COMMITTENTE:

RFI
RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

S. O. COORDINAMENTO TERRITORIALE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA TARANTO-BRINDISI
NUOVA STAZIONE DI TARANTO NASISI

GEOTECNICA
Relazione Geotecnica

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
IA8E	00	D	78	RH	GE0006	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	C.Soave	Giu 2021	V.Maccaroni	Giu 2021	G.Lestingi	Giu 2021	Dott. Ing. [illegible] Giu 2021

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
Direzione Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Dario Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10576

File: IA8E00D78RHGE0006001A

n. Elab.:

Sommario

1 PREMESSA 3

2 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO 5

2.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI 5

2.2 DOCUMENTI DI PROGETTO 6

2.3 BIBLIOGRAFIA 6

3 INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERVENTO 7

3.1 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA 8

4 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO 15

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE 19

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 28

6.1 DEPOSITI INCOERENTI 31

6.2 DEPOSITI COESIVI 33

7 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO 47

8 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE 50

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni geologiche e pertinente agli interventi volti alla nuova configurazione della stazione Taranto-Nasisi della linea Taranto-Brindisi.

La località ferroviaria di Taranto Nasisi, posta al km 4 della linea Taranto-Brindisi, è oggi dotata di un solo binario e non è più abilitata a servizio viaggiatori, ma la sua posizione prossima al Quartiere «Paolo VI» la rende ideale per l'interscambio tra i servizi ferroviari e i numerosi servizi automobilistici extraurbani che penetrano nella città di Taranto da est. Pertanto, l'Accordo Quadro Regione Puglia-RFI prevede il prolungamento dei servizi Bari-Taranto sino a Nasisi e il potenziamento della stazione in oggetto. In particolare, l'intervento prevede la realizzazione di una stazione di n. 3 binari con modulo pari a 250 m e itinerari a 60 km/h, n. 2 marciapiedi a standard H55, un sottopasso con rampe di scale e ascensori, un nuovo fabbricato viaggiatori e un parcheggio ad esso antistante con capacità di 50 stalli per auto e 4 per bus.

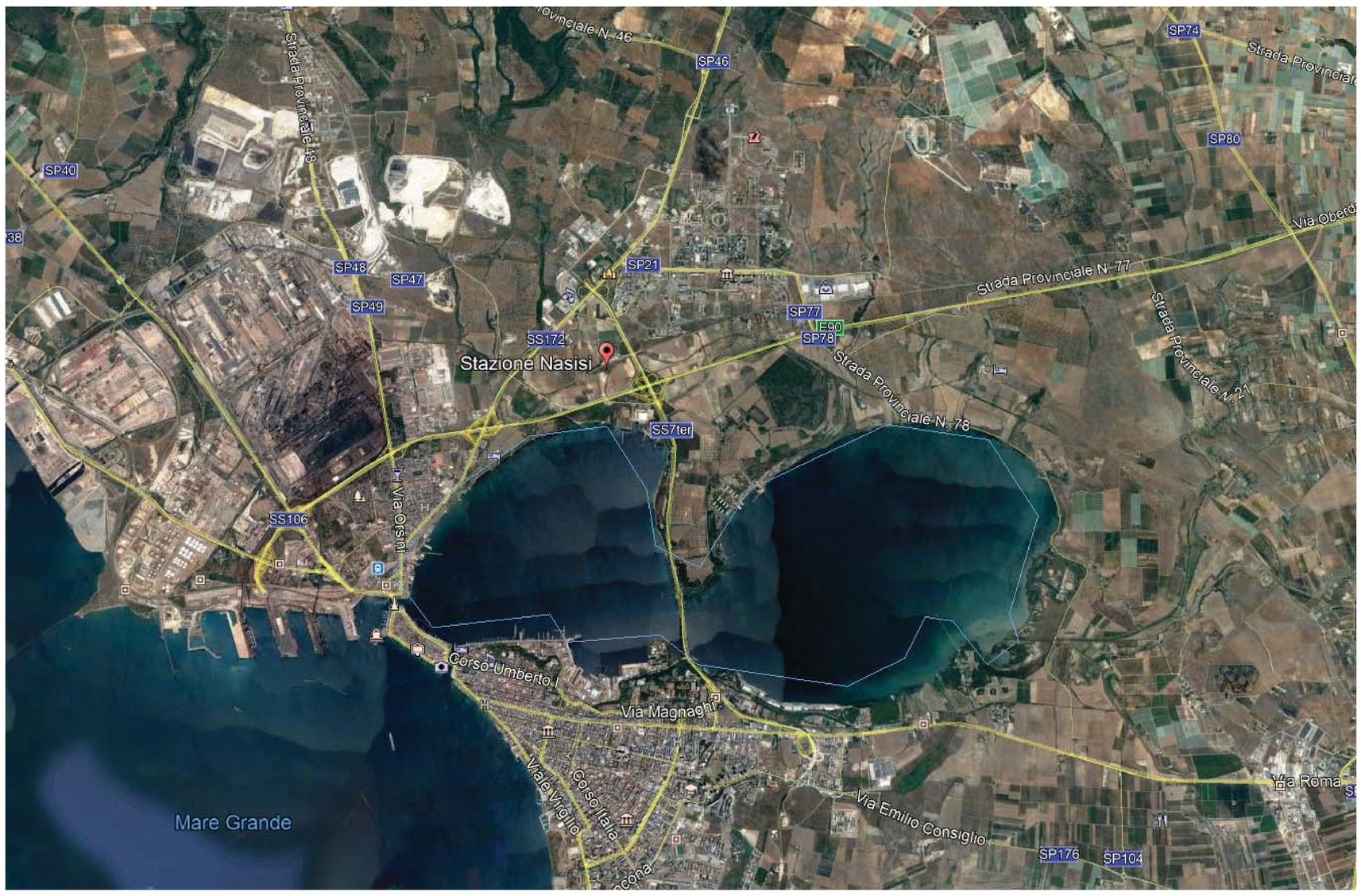


Figura 1 - Inquadramento dell'area di intervento

Figura 2– Stazione di Taranto-Nasisi

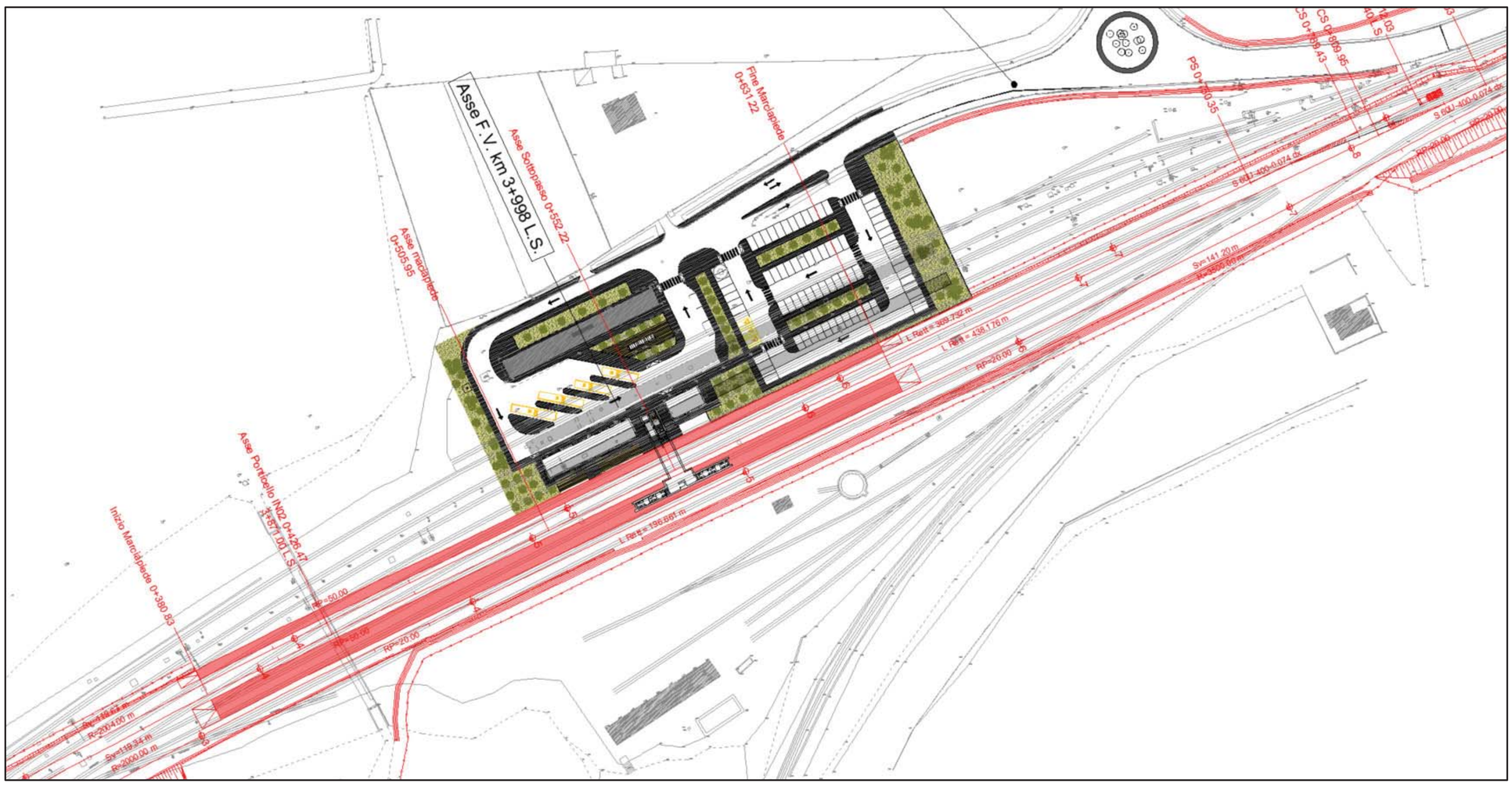


Figura 3– Configurazione di progetto (in rosso)

Il presente documento di caratterizzazione geotecnica è stato redatto sulla base sia dei risultati delle indagini, in sito e di laboratorio, svolte a cura di Italferr.

2 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e raccomandazioni

[1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018.

[2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018″

[3] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

[4] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

[5] UNI EN del 1998 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;

[6] Regione Calabria, Legge regionale del 12 ottobre 2012, n. 46, Modifiche ed integrazioni alla legge regionale del 16 ottobre 2009, n. 35, recante: «Procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva antisismica), (BUR n. 19 del 16 ottobre 2012, supplemento straordinario n. 2 del 20 ottobre 2012);

[7] Regione Calabria, Regolamento regionale n. 7 del 28 giugno 2012 s.m.i. “procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica di cui alla legge regionale n. 35 del 19 ottobre 2009 s.m.i.” (Testo coordinato con le modifiche ed integrazioni di cui al R.R. n. 3 del 24.02.2014, approvato con Delibera G.R. n° 51 del 20.02.2014 pubblicato sul BURC Parte I n. 9 del 03.03.2014 ripubblicato con avviso di errata corrige sul BURC Parte I n. 10 del 5.03.2014);

[8] Regione Calabria, Deliberazione della Giunta Regionale del 10 febbraio 2004 n. 47, Prime disposizioni per l’attuazione dell’Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;

[9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003 «Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;

[10] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;

[11] D.P.R. 380 del 06/06/2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;

[12] Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;

[13] D.M. LL.PP. 11.03.1988 «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;

[14] Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988 che prevede l'obbligo di sottoporre tutte le opere civili pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono»;

[15] Legge n. 64 del 02.02.1974 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l'obbligatorietà dell'applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero per il Lavori Pubblici";

[16] D.lgs. 18 aprile 2016, n. 50 «Codice dei contratti pubblici»;

[17] RFI DTC SI MA IFS 001 A: "Manuale di progettazione delle opere civili";

[18] RFI DTC SI SP IFS 001 B: "Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili"

2.2 Documenti di progetto

[19] IA8E00D78RGOC0000001A Relazione tecnica - Opere civili

[20] IA8E00D69RGGE0001001A - Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica

2.3 Bibliografia

[21] Geotecnica, R. Lancellotta; Terza edizione, 2008, Zanichelli.

[22] Prove geotecniche in sito, F. Cestari; II Edizione; Segrate 1996.

[23] INGV (2006) – Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale per la G.U. n.108 del 11/05/2006. Disponibile in internet all'indirizzo http://zonesismiche.mi.ingv.it/

[24] AGI (1977), Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

3 INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERVENTO

La configurazione attuale dell'armamento presenta un solo binario e non risulta abilitata al servizio viaggiatori nonostante la presenza di due banchine; sono presenti poi altri binari, sia di precedenza sia di ricovero non utilizzati. La velocità di percorrenza lungo il binario di corsa desunta dal fascicolo di linea è pari a 120 km/h.

Figura 4 – Marciapiedi e FV: stato attuale

Tutta la zona della stazione si trova più in alto rispetto al terreno circostante e sono presenti due attraversamenti idraulici che verranno mantenuti anche nella configurazione di progetto; rispettivamente sono il IN01 alla progressiva della linea storica 4+324 e il IN02 alla progressiva della linea storica 3+871.

E' presente inoltre un sottovia alla progressiva della linea storica 4+370 che permette di superare l'interferenza con la SS7ter "Superstrada Ponte Punta Penna – Pizzone.

Il FV esistente si trova alla progressiva della linea storica 3+998

3.1 Valutazione della pericolosità sismica

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, la pericolosità sismica dei siti è valutata in maniera probabilistica in relazione all'evento sismico di riferimento, definito sulla base dei risultati degli studi di microzonazione sismica e delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche dell'area studiata.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Tale operazione può essere fatta con riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018, sulla base dell'inquadramento del sito di interesse nel reticolo sismico nazionale

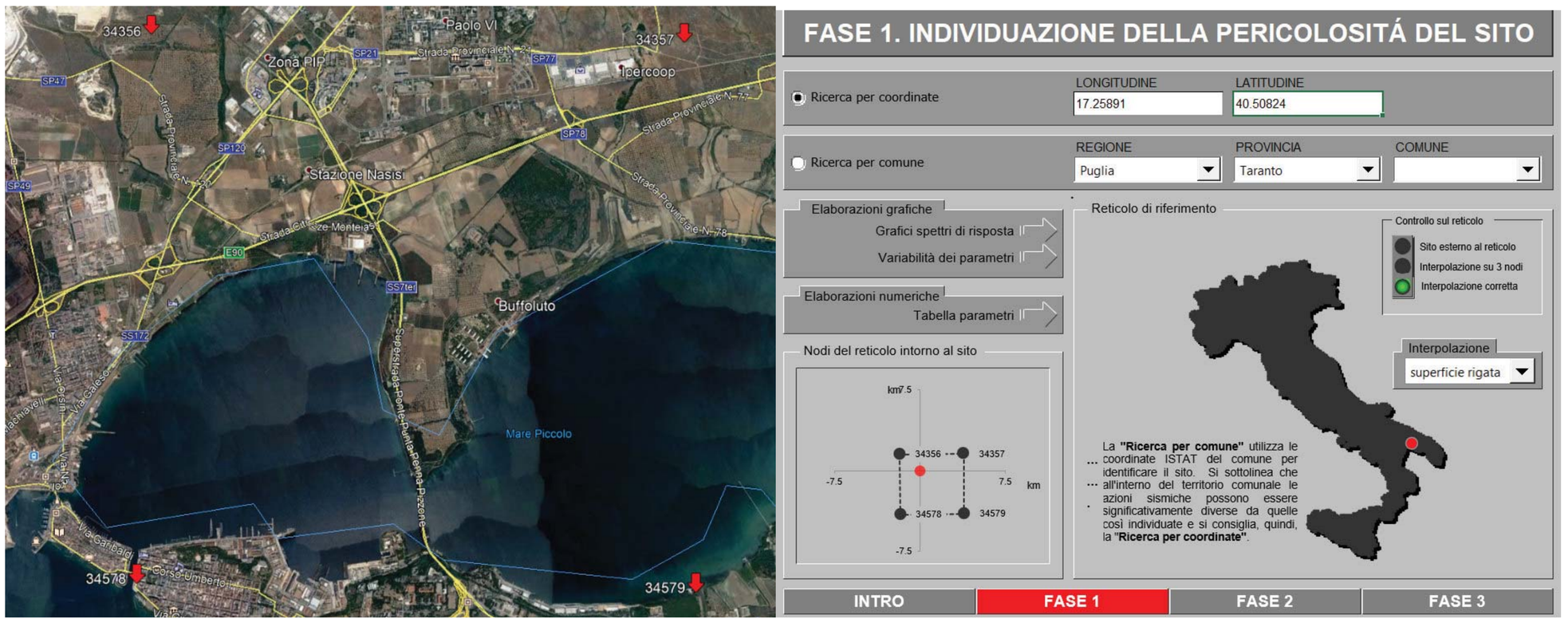


Figura 5 – Stazione di Nasisi: inquadramento reticolo sismico

Come richiesto dalle NTC, le categorie di suolo sono determinate sulla base dei risultati delle prove geofisiche tipo MASW eseguite nell'ambito del presente progetto.

Nel caso specifico, sulla base dei risultati della prova (HVSR) sintetizzato di seguito, i terreni di progetto possono ritenersi appartenere alla categoria di sottosuolo **C** per un valore di $V_{s,eq}$ è pari a **335**m/s con il substrato roccioso posto a profondità superiore a 30m: *"Depositi di terreni a grana mediamente addensati o a grana fina mediamente consistenti",* caratterizzato da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

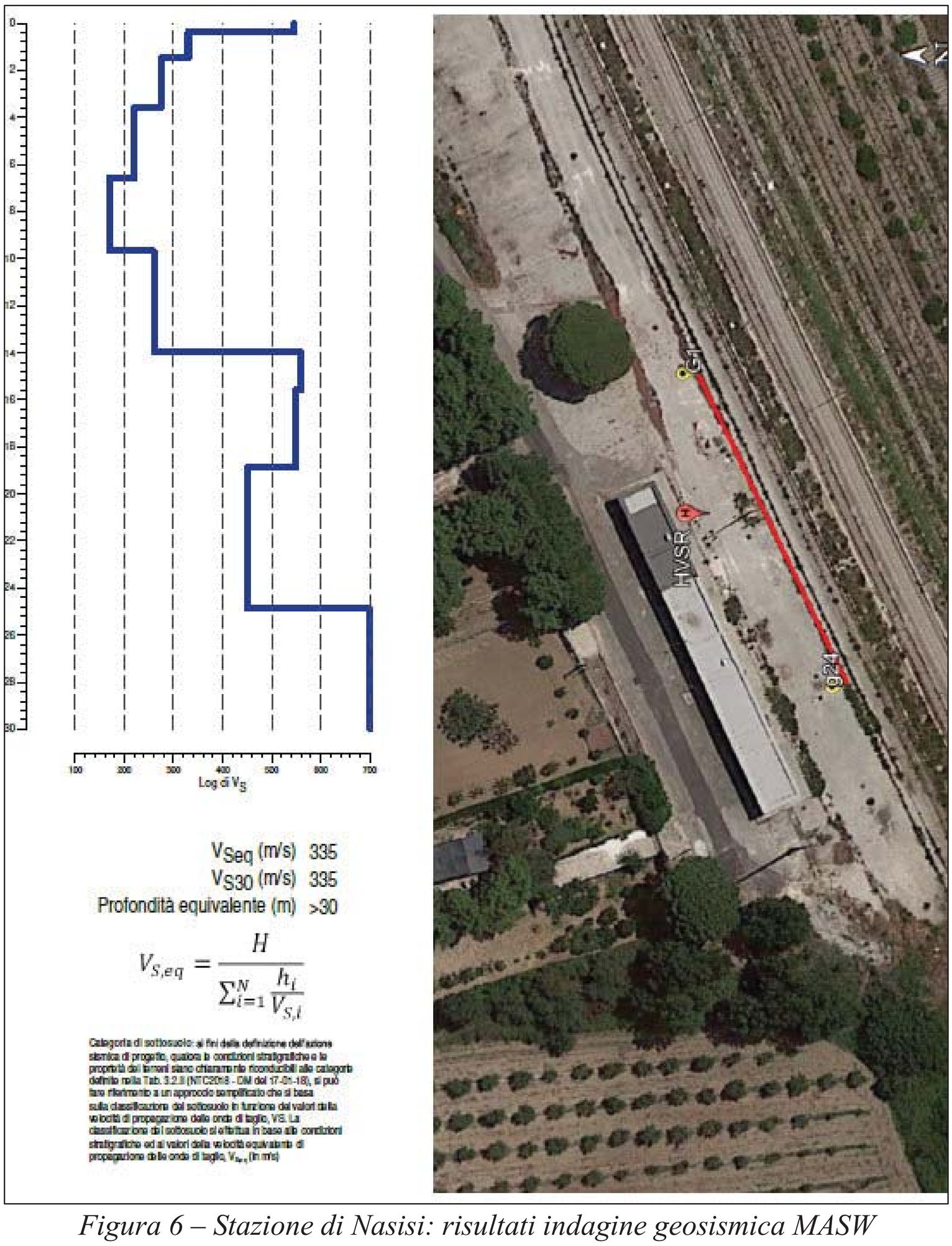


Figura 6 – Stazione di Nasisi: risultati indagine geosismica MASW

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la classificazione proposta nelle NTC, secondo la quale le categorie individuate si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Nella fattispecie, l'area interessata risulta classificabile come **T1**: *"superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°".*

Per quanto premesso, a seguire, si forniscono i parametri sismici con riferimento alla destinazione d'uso delle opere in progetto (vita nominale V_N e Classe d'uso)

Fabbricato tecnologico

Il fabbricato previsto nella stazione è progettualmente classificato come "*costruzione con livelli di prestazioni ordinarie*" e caratterizzate da una vita nominale di **50** anni. In relazione alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla classe d'uso **IV**: "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n°6792 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica".*

Pertanto, il coefficiente d'uso C_U è pari a 2.00 ed il periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U = 50 * 2.0 = 100$ anni

Figura 7 – Parametri sismici di progetto: determinazione dell'azione di progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.102 g
F_o	2.633
T_C^*	0.371 s
S_S	1.500
C_C	1.456
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.180 s
T_C	0.541 s
T_D	2.009 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.154
T_B	0.180	0.404
T_C	0.541	0.404
	0.611	0.358
	0.681	0.321
	0.751	0.291
	0.820	0.266
	0.890	0.245
	0.960	0.228
	1.030	0.212
	1.100	0.199
	1.170	0.187
	1.240	0.176
	1.310	0.167
	1.380	0.158
	1.450	0.151
	1.520	0.144
	1.590	0.137
	1.660	0.132
	1.730	0.126
	1.800	0.121
	1.870	0.117
	1.939	0.113
T_D	2.009	0.109
	2.104	0.099
	2.199	0.091
	2.294	0.083
	2.389	0.077
	2.483	0.071

Figura 8 – Parametri sismici di progetto: parametri per lo Stati Limite SLV

I parametri spettrali di riferimento per lo scenario in esame sono richiamati di seguito.

a_g (g) (SLV)	0.102g
Risposta Sismica Locale	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1.5
Coefficiente di amplificazione topografica St	1.0
Accelerazione massima attesa al suolo	
a_{max} (g) ($a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)	0.0.153g

Fabbricato Viaggiatori, pensiline, sottopasso ed opere strutturali annesse

Le opere in oggetto previste nella stazione sono classificate come "*costruzione con livelli di prestazioni ordinarie*" e caratterizzate da una vita nominale di **50** anni. In relazione alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla classe d'uso **III**: "*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".*

Pertanto, il coefficiente d'uso C_U è pari a 1.50 ed il periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U = 50 * 1.5 = 75.0$ anni.

Figura 9– Parametri sismici di progetto: determinazione dell'azione di progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.093 g
F_o	2.627
T_C^*	0.369 s
S_S	1.500
C_C	1.459
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.179 s
T_C	0.538 s
T_D	1.971 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.139
T_B	0.179	0.366
T_C	0.538	0.366
	0.606	0.324
	0.675	0.292
	0.743	0.265
	0.811	0.243
	0.879	0.224
	0.948	0.208
	1.016	0.194
	1.084	0.182
	1.152	0.171
	1.221	0.161
	1.289	0.153
	1.357	0.145
	1.425	0.138
	1.493	0.132
	1.562	0.126
	1.630	0.121
	1.698	0.116
	1.766	0.111
	1.835	0.107
	1.903	0.103
T_D	1.971	0.100
	2.068	0.091
	2.164	0.083
	2.261	0.076
	2.358	0.070
	2.454	0.064

Figura 10 – Parametri sismici di progetto: parametri per lo Stati Limite SLV

I parametri spettrali di riferimento per lo scenario in esame sono richiamati di seguito.

a_g (g) (SLV)	0.093
Risposta Sismica Locale	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1.5
Coefficiente di amplificazione topografica St	1.0
Accelerazione massima attesa al suolo	
a_{max} (g) ($a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)	0.1395g

4 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

L'area oggetto di intervento si colloca nel più ampio contesto geologico e strutturale dell'Italia Meridionale, dove nel settore che comprende la Campania, la Basilicata e la Puglia, sono presenti tre unità strutturali di seguito descritte:

- la catena sud-appenninica, costituita dal progressivo accavallamento da W verso E di unità stratigrafico- strutturali meso-cenozoiche (antichi domini di piattaforma carbonatica e di bacino evolutisi prima della deformazione miocenica) nonché di unità sinorogeniche di avanfossa;
- l'avanfossa adriatica meridionale (Fossa Bradanica), costituita da una vasta depressione interposta tra la dorsale appenninica ed i rilievi dell'avampaese ove affiorano rocce clastiche Plio-Pleistoceniche di potenza apprezzabile;
- l'avampaese apulo, costituito dall'unità carbonatica meso-cenozoica affiorante in corrispondenza dei rilievi del Gargano, delle Murge e del Salento.

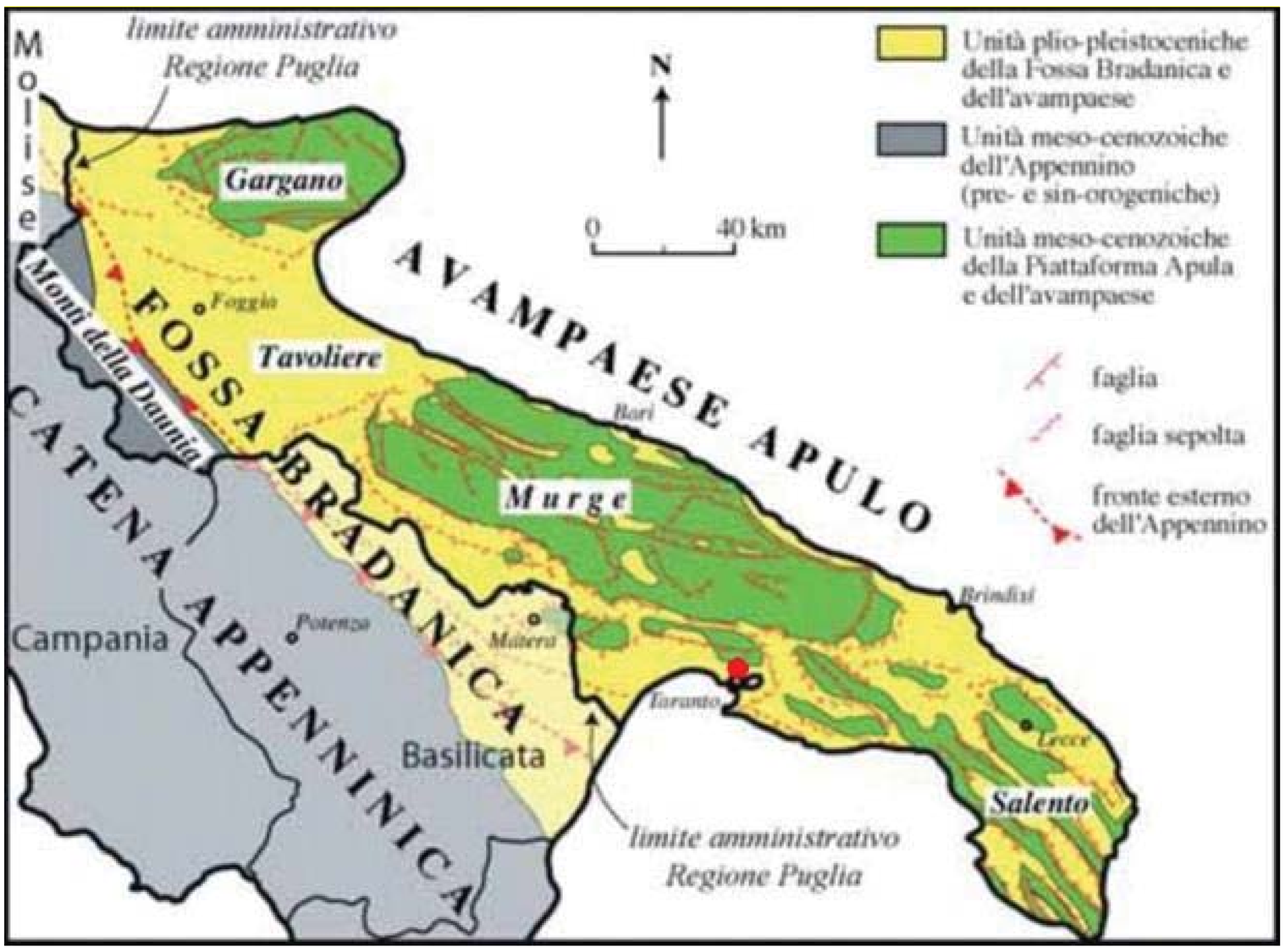


Figura 11 Carta geologica schematica (Pieri et al., 1997) Il punto rosso indica l'area oggetto di intervento

L'area oggetto di intervento si colloca al limite tra il dominio dell'Avampaese Apulo e quello dell'Avanfossa Appenninica (Fossa Bradanica). L'Avampaese Apulo è caratterizzato da una spessa successione di roccia calcarea, e in subordine dolomitica, di età mesozoica, la cui parte affiorante è nota in bibliografia con il nome di Gruppi dei Calcari delle Murge, costituiti da due unità litostratigrafiche principali: Calcari di Bari e Calcare di Altamura.

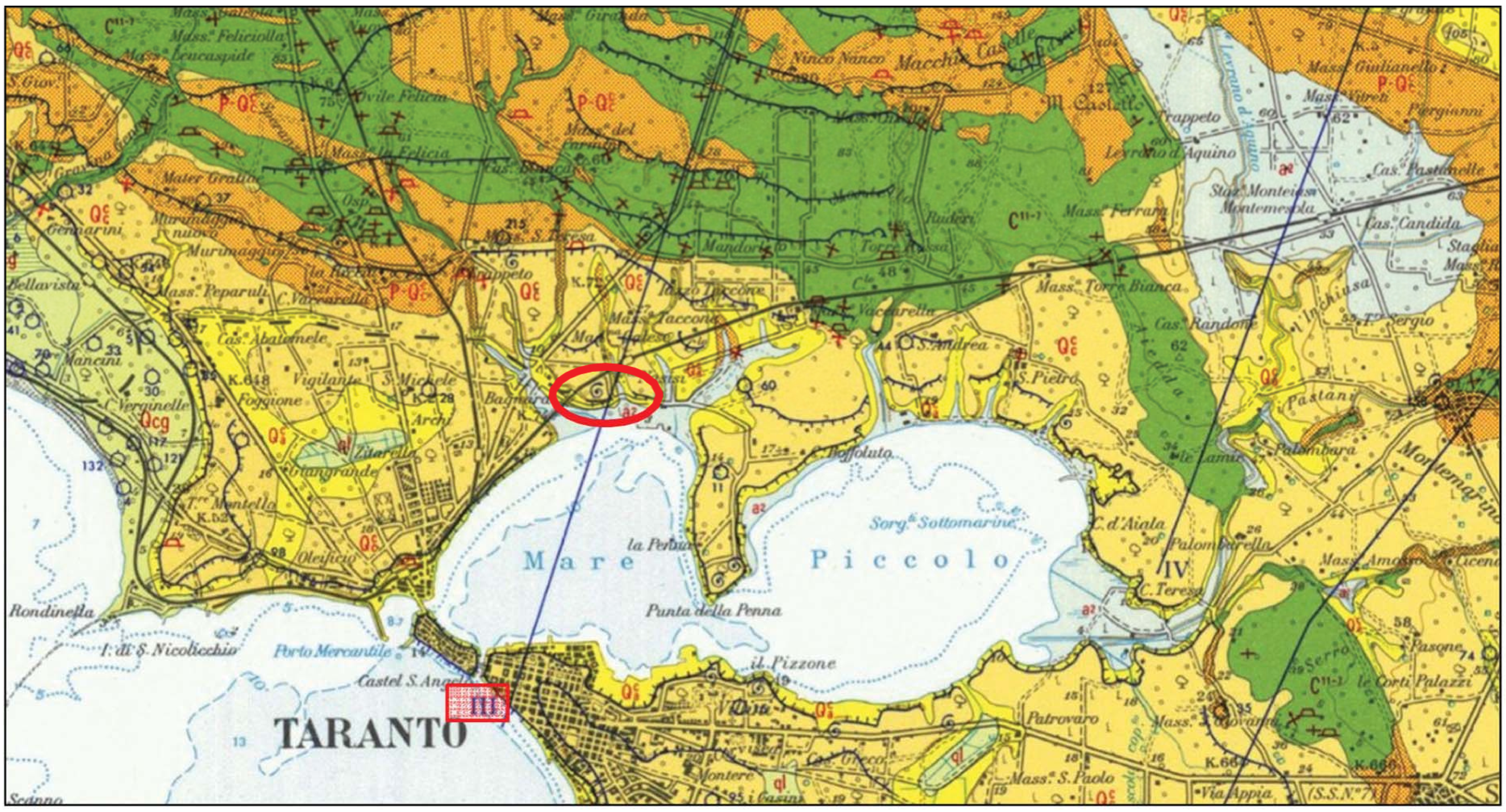


Figura 12 - Stralcio della Carta geologica d'Italia scala 1:100.000; l'elisse rossa indica l'area oggetto di intervento.

In particolare, a nord dell'area oggetto di intervento affiorano i Calcari di Altamura (Cretaceo), calcari compatti con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte di età compresa tra il Turoniano-Senoniamo con possibile passaggio al Cenomaniano. Essi, verso il lato bradanico delle Murge, sono ribassati a gradinata fino al fronte della Catena Appenninica dove si rinvengono al di sotto di una spessa copertura di depositi appartenenti al ciclo sedimentario plio- pleistocenico della Fossa Bradanica.

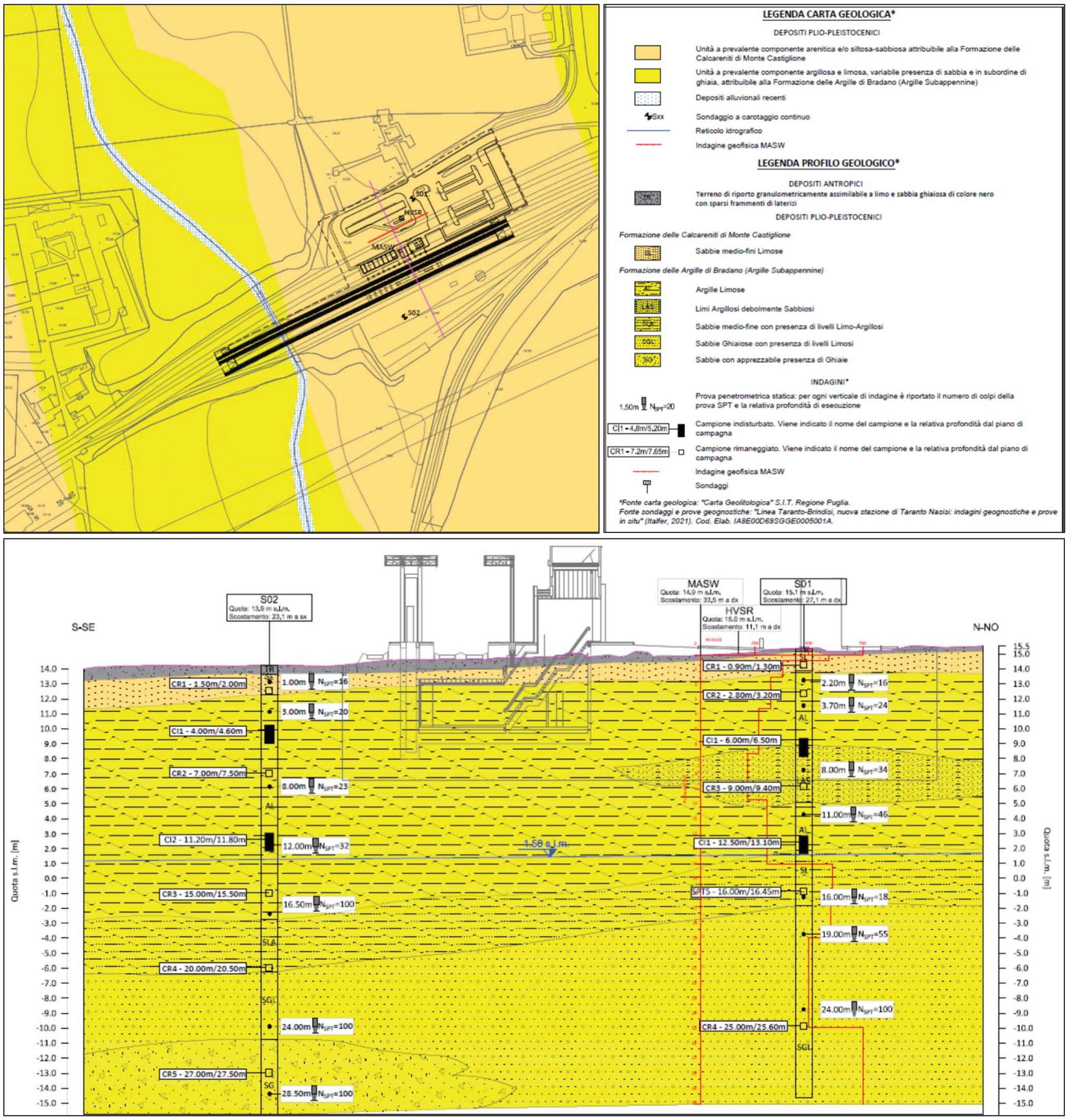


Figura 13 – Pianta, Legenda dei litotipi e profilo geologico dell'area oggetto di intervento.

Sotto il profilo geomorfologico, l'area oggetto di intervento si colloca nell'ambito dell'Arco Ionico Tarantino contraddistinto da evidenze geomorfologiche ben distinguibili, sia laddove affiora il basamento carbonatico cretacico sia dove lo stesso è coperto da depositi plio-quaternari, con elementi morfologici elementari che variamente associati concorrono a definire paesaggi differenti fra loro variamente interconnessi: il paesaggio carsico, l'idrografia superficiale e le gravine, i terrazzi marini.

Per quel che riguarda l'inquadramento idrogeologico dell'area oggetto di intervento, l'assetto geologico-strutturale condiziona la modalità con cui si svolge la circolazione idrica sotterranea, l'efflusso a mare e l'intrusione marina nel continente. Maggiori dettagli sono contenuti nella relazione specialistica IA8E00D69RGGE0001001A - Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'ambito del progetto in esame è stata compiuta una campagna d'indagini geognostiche nell'anno 2020 che ha compreso:

- n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (30m) denominati S01 ed S02, con prelievo di campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio; prove penetrometriche dinamiche SPT; installazione di piezometro a tubo aperto in corrispondenza del sondaggio S01; nel corso delle due perforazioni sono state eseguite n° 7 prove di permeabilità in foro a varico variabile, rispettivamente 4 prove in corrispondenza del sondaggio S01 e 3 prove in corrispondenza del sondaggio S02. Ai fini della caratterizzazione meccanica dei terreni, sono stati, come premesso, prelevati 4 campioni indisturbati (in terreni coesivo) per l'esecuzione di prove di Taglio diretto (1 prova), di tipo triassiale TXUU (1 prova), di tipo triassiale TXCIU (2 prove) e prove di compressione edometrica (4 prove). Ulteriori prove in laboratorio, eseguite su campioni rimaneggiati, sono state eseguite per la definizione dei parametri fisici e di classificazione geotecnica. L'esito delle prove geotecniche di laboratorio è riassunto i una scheda di sintesi a seguire.

- n. 1 prova geofisica MASW, prevalentemente impiegata per la definizione dei parametri di inquadramento sismico del suolo (vs_{30} e vs_{eq}).

L'ubicazione dei punti di indagine è rappresentata nelle figure seguenti.

Si precisa che i Rapporti geotecnici di prova in situ e di laboratorio, unitamente all'esito della prova geosismica e che saranno oggetto di analisi nei paragrafi a seguire, sono allegati alla Relazione Geologica (IA8E00D69RGGE0005001A).

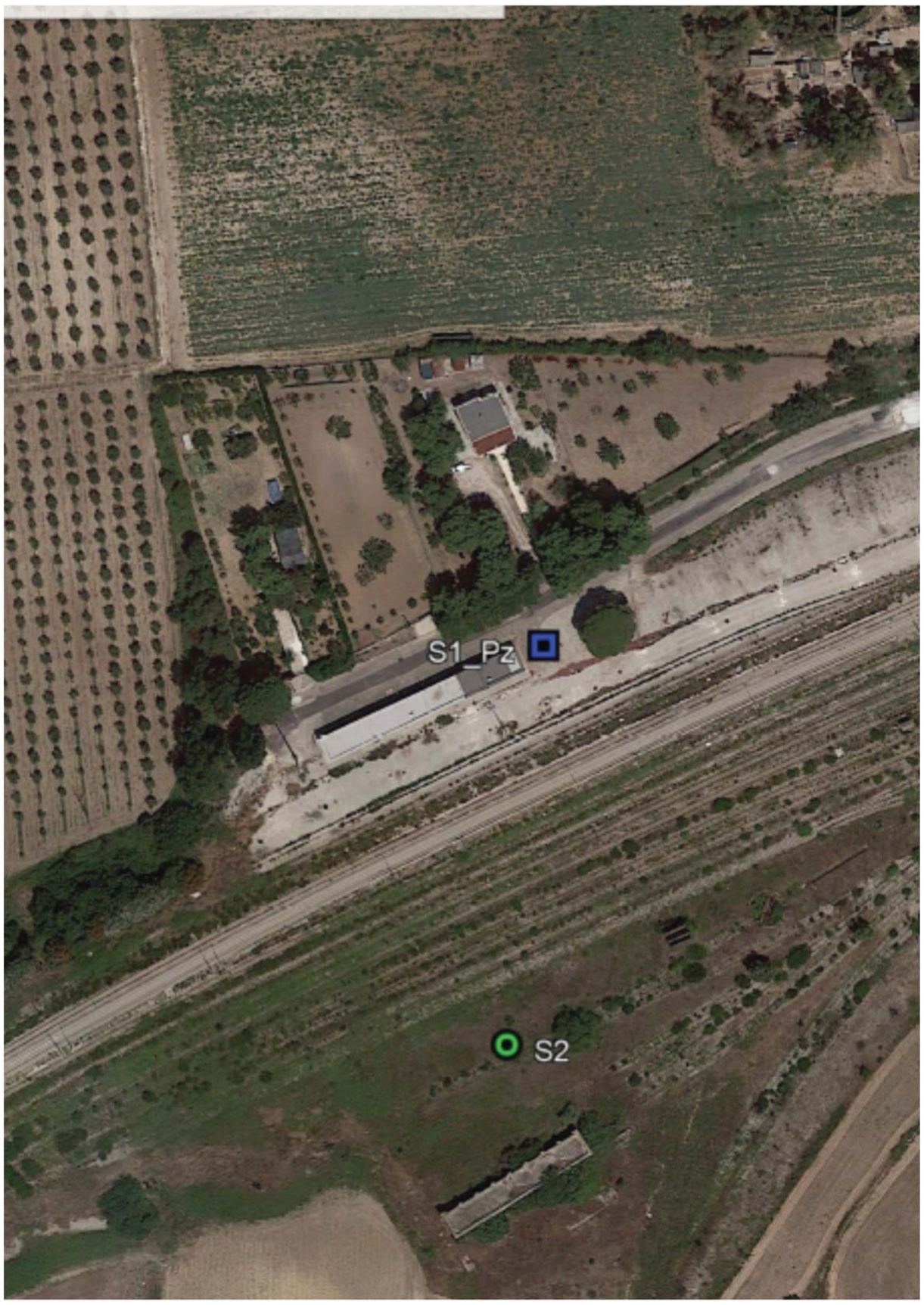


Figura 14 – Ubicazione sondaggi geognostici S01 e S02

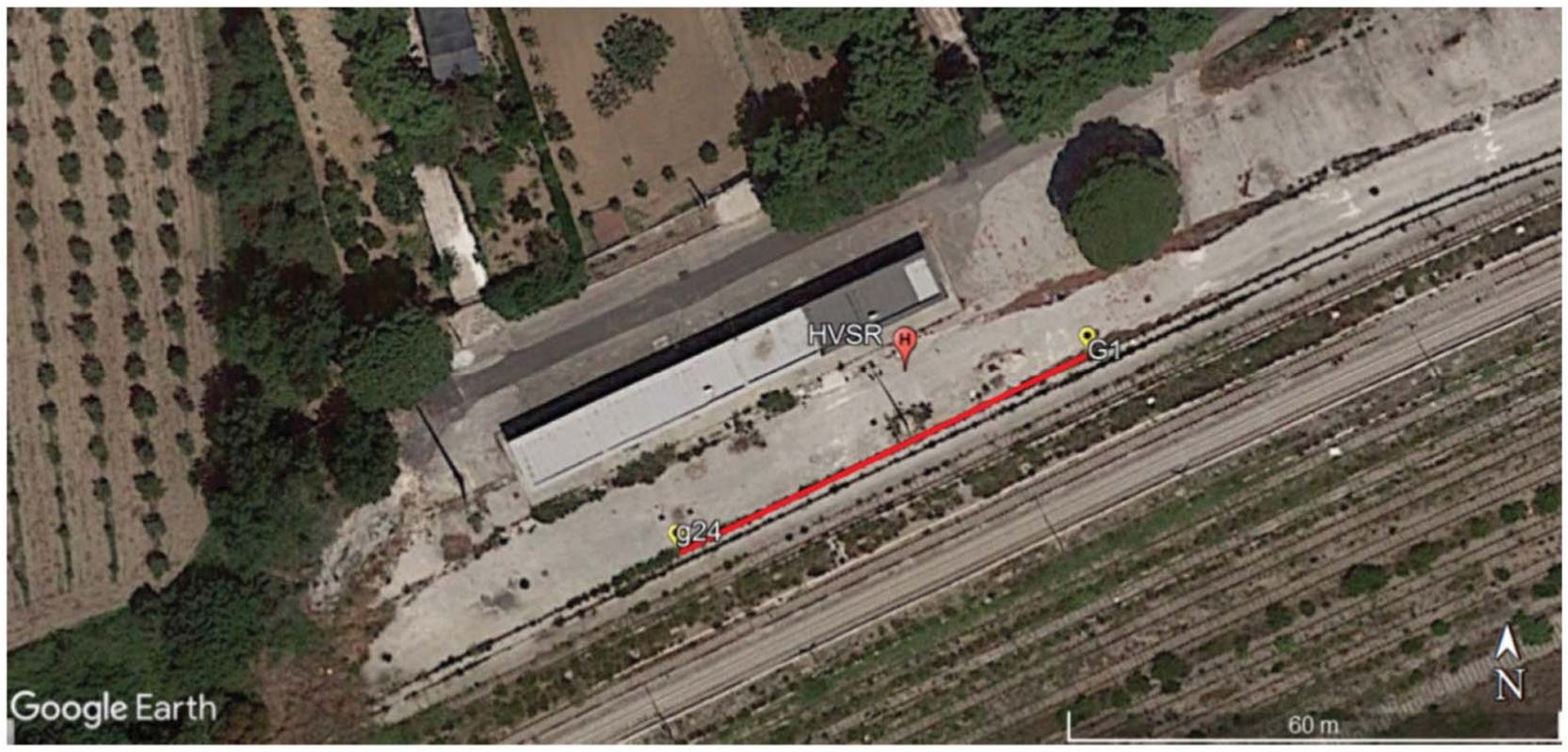


Figura 15 – Ubicazione indagine geosismica MASW

COMMITTENTE:

Sondaggio: **S 1** — Scala 1:75 — Pagina: 1/3

PIEZOMETRO

Località: Taranto (TA) - Stazione Nasisi	Responsabile di sito: Geol. Christian Del Paggio
Data di inizio perforazione: 04/05/2021	Data di fine perforazione: 06/05/2021
Perforazione: a rotazione con carotaggio continuo Ø 113 mm	Sonda: ELLETTARI EK 200 su trattore cingolato FIAT 655
Rivestimento: Ø 127 mm — Prof. rivestimento: 22.5 m	Coordinate UTM-WGS84: 4486630.002 m N - 691320.497 m E
Note: Carotaggio "Ambientale" fino a 5.0 m - Foro attrezzato con piezometro Norton Ø 3" fino a 29.2 m	Quota terreno: 15.06 m.l.s.

Scala 1:75	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione
1	0.20	0.20		Corpo piazzale asfaltato: asfalto (~8cm) e strato d'appoggio sabbioso-limoso con sparsi frammenti di laterizi.
2	1.50	1.30		Sabbia medio-fine limosa con sparsa sabbia grossa, giallastro con chiazze biancastre, di natura carbonatica (reazione forte a HCl); diffuse punteggiature ocracee e frammenti conchigliari sub-mm÷mm biancastri. Da poco a mediamente addensata, a tratti deb. cementata e/o con livelletti cementati, disgregata in perforazione nella parte alta.
3	2.80	1.30		Argilla limosa nocciola con livelletti e/o screziature di argilla grigio chiaro, con diffuse punteggiature e patine nerastre interstrato, sparse inclusioni sabbiose ocracee; diffuse decalcificazioni fino a 2.1 m, rare a seguire. Accenni di struttura sottilmente stratificata mal definita, da parallela a pseudo lenticolare, sub-orizzontale. Da consistente a molto consistente.
4 5	4.50	1.70		Argilla e limo da deb. sabbioso a sabbioso, nocciola chiaro con lieve tono verdastro, con sparse lamine e/o sottili lenti di argilla grigio chiaro c.s.; diffuse inclusioni sabbiose ocracee mm÷cm, punteggiature e/o sottili veli nerastri interstrato di natura organica, e rari resti vegetali mm in decomposizione avanzata. Struttura assente. Molto consistente.
6	6.50	2.00		Argilla limosa deb. sabbiosa nocciola con screziature/livelletti grigio chiaro c.s. e sporadiche sottili lamine sabbiose grigiastre; diffuse deb. punteggiature e/o sottili screziature nerastre. Stratificazione molto sottile o laminata poco evidente, con assetto sub-orizzontale, a struttura variabile tra parallela e lenticolare, a tratti indistinta. Molto consistente.
				Campione indisturbato CI 1 (Shelby)
7 8 9 10	10.30	3.80		Limo e argilla da deb. sabbioso a sabbioso di colore nocciola chiaro con lieve tono verdastro e screziature e/o lamine limoso-sabbiose grigiastre; diffuse deb. punteggiature e/o patine nerastre, sparse piccole inclusioni sabbiose ocracee, rari frammenti conchigliari biancastri sub-mm÷mm e locali evidenze di bioturbazione. Struttura generalmente indistinta, a tratti sottilmente stratificata e di tipo lenticolare. Da ~8 m, sporadiche lamine variamente inclinate di sabbia medio-grossa biancastra (da sub-orizzontali a verticali). Tra 9÷9.5 m passaggio di argilla limosa deb. sabbiosa simile, con lamine e/o screziature grigio chiaro, a struttura laminata piano-parallela sub-orizzontale. Molto consistente.
11 12 13	13.50	3.20		Argilla limosa deb. sabbiosa, a luoghi con veli sabbiosi interstrato, di colore grigio con sporadici livelli lentiformi nocciola, talora includenti piccole lenti sabbiose ocracee; diffuse deb. punteggiature e/o veli nerastri interstrato, rari inclusi sub-mm÷mm biancastri (probabili frammenti conchigliari). Struttura laminata, a laminazione parallela orizzontale, deb. ondulata. Da molto a estremamente consistente.
14 15	17.20	3.70		Sabbia medio-fine limosa giallastra di natura carbonatica (reazione forte a HCl), con abbondanti chiazze e/o tasche ocracee e diffuse lenti/tasche argillose grigiastre di spessore da mm a cm. Struttura assente/indistinta. Materiale mediamente addensato, a tratti disgregato da carotaggio, con sporadici sottili livelli deb. cementati recuperati in frammenti più o meno teneri. (continua fino a 17.2m).

Carotaggio (20 40 60 80) — R.Q.D. (20 40 60 80) — P.P. kg/cmq — Campioni — S.P.T. (10 20 30 40) — Prova permeabilità — Falda — Piezom. T.A. — Perforazione — Rivestimento — Cassetta

Carotaggio: 0.90 CR 1 1.30 — 2.80 CR 2 3.20 — 6.00 CI 1 6.50 — 9.00 CR 3 9.40 — 12.50 CI 2 13.10

S.P.T.: 2.20 / 2.65 — 3.70 / 4.15 — 8.00 / 8.45 — 11.00 / 11.45

Prova permeabilità: 4.20 — LF_01 — 6.50 — 11.80 — LF_02 — 13.80 — 15.00

Rivestimento: C.S. T1 Ø 101 mm

Cassetta: 1 — 2 — 3

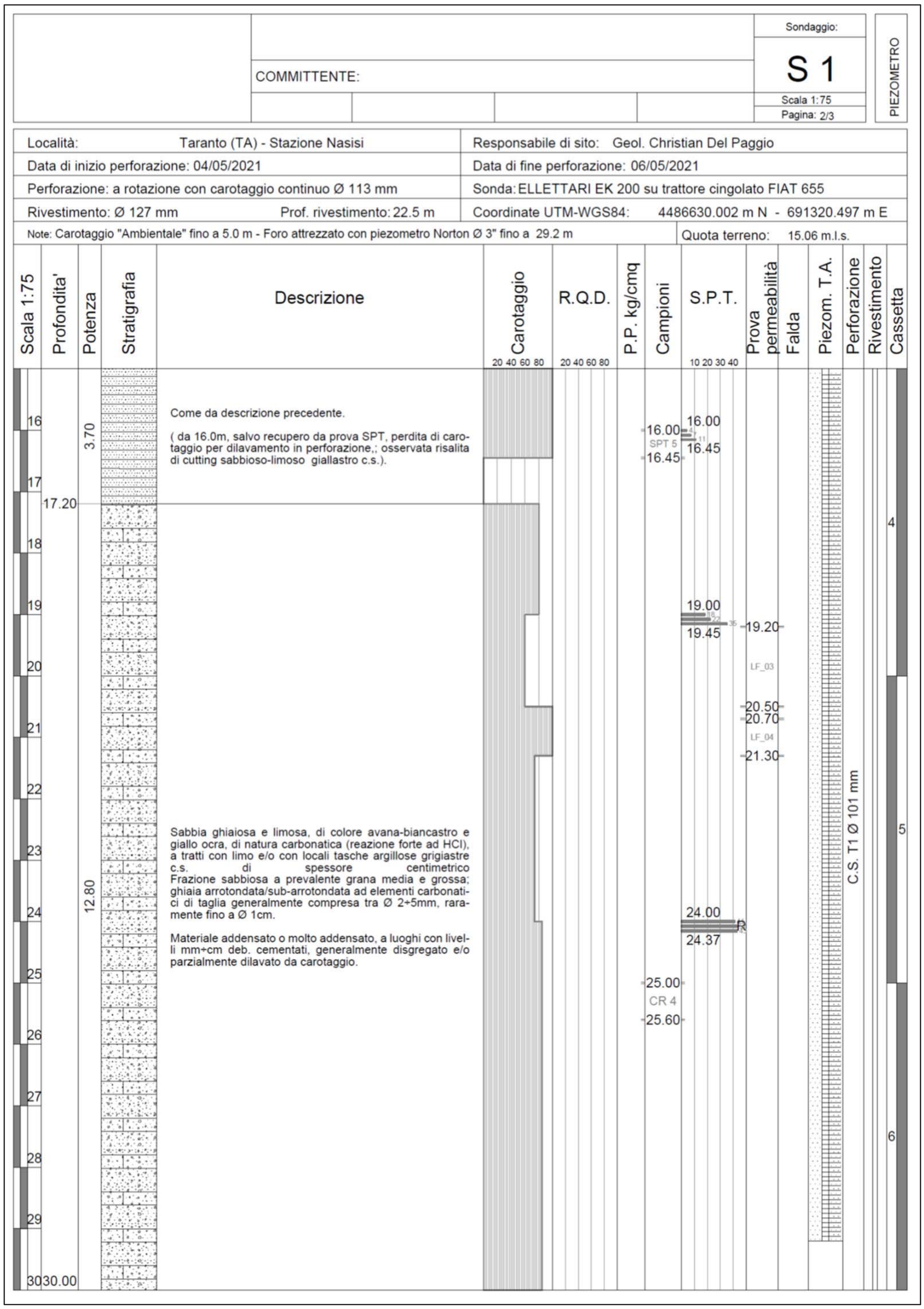


Figura 16-: sondaggio S01 – L.30m

			Sondaggio: **S 2**
	COMMITTENTE:		Scala 1:75
			Pagina: 1/3

Località: Taranto (TA) - Stazione Nasisi	Responsabile di sito: Geol. Christian Del Paggio
Data di inizio perforazione: 11/05/2021	Data di fine perforazione: 12/05/2021
Perforazione: a rotazione con carotaggio continuo Ø 113 mm	Sonda: ELLETTARI EK 200 su trattore cingolato FIAT 655
Rivestimento: Ø 127 mm — Prof. rivestimento: 22.5 m	Coordinate UTM-WGS84: 4486528.751 m N - 691313.958 m E
Note: Carotaggio "Ambientale" fino a 5.0 m	Quota terreno: 13.94 m.l.s.

Scala 1:75	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione
1	0.60	0.60		Limo e sabbia ghiaioso nerastro e/o marrone bruno, con ghiaia angolosa mm÷cm (Ømax 3 cm) ad elementi carbonatici e frammenti di laterizi.
2	2.00	1.40		Sabbia medio-fine limosa giallastra di natura carbonatica (reazione forte a HCl); con sparsi frammenti conchigliari biancastri sub-mm÷mm. Mediamente addensata, a tratti molto addensata e/o con livelletti molto addensati, parzialmente destrutturata da carotaggio.
3 4 5 6 7 8 9	9.50	7.50		Argilla limosa deb. sabbiosa, a tratti sabbiosa, di colore avana scuro e nocciola intercalata da livelletti lentiformi di argilla limosa grigio chiaro, con diffuse screziature e/o piccole tasche ocracee, punteggiature e/o sottili screziature nerastre (organiche) e sparsi frammenti conchigliari sub-mm÷mm biancastri; fino a 2.15m, tasche decalcificate biancastre. Struttura da indistinta a deb. laminata, a laminazione parallela mal definita con generale con assetto sub-orizzontale, spesso con livelletti argillosi chiari ondulati od a sviluppo da lenticolare a irregolare/pervasivo. Molto consistente, a tratti allentata dal carotaggio.
10 11	11.20	1.70		Argilla limosa e/o con limo di colore avana-verdognolo, con rare lamine di sabbia biancastra (max 6 mm) variamente inclinate e diffuse punteggiature nerastre sub-mm; dispersi alcuni inclusi sabbioso-arenacei mm÷cm giallo bruno e frammenti conchigliari sub-mm÷mm biancastri. Molto consistente a struttura assente e/o indistinta.
12	11.80	0.60		Campione indisturbato CI 2 (Shelby)
13 14	14.70	2.90		Argilla limosa deb. sabbiosa nocciola scuro/ocraceo, virante a marrone scuro da ~14.3m, intercalata da livelli lentiformi e/o tasche mm e cm di argilla limosa grigio bruno (max 5÷10 cm) e da sporadici livelletti mm÷cm di argilla grigio chiaro, talora includenti spalmature e/o piccole lenti sabbiose da grigio chiaro a biancastro; a luoghi, veli biancastri interstrato (decalcificazioni) e, da ~14.2m, sottili lamine grigio bruno ondulate (da bioturbazione), in incremento verso il basso. Stratificazione molto sottile o laminata, a struttura da lenticolare a parallela mal definita, con apparente assetto orizzontale o poco inclinato. Molto consistente.

Carotaggio (20 40 60 80) | R.Q.D. (20 40 60 80) | P.P. kg/cmq | Campioni | S.P.T. (10 20 30 40) | Prova permeabilità | Falda | Piezom. T.A. | Perforazione | Rivestimento | Cassetta

P.P. kg/cmq: 4,5 5 5 5 5 3,5 3 3,5 5 4,5 5 5 4,5 4,5 5 5 6 5 3 4 4,5 5 3,3 3,5 3,5 3,5 1,5 1,8 3 3 3,5 3,5 3,5 3 4 5 4,5 5 5 6 5,5 3 3,5 5 5 5 3 4,5 5,5 5 5 4 4,5

Campioni: 1.50 CR 1 2.00 | 4.00 CI 1 4.60 | 7.00 CR 2 7.50 | 11.20 CI 2 11.80

S.P.T.: 1.00 1.45 | 3.00 3.45 | 8.00 8.45 | 12.00 12.45

Prova permeabilità: 4.20 LF_01 6.00 | 11.70 LF_02 13.10 13.30

Rivestimento: C.S. T1 Ø 101 mm

Cassetta: 1 2 3

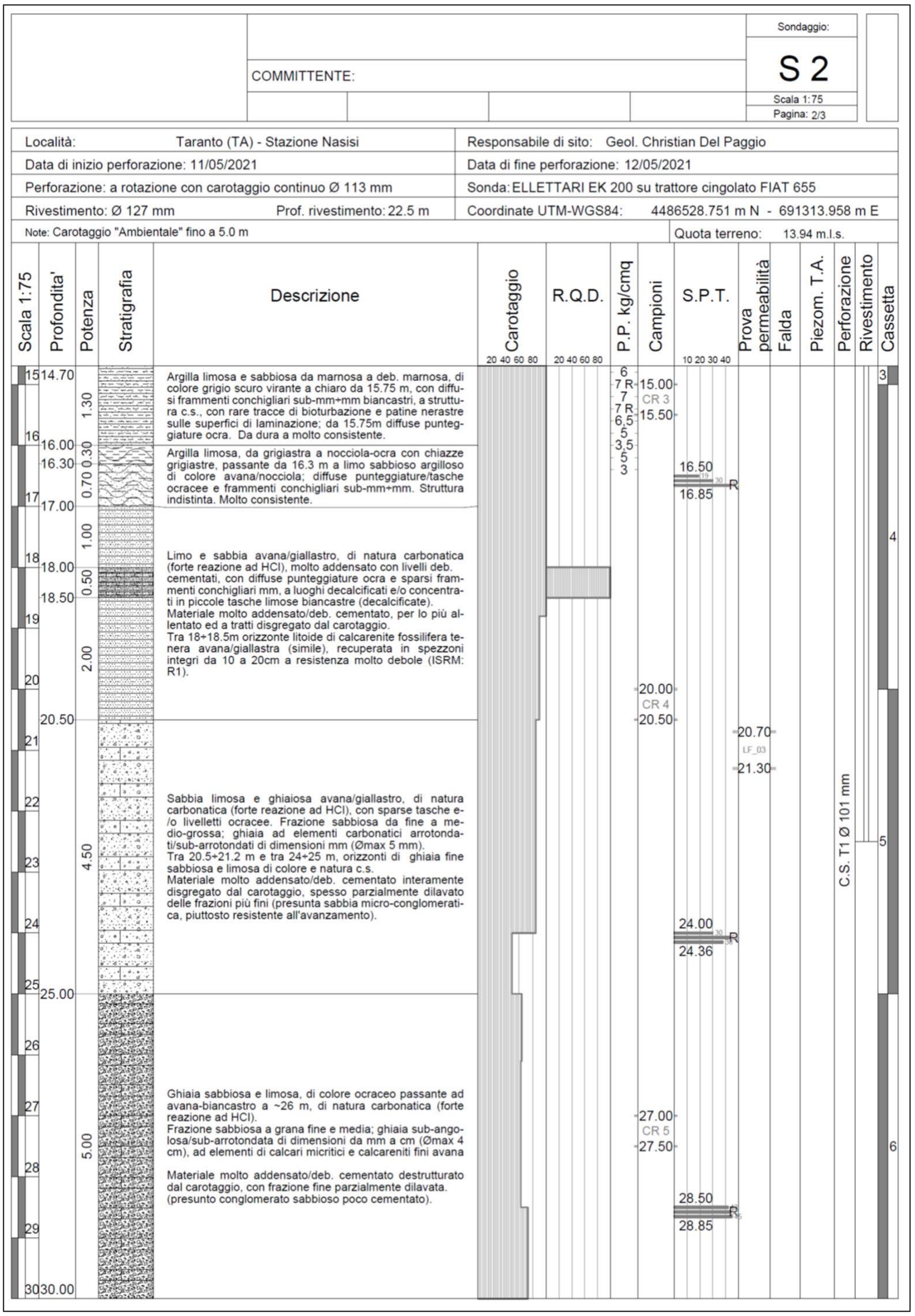
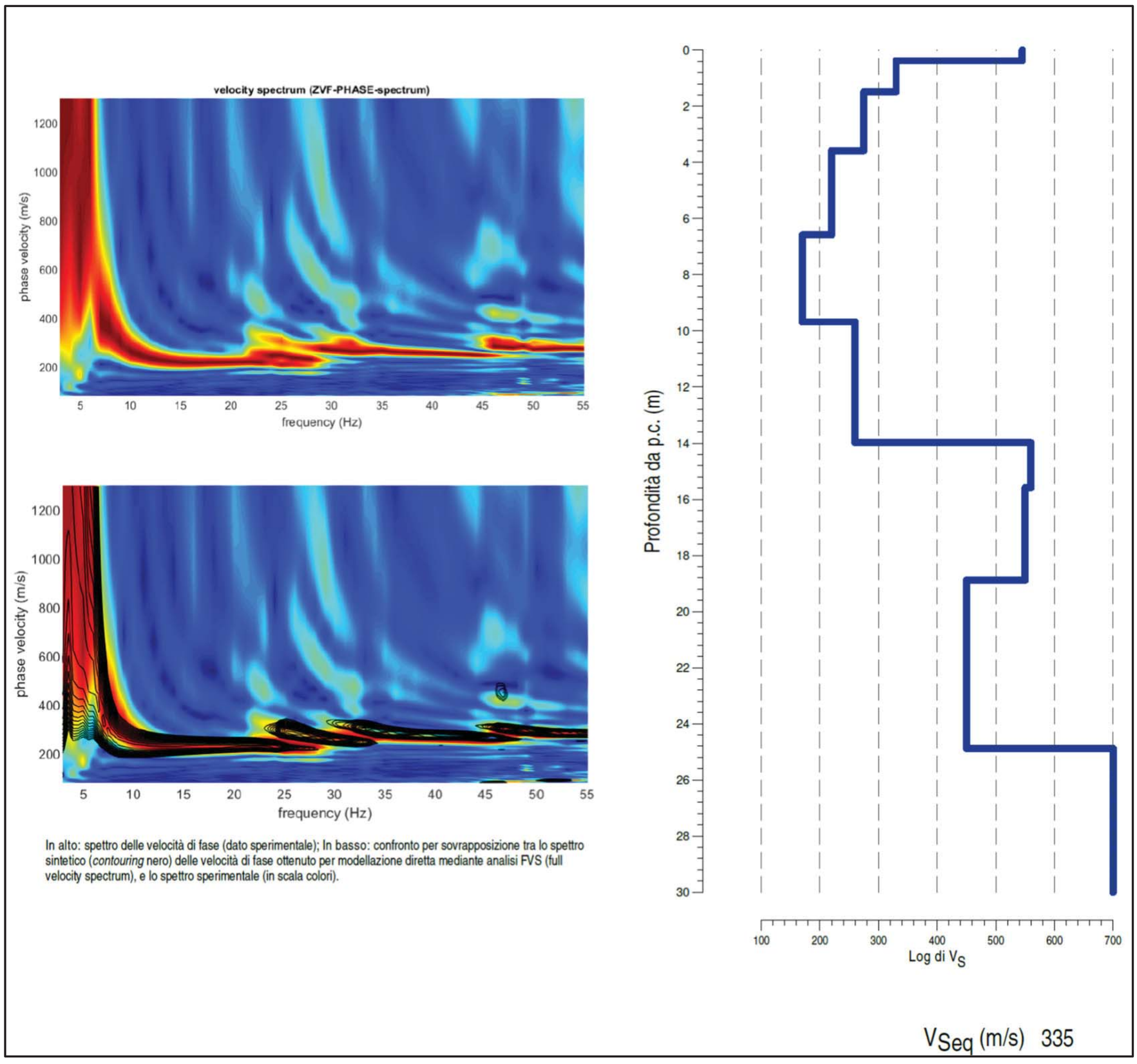


Figura 17-: sondaggio S02 – L.30m



In alto: spettro delle velocità di fase (dato sperimentale); In basso: confronto per sovrapposizione tra lo spettro sintetico (*contouring* nero) delle velocità di fase ottenuto per modellazione diretta mediante analisi FVS (full velocity spectrum), e lo spettro sperimentale (in scala colori).

Figura 18-: indagine geosismica MASW

							granulometria				caratteristiche fisiche						TXCIU / TXUU						TD			Edom			
			Campione	Profondità	Descrizione	PROVE deformabilità-resistenza	CLASS.UNI 10006	ghiaia	sabbia	limo	argilla	γ	G_s	w	w_L	w_P	IP	c'	ϕ	cu (100kPa)	cu (200kPa)	cu (300kPa)	cu (sito)	c'	ϕ_P	ϕres	M_{oed}	c_v ($T_{90\%}$)	k	stima OCR
				(m)				(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	(°)		(cm^2/s)	(m/s)	-
S01	1.1		CR1	0.9-1.3				16.6	55.04	16.93	11.43		27.00	9.92																
	3		CR2	2.8-3.2				0	2.84	32.79	64.37	19.50	26.80	29.06	70.00	25.00	45.00													
	6.25		CI1	6-6.5		Edom - TXCIU		0	3.5	49.7	46.8	19.70	25.80	24.30	49.00	34.00	15.00	9	27	76	140	198	88				10	7.31E-04	7.17E-08	3.5
	9.2		CR3	9-9.4				0	2.44	42.94	54.62	21.10	26.30	19.50	59.00	25.00	34.00													
	12.75		CI2	12.5-13		Edom - TD		0	4.9	31.7	63.4	19.20	26.40	29.30	68.00	50.00	18.00							27	23		12	3.66E-04	2.99E-08	2.5
	16.22		SPT5	16-16.45				5.7	45.13	35.2	13.97		27.00	23.91																
S02	1.75		CR1	1.5-2				17.56	53.37	20.82	8.25	18.30	26.90	17.36																
	4.3		CI1	4-4.6		Edom - TXUU		0	0.9	27.8	71.3	18.60	25.90	32.40	81.00	52.00	29.00			200	211	199	203				10	2.09E-04	2.05E-08	4.0
	7.25		CR2	7-7.5				0	1.3	48.18	50.52	20.00	27.40	26.52	60.00	25.00	35.00													
	11.5		CI2	11.2-11.8		Edom - TXCIU		0	6.8	39.2	54	19.50	26.00	26.00	51.00	31.00	20.00	57	25	133	173	223	165				7	7.31E-04	1.07E-07	2.0
	15.25		CR3	15-15.5				0	3.5	70.37	26.13	18.50	27.10	32.46	68.00	32.00	36.00													
	27.25		CR4	27-27.5				26.79	64.35	5.88	2.98		27.10	7.90																

Figura 19-: scheda di sintesi esito prove di laboratorio

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ai fini della caratterizzazione geotecnica si esaminano le prove eseguire in foro dei sondaggi S01 ed S02 ed i risultati di laboratorio disponibili..

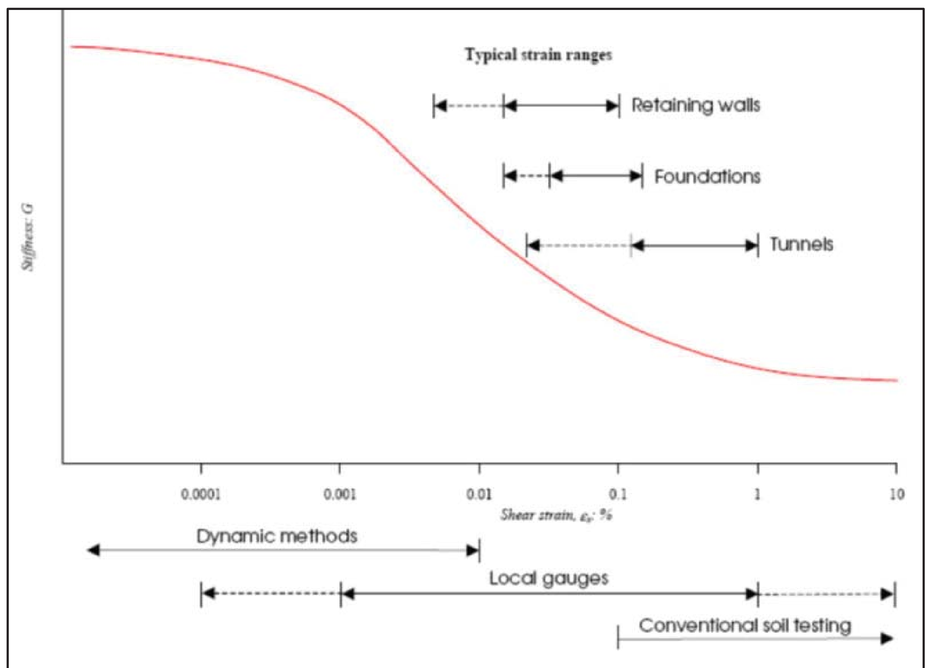
In particolare, per le prove in situ, i risultati delle prove SPT sono interpretati al fine di fornire una stima delle proprietà meccaniche dei terreni adoperando le correlazioni richiamate brevemente di seguito, in relazione alla natura del materiale di interesse in relazione alla sequenza stratigrafica.

Si segnala e si anticipa, a questo riguardo, che il sottosuolo risulta essere interessato, per le profondità di interesse (nell'accezione geotecnica dei volumi di terreno coinvolti dalle potenziali opere di fondazione) da spessori significativi di terreni di natura francamente coesiva (mediamente sino a 15m dal p.c.); per cui per essi sarà necessario esprimere i parametri di resistenza de deformabilità sia in termini di tensioni totali che efficaci.

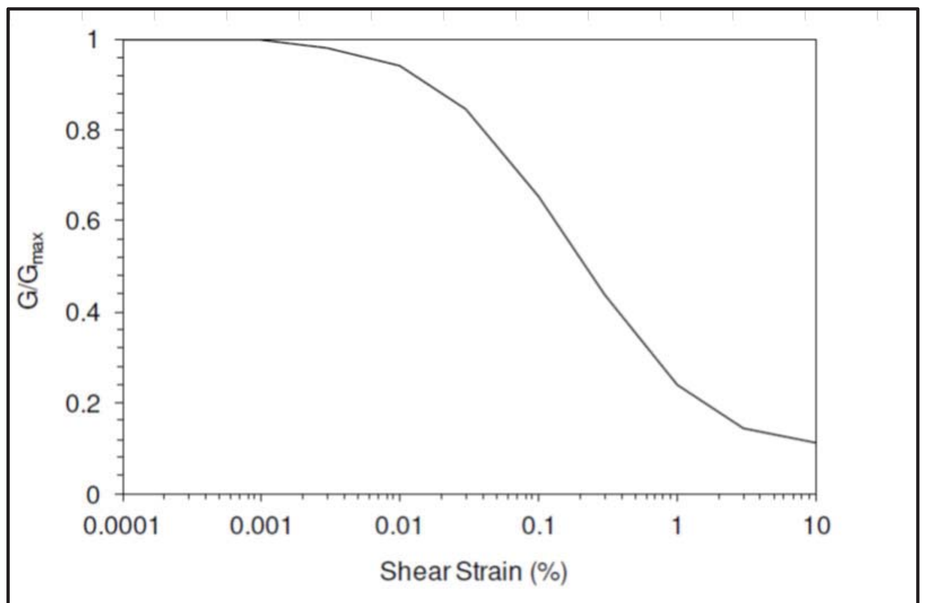
Indicazioni riguardanti la permeabilità dei terreni ed altri parametri d'interesse per lo studio di fenomeni di consolidazione sono fornite sulla base delle prove edometriche eseguite vedi scheda di sintesi prove di laboratorio.

Precisazioni:

- laddove se ne è ritenuto utile e rappresentativo l'impiego, l'esito della prospezione sismica MASW è stata implementata anche ai fini della stima dei parametri meccanici (parametro di deformabilità) per le unità coesive; in tale sede si è adottato un valore "operativo" e cautelativo del modulo (rapporto $G/G_0 \approx 0.25$) a partire dal valore espresso a basse deformazioni e restituito della prova geosismica.



Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria in accordo a Atkinson and Salfors (1991) e Mair (1993)



curva di decadimento del modulo di taglio secondo Seed and Sun (1989) per depositi di argilla

- le prove SPT elaborate ai fini della caratterizzazione geotecnica sono quelle per cui si è raggiunto un valore non a rifiuto; laddove le prove SPT hanno conferito valore di rifiuto (prevalentemente in sabbie da addensate a molto addensate a profondità oltre i 20m dal p.cc., si è attinto (ed esteso in profondità) il valore Nspt (non a rifiuto) più prossimo (es. 19m), del medesimo litotipo; a riguardo, va detto che, tale assunzione può essere ritenuta ammissibile anche in relazione alle tipologie di interventi (fondazioni) previste nell'ambito del progetto per cui le profondità di interesse dei volumi significativi sono significativamente minori di quelle previste in sede di indagine (30m).

	NSPT	Profondità (z)
S01	16	2.50
	24	4.00
	34	8.30
	46	11.30
	18	16.30
	57	19.30
	R	24.30
S02	17	1.30
	20	3.30
	23	8.30
	32	12.30
	R	16.80
	R	24.30
	R	28.70

Nota1: si assume profondità media infissione prove N2 ed N3

Nota2: su sfondo grigio le unità incoerenti

Figura 20 : Scheda di sintesi prove in situ SPT (valori Nspt)

A seguire si illustrano gli approcci e correlazioni bibliografiche adottate ai fini dell'analisi delle risultanze di indagine.

6.1 Depositi incoerenti

Densità relativa

La stima della densità relativa dei depositi incoerenti è stata eseguita secondo quanto segue.

Skempton (1986)

$$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}} \qquad \text{con} \qquad C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$

Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R = 1{,}5 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{F}\right)^{0{,}222} - 0{,}6 \qquad \text{con} \quad F = 0{,}65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^2 + 16{,}8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right) + 14$$

Terzaghi-Peck (1948)

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{A}}$$

(con A = 55 (sabbie fini), 60 (sabbie medie, = 65 (sabbie grosse) – rif. Cestari "*Prove Geotecniche in sito*"))

Yoshida et al. (1988)

$$D_R = 0{,}22 \cdot N_{SPT}^{0{,}57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{p_a}\right) \qquad \text{Sabbia fine}$$

$$D_R = 0{,}18 \cdot N_{SPT}^{0{,}57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0{,}14} \qquad \text{Sabbia 75\%, ghiaia 25\%}$$

per

$$D_R = 0{,}25 \cdot N_{SPT}^{0{,}44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0{,}13} \qquad \text{Sabbia 50\%, ghiaia 50\%}$$

$$D_R = 0{,}25 \cdot N_{SPT}^{0{,}46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0{,}12} \qquad \text{Tutti i terreni granulari}$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate diverse correlazioni di seguito illustrate.

Correlazione Road Bridge Specification (da Shioi e Fukuni 1982)

$$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

(sabbie e sabbie fini limose)

Correlazione Japanese Nationale Railway (da Shioi e Fukuni 1982)

$$\phi = 0{,}3 \cdot N_{spt} + 27$$

(sabbie grosse, ghiaiose)

Correlazione De Mello (1971):

$$\phi' = 19 - 0.38\sigma'_v + 8.73\log(N_{pt})$$

dove σ'_v è la pressione efficace (in t/m^2) e N_{NSPT} il numero di colpi medio misurato.

La relazione è valida per le sabbie in genere e per qualunque profondità tenendo conto che, per i primi 2 m sotto il p.c. e per angoli reali superiori a 38°, la correlazione proposta tende a sovrastimare il dato.

Sowers (1961)

$$\phi = 28 + 0{,}28 \cdot N_{spt}$$

(per sabbie a prof. >4m sopra falda e >7m sotto falda)

Con riferimento al valore dell'angolo d'attrito di picco (φ), determinabile come sopra indicato, è possibile fornire una stima del valore dell'angolo di attrito di stato critico (o a volume costante φ_{cv}), secondo l'approccio proposto da Bolton (1986) e con riferimento al valore di densità conferibile all'unità geotecnica.

$\varphi - \varphi_{cv} = m\ IR,$

, con IR = DR (10-ln (p'f)) -1,

dove: m coefficiente pari a 5 nel caso piano, I_R indice di dilatanza, p'f = tensione media a rottura, pari a 1.4 x σ'_{ff} , con σ'_{ff} pari al valore di tensione media di rottura (Jamiolkowski et al., 1988)

<u>Caratteristiche di deformabilità</u>

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate:

- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

(I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale (E0) oppure pari a quello desumibile dalle correlazioni empiriche)

Jamiolkowski (1988)

$$E_{25} = (10{,}5 - 3{,}5 \cdot D_r) \cdot N_{spt} \quad \text{Per terreni NC}$$

$$E_{25} = (52{,}5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{spt} \quad \text{Per terreni OC}$$

dove

E_{25} è il modulo elastico corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura;

D'Apollonia (1970))

$$E' = 0{,}771N + 19{,}1 \quad \text{(sabbie e ghiaie)}$$

Schmertmann (1978)

$$E'(kg/cmq) = 2 \times B \times N_{spt}$$

(*B*=4 (sabbie fini); *B*=6 (sabbie medie); *B*=10 (sabbie grossolane))

6.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata condotta prevalentemente da prove di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi; tuttavia, per alcuni parametri si è attinto anche a misure dirette in situ (coesione non

drenata c_u SPT) ed, in modo indiretto, da indagine geosismica (Modulo non drenato E_u), adeguatamente correlate, ai fini di un più ampio spettro per la scelta del dato rappresentativo.

Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

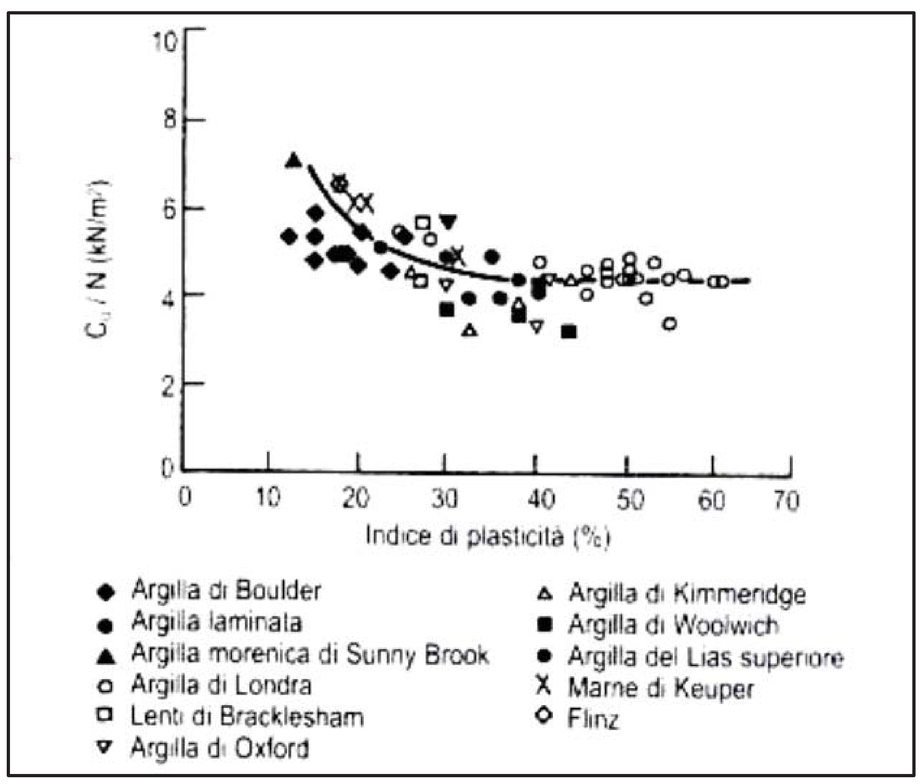
- Analisi granulometriche;
- peso di volume;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza.

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi.

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio dei depositi coesivi ci si è basati sui risultati di:

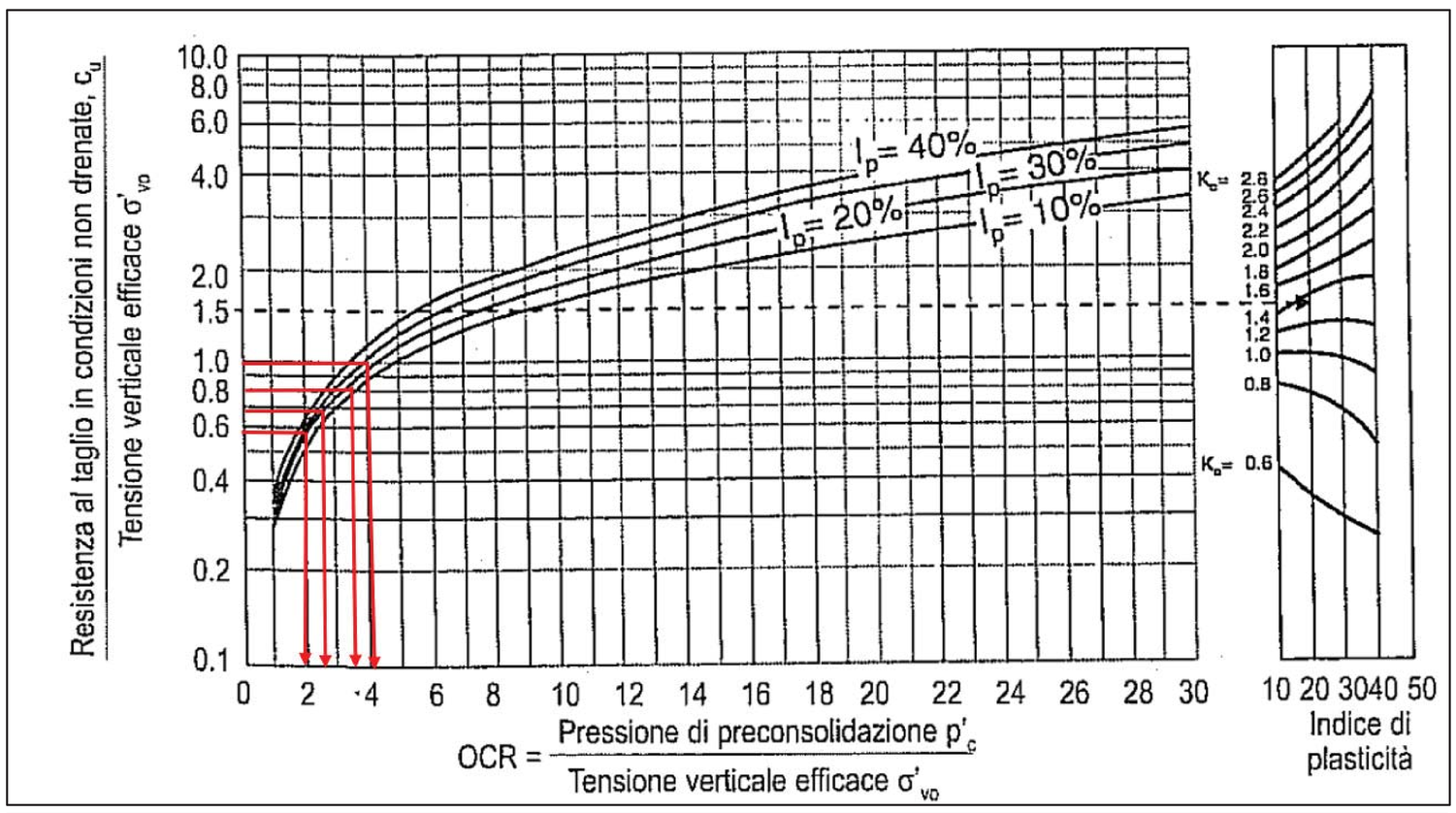
- prove di taglio diretto (TD) e triassiale (TXCIU e TXUU);
- sugli esiti delle prove penetrometriche dinamiche SPT (con riferimento all'abaco proposto da Stroud, 1974); nella fattispecie, si propone l'adozione di un rapporto c_u /N ≈ 4 che esibisce il seguente esito:



	Prof.(z)	NSPT	Cu/Nspt (Stroud 1974)
S01	2.50	16	64
	4.00	24	96
	8.30	34	136
	11.30	46	184
S02	3.30	20	80
	8.30	23	92
	12.30	32	128

Figura 21: Correlazione tra Nspt e Cu per argille (parametro C_u/N_{spt} Stroud – 1974)

- sulla base di correlazioni che legano la resistenza a taglio in termini di tensioni totali al grado di sovraconsolidazione O.C.R. ed all'indice di plasticità Ip. (*Andersen et Al., 1979* – figura seguente). Trattandosi di unità da moderatamente a mediamente sovraconsolidate, tale approccio risulta affidabile nella sola 'accezione geotecnica delle tensioni totali; diversamente, in termini di tensioni efficaci sarebbe possibile determinare una stima dell'angolo di attrito in funzione dell'Indice Plastico (*Jamiolkowski et al*. 1988), ma limitatamente ad argille prive di storia tensionale (normalconsolidate); pertanto quest'ultimo approccio non sarà implementato.



Andersen (1979)	Prof.(z)	σ 'vo	O.C.R. (Ed.)	Cu (kPa)
S01	6.25	120	3.5	96
	12.75	245	2.5	147
S02	4.30	80	4	80
	11.50	220	2	121

Figura 22: Correlazione tra Indice Plastico, O.C.R. e Cu per argille sovraconsolidate (Andersen et Al. – 1979)

<u>Caratteristiche di deformabilità</u>

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi sono stimati:

- dalle prove edometriche di laboratorio con riferimento ai valori tensionali di interesse;
- da correlazioni di letteratura, con riferimento ai valori di resistenza esperiti (condizioni non drenate - *Duncan & Buchignani,* 1976): come premesso, sulla base della correlazione empirica proposta dagli Autori a partire

dal grado di sovraconsolidazione OCR e l'indice Plastico Ip, è possibile ricavare il rapporto $k = E_u/c_u$ tra il modulo elastico non drenato e la coesione non drenata (figura seguente)

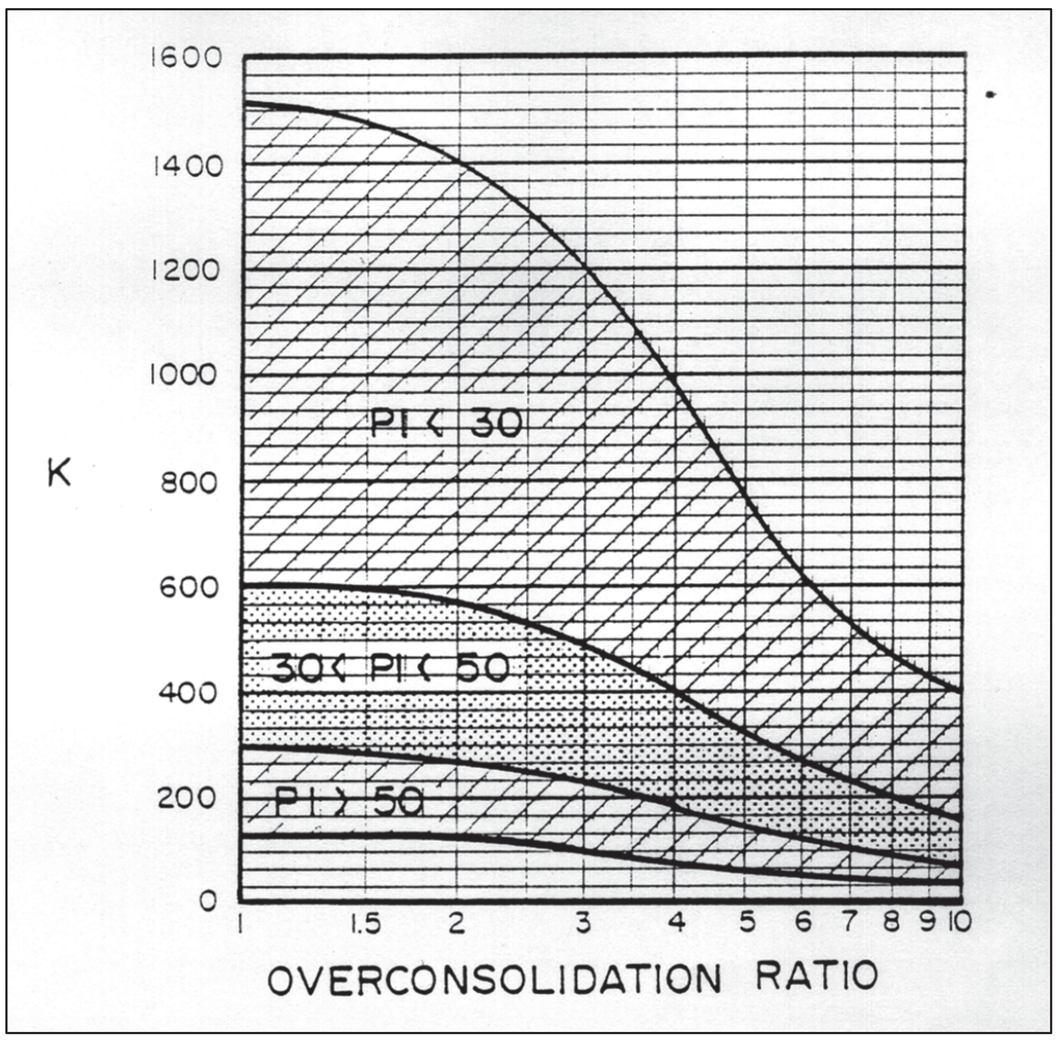


Figura 23 – Duncan & Buchignani (1976)

- In modo indiretto, dall'esito della prova geosismica;

  il modulo di taglio iniziale (G_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (Vs) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa}) \qquad E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1+\nu)$$

(con il coefficiente di Poisson ν assunto pari a 0.5 in c. non drenate), essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m^3;

ν = coefficiente di Poisson del terreno

Vs = velocità delle onde di taglio in m/sec (indagine MASW)

		Prof.(z)	vs (m/s)	γ (kN/m3)	Poisson ν	G0 (MPa)	E0 (MPa)
MASW		0.4	545	21	0.286	635.8333333	1635.363333
	1.10	1.5	330	20	0.44	222.0183486	639.412844
	2.10	3.6	275	19	0.44	146.4704383	421.8348624
	3.00	6.6	220	19	0.488	93.74108053	278.9734557
	3.10	9.7	170	18	0.494	53.02752294	158.4462385
	4.30	14.0	260	19	0.485	130.9276249	388.8550459
	1.60	15.6	560	21	0.402	671.3149847	1882.367217
	3.30	18.9	550	21	0.334	647.5535168	1727.672783
	6.00	24.9	450	21	0.404	433.4862385	1217.229358

Figura 24 – elaborazione dati prova geosismica MASW

A seguire si riportano l'elaborazione delle prove di laboratorio, in forma grafica, rappresentativa delle analisi dei parametri fisici, di resistenza e deformabilità, prevalentemente eseguite sui campioni di natura coesiva. Unitamente ad essi, si riporta l'elaborazione delle analisi sui dati di prova in situ (SPT) con riferimento alle unità di franca natura incoerente, laddove gli esiti non hanno raggiunto la condizione limite (di rifiuto).

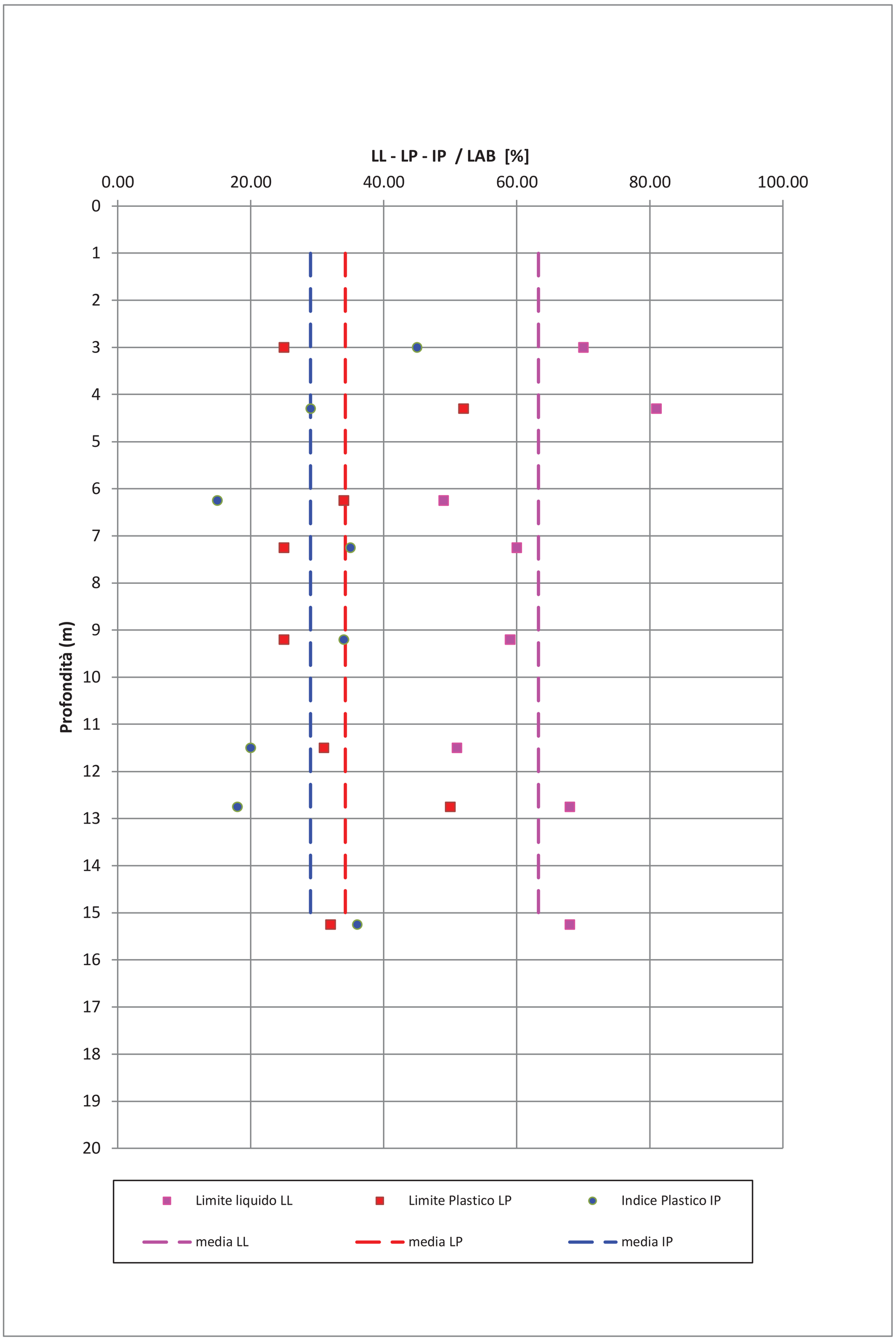


Figura 25 – Esito Laboratorio – coesivi – limiti di Atterberg

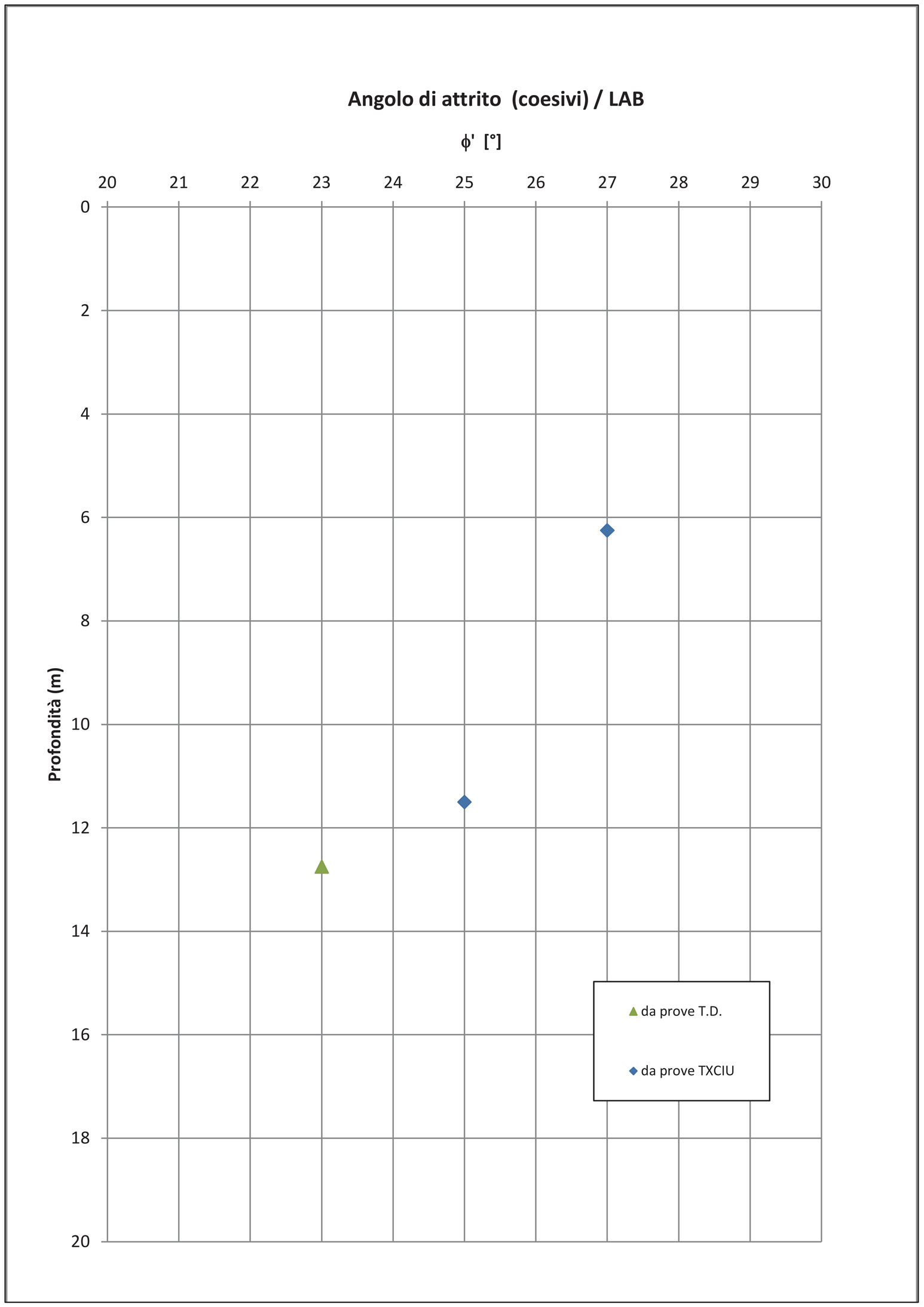


Figura 26 – Esito Laboratorio – coesivi – angolo di attrito (ϕ')

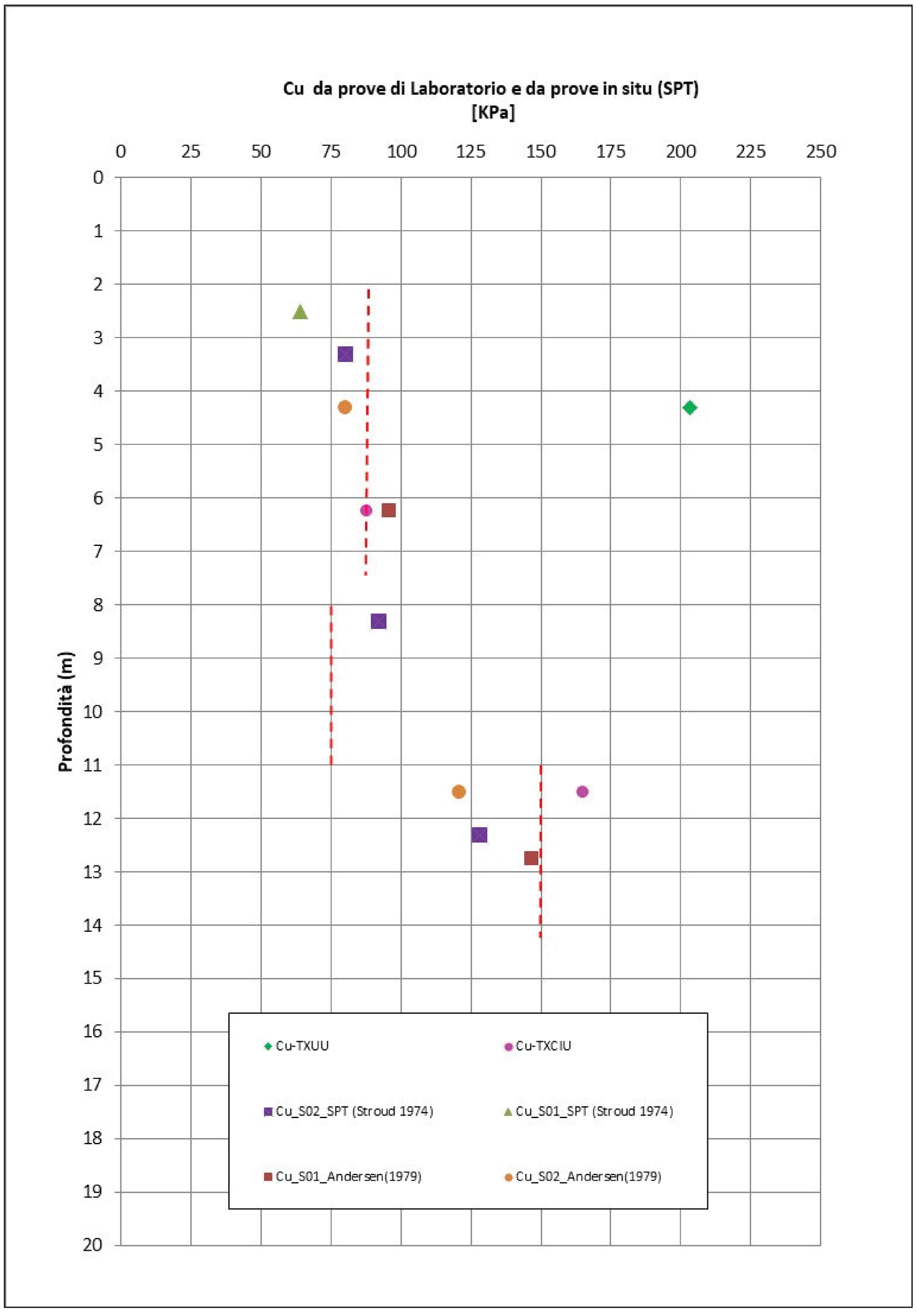


Figura 27 – Esito Laboratorio e Situ – Coesivi – Coesione non drenata (c_u)

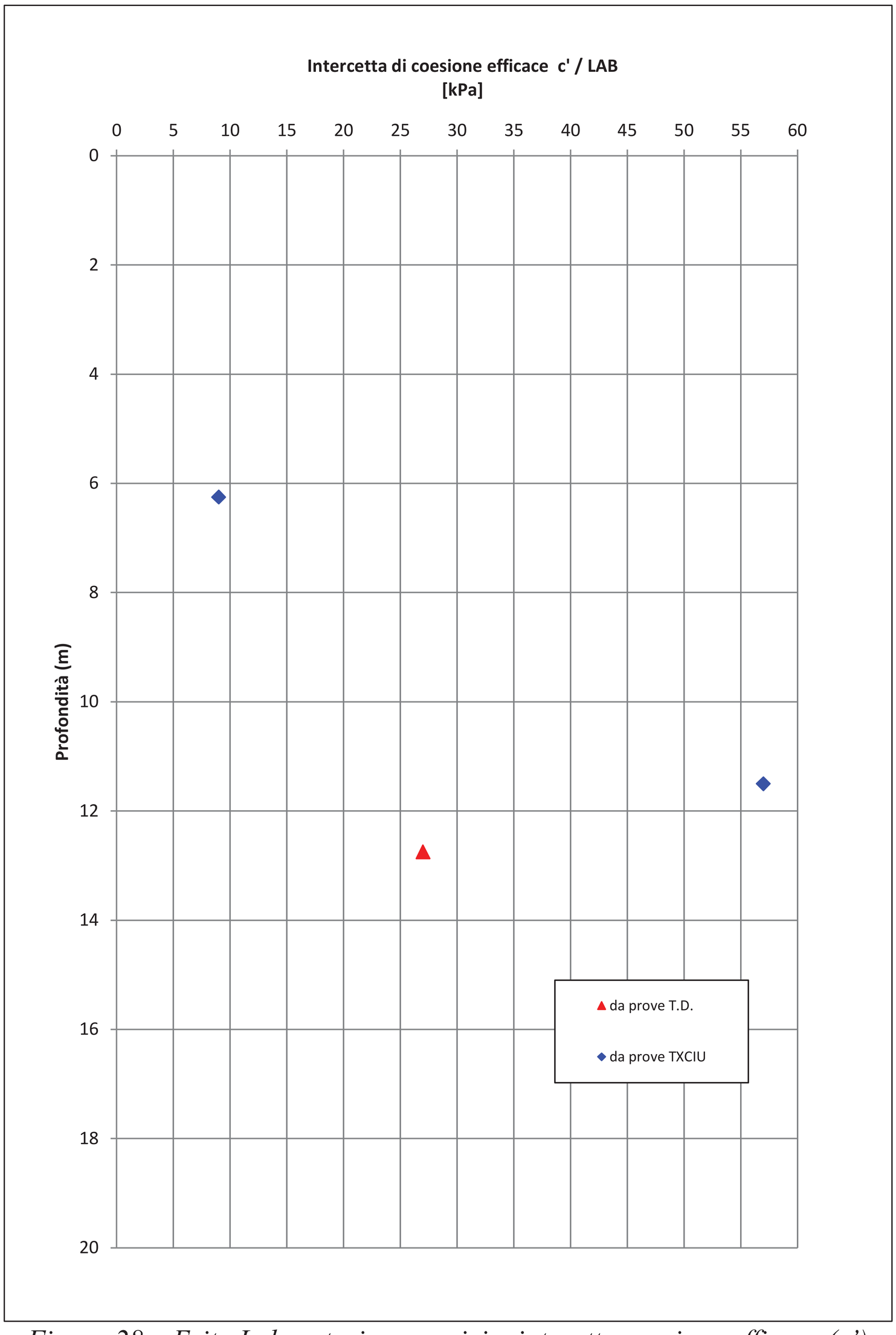


Figura 28 – Esito Laboratorio – coesivi – intecetta coesione efficace (c')

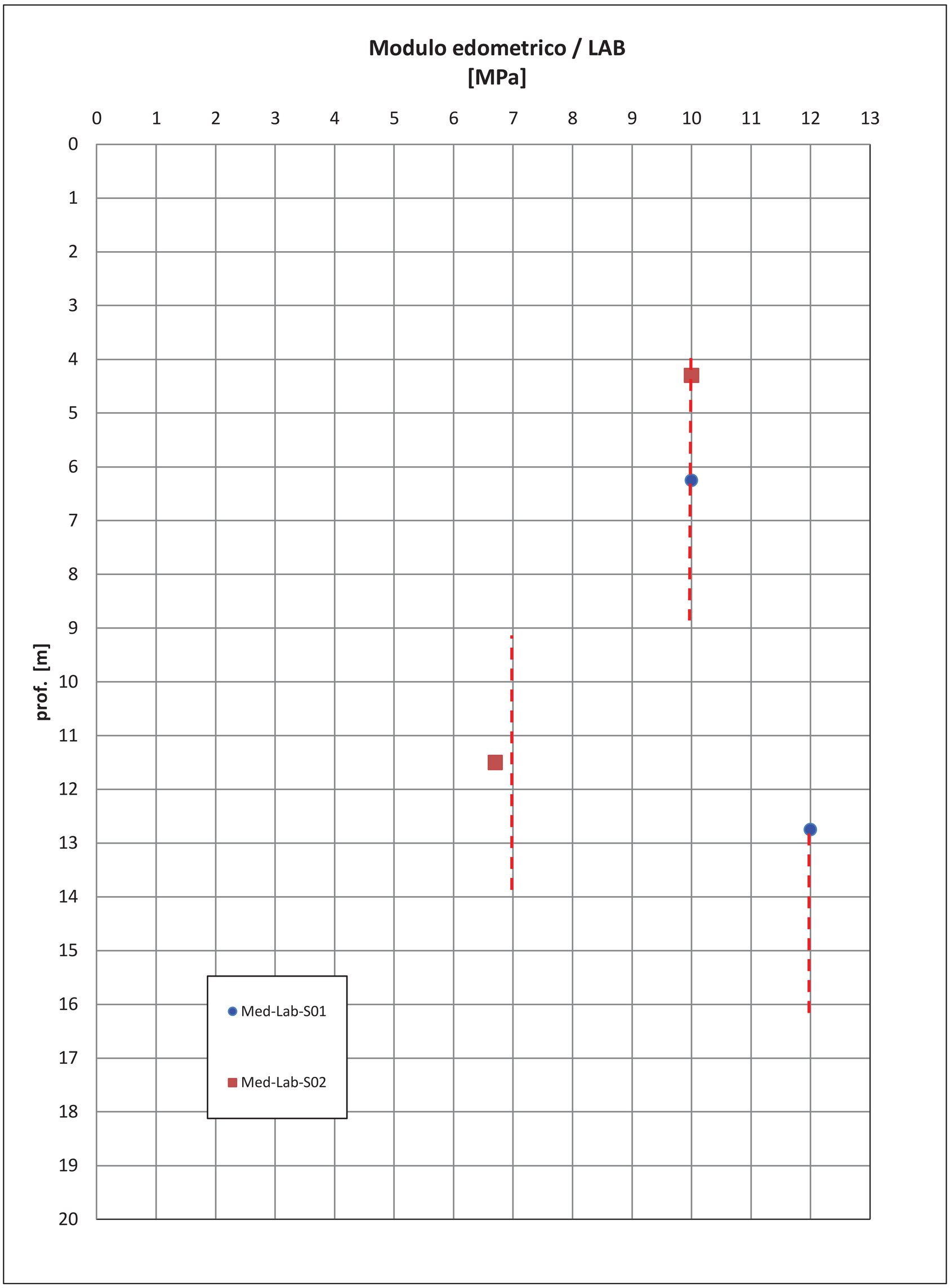


Figura 29 – Esito Laboratorio – coesivi – Modulo edometrico (M_{ed})

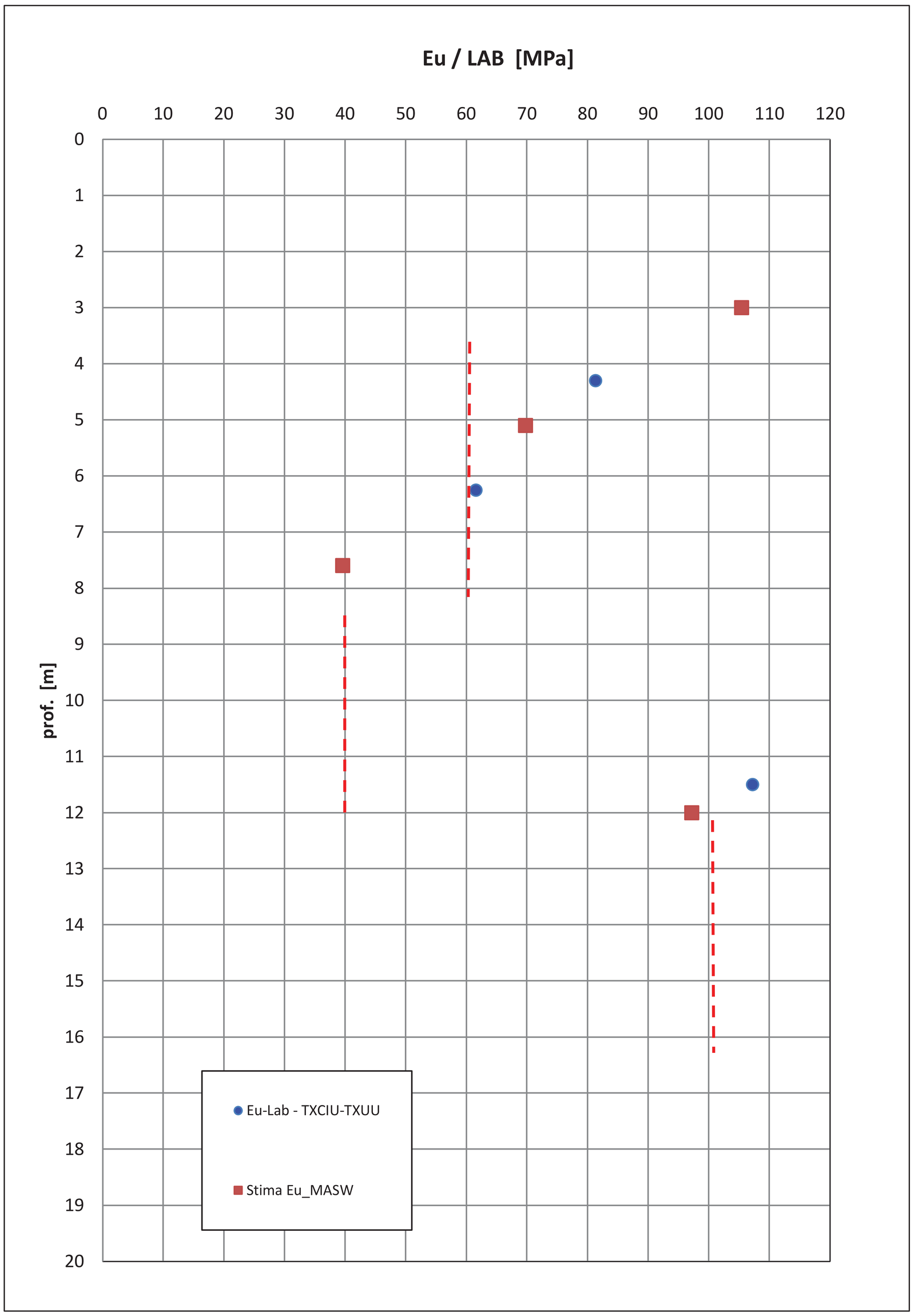


Figura 30 – Esito Laboratorio – coesivi – Modulo non drenato (E_U)

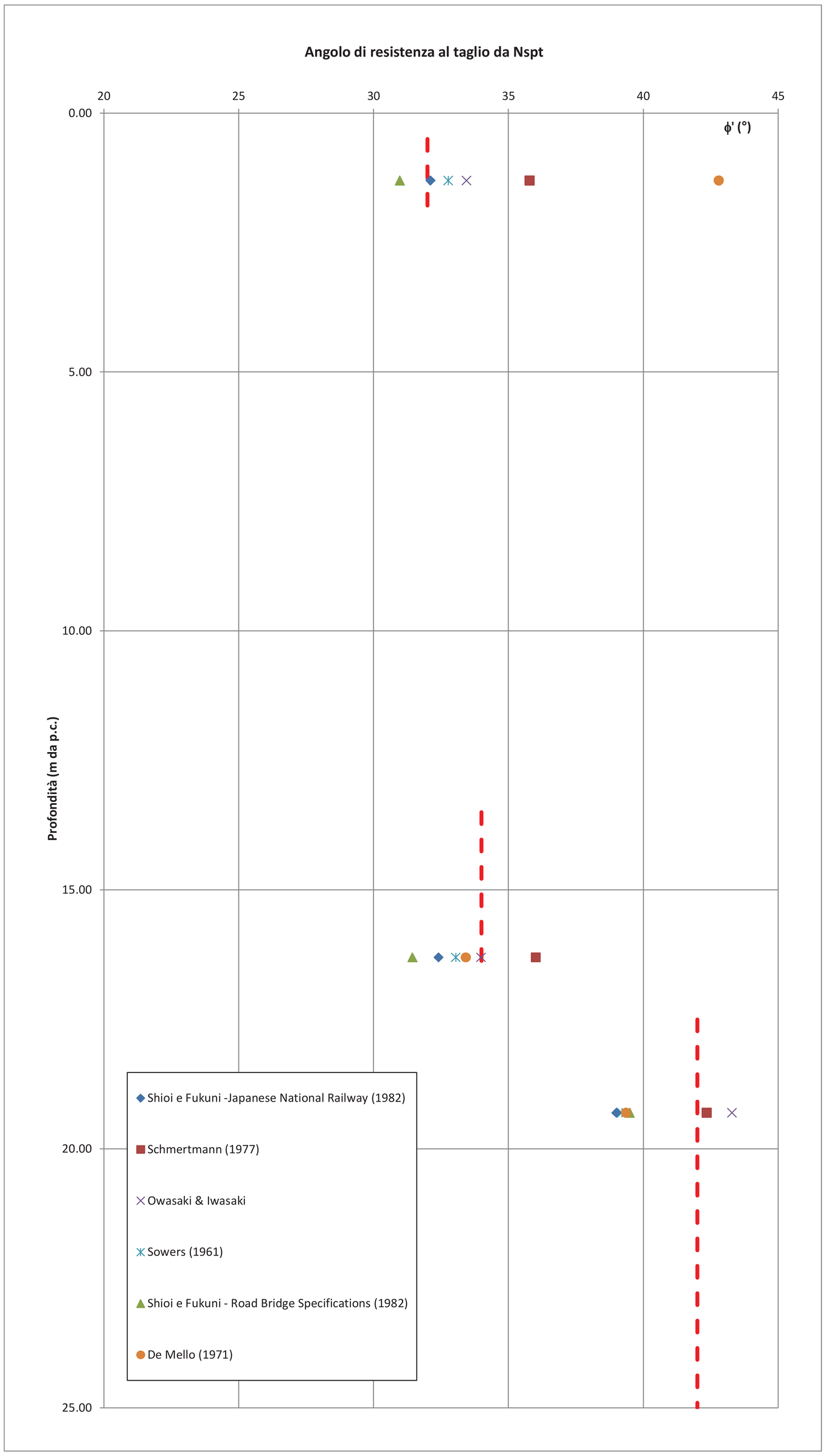


Figura 31 – Elaborazione prove SPT – incoerenti - angolo di attrito interno (ϕ')

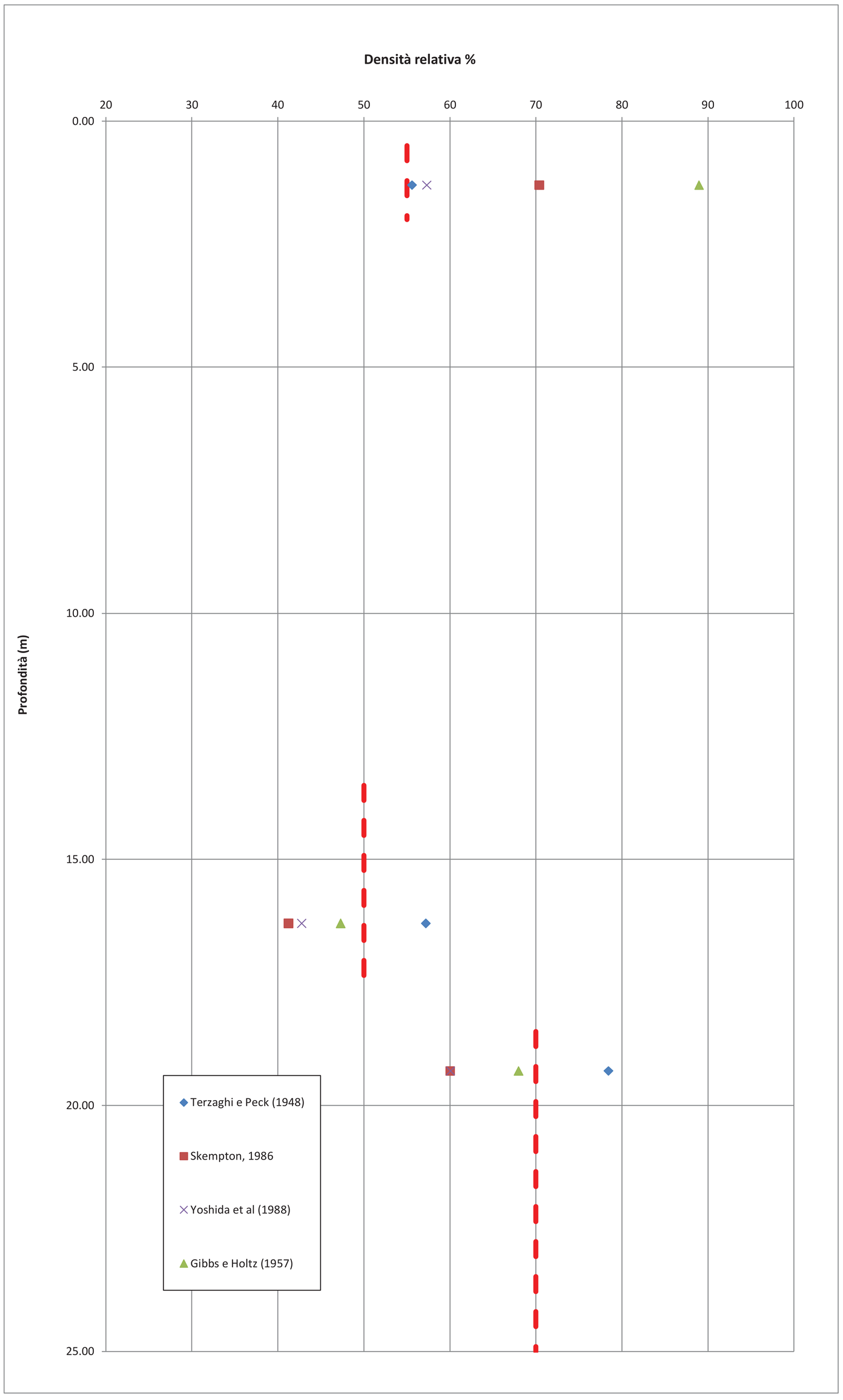


Figura 32 – Elaborazione prove SPT – incoerenti – Densità relativa (Dr%)

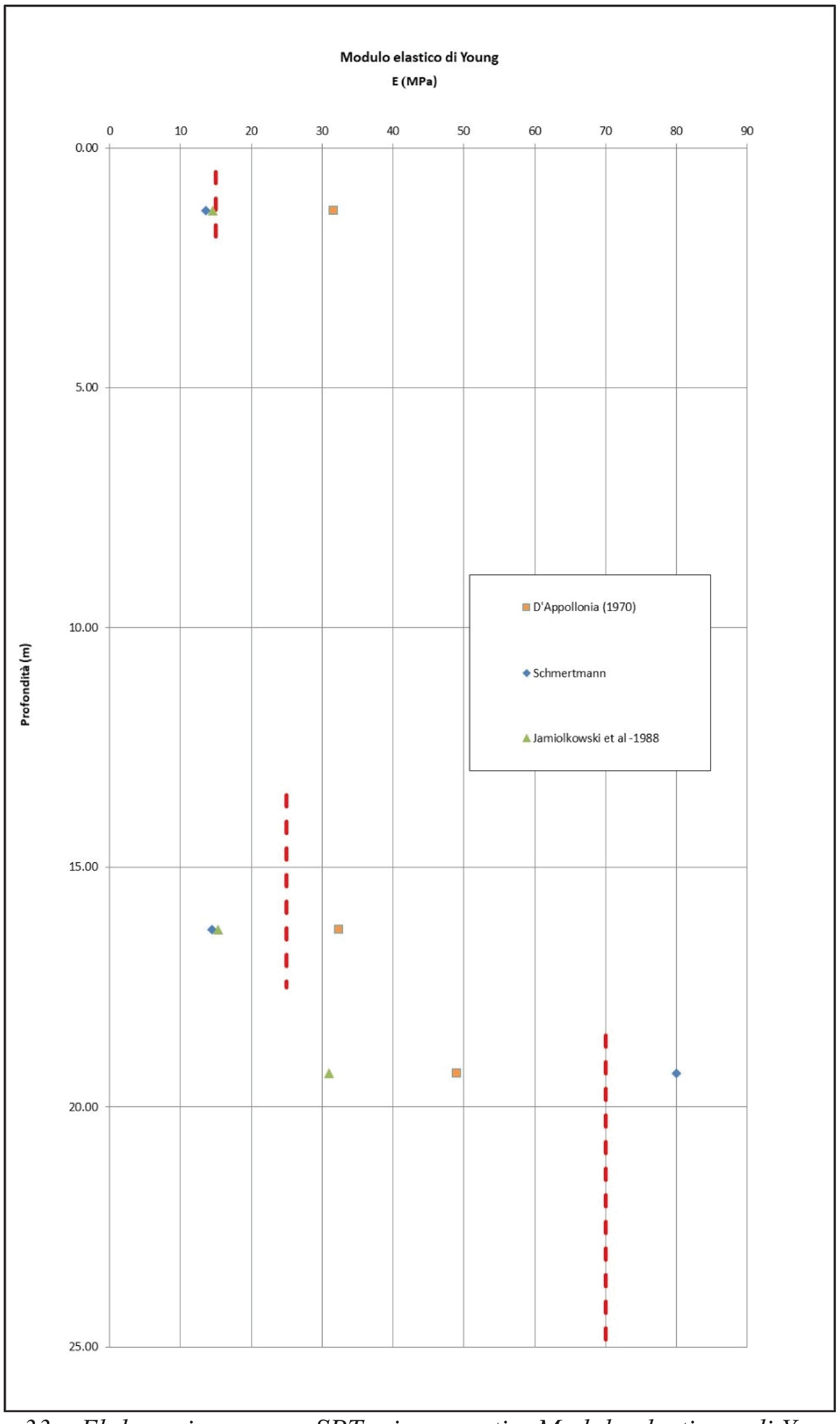


Figura 33 – Elaborazione prove SPT – incoerenti – Modulo elastico o di Young (E')

7 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa dello specifico problema geotecnico.

La definizione del modello geotecnico del volume di terreno tecnicamente significativo è stata eseguita sulla base dell'interpretazione e dell'elaborazione dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche effettuate in sito nonché delle risultanze (e suoi post-processamenti) delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati. L'intero set di dati ha permesso di configurare un quadro di conoscenze sufficiente per la definizione dell'assetto litostratigrafico e geotecnico dei termini litologici interessati dalle opere in progetto.

Riferendosi al modello geologico del sito descritto nella relazione geologica di riferimento (doc. IA8E00D69RGGE0001001A - Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica), sintetizzato nel capitolo 4 del presente documento, si evidenzia che, anche sulla base dei dati geotecnici esperiti, la successione litotecnica di progetto può essere rappresentata dalle seguenti unità geotecniche:

<u>Unità 1</u>

, fino a profondità di circa 2m per il settore di interesse, è rilevata un'unità di natura incoerente composta da sabbie medio-fini limose, di natura carbonatica con sparsa sabbia grossa, da poco a mediamente addensata ; appartenente alla formazione delle *Calcareniti di Monte Castiglione*; superficialmente è individuabile un terreno antropico di riporto granulometricamente assimilabile a limo e sabbia ghiaiosa, di colore scuro, di spessore indicativo sino a 0.5m per il settore di interesse.

Con riferimento, infine, alla stima di un valore dell'angolo di attrito di stato critico (angolo volume costante), nella tabella riassuntiva dei parametri geotecnici si fornisce una stima del valore medio dell'angolo di attrito a volume costante, calcolato con riferimento all'approccio introdotto in par. 6.1.

Unità 1			
ϕ cv	**24.0**	[°]	
γ	18.9	[kN/m3]	
H	1.25	[m]	
σ'vo	23.6	[Kpa]	pressione geostatica media ricorrente
σ'n	15.3	[Kpa]	livello tens. medio a rottura (σ'vo+2σ'h)/3
Dr	0.40		
Ir	1.8		Indice di dilatanza (Bolton, 1986)
Q	10.0		
ϕ picco	**32.9**	[°]	(ϕ p= ϕ cv + 5 x Ir)

Unità 2

, fino ad una profondità variabile da 13.5 a 17.20m dal p.c. (mediamente 15m circa), è rappresentata da unità coesiva (argille limose)ascrivibile alla *formazione delle Argille di Bradano (Argille Subappennine)*, talora con presenza sporadica sabbiosa (debolmente sabbiosa); dal punto di vista geotecnico e funzionale (ai fini della sicurezza) al progetto, si è distinta tale unità in tre sotto-unità in relazione alla consistenza (da consistente a molto/estremamente consistente) e delle proprietà meccaniche esperite in sede di laboratorio e da prove in situ, laddove le prove (edometrica e rigidezza del suolo da prove MASW) segnalano variazioni apprezzabili del parametro di deformabilità di lungo termine (modulo edometrico) nella fattispecie, unitamente al parametro di resistenza non drenata.

Unità 3

, fino ad una profondità variabile da 17.2 a 20.5m dal p.c. (mediamente 19m circa), è rappresentata da un'unità incoerente composta da sabbie medio-fini con presenza di livelli limo-argillosi, di natura carbonatica appartenenti alla *formazione delle Argille di Bradano (Argille Subappennine)*, mediamente addensate. A questo riguardo, e come per la precedente unità geotecnica incoerente (unità1), nella tabella riassuntiva dei parametri geotecnici si fornisce una stima del valore medio dell'anbolo d'attrito a volume costante calcolato con riferimento all'approccio introdotto in par. 6.1.

Unità 3			
ϕ cv	**28.0**	[°]	
γ	19.5	[kN/m3]	
H	17	[m]	
σ'vo	290.0	[Kpa]	pressione geostatica media ricorrente
σ'n	181.7	[Kpa]	livello tens. medio a rottura (σ'vo+2σ'h)/3
Dr	0.50		
Ir	1.2		Indice di dilatanza (Bolton, 1986)
Q	10.0		
ϕ picco	**34.2**	[°]	(ϕ p= ϕ cv + 5 x Ir)

Unità 4

, 17.2 a 20.5m dal p.c. (mediamente 19m circa), è rappresentata un'unità geotecnica rappresentata da sabbie ghiaiose con presenza di livelli limosi; talora con apprezzabile presenza di ghiaie (oltre i 25m – vds. Sondaggio S02); talora con debole grado di cementazione; l'unità è di natura carbonatica e facente parte della medesima formazione

geologica della precedente unità. Lo stato di addensamento è da addensato a molto addensato. Anche in questo caso, si fornisce una stima del valore medio conferibile per l'angolo di attrito a volume costante, determinato con riferimento all'approccio introdotto in par. 6.1.

Unità 4			
ϕ cv	**32.0**	[°]	
γ	19.5	[kN/m3]	
H	22	[m]	
σ'vo	340.0	[Kpa]	pressione geostatica media ricorrente
σ'n	188.1	[Kpa]	livello tens. medio a rottura (σ'vo+2σ'h)/3
Dr	0.70		
Ir	2.1		Indice di dilatanza (Bolton, 1986)
Q	10.0		
ϕ picco	**42.5**	[°]	(ϕ p= ϕ cv + 5 x Ir)

Tutto ciò premesso ed in considerazione degli interventi previsti nell'ambito del progetto definitivo, della disponibilità/rappresentatività dei dati geognostici esperiti (misure dirette), si ritiene che il volume significativo possa essere rappresentato dalle unità geotecniche sinora descritte e riassunte in figura seguente, fino alla profondità rappresentativa di 25m p.c., da ritenersi adeguata alle esigenze di progetto.

La falda è rinvenuta a quota -13m circa dal p.c., ovvero 1.5m circa al di sopra della quota s.l.m.

STAZIONE NASISI - MODELLO GEOTECNICO

Unità geotecniche	Descrizione	z iniz (m da p.c.)	z fin (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m³)	Tipo di terreno	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	Angolo di resistenza al taglio ϕ'cv (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo edometrico (MPa)	Modulo Eu (non drenato) (MPa)	K media (m/s)
R	Riporto antropico (corpo stradale)	0	0.5	0.5	18	GG	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Sabbie medio-fini limose da poco a mediam. addensate	0.5	2	1.5	19.5	GG	40 - 50	32 - 34	24 - 25	-	-	12 - 18	-	-	-
2a	Argille limose deb. sabbiose ed argille limose e/o con limo con sporadiche lamine sabbiose e, talora, rare screziature organiche. Da consistente a molto consistente	2	7.5	5.5	19.5	GF	-	24 - 25		5 - 10	80 - 100	-	8 - 12	50 - 70	3.50E-09
2b	Argille limose deb. sabbiose ed argille limose e/o con limo con sporadiche lamine sabbiose, talora rare screziature organiche. Consistenti	7.5	11.5	4	19.5	GF	-	24 - 25		5 - 10	70 - 80	-	6 - 8	30 - 50	7.00E-09
2c	Argille limose deb. sabbiose ed argille limose e/o con limo con sporadiche lamine sabbiose e, talora, rare screziature organiche. Molto consistenti.	11.5	15	3.5	19.5	GF	-	24 - 25		20 - 30	140 - 160	-	10 - 14	90 - 110	7.00E-09
3	Sabbia mediofine limosa e/o limo e sabbia mediamente addensata	15	19	4	20	GG	50	33 - 35	27 - 29	-	-	20 - 30	-	-	6.50E-07
4	Sabbia ghiaiosa e limosa con frazione sabbiosa da fine a medio-grossa; presenza di ghiaia arrotondata/subarrotondata. Molto addensato	19	25	6	20	GG	70	40 - 42	31 - 33	-	-	60 - 80	-	-	1.50E-07

Figura 34 – Modello geotecnico ai fini delle analisi di progetto

8 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

Il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che causano una riduzione della tensione efficace nel terreno e quindi una riduzione della resistenza al taglio:

$$\tau_f = (\sigma - u) \cdot tg\varphi'$$

Se la pressione interstiziale u aumenta fino ad eguagliare la pressione totale σ, la pressione efficace si annulla e la resistenza al taglio si azzera portando a fluidificazione il terreno.

La probabilità che un deposito incoerente raggiunga le condizioni di liquefazione dipende da molteplici fattori tra i quali:

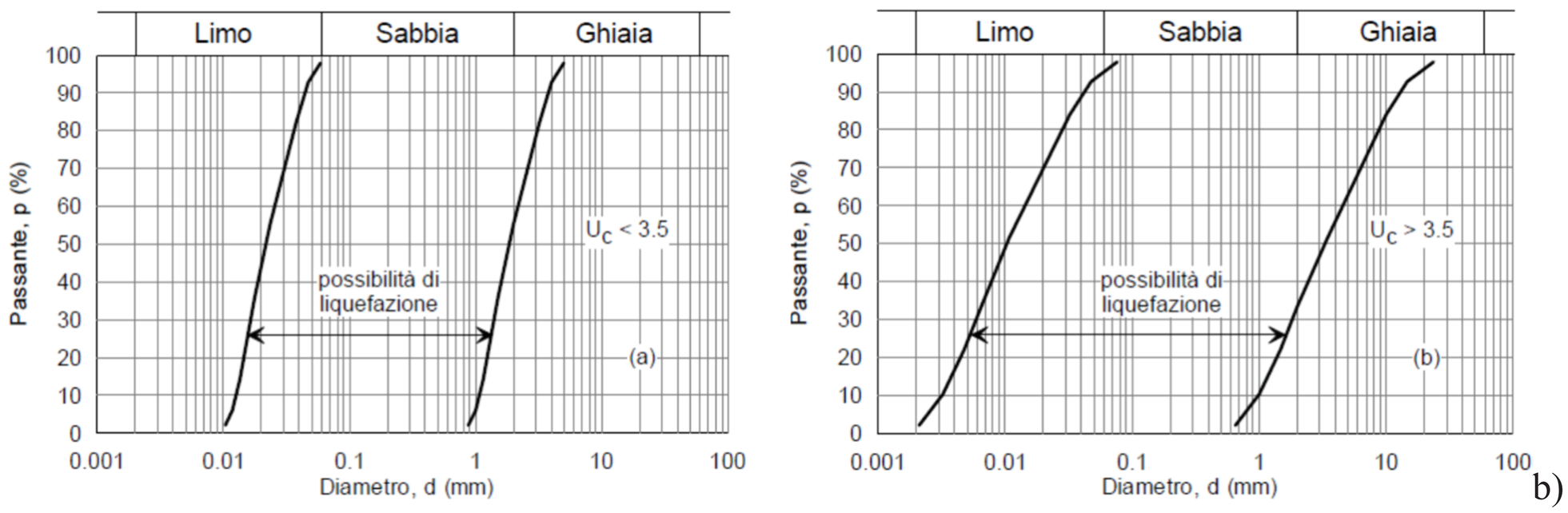
- proprietà geotecniche del terreno (stato di addensamento, composizione granulometrica);
- condizioni di drenaggio;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Ad un minore grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) corrisponde un aumento della probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per la modalità di dissipazione della pressione interstiziale in eccesso.

Secondo quanto riportato nelle nuove “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC-2018) è necessario controllare la presenza di strati di terreno sabbiosi che possono essere potenzialmente soggetti a fenomeni di liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Secondo quanto previsto dalle NTC2018 (capitolo 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$; dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti.



a) b)

Figura 35 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione. Terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 (a) e terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5 (b).

Con riferimento, quindi, alla descrizione stratigrafica di cui alle colonne stratigrafiche precedentemente illustrate ed escludendo le unità coesive individuate, ci si sofferma sulle unità sabbioso-limose rilevate a quota compresa tra 13.5÷17 sino a 17.2÷20.5m, sature (in falda), mediamente addensate, per le quali i valori alla penetrazione dinamica SPT hanno restituito il valore minimo N_{SPT} =18. Per le restanti unità inferiori, di natura sabbioso-ghiaiosa, le prove

SPT conferisco gradi di addensamento particolarmente elevati (prove SPT a rifiuto; $(N_1)_{60} >> 30$), pertanto ci si soffermerà sul solo dato individuato come rappresentativo della condizione di maggiore esposizione al rischio.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

La verifica è condotta con riferimento all'approccio proposto dalla A.G.I. "*Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee guida*" (Appendice E) – ed. 2005) confrontando il rapporto di resistenza ciclica CRR ed il rapporto di tensione ciclica CSR; in particolare (Idriss, Boulanger – 2004).

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è valutato come segue,

$$CRR = exp\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right] \times K_\sigma \times K_\alpha$$

, con

$K_\sigma = [1-C_\sigma \ln(\sigma'_v/p_a)]$, e $C_\sigma = 1/[\ 18.9-2.55\times((N_1)_{60})^{0.5}\ ]$

$$K_\alpha = a + b\exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)$$

, con i coefficienti

$$a = 1267 + 636\cdot\alpha^2 - 634\exp(\alpha) - 632\exp(-\alpha)$$
$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3\cdot\alpha^2 + 1.31\ln(\alpha + 0.0001\right]$$
$$c = 0.138 + 0.126\cdot\alpha + 2.52\cdot\alpha^3$$

espressi in funzione del rapporto di tensione tangenziale (α) tra la tensione tangenziale statica e la tensione verticale efficace; il parametro ξ_R espresso come segue:

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100 \cdot p_0'}{p_a}\right)} - D_R$$

, funzione della densità relativa e del carico geostatico normalizzato.

Il valore normalizzato del valore N_{SPT} , *($N_1)_{60CS}$ (clean sand)* è calcolato come segue:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + exp\left[1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right]$$

, con *FC* pari alla frazione di fine presente e col valore normalizzato $(N_1)_{60}$ determinato come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

, con

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

e con i coefficienti di rendimento energetico C_E, di dimensione del foro C_B , di dimensione del foro C_B , di correzione lunghezza aste C_R e per il tipo di campionatore C_S , pari ad 1 (da "*Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee guida*" (Appendice E) – ed. 2005).

Il rapporto di tensione ciclica CSR è valutato come segue,

$$\mathrm{CSR} = \frac{\tau_{\mathrm{AV}}}{\sigma_V'} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_V}{\sigma_V'}\right) \cdot r_d \cdot \frac{1}{\mathrm{MSF}}$$

, con

- σ_v e σ'_v = tensione verticale totale ed efficace del terreno alla profondità considerata,
- MSF fattore di scala per la magnitudo, pari a:

$MSF = 6.9e^{\frac{-M}{4}} - 0.058$ per M>5.2

$MSF = 1.8$ per M≤5.2

- r_d, coefficiente di riduzione dell'azione sismica con la profondità, valutato come segue.

$$r_d = e^{\alpha(z)+\beta(z)M}$$

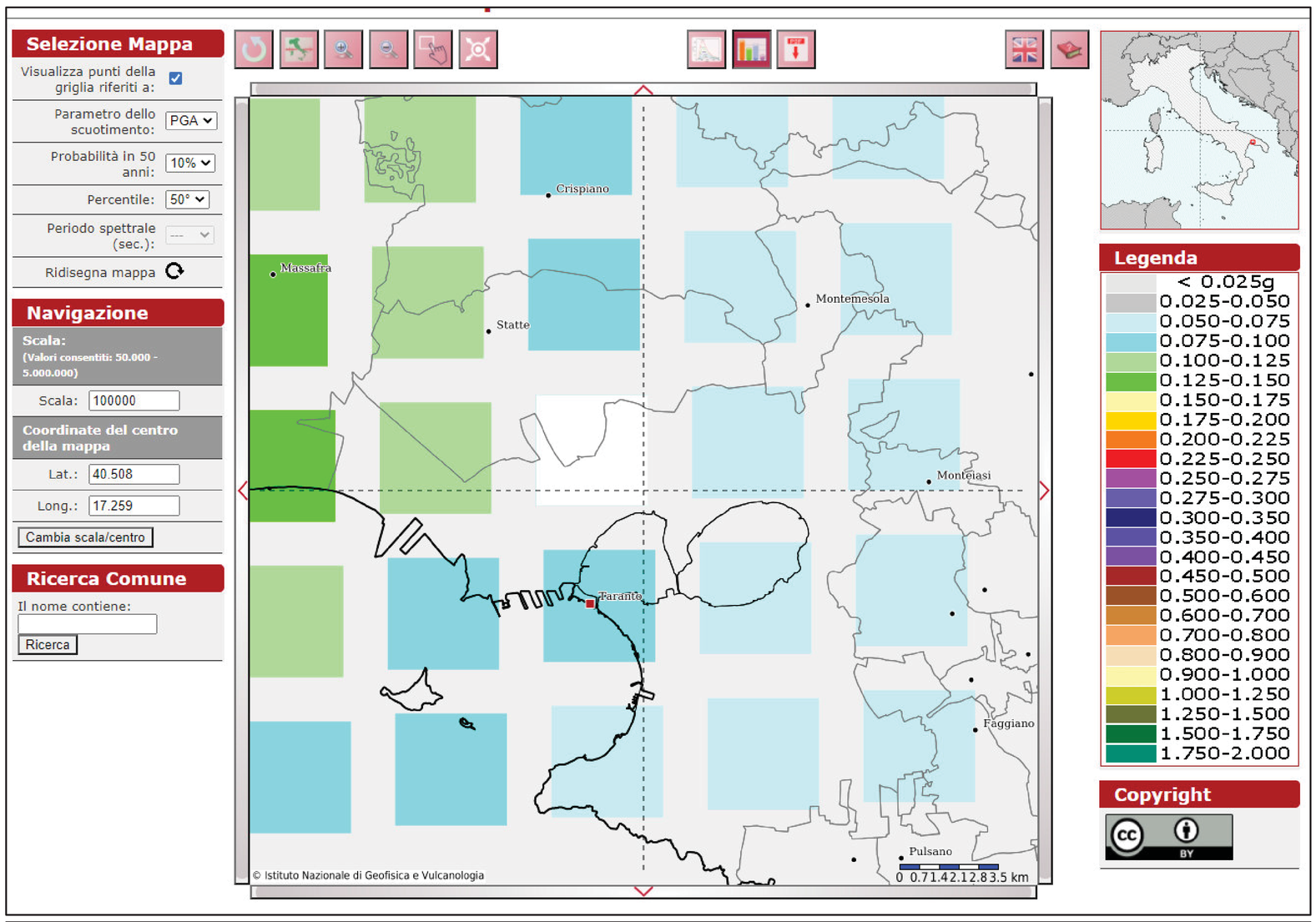
, con

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126\,\mathrm{sen}\left(\frac{z}{11{,}73} + 5.133\right) \qquad \beta(z) = 0.106 + 0.118\,\mathrm{sen}\left(\frac{z}{11{,}28} + 5.142\right)$$

Per la definizione della magnitudo di riferimento, gli eventi sismici di riferimento per una data probabilità di accadimento sono individuabili a partire dalle mappe interattive di pericolosità sismica prodotte dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nell'ambito del Progetto S1. Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05°. Le mappe riportano due parametri dello scuotimento, calcolati per diversi periodi e probabilità di superamento: a(g) (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA) e Se(T) (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo T, in accelerazione). Per ogni nodo della griglia di riferimento è inoltre possibile ottenere i risultati dell'analisi di disaggregazione (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa a(g), oltre ai valori medi di M-D-ε (magnitudo, distanza, epsilon).

Come richiesto dalle NTC, le categorie di suolo sono determinate sulla base dei risultati delle prove geofisiche tipo MASW eseguite nell'ambito del presente progetto.

Nella figura che segue si riassumono gli scenari aventi una probabilità di accadimento di almeno il 10% in 50 anni e si fornisce il loro contributo percentuale alla definizione della pericolosità sismica del sito.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni
(Coordinate del punto: lat. 40.523 lon. 17.239)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	6.8900	11.5000	5.4500	1.7600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	9.5700	19.7000	12.6000	5.1600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	1.5100	4.2700	3.9600	2.1400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.1740	0.9120	1.2300	0.8400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0004	0.1510	0.4190	0.3590	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0088	0.1370	0.1620	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0310	0.0709	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0036	0.0345	0.0187	0.0363	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0365	0.1240	0.2640	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0316	0.2070	0.3860	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0195	0.3390	0.7450	0.4420	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0036	0.3200	1.0700	1.0900	0.0183	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1560	0.8780	1.1100	0.0673	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0562	0.5600	0.8150	0.0750	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0140	0.2790	0.3770	0.0595	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0035	0.2460	0.2650	0.0443	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.1390	0.1840	0.0324	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0485	0.1260	0.0239	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0144	0.0871	0.0180	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0042	0.0519	0.0108	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.13	26.8	0.952

Figura 36 – Grafico di disaggregazione e magnitudo di riferimento

Nella seguente scheda di verifica si riporta, infine, l'esito favorevole della verifica sinora descritta (CRR/CSR=4.13 >> 1).

Verifica alla liquefazione da SPT

a_{max}/g al p.c.		**0.153**		Accelerazione di picco al piano campagna
σv	(tensione totale alla prof, considerata)	**320**	[kPa]	
$\sigma'v$	(tensione efficace alla prof. considerata)	**288**	[kPa]	
z	(profondità considerata)	**16.5**	[m]	
	rd_M	**0.57**		
CSR	**(rapporto di tensione ciclica)**	**0.063**		
	Magnitudo	**5.13**	(http://esse1-gis.mi.ingv.it/)	LAT. 40.50824 - LONG. 17.2589111,314
	rapporto MSF ($CSR_M/CSR_{M=7,5}$)	**1.8**	1.863171	

Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove NSPT

Nspt		**18**		
CN	0.565522074	**0.57**	(Boulanger e Idriss, 2004 - sull'esponente, vedi linee guida AGI pag.352)	
CE		**1**	(Cestari, 1994 - vedi linee guida AGI pag.352)	
CB		**1**		
CR		**1**		
CS		**1**		
(N1)60	(valore normalizzato e corretto)	**10.19**		
(N1)60 cs		**15.77**		

Dr	**0.40**	inserire
$C\alpha$	**0.097561**	0.097561
$K\sigma$	**0.896801**	0.896801

(si corregge il valore per la presenza del contenuto di fine FC che determina un aumento di CRR)

FC	(contenuto percentuale di fine)	**49.0**	%	0,075 mm vaglio 200

α	**0.2**	(0,1÷0,3)	**a**	**0.789373**
Q	**10**	quarz	**b**	**0.066047**
ξR	**-0.28817**		**c**	**0.264**
$K\alpha$	**0.985466**			

CRR	**(Boulanger e Idriss - linee guida AGI pag.353)**	**0.163656**

FSL	CRR / CSR	**4.13**	**VERIFICATO**
Coefficiente di sicurezza			