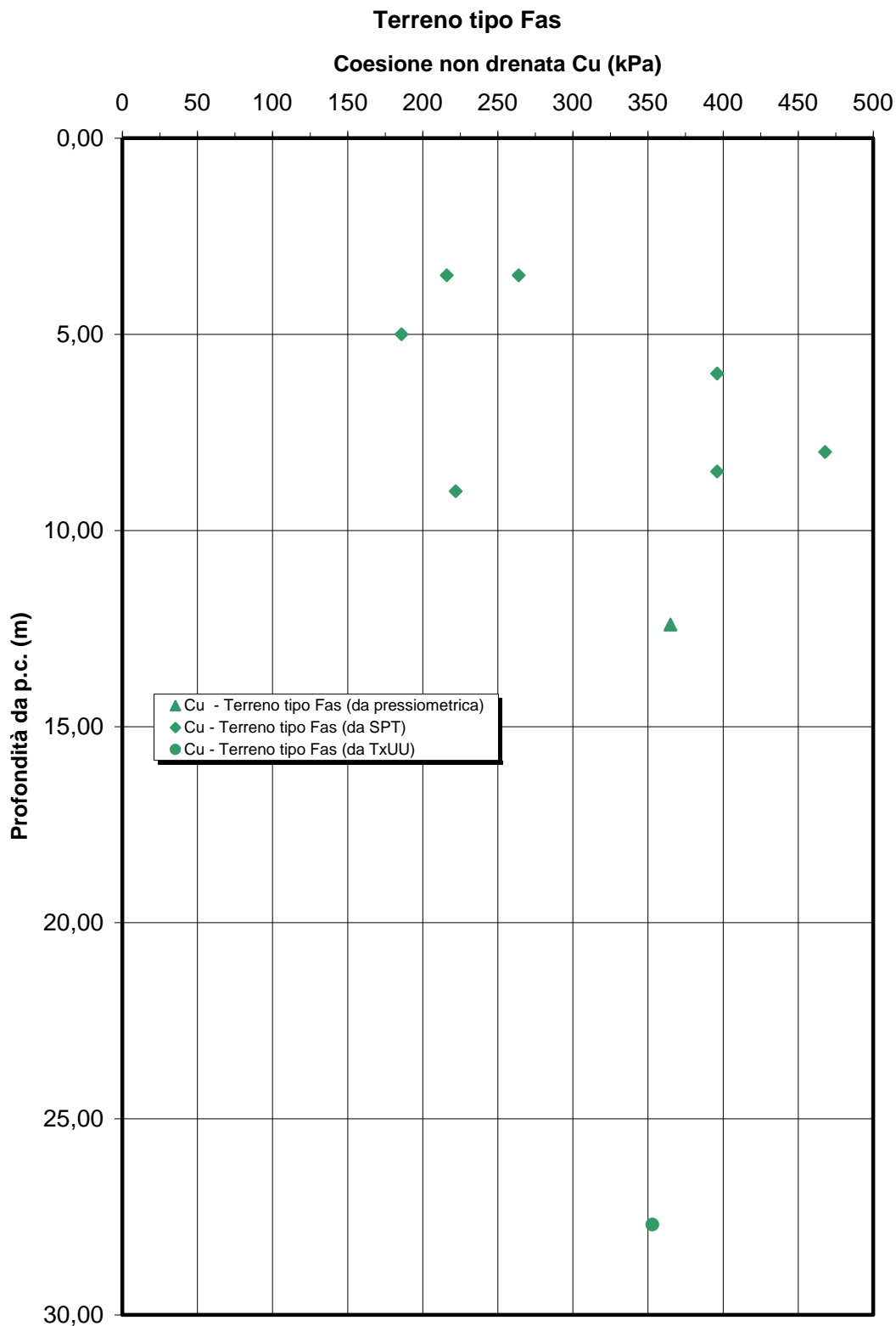


figura 40

Progetto Definitivo

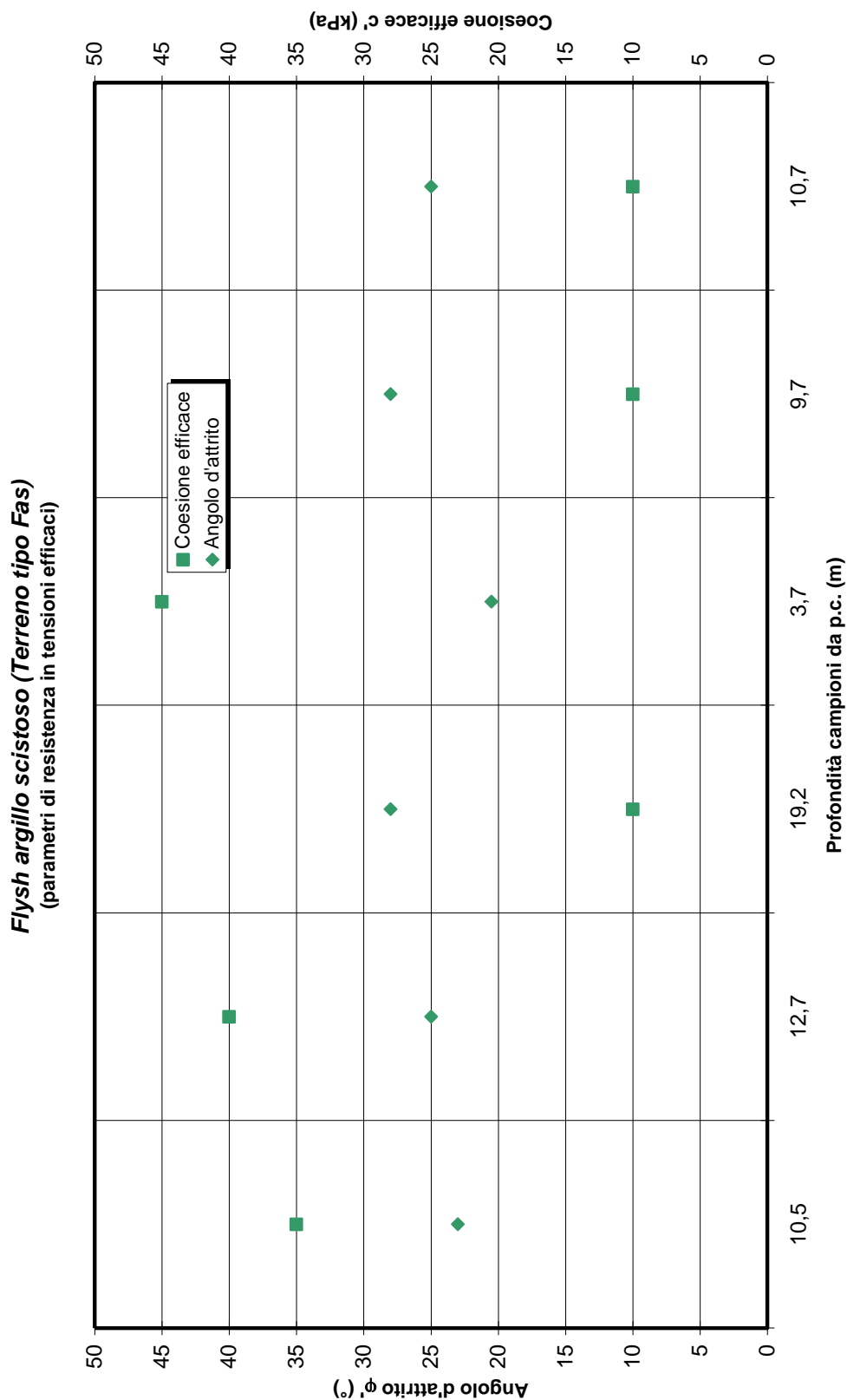


figura 41



Progetto Definitivo

### Resistenza penetrometrica dinamica N<sub>spt</sub>

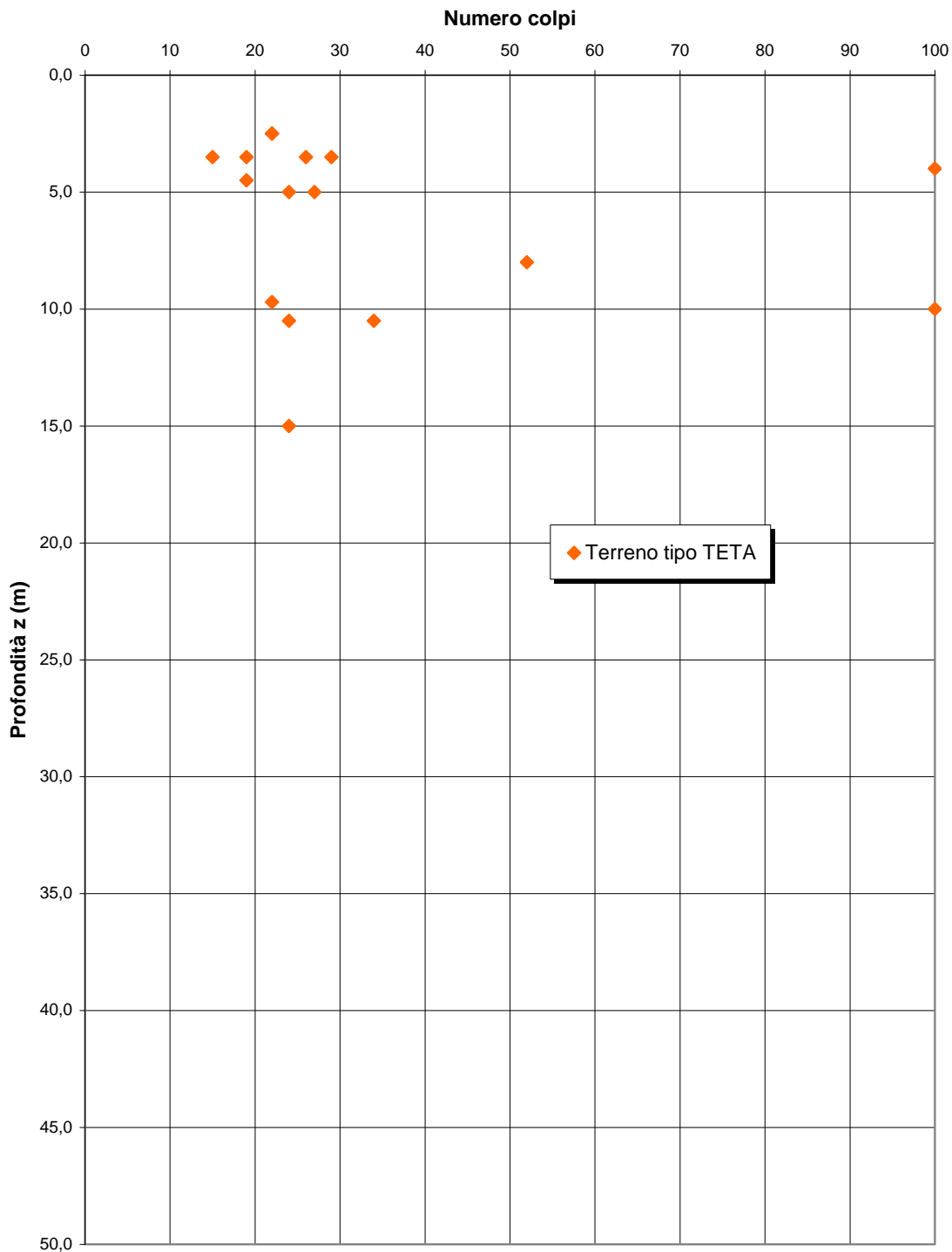


figura 42

Progetto Definitivo

Stima della densità relativa da prove SPT (Skempton)

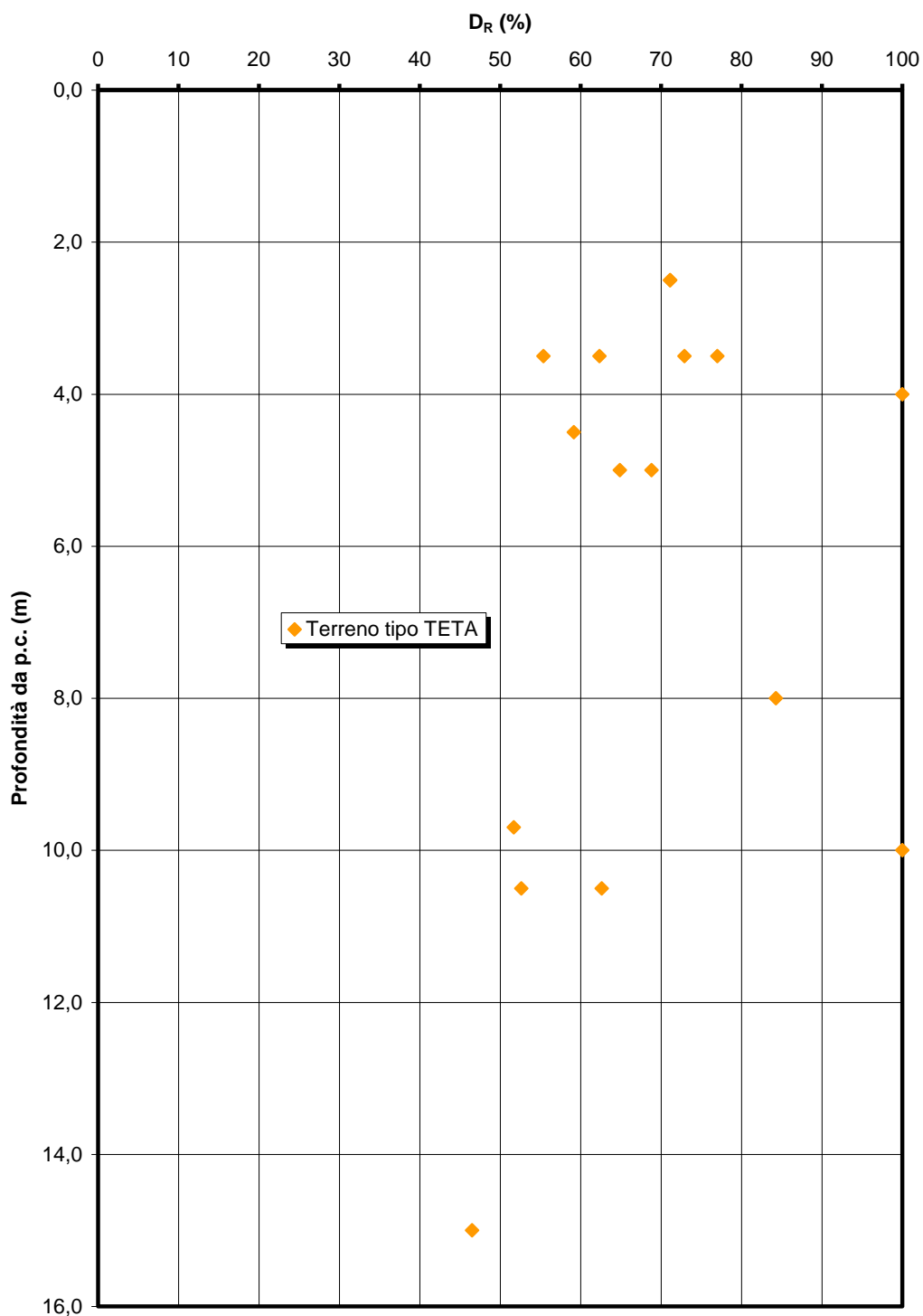


figura 43

Progetto Definitivo

Stima dell'angolo di attrito da densità relativa  $D_R$   
(da Schmertmann 1978)

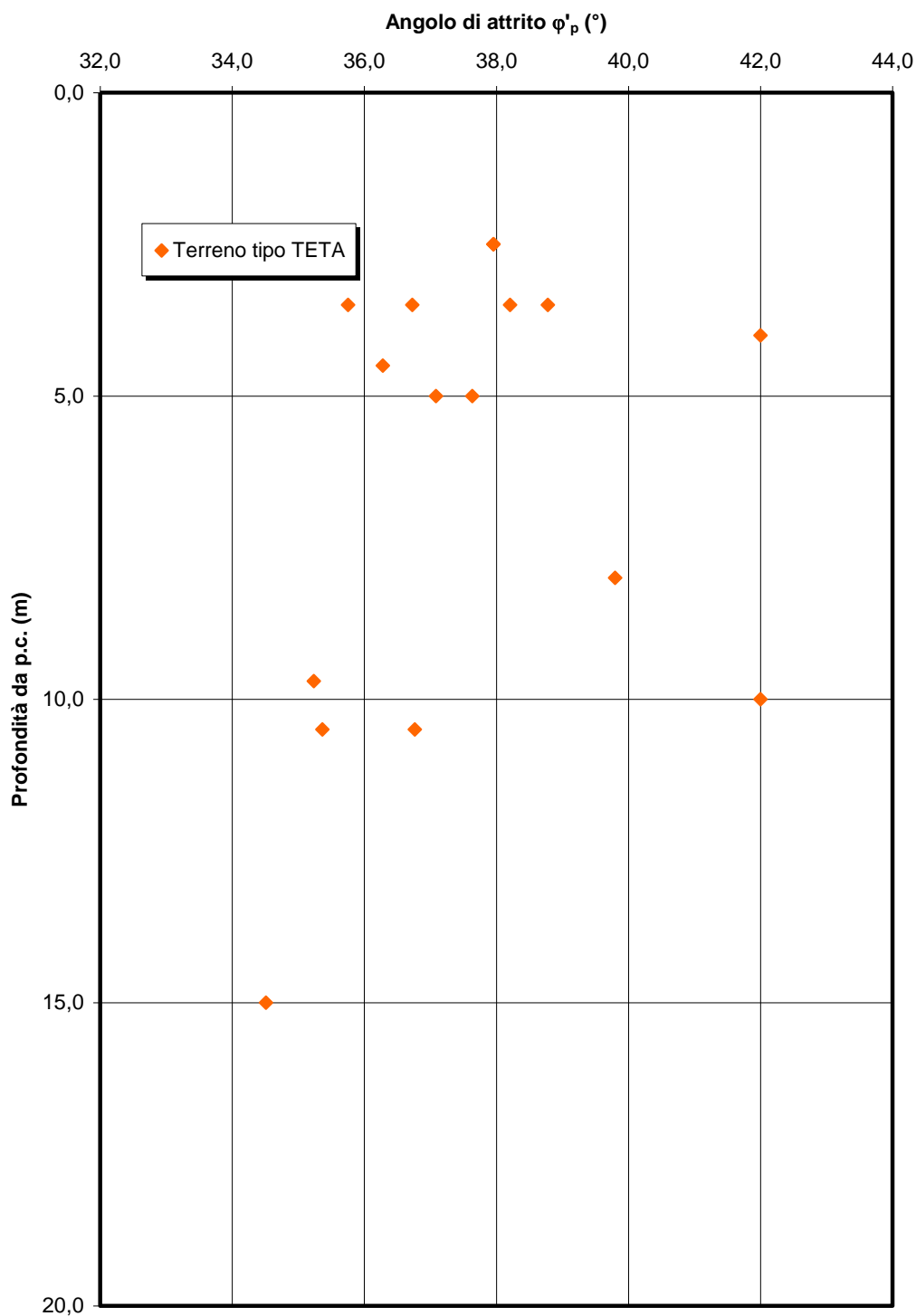


figura 44

Progetto Definitivo

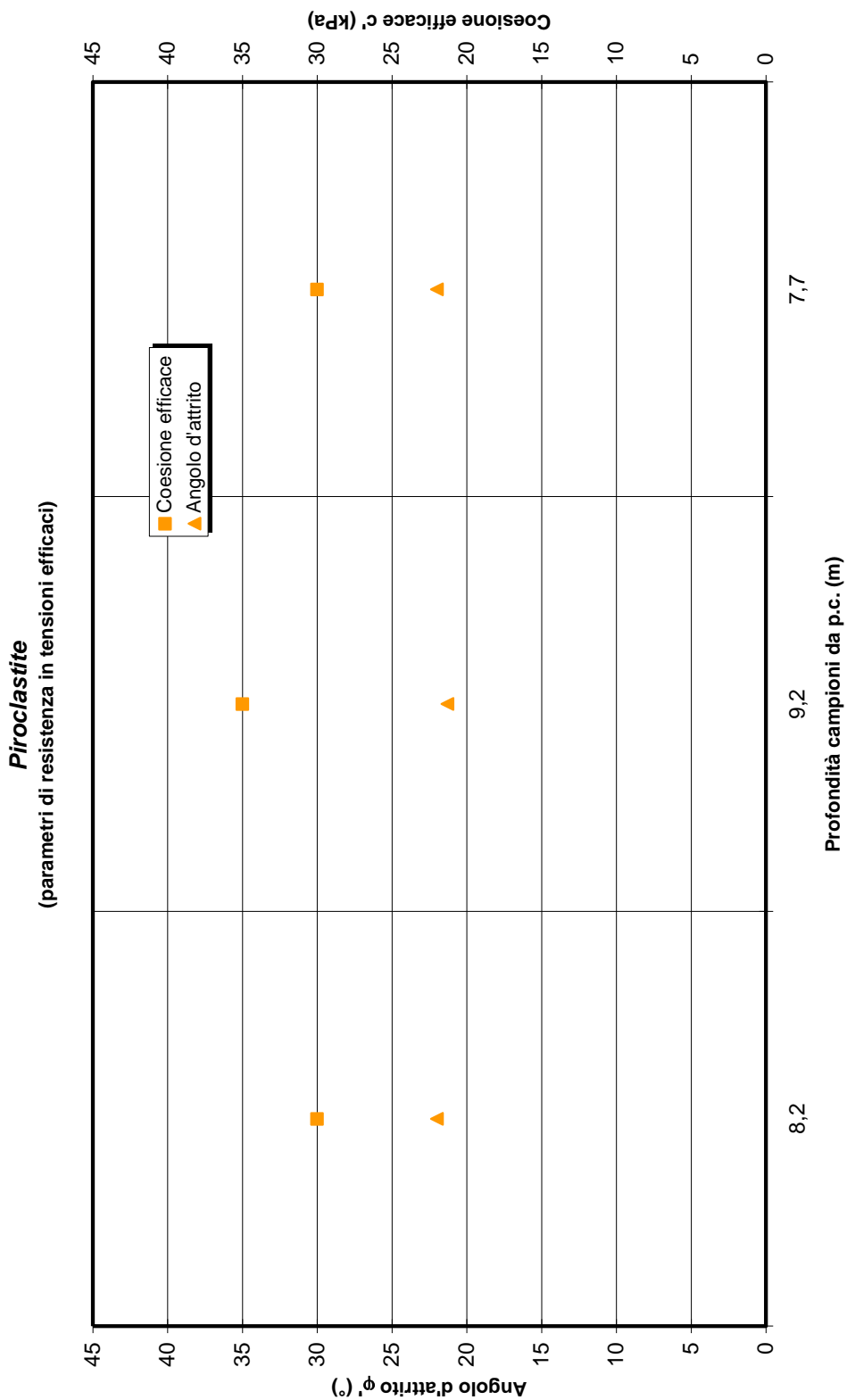


Figura 45