

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA

TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD

RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA

LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE-PIAZZALI E VIABILITÀ

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS6K 00 R 78 RG GE0600 004 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	G. Ficorella	Agosto 2022	V. Maccaroni	Agosto 2022	P. Mosca	Agosto 2022	Francesco SACCHI

File: RS6K00R78GEGE0006001A.DOC

n. Elab.:

ITAFERR SpA
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direz. Tecnica
S.O. Progettazione Integrata e Field Engineering
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Indirizzo degli Ingegneri: Roma n. 2372

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE	7
3.1	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2019	8
3.1.1	<i>Prove di permeabilità</i>	9
3.1.2	<i>Misure piezometriche</i>	10
3.1.3	<i>Prove di laboratorio</i>	11
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	13
4.2	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	13
4.2.1	<i>Depositi incoerenti</i>	14
4.2.2	<i>Depositi coesivi</i>	20
4.3	UNITÀ Q (LIMO ARGILLOSO SABBIOSO)	24
4.4	UNITÀ Qcs1 (SABBIE, SABBIE LIMOSE)	25
4.5	UNITÀ QA (ARGILLA LIMOSA GRIGIO AZZURRA)	27
4.6	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	52
4.7	FALDA	53
5	CLASSIFICAZIONE SISMICA	54
5.1.1	<i>Categoria di sottosuolo</i>	55
5.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto</i>	56
5.1.3	<i>Magnitudo</i>	58

6	LIQUEFAZIONE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.1	GENERALE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.2	METODOLOGIE DI ANALISI	61
6.2.1	<i>Analisi basate su prove SPT</i>	63
6.2.2	<i>Analisi basate sulle onde di taglio VS</i>	65
6.3	RISULTATI ANALISI LIQUEFAZIONE	66
6.3.1	<i>Risultati analisi liquefazione</i>	66
6.3.2	<i>Conclusioni delle analisi di valutazione del rischio di potenziale liquefazione</i>	69
7	ANALISI DI STABILITA'	70
7.1	PREMESSA.....	70
7.2	METODOLOGIE DI CALCOLO	70
7.3	SEZIONI DI CALCOLO	71
7.4	RISULTATI.....	72
8	APPENDICE B. ANALISI DI STABILITA'. TABULATI DI CALCOLO SLIDE	73
8.1	ANALISI STATICA SLU-SCARPATA LOCALE.....	73

1 PREMESSA

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica relativa alla viabilità dell'Arcia nell'ambito del Progetto Definitivo degli interventi di miglioramento degli standard di sicurezza delle gallerie del Lotto 2 (Niscemi-Gela) della tratta Caltagirone-Gela.

In particolare nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate;
- classificazione sismica del sito; analisi del rischio di potenziale liquefazione;
- verifiche di stabilità delle scarpate;
- piani di posa

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- N.1. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).
- N.2. Circolare applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni – circolare n. 7 del 21-01-2019.
- N.3. RFI DTC SI CS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II- sezione 3. Corpo stradale.
- N.4. RFI DTC SI CS SP IFS 004 D – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili. Parte II – sezione 5. Opere in terra e scavi.

2.2 **Documenti di riferimento**

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

- D.1. RS3K 02 D78F6 GE0006001 A – Linea Caltagirone-Gela, lotto 1: Caltagirone-Niscemi. Progetto Definitivo. Profilo longitudinale geotecnico-Dell’Arcia lato Nord.
- D.2. RS3K 02 D78W9 GE0006001 A – Linea Caltagirone-Gela, lotto 1: Caltagirone-Niscemi. Progetto Definitivo. Sezione trasversale geotecnica PT04.
- D.3. RS4N 00 R69NZ GE0001003 A – Tratta ferroviaria Caltagirone-Gela. Ripristino tratta Caltagirone-Gela. Viabilità di accesso e piazzale di emergenza all’imbocco della Galleria dell’Arcia Nord. Carta geologica-geomorfologica e profilo geologico.
- D.4. Monitoraggio piezometrico da Febbraio 2020 a Luglio 2020.
- D.5. RS3K 01 D69SG GE0005004 A – Linea Caltagirone-Gela, lotto 2 Niscemi-Gela. Interventi di miglioramento degli standard di sicurezza delle gallerie. Progetto Definitivo. Indagini geognostiche eseguite per il miglioramento degli standard di sicurezza della Galleria dell’Arcia Nord. Sondaggi S18, S19 ed S22.
- D.6. RS3K 01 D69IG GE0005002 A – Linea Caltagirone-Gela, lotto 2 Niscemi-Gela. Interventi di miglioramento degli standard di sicurezza delle gallerie. Progetto Definitivo. Indagini geofisiche eseguite per il miglioramento degli standard di sicurezza della Galleria dell’Arcia Nord.
- D.7. RS3K 01 D69PR GE0005006 A – Linea Caltagirone-Gela, lotto 2 Niscemi-Gela. Interventi di miglioramento degli standard di sicurezza delle gallerie. Progetto Definitivo. Miglioramento degli standard di sicurezza della Galleria dell’Arcia Nord. Prove di laboratorio eseguite sui campioni dei sondaggi S18, S19 ed S22.

2.3 Programmi di calcolo utilizzati

- Slide 7 prodotto da Rocscience. Programma di calcolo per le verifiche di stabilità.
- “CED” prodotto da G. Guiducci versione di Aprile 1999, Studio Tecnico Associato Sintesi Rimini (RN), Italia. Programma di calcolo adottato per la valutazione dei cedimenti.

In definitiva, con riferimento al paragrafo 10.2 del D.M. 14.01.2018 e relativa Circolare esplicativa si dichiara che:

- i risultati dei calcoli eseguiti con l'utilizzo del calcolatore sono stati verificati dal progettista;
- i risultati presentati nelle forme allegate al progetto ne garantiscano la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità;
- l'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata attraverso esame preliminare, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
- la validazione dei codici di calcolo è stata verificata sia per confronto con soluzioni semplificate con metodi tradizionali, sia dall'esame della documentazione fornita dal produttore/distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione generale del codice.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel lotto 2 della linea ferroviaria Catania centrale – Gela, ripristino tratta Niscemi - Gela, sono previste le seguenti opere:

- NV02 - Viabilità di accesso al "Piazzale dell'Arcia (di emergenza 2)";
- PT03 - Piazzale Emergenza galleria Dell'Arcia lato Nord;
- PT04 - Piazzale per fabbricato Dell'arcia lato sud;
- Fabbricati tecnologici di relativa pertinenza.

Per quanto concerne la viabilità dell'Arcia (ubicata in corrispondenza dell'imbocco Nord della GN dell'Arcia) si tratta di una viabilità praticamente a raso. L'opera più rilevante è un muro di sostegno lato piazzale PT03. Per gli scavi provvisori per fare le opere si prevedono scarpate con pendenza 2 (verticale) / 3 (orizzontale), e berma di larghezza 2 m per altezze di scavo maggiori di 5 m.

Le fondazioni dei fabbricati sono di tipo diretto in relazione alle buone caratteristiche meccaniche e bassa deformabilità dei terreni di fondazione che sono prevalentemente incoerenti sabbiosi nell'ambito delle profondità di interesse.

4 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Al fine di caratterizzare i terreni presenti in tutta l'area di intervento è stata condotta una campagna geognostica nel 2020 dalla società *Vicenzetto S.r.l.* di Villa Estense (PD).

Nei seguenti paragrafi vengono descritte nel dettaglio le indagini in sito ed in laboratorio eseguite nella suddetta campagna di indagine, per i dettagli si rimanda ai certificati stratigrafici.

4.1 Campagna geognostica del 2020

Nel corso del presente studio sono state analizzate le seguenti indagini geognostiche eseguite nell'area di studio:

- n. 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 30 m dal piano campagna, dei quali S18 strumentato per l'esecuzione di prove sismiche in foro tipo Down-Hole e S19, S22 strumentati con piezometro a tubo aperto;
- n. 1 prova sismica Down-Hole, eseguita nel foro di sondaggio S18;
- n. 2 prove sismiche MASW (Vs), eseguite nell'intorno dei fori dei sondaggi S19 e S22;
- n. 3 prove sismiche HVSR, eseguite nell'intorno dei fori di sondaggio S18, S19, S22.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state inoltre effettuate le seguenti attività:

- rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografie a colori del materiale depositato in cassetta;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- misure di Pocket Penetrometer e Vane Test nelle carote di sondaggio nei livelli coesivi;
- esecuzione di prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc;
- prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- rilievo del livello di falda nei piezometri installati.

In tabella seguente si sintetizzano le attività svolte in sito.

Il sondaggio S22 è ubicato un po' più distante rispetto agli altri due sondaggi, viene comunque considerato in quanto ha intercettato le stesse formazioni geotecniche.

Tabella 1 – Riepilogo delle indagini in sito eseguite nella campagna 2020

Sigla	Profondità [m]	Quota boccaforo s.l.m. [m]	N. prove SPT [-]	n. campioni rimaneggiati	n. campioni indisturbati	n. prove Lefranc	Strumentazione
S18	30.0	235.00	9	1	3	2	DH [30 m]
S19	30.0	225.10	9	2	5	2	TA [1 ÷ 20m]
S22	30.0	250.05	9	1	3	2	TA [1 ÷ 20m]

DH: prova sismica Down-Hole [profondità di prova]
 TA: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]

4.1.1 Indagini sismiche

Per la viabilità sono state eseguite le seguenti indagini sismiche:

- prova Down-Hole nel foro di sondaggio S18 ($V_{s,eq} = 276$ m/s);
- indagine Masw e HVR in prossimità del foro di sondaggio S19 ($V_{s,eq} = 296$ m/s);
- indagine Masw e HVR in prossimità del foro di sondaggio S22 ($V_{s,eq} = 408$ m/s).

4.1.2 Prove di permeabilità

Nel corso della campagna di indagine sono state eseguite n. 6 prove di permeabilità in foro tipo Lefranc a carico variabile, due per ogni sondaggio. Le prove sono sintetizzate in tabella seguente.

Tabella 2 – Prove di permeabilità eseguite nella campagna 2020

Sondaggio/n. prova	Profondità prova (da m a m)	K (m/s)	Unità investigata
S18/Lefranc n. 1	2.5 – 3.0	4.9E-06	Qcs1
S18/Lefranc n. 2	18.5 – 19.0	2.2E-07	Qa
S19/Lefranc n. 1	2.5 – 3.0	9.6E-07	q
S19/Lefranc n. 2	16.5 – 17.0	1.8E-08	Qa
S22/Lefranc n. 1	4.0 – 4.5	1.5E-06	Qcs1
S22/Lefranc n. 2	15.5 – 16.0	2.4E-07	Qcs1

4.1.3 Misure piezometriche

Allo scopo di indagare l'effettiva presenza di falde idriche sotterranee e il relativo andamento della superficie piezometrica, nel corso della campagna di indagine geognostica sono stati acquisiti dati di monitoraggio relativi alle strumentazioni piezometriche installate. Sono disponibili letture da Febbraio 2020 fino a Luglio 2020; ad oggi le attività di monitoraggio risultano ancora in corso.

Nelle tabelle seguenti sono indicate le misure piezometriche espresse in profondità da p.c.. Nell'ambito del periodo monitorato, le oscillazioni del livello di falda sono piccole (< 0.2 m).

Tabella 3 – Tabelle Letture piezometriche in m da p.c.

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	11-02-2020	13-03-2020	22-04-2020	12-05-2020	08-06-2020	09-07-2020	MAX soggiacenza (m da pc)	MIN soggiacenza (m da pc)	MEDIA (m da pc)
S19	225.10	-5.55	-5.35	-5.45	-5.35	-5.40	-5.48	-5.55	-5.35	-5.43
S22	250.05	-16.80	-16.70	-16.70	-16.70	-16.70	-16.70	-16.80	-16.70	-16.72

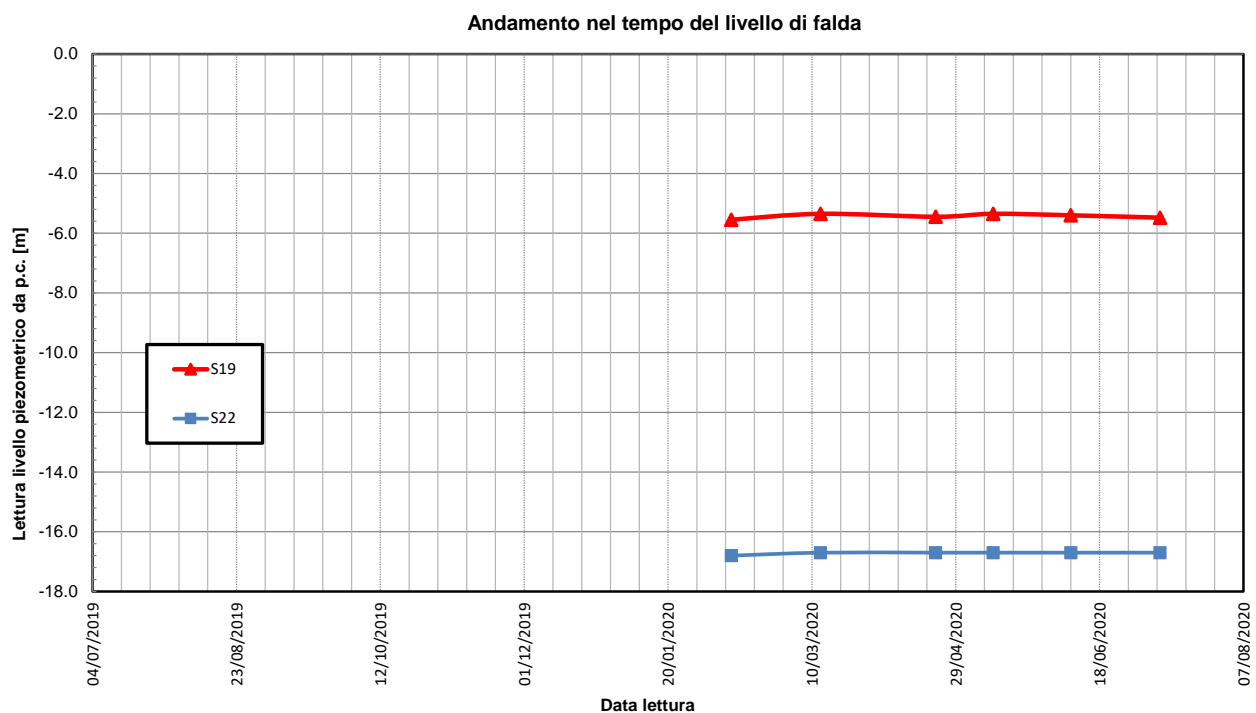


Figura 1 – Andamento nel tempo del livello di falda (m di profondità da p.c.)

4.1.4 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati nei sondaggi stratigrafici descritti al paragrafo precedente, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio geotecnico (laboratorio SGALab di Morciano di Romagna, Rimini):

- aperture e descrizioni del campione;
- determinazioni delle proprietà fisiche (peso di volume, contenuto naturale d'acqua);
- analisi granulometriche complete;
- determinazione dei Limiti di Atterberg;
- classificazioni USCS e AASHTO;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali non consolidate non drenate (Tx UU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (Tx CID);
- prove di compressibilità edometrica.

Nella seguente tabella si riporta un riepilogo delle prove di laboratorio geotecnico eseguite.

Per il riepilogo delle prove di laboratorio effettuate si rimanda al documento D.7.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	12 di 77

Tabella 4 – Laboratorio campagna 2020

Sondaggio	-	S18	S18	S18	S18	S19	S19	S19	S19	S19	S19	S19	S22	S22	S22	S22
Campione	-	R1	C2	C3	C4	R1	R2	C3	C4	C5	C6	C7	R1	C2	C3	C4
Tipo	-	rim	ind	ind	ind	rim	rim	ind	ind	ind	ind	ind	rim	ind	ind	ind
Unità	-	Qcs1	Qa	Qa	Qa	q	Qa	Qa	Qa	Qa	Qa	Qa	Qcs1	Qcs1	Qa	Qa
Prof.	m	4.50	20.00	25.00	29.50	4.50	8.60	11.50	16.00	20.00	25.00	29.50	5.00	20.00	25.00	29.00
Granulometria																
G	%	13.1	0.5	0.1	0.0	0.5	0.6	2.8		0.0	0.0	0.0	7.1	0.0		0.0
S	%	71.2	8.4	6.3	0.3	75.0	42.7	1.8		0.4	2.3	3.5	85.7	65.9		9.0
L+A	%	15.7	91.1	93.6	99.7	24.5	56.7	95.4		99.6	97.7	96.5	7.2	34.1		91.0
L	%	9.1	67.2	66.1	58.1	12.9	32.0	50.8		60.3	57.9	58.2	0.0	25.0		51.2
A	%	6.7	24.0	27.6	41.5	11.6	24.6	44.5		39.3	39.8	38.4	0.0	9.2		39.9
Limiti di Atterberg																
W _L	%		31.0	32.0	41.0			52.0		49.0	43.0	34.0				32.0
W _P	%		21.0	23.0	22.0			23.0		25.0	24.0	22.0				21.0
I _p	-		0.86	0.72	0.95			1.13		1.10	1.06	1.15				0.92
I _c	%		10.0	9.0	19.0			29.0		24.0	19.0	12.0				11.0
Caratteristiche fisiche																
γ _N	kN/m ³		20.3	19.6	20.2	20.0		20.1		20.0	20.0	19.1	19.6	19.8		19.7
w _N	%		22.4	25.5	22.9			19.1		22.6	22.8	20.2		22.3		21.9
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)																
E _{ed}	kPa		20141.0	11965.0				15302.0		17050		10155		16529		9001.0
c _v	m ² /s		1.51E-07	5.23E-07				1.45E-08		3.49E-08		8.61E-08		1.35E-07		2.04E-07
k	m/s		7.37E-11	4.29E-10				9.28E-12		2.01E-11		8.31E-11		7.99E-11		2.22E-10
Resistenza non drenata																
(TX-UU) c _u	kPa							328.0								190.0
(TX-ELL) c _u	kPa															
Resistenza drenata																
(TD) c	kPa		3.1	3.9	3.3					1.8		12.4		29.3		19.4
(TD) f	°		30.1	31.6	28.4					28.0		29.1		31.7		28.3
(TX-CID) c	kPa					16.0					37.0					
(TX-CID) f	°					29.5					26.0					

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale del tracciato in esame, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte in sito ed in laboratorio.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate lungo il tracciato, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto.

Nel profilo stratigrafico longitudinale sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato l'andamento del livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia di dettaglio lungo il tracciato ed in corrispondenza delle opere d'arte in progetto.

5.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- **Unità q:** sabbie limose con inclusi clasti litoidi, limo sabbioso argilloso (deposito eluvio-colluviale; olocene);
- **Unità Qcs1:** sabbie, sabbie limose di colore giallastro;
- **Unità Qcs1a:** limo argilloso sabbioso di colore giallastro;
- **Unità Qcs2:** sabbia limosa localmente quarzosa con intercalazioni di areniti-biocalcareniti;
- **Unità Qa:** argilla limosa grigio-azzurra talora con intercalazioni sabbiose siltose.

5.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento ai risultati delle:

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati;
- indagini sismiche (prove Down-Hole, MASW).

5.2.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati stimati principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espresse.

Stato di addensamento

Correlazione di Skempton

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 5. Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5+43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)_{sc}}{1+2 \cdot (ko)_{nc}}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma_{vo}')}}}$$

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_r = densità relativa (-).

σ_{vo}' = pressione verticale efficace in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione.

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_r = (10.297 + N_{SPT}^{2.4142}) - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann, De Mello) di seguito illustrate. Generalmente, la correlazione di Bolton ha fornito valori dell'angolo di

resistenza al taglio inferiori rispetto alla correlazione di Schmertmann. Cautelativamente per la definizione dei parametri di resistenza di progetto si è fatto riferimento ai valori minimi ottenuti dalle correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\begin{aligned} \phi &= 38.5 + 0.108 \cdot D_R && \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme} \\ \phi &= 34.5 + 0.10 \cdot D_R && \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata} \\ \phi &= 31.5 + 0.115 \cdot D_R && \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata} \\ \phi &= 28.0 + 0.14 \cdot D_R && \text{sabbia fine uniforme} \end{aligned}$$

essendo: D_r = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata cautelativamente per l'unità Qcs1 la correlazione valida per sabbia fine uniforme, per l'unità Qcs2 la correlazione valida per la sabbia medio-fine.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\begin{aligned} \phi' &= \phi'_{cv} + m \cdot DI \\ DI &= D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1 \end{aligned}$$

essendo:

ϕ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa ($^\circ$);

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10;

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff}$ kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume $p'_f = 1.4 \cdot 272 = 380$ kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente ($^{\circ}$)). Nel nostro caso si assume $m=3$;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 6 Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5

σ_2' = tensione principale efficace intermedia
 σ_3' = tensione principale efficace minore

I valori dell'angolo di attrito ϕ_{cv}' sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base della relazione riprotata nel "Kulhawy" (vedasi tabella seguente) in base alla descrizione del materiale ed alle prove granulometriche di laboratorio. Nel caso specifico per l'angolo di attrito ϕ_{cv}' si è assunto $\phi_{cv}' = 32^{\circ}$ per l'unità Qcs1 e cautelativamente $\phi_{cv}' = 27^{\circ}$ per l'unità q.

Tabella 7 Valori dell'angolo di attrito ϕ'_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\phi_{cv}' = 38^{\circ}$	$\phi_{cv}' = 34^{\circ}$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\phi_{cv}' = 33^{\circ}$	$\phi_{cv}' = 30^{\circ}$

Tabella 8 Valori dell'angolo di attrito ϕ'_{cv} per sabbie - Kulhawy

$$\bar{\phi}_{cv} = 36^{\circ} + \Delta\phi_1 + \Delta\phi_2 + \Delta\phi_3 + \Delta\phi_4 + \Delta\phi_5$$

in which: $\Delta\phi_1$ = correction for particle shape
 $\Delta\phi_1 = -6^{\circ}$ for high sphericity and subrounded shape
 $\Delta\phi_1 = +2^{\circ}$ for low sphericity and angular shape
 $\Delta\phi_2$ = correction for particle size (effective size, d_{10})
 $\Delta\phi_2 = -11^{\circ}$ for $d_{10} > 2.0$ mm (gravel)
 $\Delta\phi_2 = -9^{\circ}$ for $2.0 > d_{10} > 0.6$ (coarse sand)
 $\Delta\phi_2 = -4^{\circ}$ for $0.6 > d_{10} > 0.2$ (medium sand)
 $\Delta\phi_2 = 0$ for $0.2 > d_{10} > 0.06$ (fine sand)
 $\Delta\phi_3$ = correction for gradation (uniformity coefficient, C_u)
 $\Delta\phi_3 = -2^{\circ}$ for $C_u > 2.0$ (well-graded)
 $\Delta\phi_3 = -1^{\circ}$ for $C_u = 2.0$ (medium graded)
 $\Delta\phi_3 = 0$ for $C_u < 2.0$ (poorly graded)
 $\Delta\phi_4$ = correction for relative density (D_r)
 $\Delta\phi_4 = -1^{\circ}$ for $0 < D_r < 0.5$ (loose)
 $\Delta\phi_4 = 0$ for $0.5 < D_r < 0.75$ (intermediate)
 $\Delta\phi_4 = +4^{\circ}$ for $0.75 < D_r < 1.00$ (dense)
 $\Delta\phi_5$ = correction for type of mineral
 $\Delta\phi_5 = 0$ for quartz
 $\Delta\phi_5 = +4^{\circ}$ for feldspar, calcite, chlorite
 $\Delta\phi_5 = +6^{\circ}$ for muscovite mica

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, MASW);
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

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 (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m³;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

V_s = velocità delle onde di taglio in m/sec.

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT} / 50\%)^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C = 53.3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la Tabella 9);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la Tabella 10).

Tabella 9 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 10 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Nel caso in esame è stato assunto:

$$f_A = 1,3;$$

$$f_G = 1,14.$$

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0,25} \cdot (\sigma_v')^{0,14} \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C=49$ per sabbie (unità Qcs1);

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità "operativi" (E'_{op1}) da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op2}' = E_0/10$).

5.2.2 Depositi coesivi

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.

Classificazione

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

- Analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio che sono essenzialmente prove:

- Taglio diretto e prove triassiali per la resistenza in tensioni efficaci;
- Triassiale non consolidata non drenata (TXUU) per la resistenza in condizioni non drenate.

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetometer (PP) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, Masw);
- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti. Questi valori sono stati confrontati poi con i risultati derivanti dalle correlazioni per l'interpretazione delle prove in sito SPT.

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale (G_0) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata.

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976) $E_u = k \cdot c_u$; il coefficiente k è valutato con il grafico di figura seguente.

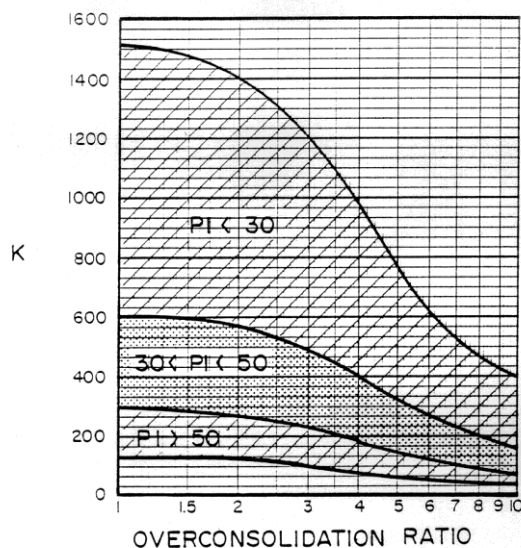


Figura 2 – Duncan & Buchigani

Caratteristiche di consolidazione

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale sono stati determinati dalle prove edometriche di laboratorio e con correlazioni empiriche in funzione del limite liquido (LL), vedasi ad esempio le seguenti:

$$c_v = \exp [-10.552 + (164.074/LL)] \quad [cm^2/s]$$

$$c_v = 0.009 (LL - 0.1) \quad [cm^2/s] \text{ NAVFAC-DM 7.1. (1971)}$$

Il coefficiente di consolidazione secondaria, è stato stimato con la correlazione proposta nel NAVFAC-DM 7.1 (1982, vedasi figura seguente), in funzione del contenuto naturale di acqua (w_n).

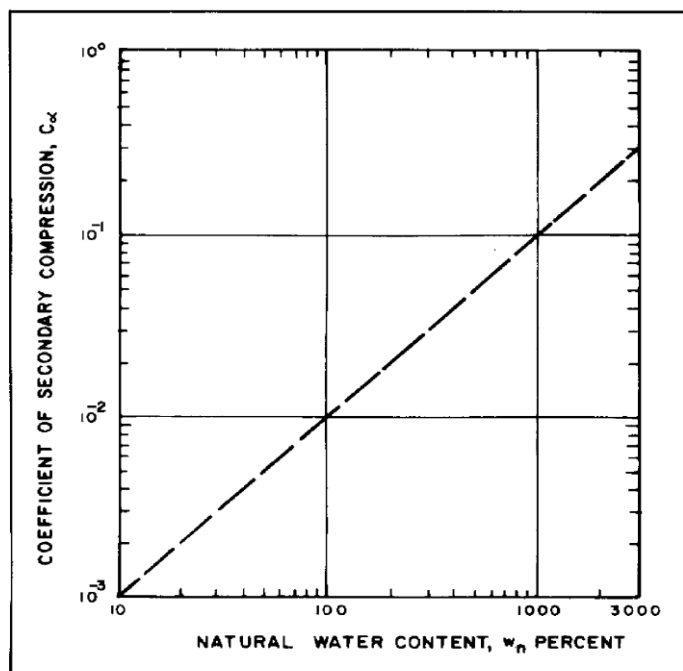


Figura 3 – Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da w_n (NAVFAC, 1982)

Nei paragrafi che seguono verranno riportati a confronto per le varie unità geotecniche tutti i risultati delle prove in sito e dell'interpretazione delle prove eseguite.

5.3 Unità q (sabbia limosa, limo sabbioso argilloso eluvio colluviale)

Si tratta di depositi eluvio-colluviali costituiti da sabbia limosa e limo sabbioso argilloso. Localmente è stato intercettato nel sondaggio S19 nei primi 6 m da p.c..

E' disponibile una sola prova SPT che ha fornito un valore pari a 16 colpi/30 cm (vedasi [Figura 6](#)).

Nell'unità geotecnica in esame è stato prelevato un campione rimaneggiato, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi [Figura 13](#)):

- percentuale di ghiaia pari a 0.5%;
- percentuale di sabbia pari a 75%;
- percentuale di fine (limo+argilla) pari a 24.5%, con percentuale di limo pari a 13% e percentuale di argilla pari a 11.5%.

Il peso di volume naturale misurato è pari a 20 kN/m³ (vedasi [Figura 16](#)).

Parametri di resistenza:

Per la definizione dei parametri di resistenza è disponibile una prova di laboratorio eseguita su un campione rimaneggiato (e quindi ricostituito per l'esecuzione della prova) che ha dato coesione drenata 16 kPa ed angolo di resistenza al taglio 29.5° (vedasi [Figura 22](#), [Figura 23](#), [Figura 24](#)). In [Figura 25](#) si riportano i valori delle tensioni risultanti della prova di laboratorio nel piano τ - σ' , da cui si osserva che per il materiale si può assumere come valori di progetto $\varphi' = 30^\circ$ e $c' = 0$ kPa.

In [Figura 8](#) sono mostrati i valori dell'angolo di resistenza al taglio stimati da prove in sito (SPT) da cui si individua un valore minimo di 32°.

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle correlazioni in base alle prove sismiche Masw (Masw-S19 per i primi 6m di profondità) e dalle correlazioni in base alle prove SPT (vedasi [Figura 10](#), [Figura 11](#), [Figura 12](#)). Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 170 \div 220$ m/s

velocità delle onde di taglio

$G_0 = 55 \div 95$ MPa

modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 140 \div 240$ MPa

modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Caratteristiche di permeabilità:

In corrispondenza dell'unità è disponibile una prova di permeabilità Lefranc che ha dato valore di permeabilità pari a $9.6 \cdot 10^{-7}$ m/s (vedasi [Figura 29](#)).

5.4 Unità Qcs1 (sabbie, sabbie limose)

Si tratta di sabbie, sabbie limose, fossilifere, di colore giallastro. Si rinvennero lungo il tracciato fino alla profondità di 18 m da p.c. (sondaggio S18) (vedasi Figura 4). L'unità Qcs2 è costituita da sabbie limose con intercalazioni di areniti-biocalcareniti che si intercettano frantumate in spezzoni da centimetrici a decimetrici (vedasi Figura 5).

Relativamente all'unità Qcs2 non viene eseguita una apposita caratterizzazione geotecnica in quanto si tratta comunque di strati/lenti di spessore massimo 0.3 – 1.0 m intercalati all'unità prevalente Qcs1. Viene comunque mostrata l'unità nel profilo e nelle sezioni stratigrafiche per evidenziare le zone in cui possono essere intercettati livelli litoidi.



	RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA								
	LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA								
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	FASE R	ENTE 78	TIPO DOC. RG	OPERA GE0600	PROG. 004	REV. A	FOGLIO 26 di 77

Figura 4 – Documentazione fotografica cassetta catalogatrice S18 da 0.0 a 5.0 m (unità Qcs1)



Figura 5 – Documentazione fotografica cassetta catalogatrice S18 da 15.0 a 20.0 m

Le prove SPT hanno fornito valori tra 15 e 30 colpi/30 cm (vedasi [Figura 6](#)).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 40 e 50 % (vedasi [Figura 7](#)).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dalle analisi granulometriche si ha (vedasi [Figura 14](#)):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 13% (media 6%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 66 e 86% (media 74%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 7 e 34% (media 19%) con percentuale di limo compresa fra 9 e 25% e percentuale di argilla compresa fra 7 e 9%.

Il peso di volume naturale misurato è tra 19.6 e 19.8 kN/m³ (vedasi [Figura 16](#)).

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 34 e 35° (vedasi [Figura 8](#)). La correlazione di De Mello fornisce valori dell'angolo di resistenza al taglio maggiori di 35° (vedasi [Figura 9](#)).

Sono inoltre disponibili i risultati di due prove di laboratorio, una su un campione indisturbato (TD) ed una su un campione rimaneggiato, quindi ricostruito per la prova (TX-CID). La prove di laboratorio restituiscono valori di angolo di resistenza al taglio tra 31.7 e 34.8° associata a coesione drenata rispettivamente di 29.3 e 3 kPa (vedasi [Figura 23](#), [Figura 24](#)).

In [Figura 26](#) si riportano i parametri di resistenza delle prove di laboratorio nel piano τ - σ' (sia i valori di picco, che quelli a volume costante) ed i valori di resistenza consigliati caratteristici per il dimensionamento delle nuove opere in progetto:

$\varphi' = 34^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0$ kPa	coesione drenata
$\varphi'_{cv} = 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio a volume costante

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle correlazioni in base alle prove SPT e sismiche Down-Hole (DH-S18 fino a 18 m di profondità) (vedasi [Figura 10](#), [Figura 11](#), [Figura 12](#)). Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 150 \div 300$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_0 = 40 \div 170$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_0 = 110 \div 450$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Caratteristiche di permeabilità:

In corrispondenza dell'unità sono disponibili prove di permeabilità Lefranc che hanno dato valori di permeabilità compresi tra $2 \cdot 10^{-7} \div 5 \cdot 10^{-6}$ m/s (vedasi [Figura 29](#)).

5.5 Unità Qa (argilla limosa grigio azzurra)

Si tratta di argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi grigio azzurre che costituiscono il substrato. Lungo il tracciato sono state intercettate a partire da 6-18.6 m di profondità dal p.c..

Le prove SPT hanno fornito valori tra 20 e 45 colpi/30 cm (vedasi [Figura 6](#)) ad indicare una consistenza da media ad alta.

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dalle analisi granulometriche si ha (vedasi [Figura 15](#)):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 3% (media 0.5%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 0 e 43% (media 8%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 57 e 100% (media 91%) con percentuale di limo compresa fra 32 e 67% (media 56%) e percentuale di argilla compresa fra 24 e 45% (media 36%).

Il limite liquido è compreso generalmente fra 31 e 52% (media 39%); il limite plastico è tra 21 e 25% (media 23%); l'indice di plasticità è tra 9 e 29 % (media 17%). Il contenuto naturale d'acqua è tra 19 e 26% (media 22%) (vedasi [Figura 17](#)). L'indice di consistenza è tra 0.7 e 1.1 (vedasi [Figura 19](#)). Nella Carta di Plasticità di Casagrande il materiale si colloca nella zona delle argille inorganiche di media plasticità (vedasi [Figura 18](#)).

Il materiale secondo la classificazione UNI CNR 10006 è prevalentemente A6, A7-6.

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.0 e 20.3 kN/m³ (vedasi [Figura 16](#)).

Parametri di resistenza:

I valori dei parametri di resistenza sono stati ottenuti dalle prove di laboratorio, i cui risultati sono riportati in [Figura 22](#), [Figura 23](#), [Figura 24](#): $c' = 1 \div 19$ kPa, $\varphi' = 26 \div 32^\circ$. In [Figura 28](#) sono mostrati i valori dell'angolo di resistenza al taglio in funzione dell'indice plastico del terreno secondo la correlazione di Jamiolkowski et al. (1979) da cui si osserva buona corrispondenza con i risultati delle prove di laboratorio.

In [Figura 27](#) si riportano i parametri di resistenza delle prove di laboratorio nel piano τ - σ' , l'involuppo dei parametri di resistenza minimi e massimi dei valori caratteristici assunti per il progetto delle opere:

- parametri di resistenza minimi: $\varphi' = 27^\circ$ angolo di resistenza al taglio; $c' = 5$ kPa coesione drenata
 parametri di resistenza massimi: $\varphi' = 32^\circ$ angolo di resistenza al taglio; $c' = 5$ kPa coesione drenata
 parametri di resistenza medi consigliati: $\varphi' = 29^\circ$ angolo di resistenza al taglio; $c' = 5$ kPa coesione drenata

In **Figura 21** sono riportati i valori di resistenza al taglio non drenata dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove Pocket Penetrometer, Vane Test e dalle prove di laboratorio. Si osservano valori di resistenza al taglio non drenata compresi tra 100 e 330 kPa.

Parametri di deformabilità:

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle correlazioni in base alle prove sismiche Down-Hole (DH-S18 da 18 m di profondità) e Masw (Masw-S19 da 6 m di profondità) e dalle correlazioni in base alle prove SPT (vedasi **Figura 10**, **Figura 11**, **Figura 12**). Viene dato un peso maggiore ai risultati della sismica Down-Hole, in quanto è una prova più precisa rispetto alla sismica Masw. Per l'unità in esame si stima:

$V_s = 200 \div 300$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80 \div 170$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 400$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Dalle prove edometriche di laboratorio eseguite sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- $M = 9 \div 20$ MPa modulo di deformazione edometrico
- $c_v = 1.5 \cdot 10^{-8} \div 5.2 \cdot 10^{-7}$ m²/s (valore medio = $1.7 \cdot 10^{-7}$ m²/s) coefficiente di consolidazione primaria verticale

Caratteristiche di permeabilità:

In corrispondenza dell'unità sono disponibili prove di permeabilità Lefranc che hanno dato valori di permeabilità compresi tra $1.8 \cdot 10^{-8} \div 2.2 \cdot 10^{-7}$ m/s (vedasi **Figura 29**). In figura per completezza di informazione, sono riportati anche i valori stimati dalle prove edometriche di laboratorio che hanno dato valori molto più bassi di quelli delle prove in sito (compresi tra $2 \cdot 10^{-11}$ e $4.3 \cdot 10^{-10}$ m/s), ma ciò è dovuto al fatto che il campione di laboratorio è molto piccolo e quindi non riesce a tenere in conto delle caratteristiche di permeabilità dell'ammasso nel suo complesso.

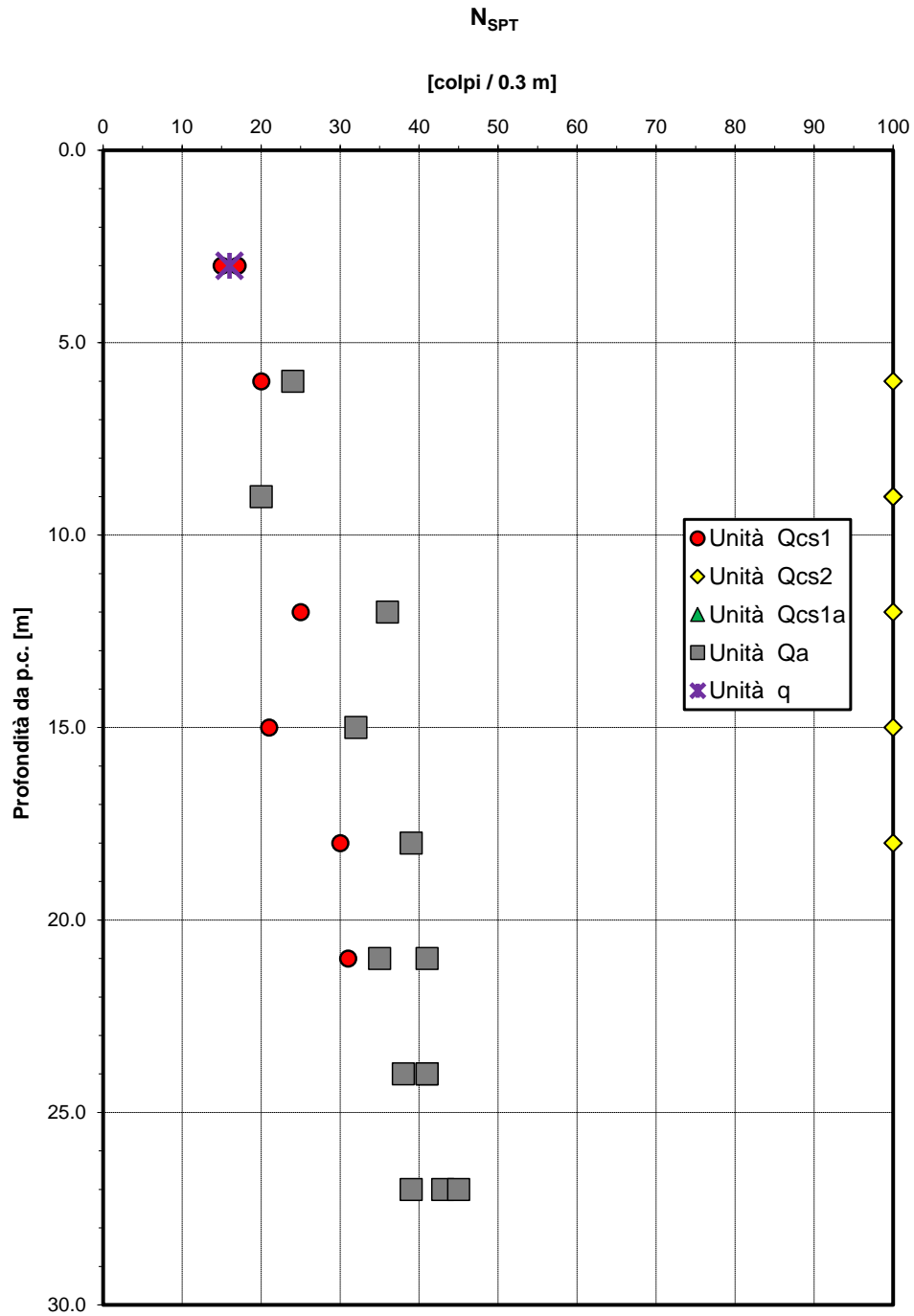


Figura 6 – Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

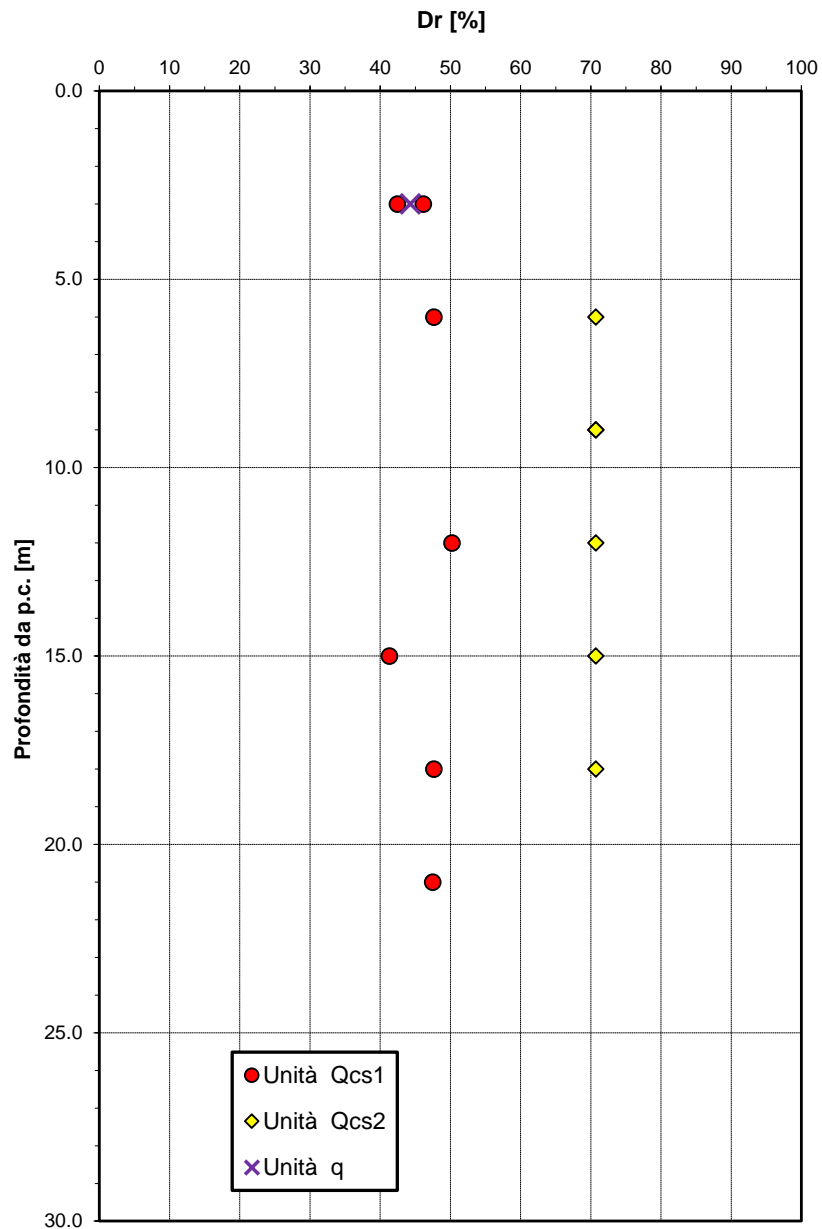


Figura 7 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

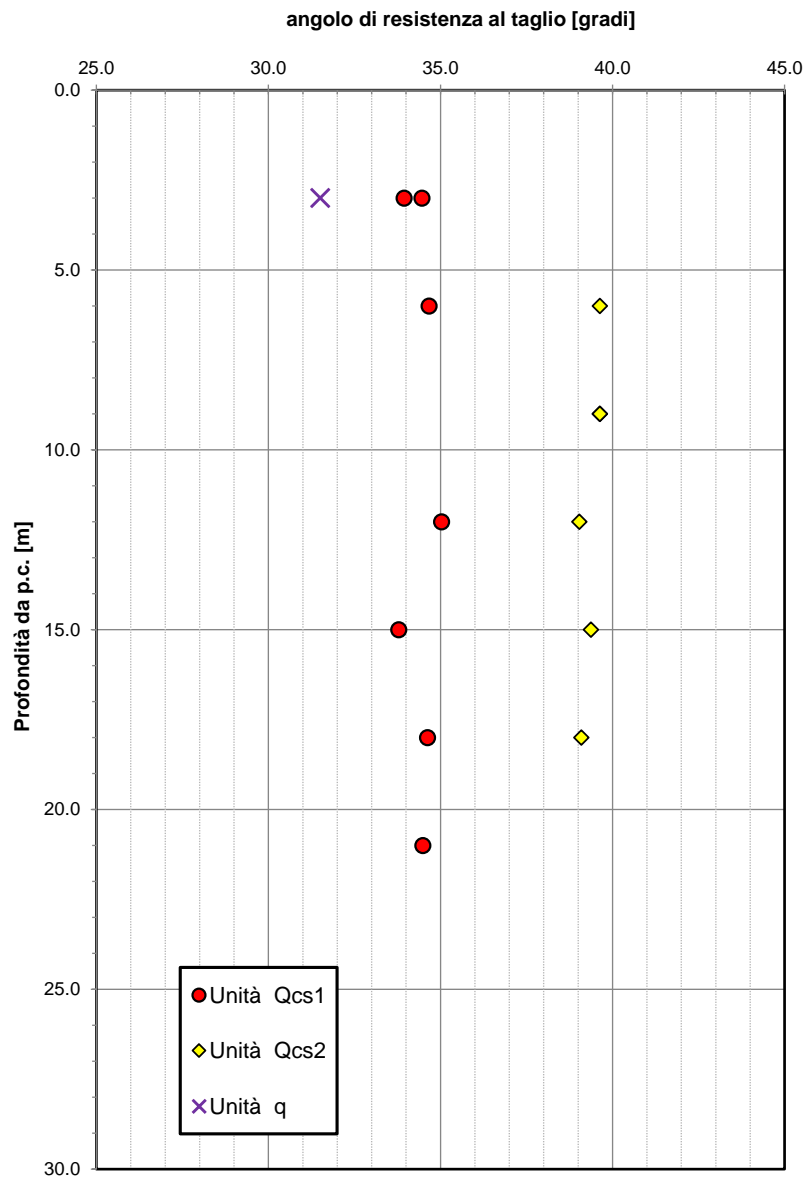


Figura 8 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Correlazione $N_{SPT}-\phi'$, De Mello (1971)

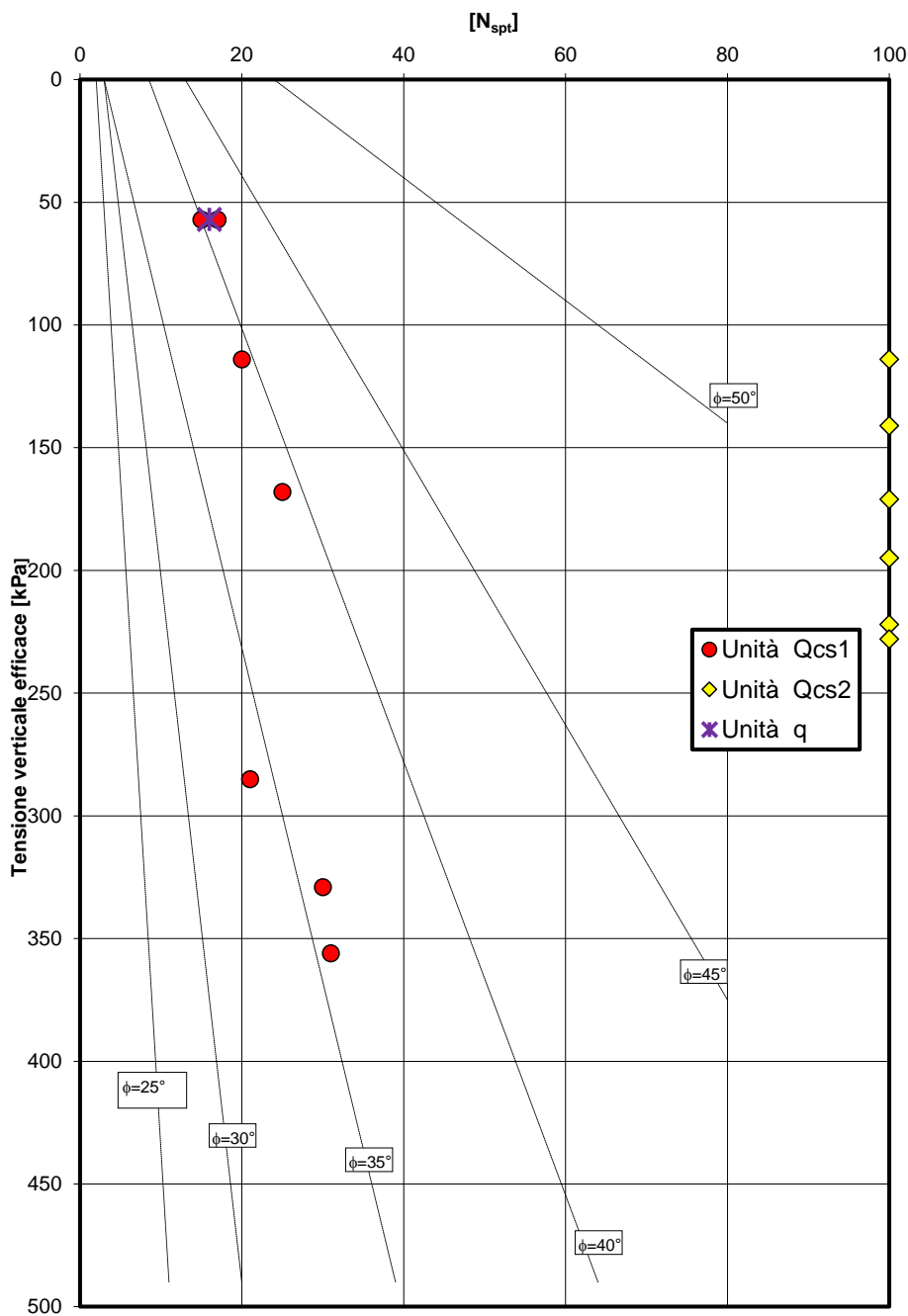


Figura 9 – Correlazione $N_{SPT} - \phi'$ (De Mello)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

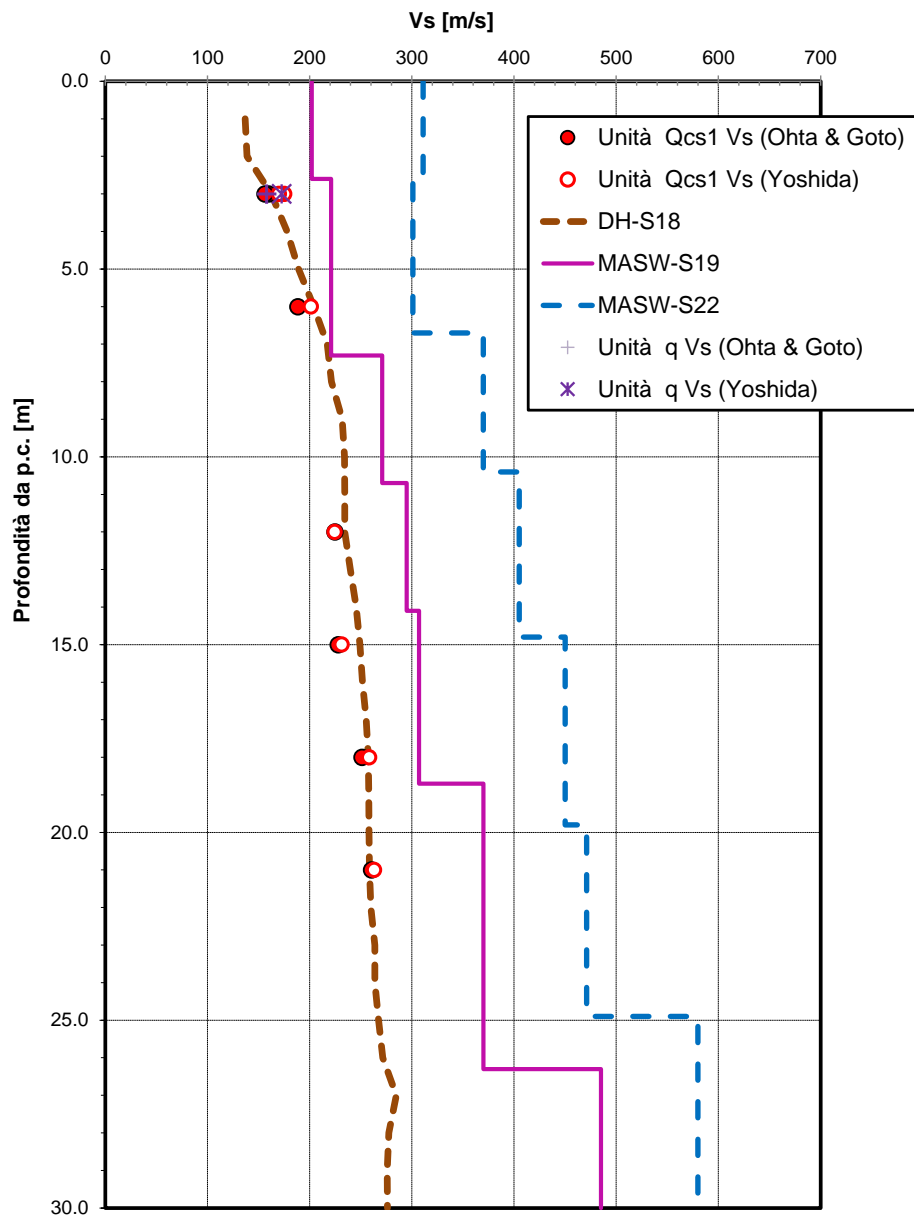


Figura 10 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

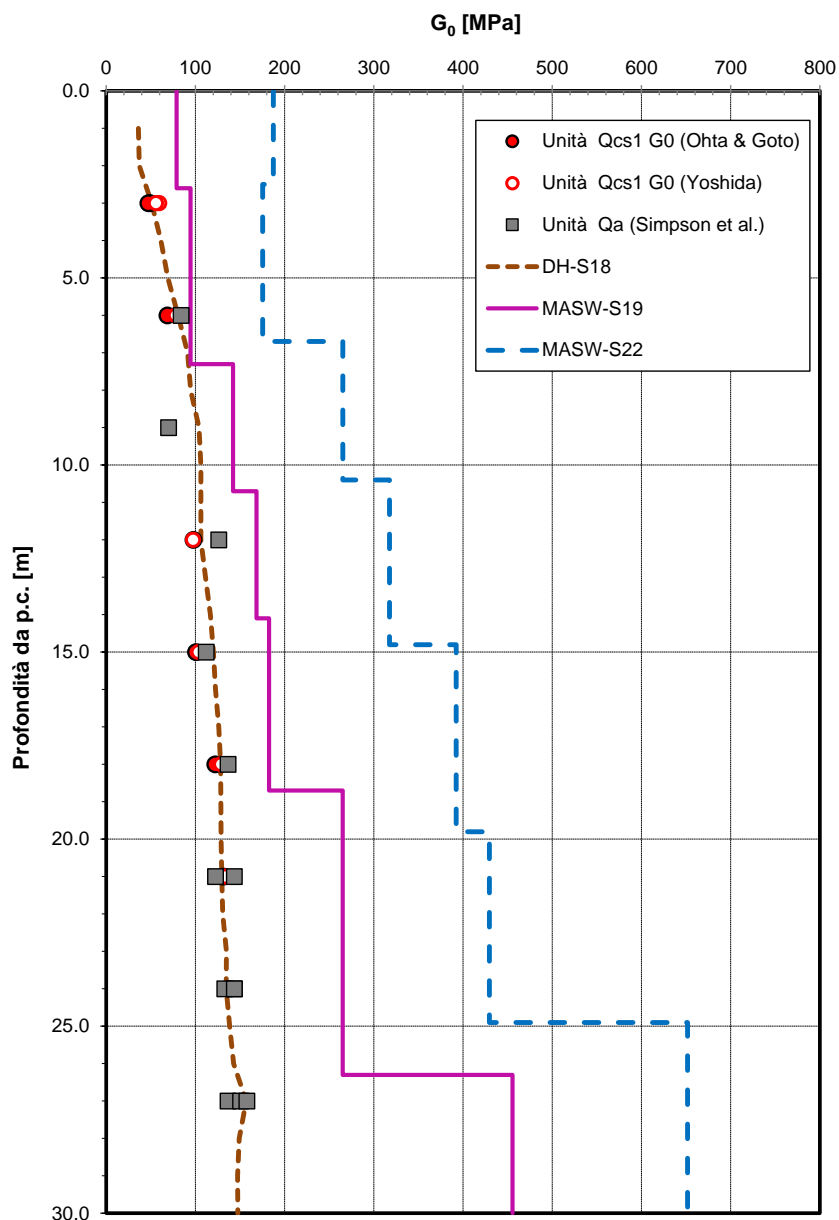


Figura 11 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

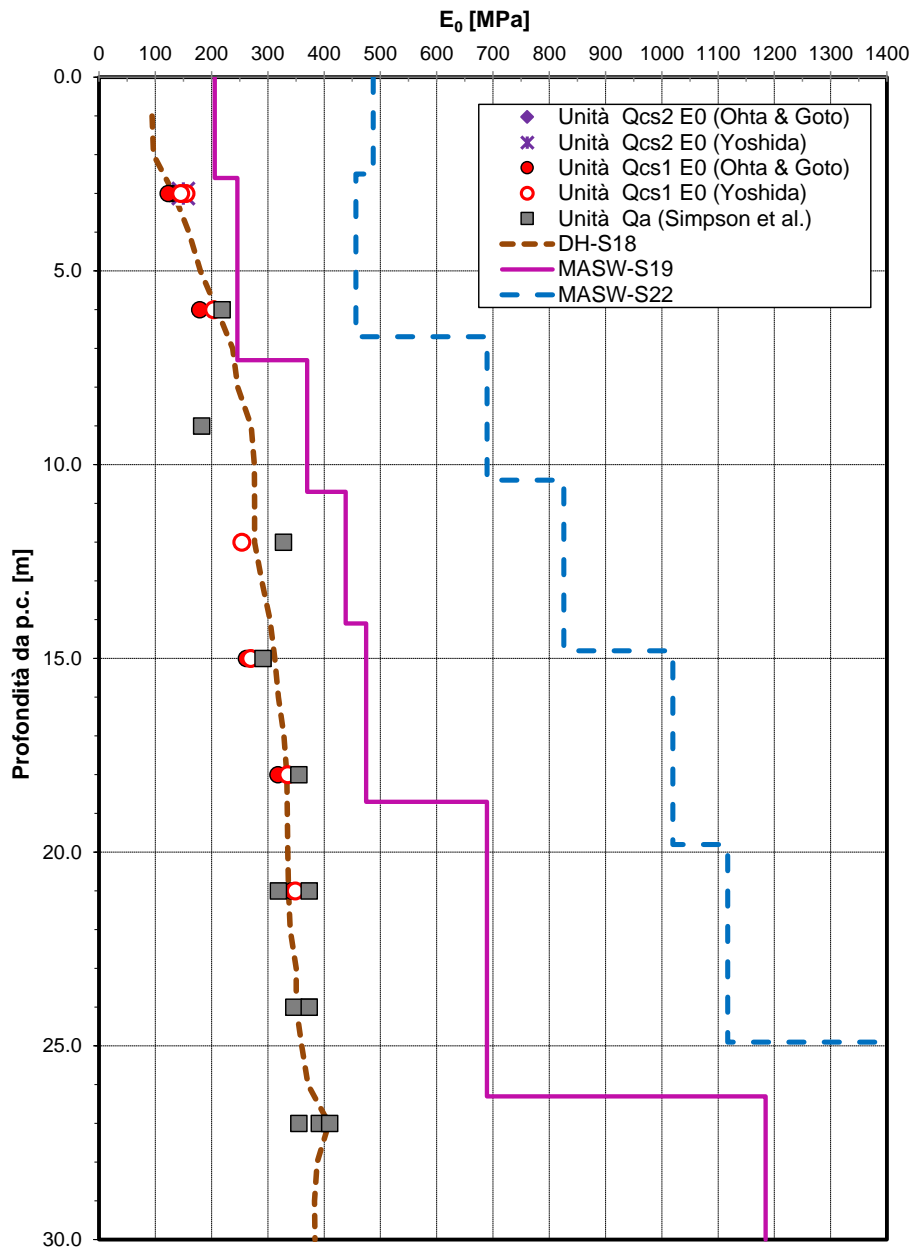


Figura 12 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

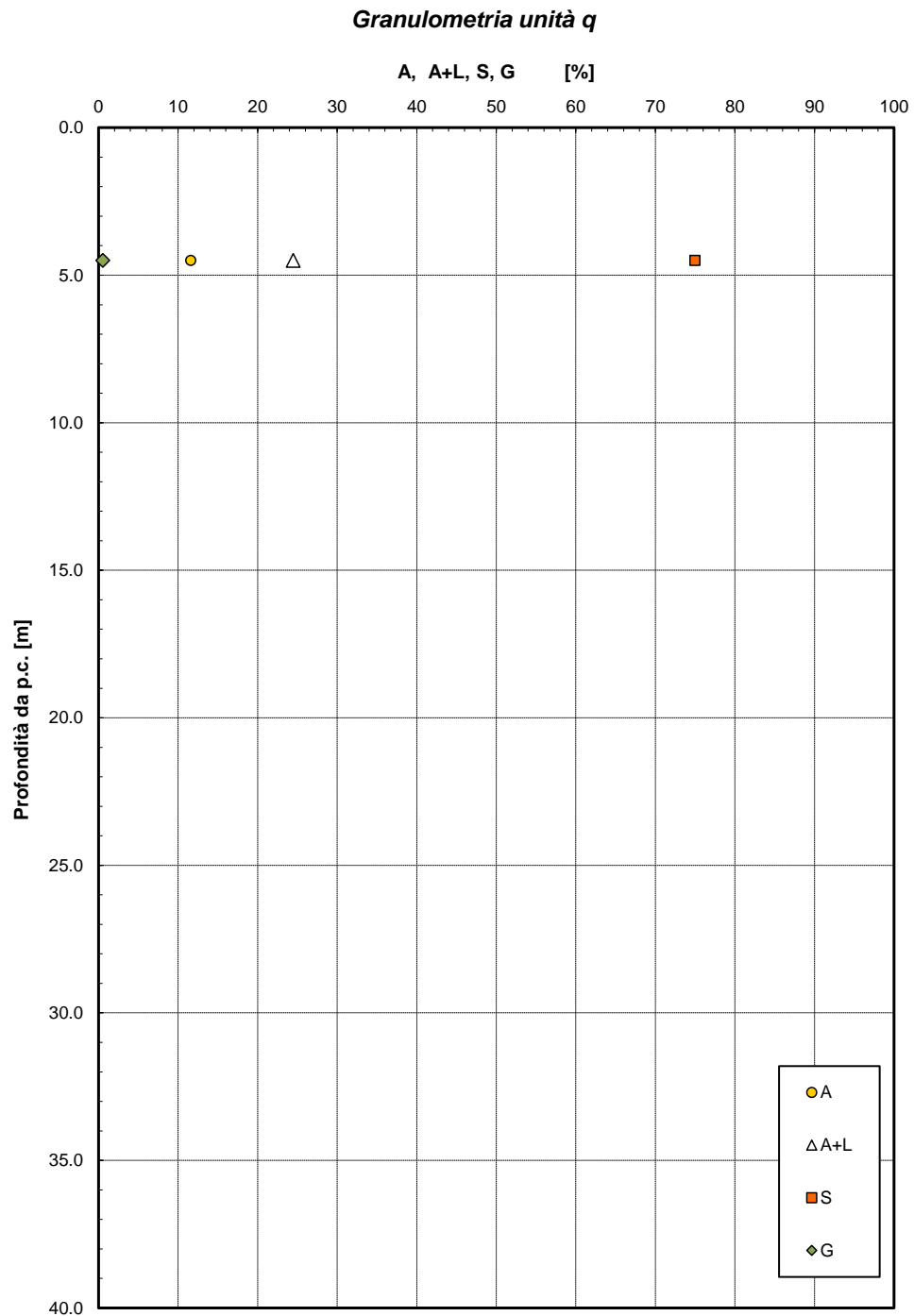


Figura 13 – Analisi granulometrica – Unità q

Granulometria unità Qcs1

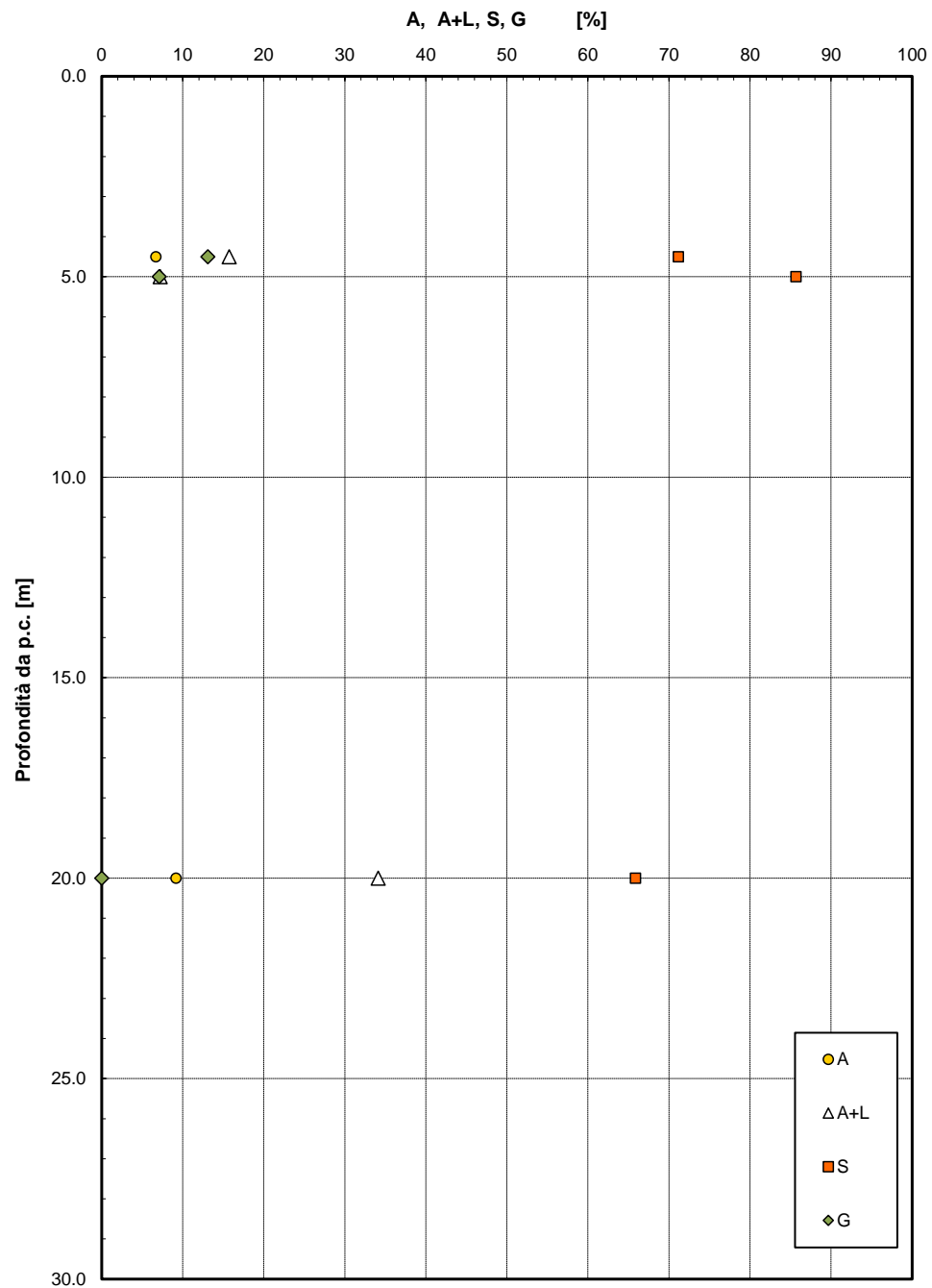


Figura 14 – Analisi granulometrica – Unità Qcs1

Granulometria unità Qa

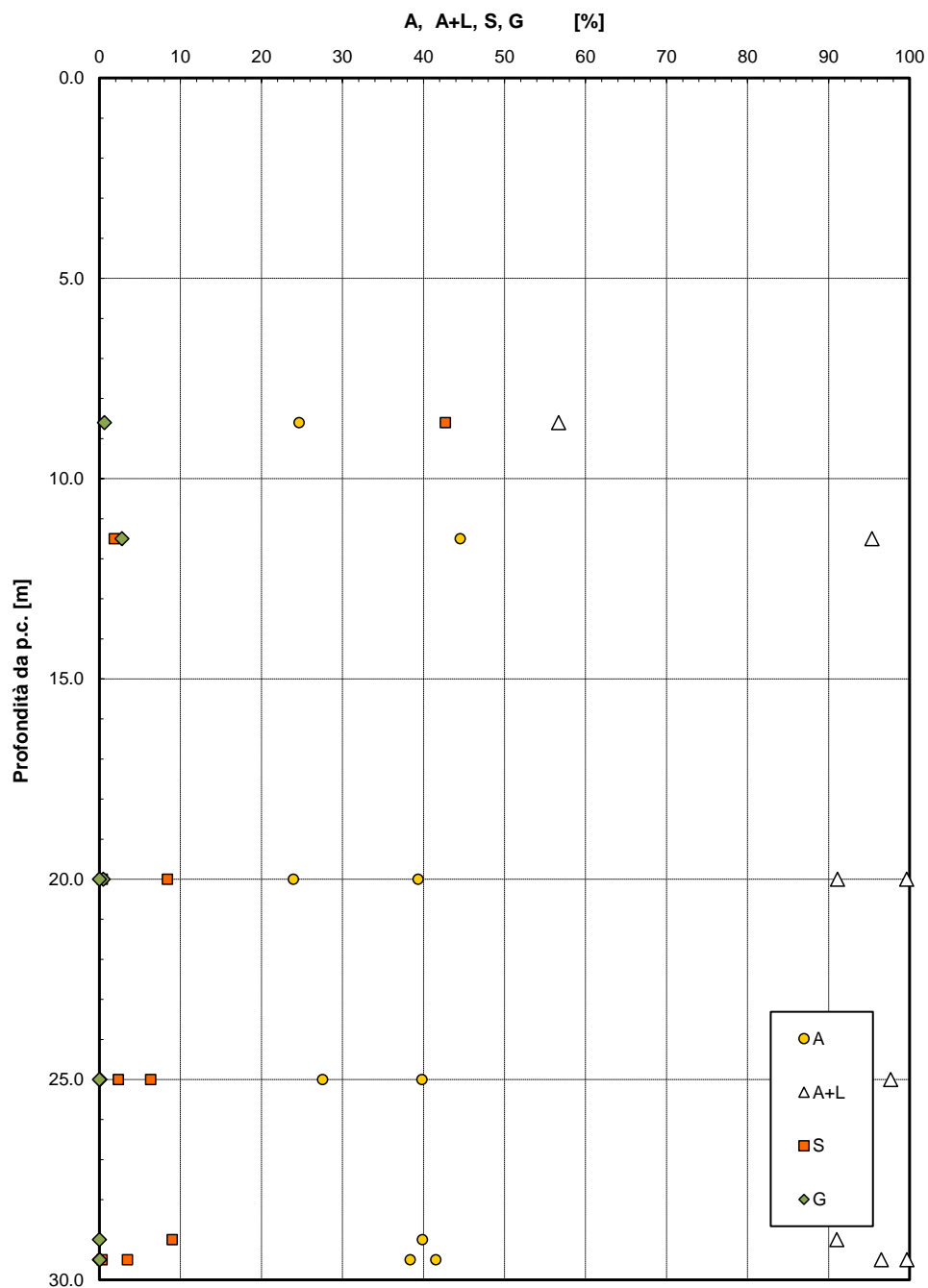


Figura 15 – Analisi granulometrica – Unità Qa

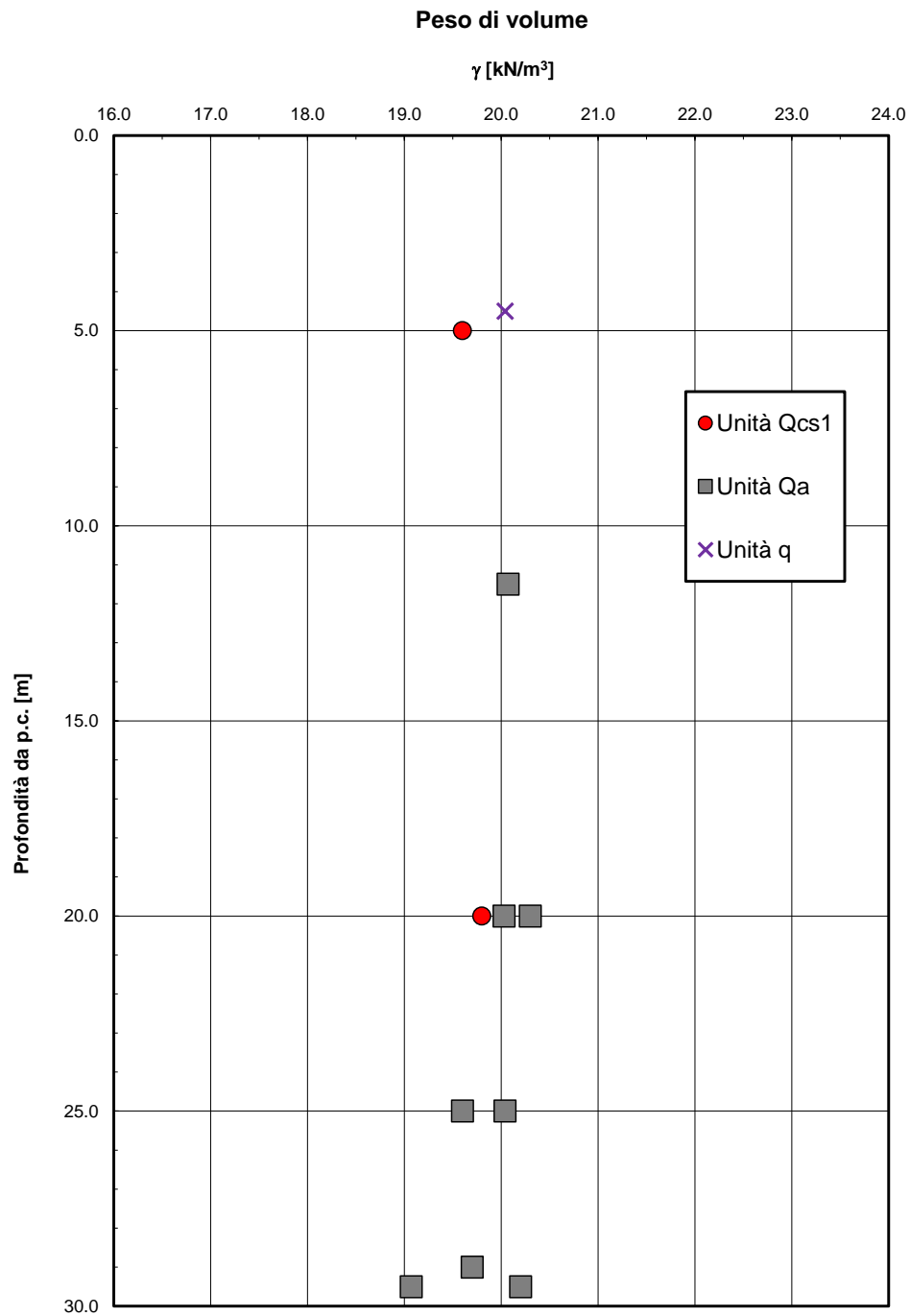


Figura 16 – Peso di volume naturale

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

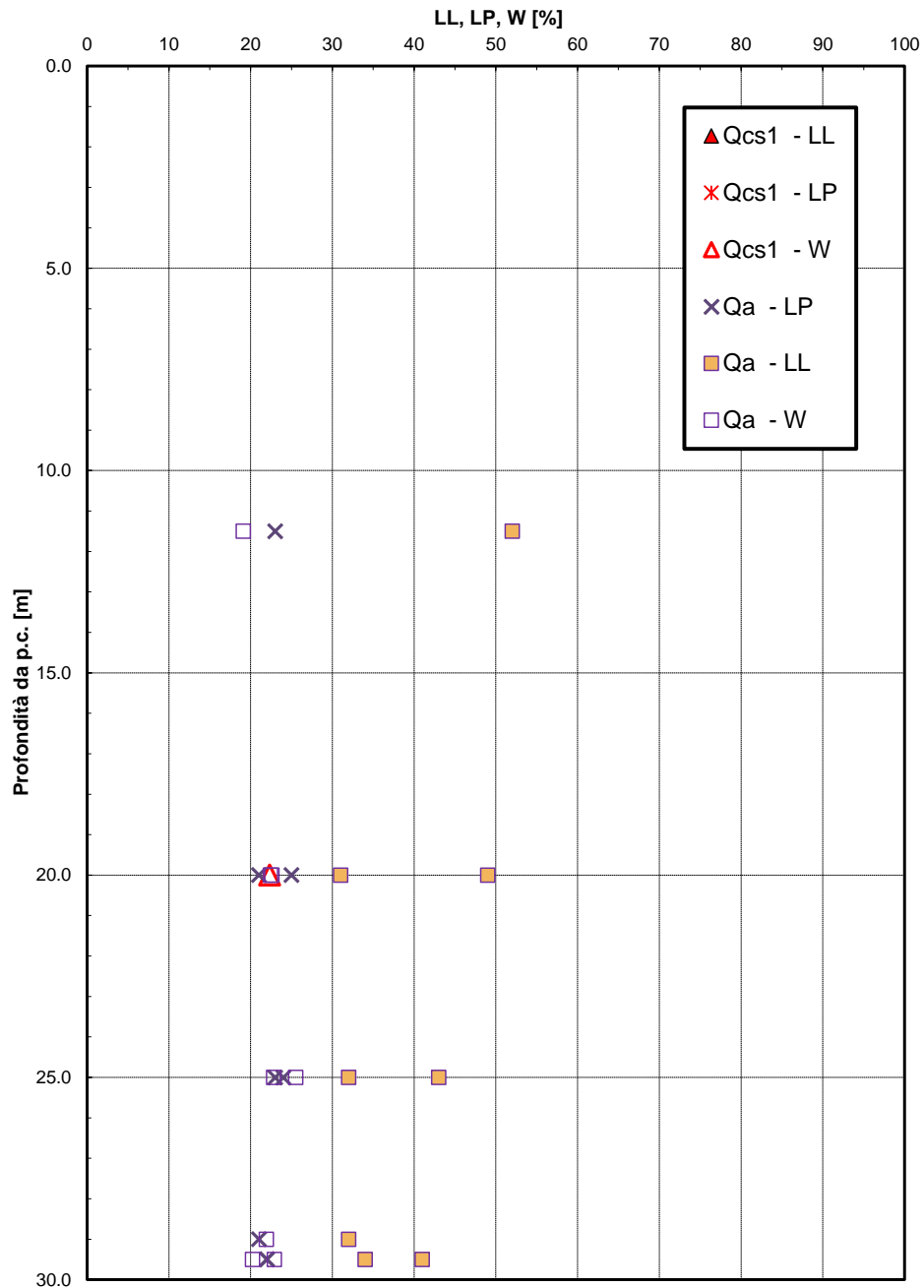


Figura 17 – Contenuto naturale d'acqua e limiti di consistenza

Carta di Plasticità di Casagrande

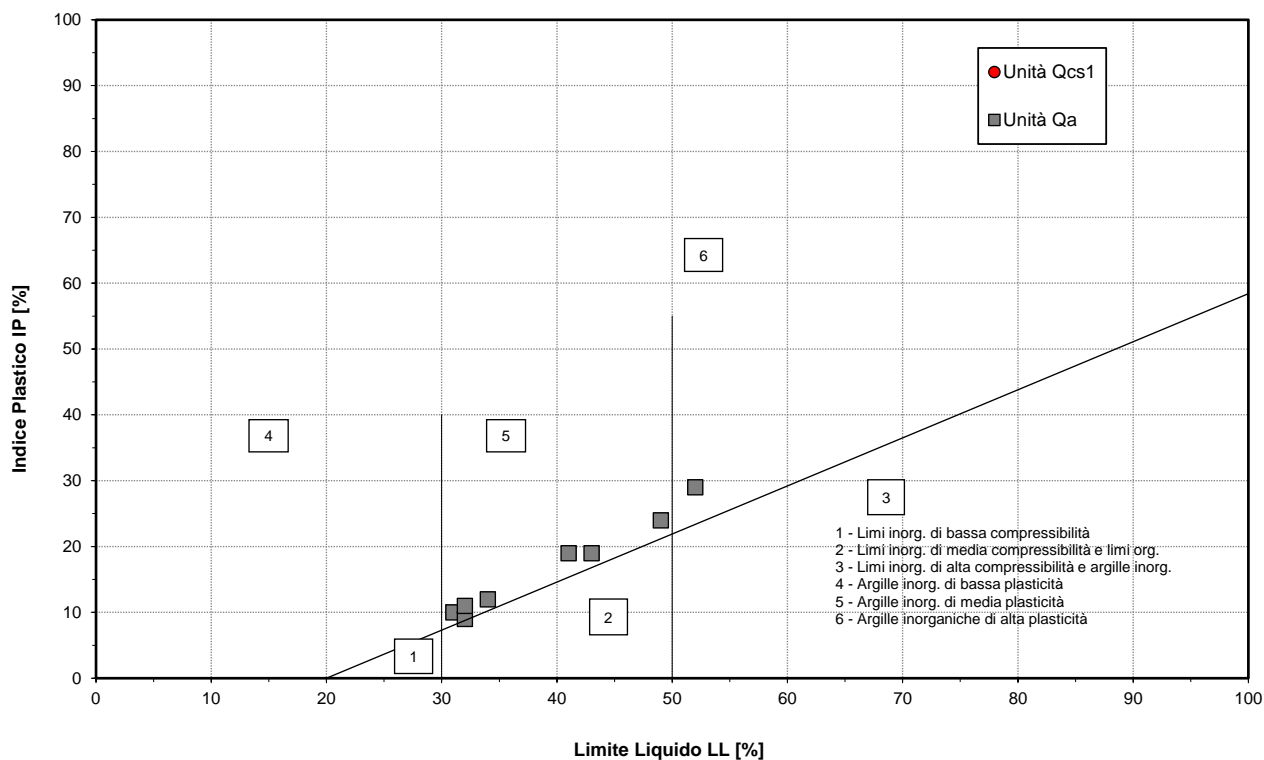


Figura 18 – Carta di plasticità di Casagrande

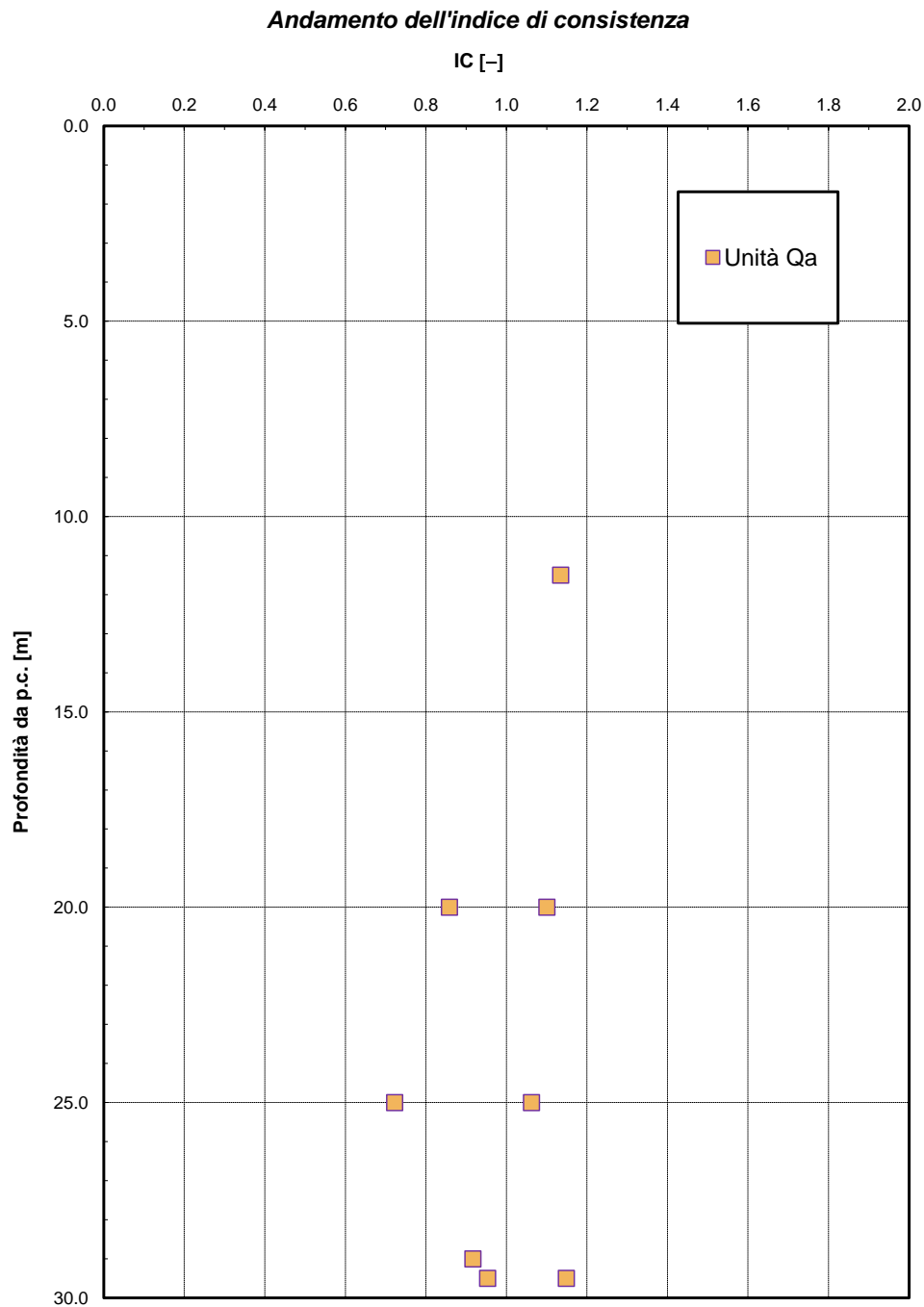


Figura 19 – Indice di consistenza

Andamento dell'indice plastico

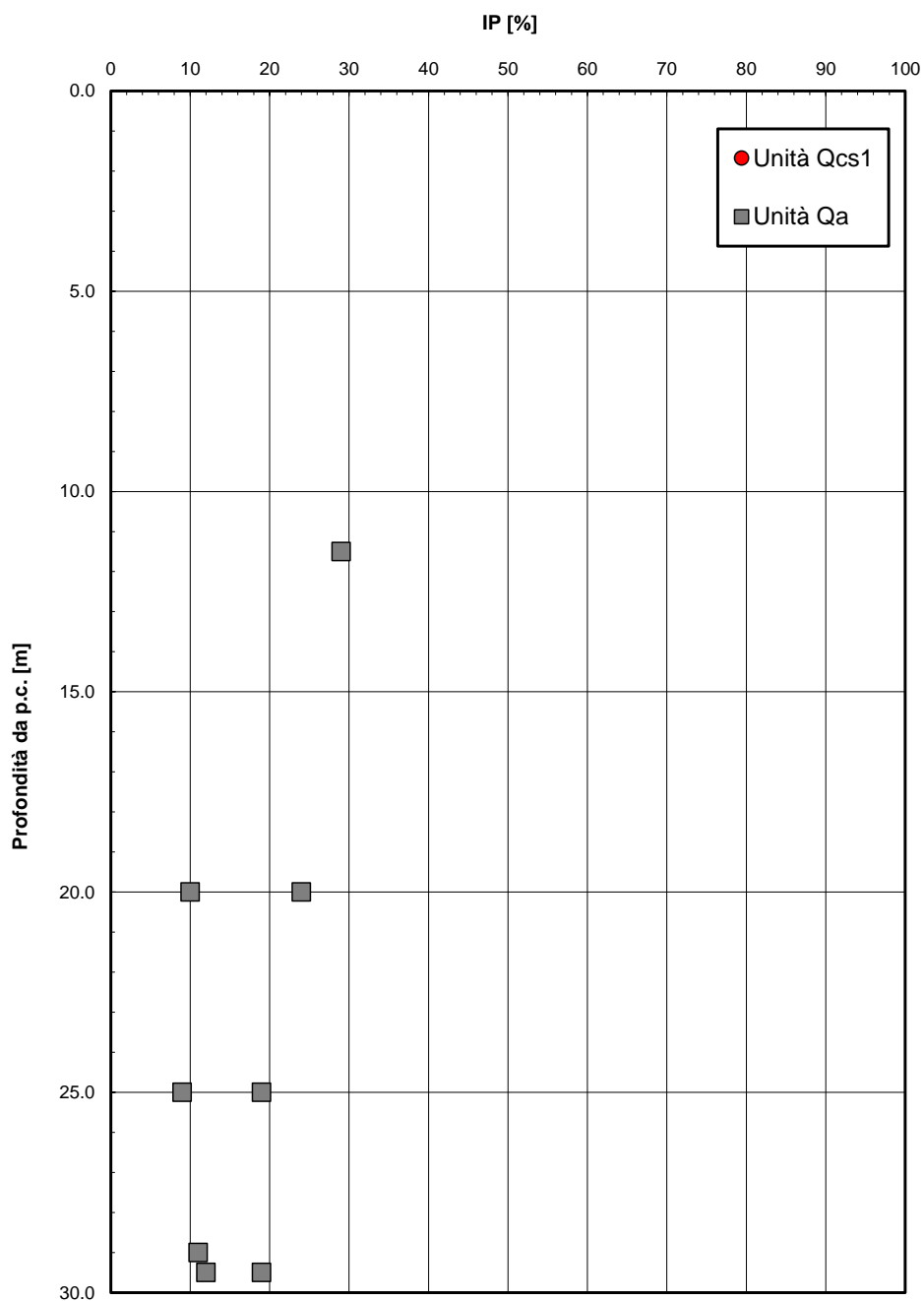


Figura 20 – Indice di plasticità

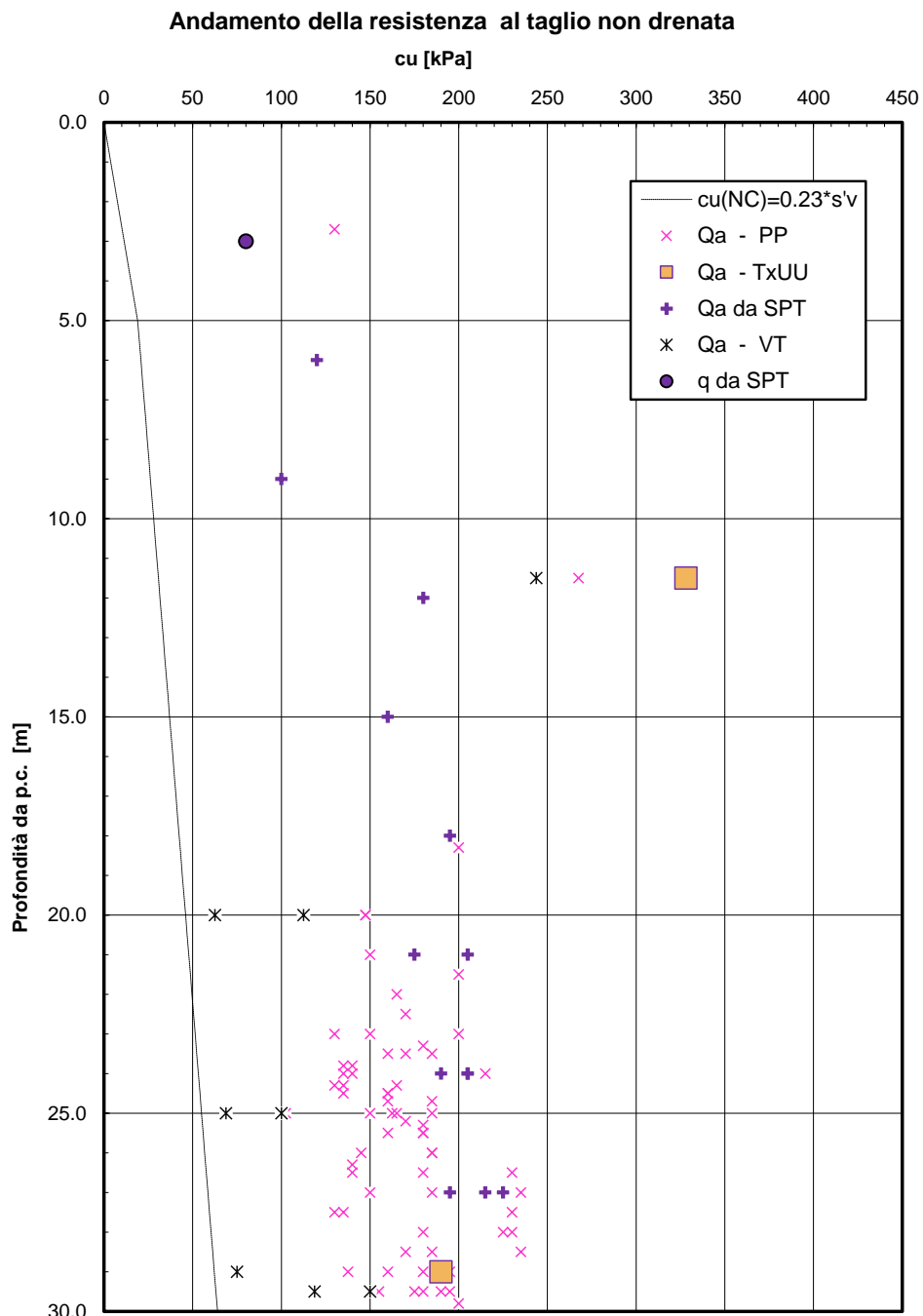


Figura 21 – Resistenza al taglio non drenata

Andamento della coesione con la profondità

c' [kPa]

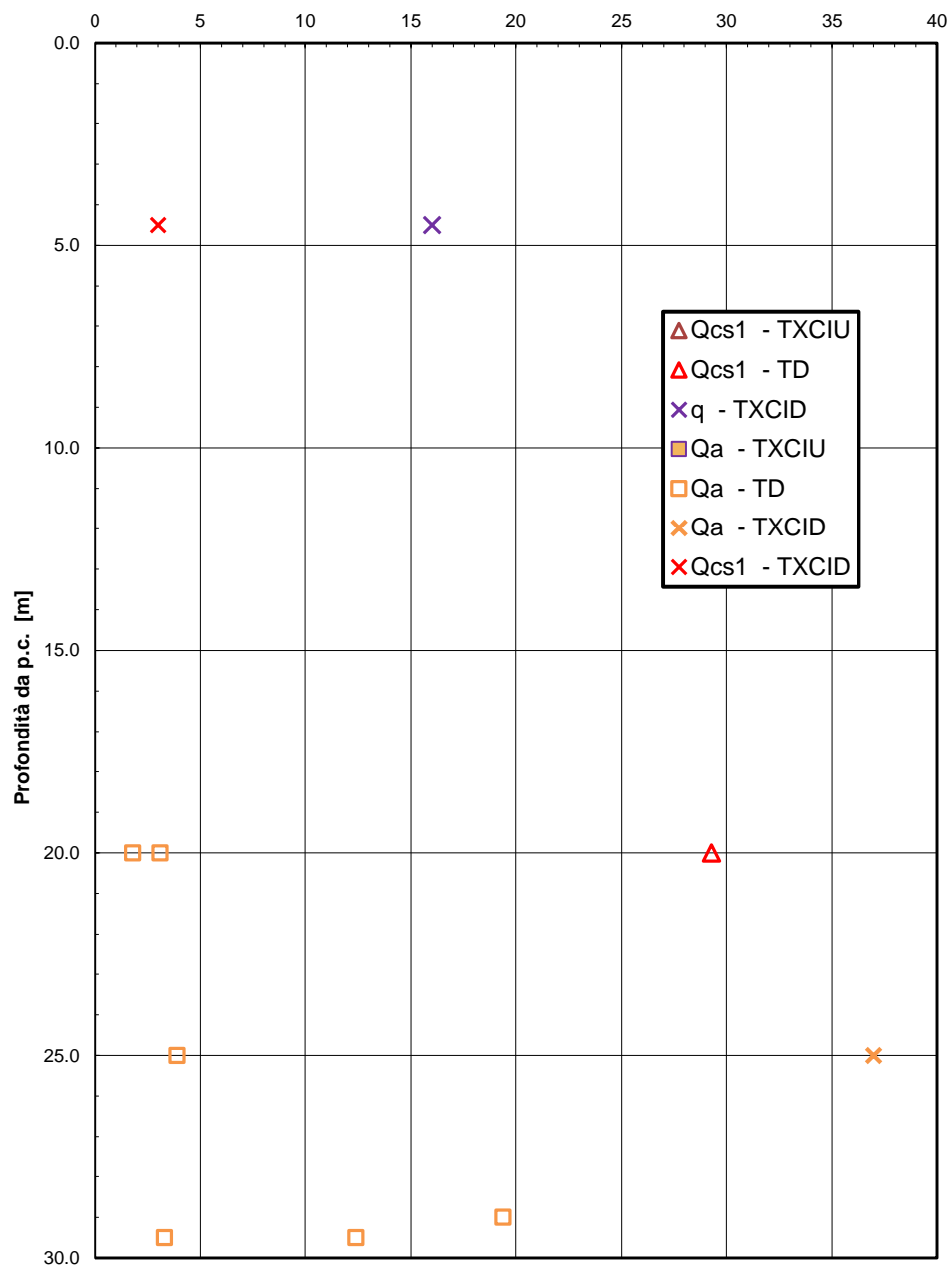


Figura 22 – Andamento della coesione con la profondità

Andamento della resistenza al taglio con la profondità

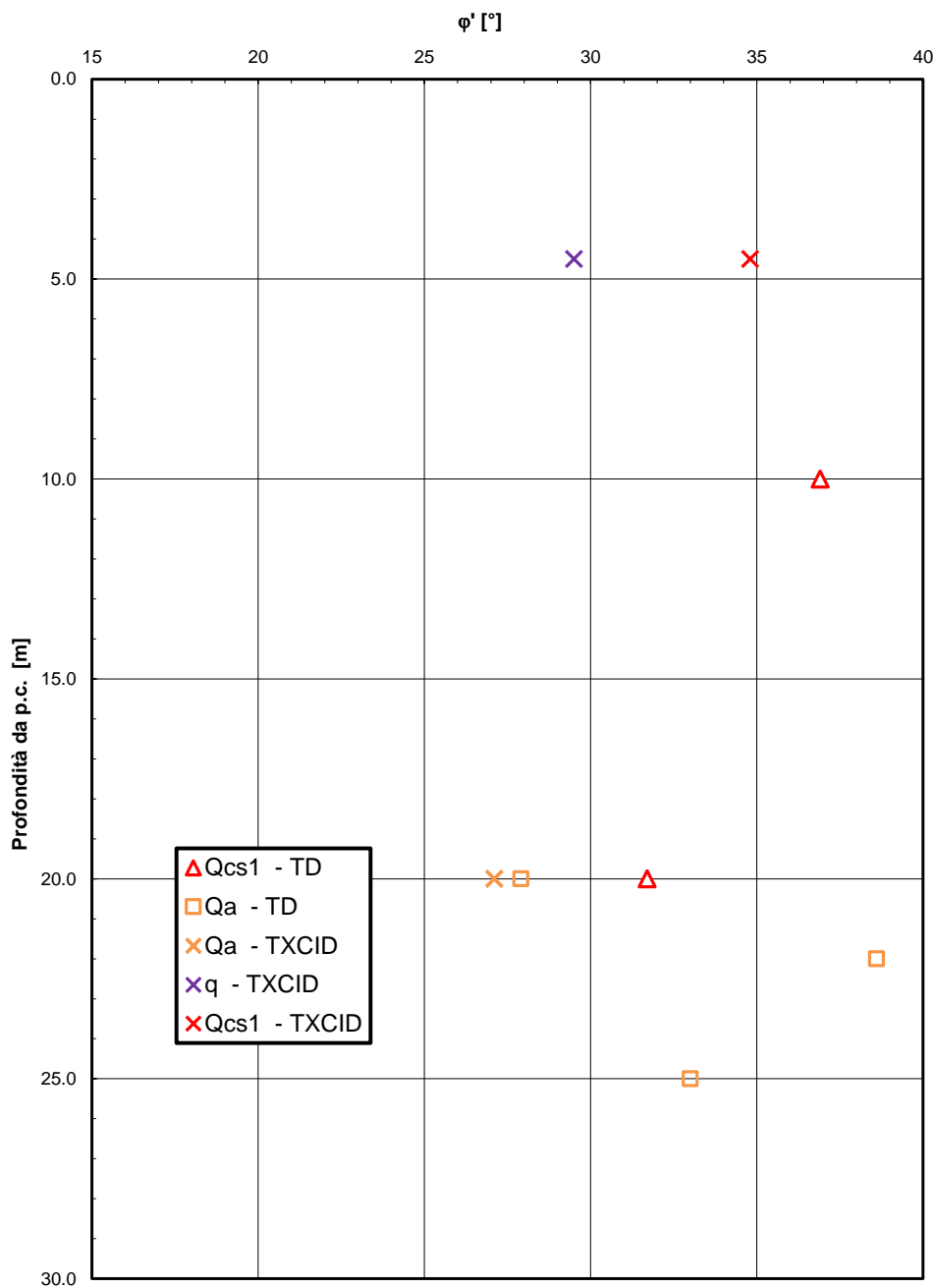


Figura 23 – Andamento della resistenza al taglio con la profondità

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

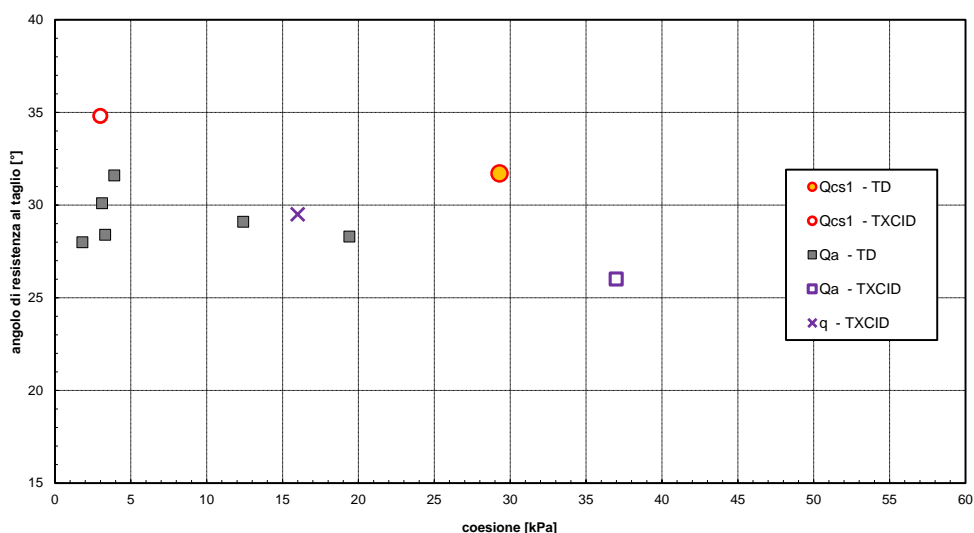


Figura 24 – Resistenza al taglio e coesione drenata (laboratorio)

Parametri di resistenza al taglio - Unità q

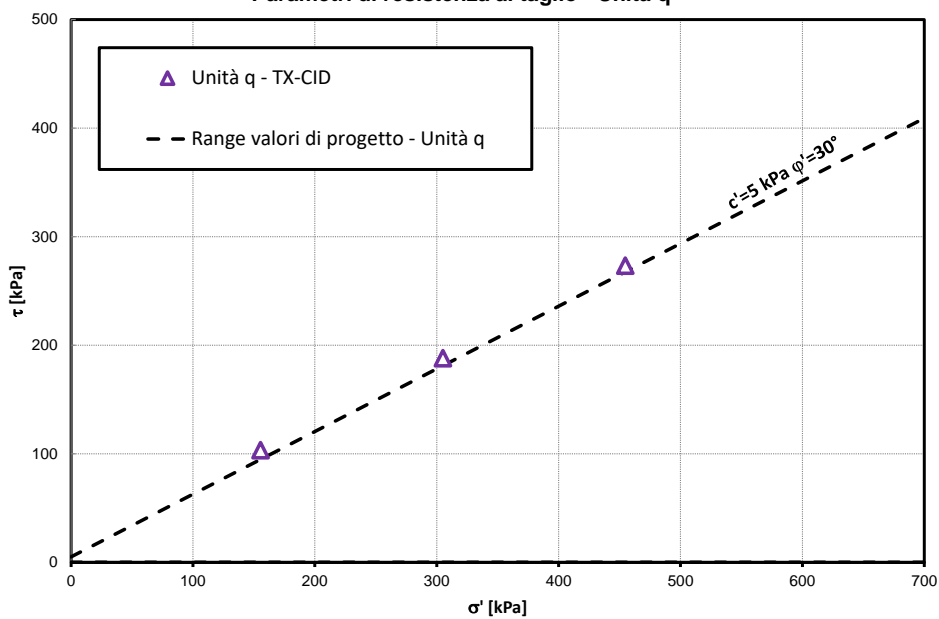


Figura 25 – Parametri di resistenza al taglio – Unità q

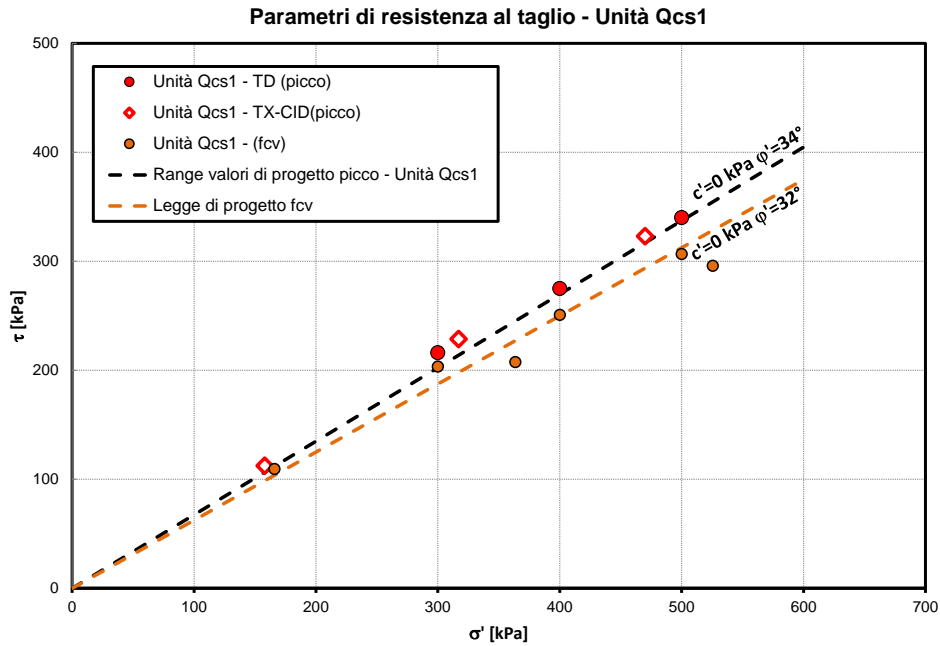


Figura 26 – Parametri di resistenza al taglio – Unità Qcs1

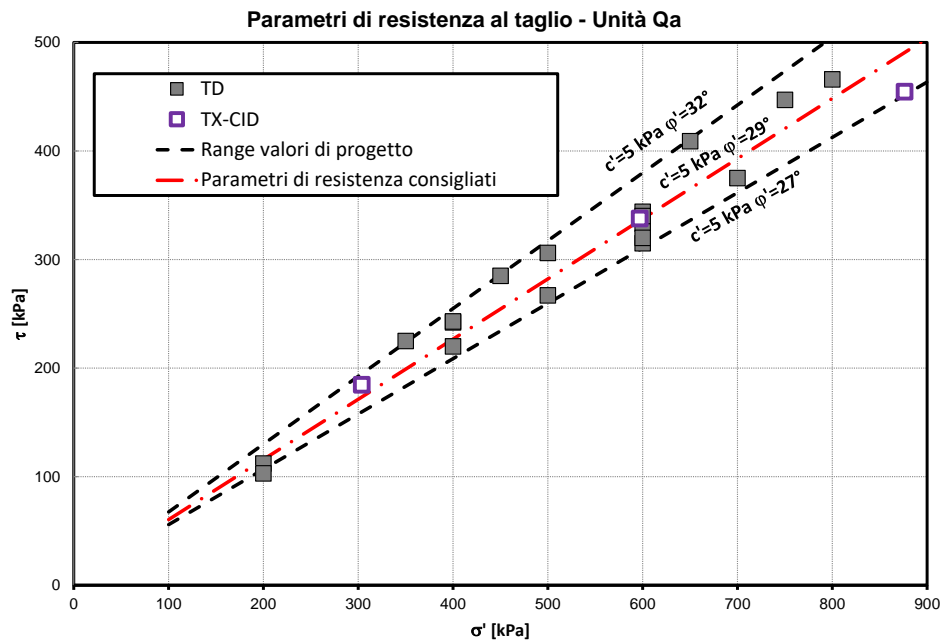


Figura 27 – Parametri di resistenza al taglio) – Unità Qa

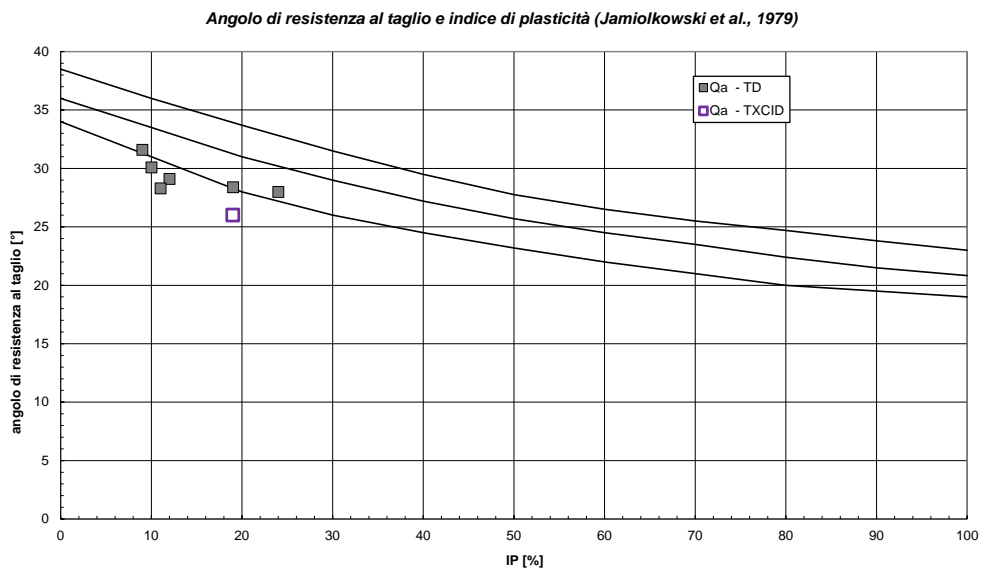


Figura 28 – Angolo di resistenza al taglio e indice di plasticità (Jamiolkowski et al., 1979) – Unità Qa

Permeabilità da prove in sito e di laboratorio

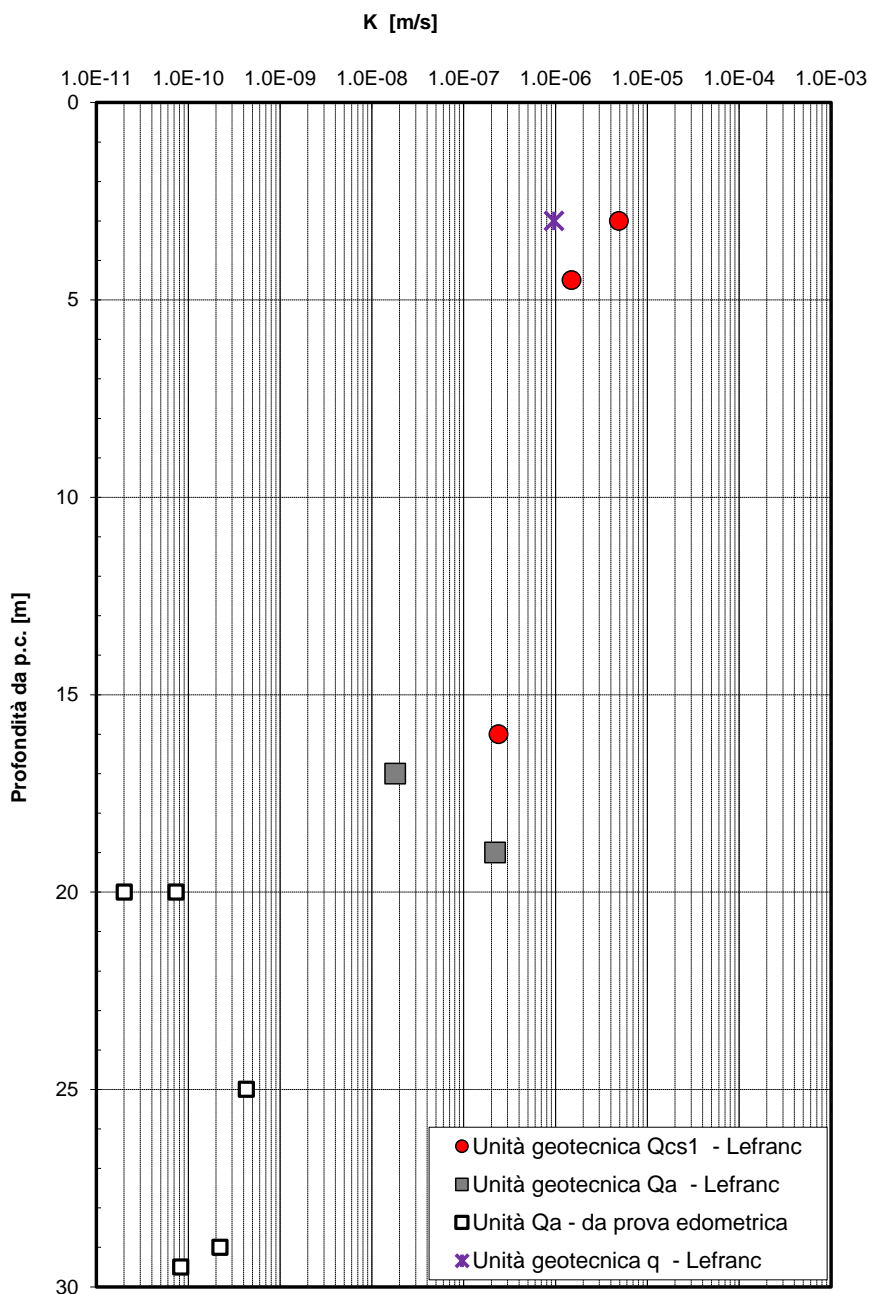


Figura 29 – Permeabilità da prove in sito e di laboratorio

5.6 Sintesi parametri geotecnici di progetto

Nel seguito si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate. La stratigrafia da assumere per il dimensionamento delle opere sarà desunta dal profilo stratigrafico e dalle sezioni geotecniche.

Unità q (sabbia limosa, limo sabbioso argilloso eluvio colluviale)

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 27 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 170 \div 220 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 140 \div 240 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)
$K = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

Unità Qcs1 (sabbia)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$N_{spt} = 15 \div 30$	colpi/30cm
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 34 \div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$\phi'_{cv} = 30 \div 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio a volume costante
$V_s = 150 \div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 110 \div 450 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)
$K = 2 \cdot 10^{-7} \div 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

Unità Qa (argilla limosa grigia)

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$N_{spt} = 20 \div 45$	colpi/30cm
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 27 \div 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 330 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 200 \div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 200 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)
$K = 2 \cdot 10^{-8} \div 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	permeabilità

I moduli di deformabilità “operativi” da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni (E_{op1}'), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_o): $E_{op1}' = E_o / 5$.

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati (E_{op2}'), i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op2}' = E_o/10$).

5.7 Falda

Nel profilo stratigrafico longitudinale è stato rappresentato il livello di falda massimo lungo il tracciato, desunto dalle letture piezometriche a disposizione. Nella tabella al paragrafo 4.1.3 sono indicate le misure piezometriche.

6 CLASSIFICAZIONE SISMICA

6.1 Premessa

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento V_R , T_R è esprimibile in funzione di P_{V_R} mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Per il presente progetto si ha: $V_N=50$ anni e $C_U=1.0$ (classe d'uso II).

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido ag, l'accelerazione di picco amax è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_s è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

In particolare, i siti in oggetto possono essere classificati di categoria T1, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Nel seguito viene definita la categoria di sottosuolo e le azioni sismiche di progetto.

6.2 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$. Si può ricavare il parametro $V_{s,eq}$ mediante la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,eq}$, in particolare sono state eseguite prove sismiche di tipo MASW e prove Down-Hole i cui risultati sono riportati nella seguente tabella. Cautelativamente per tutte le opera si assume **Categoria di sottosuolo sismica tipo C.**

Tabella 11 – Definizione categoria di sottosuolo sismica da indagini sismiche

Prova Sismica	$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria di sottosuolo
DH-S18	276	C
MASW-S19	296	C
MASW-S22	408	B

6.3 Azioni sismiche di progetto

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti ed in accordo a quanto esposto nella relazione geologica, si ha:

- per $V_N=50$ anni, $C_U=1.0$, categoria di sottosuolo C: le accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_g = 0.141$ g, $S_s = 1.5$, da cui $a_{max} = 0.141 \cdot 1.5 = 0.21$ g

Tabella 12 - Localizzazione sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.030	2.439	0.214
50	0.038	2.538	0.270
72	0.047	2.537	0.285
101	0.056	2.539	0.301
140	0.068	2.518	0.324
201	0.083	2.496	0.347
475	0.141	2.367	0.413
975	0.205	2.376	0.470
2475	0.314	2.462	0.525

Tabella 13 – Parametri sismici

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - T_R info

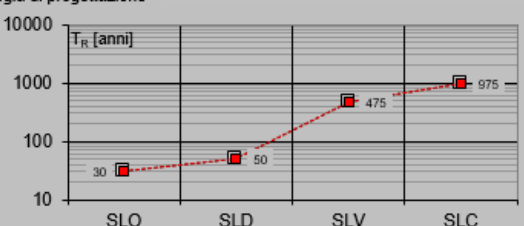
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3
-------	--------	--------	--------

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.030	2.439	0.215
SLD	50	0.038	2.538	0.270
SLV	475	0.141	2.367	0.413
SLC	975	0.205	2.376	0.470

Tabella 14 – Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_S =$ 1.500 $C_C =$ 1.406 [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#) $h/H =$ 0.000 $S_T =$ 1.000 [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 [info](#)

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 3 Regol. in altezza no [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

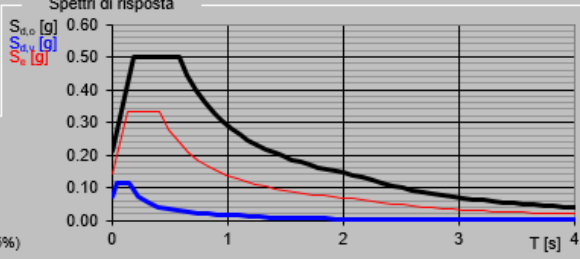
Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.141 g
F_{q^*}	2.367
T_C	0.413 s
S_S	1.500
C_C	1.406
S_T	1.000
q	1.000

6.4 Magnitudo

La Magnitudo di riferimento è assunta pari a $M = 7.29$ in accordo a quanto assunto nel lotto 1.

7 ANALISI RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

7.1 Premessa

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state effettuate delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

La Normativa tecnica al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ 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 verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in tabella seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

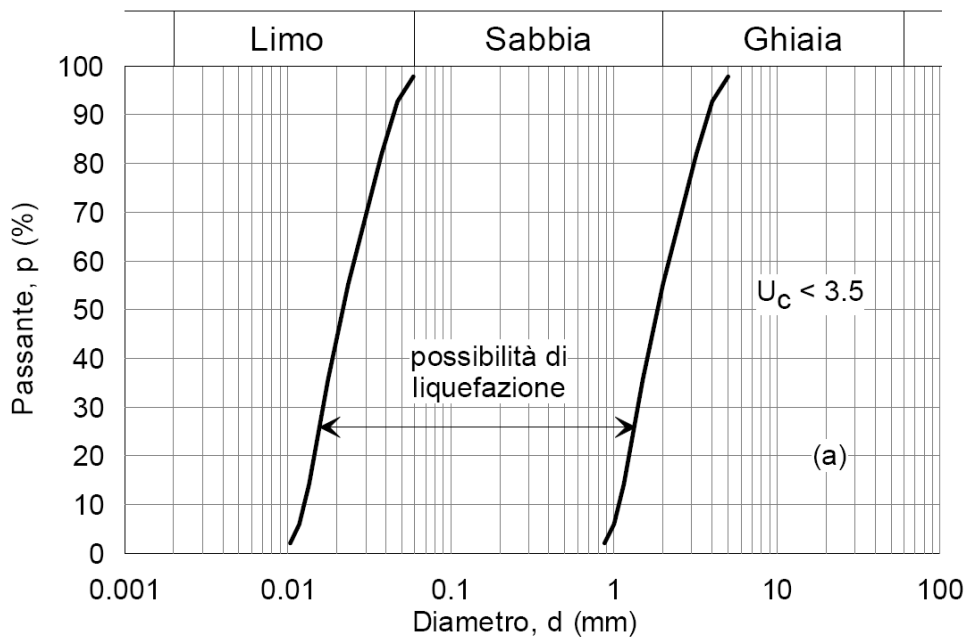


Figura 30- Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

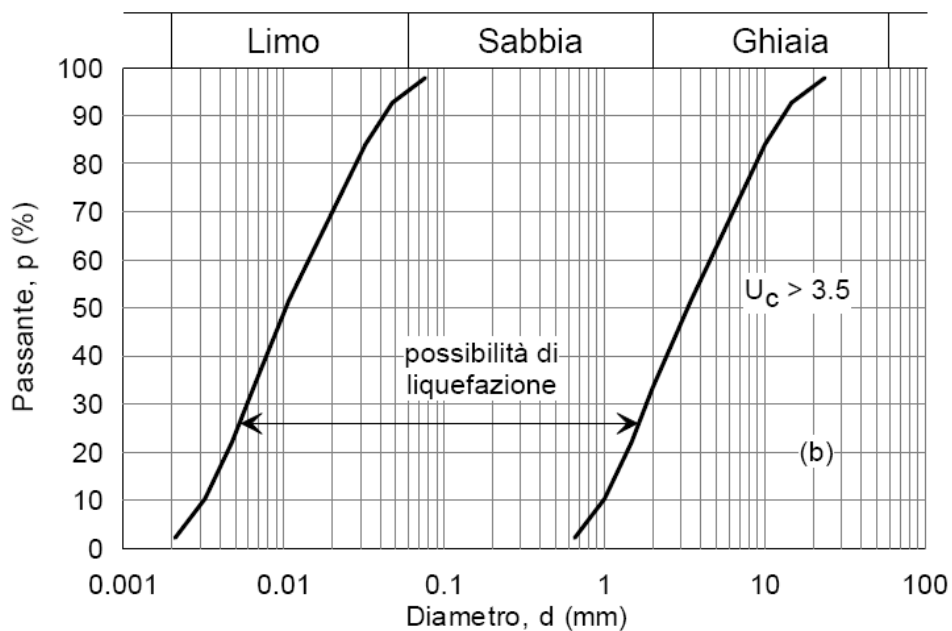


Figura 31- - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame risulta che:

- l'evento sismico atteso è di magnitudo M pari a 7.29;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono maggiori di 0.1·g;
- profondità della falda tra 5 e 10 m di profondità da p.c.;
- sono presenti strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} < 30$.

Quindi per quanto previsto da normativa non è possibile escludere a priori la liquefazione, è necessario eseguire le dovute verifiche con i dati a disposizione. La stima del potenziale rischio di liquefazione è stata condotta usando i risultati delle prove SPT e prove sismiche.

7.2 Metodologie di analisi

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL 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:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{\max,s}$ è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

z è la profondità dal piano campagna;

M magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o indagini sismiche, come meglio descritto nel seguito.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo M , è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di M , convenzionalmente preso come $M = 5.14$, introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$\begin{cases} MSF = 6.9 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{cases}$$

Per l'interpretazione dai dati di V_s , la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$$

7.2.1 Analisi basate su prove SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

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

2. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato per via iterativa dalla relazione di Liad e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.50}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7.

3. il fattore C_E è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

4. i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

5. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

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

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato; per i valori relativi ai sondaggi per i quali non è disponibile il laboratorio, è stato preso il valore medio derivante da tutte le prove granulometriche dell'unità in esame.

6. dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

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

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

7. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

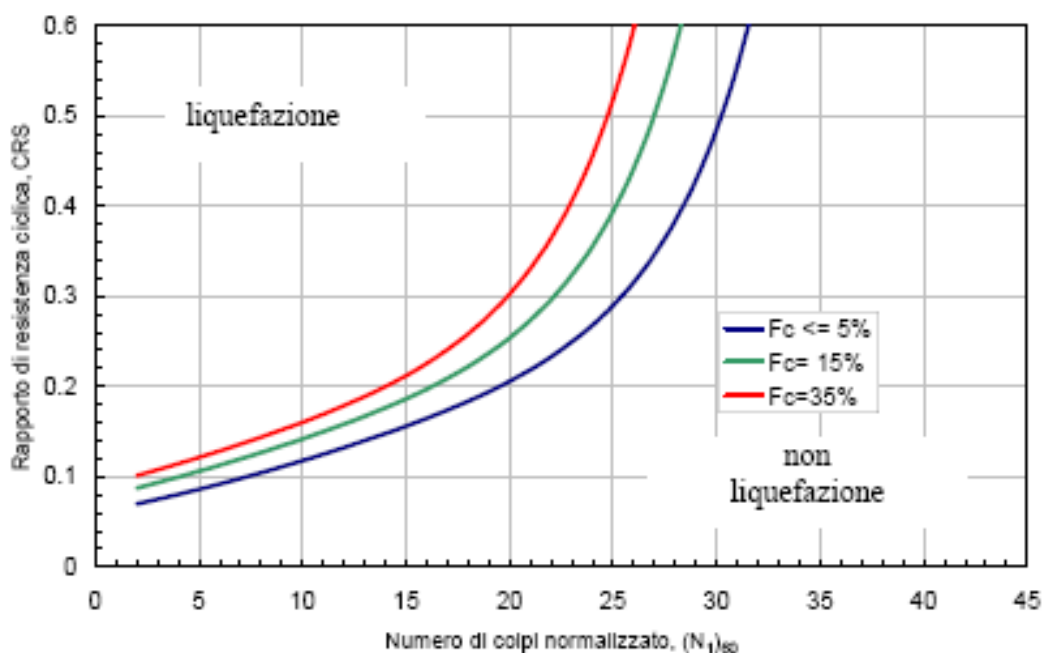


Figura 32- Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

7.2.2 Analisi basate sulle onde di taglio VS

L'utilizzo delle velocità delle onde di taglio V_s per valutare la resistenza alla liquefazione è ugualmente valido perché sia la velocità V_s sia la resistenza alla liquefazione CRR sono similmente influenzate da stessi fattori (rapporto dei vuoti, stato di sforzo, storia dello sforzo, età geologica, ecc.).

Disponendo delle misure di V_s effettuate con prove Down Hole, si è proceduto nel seguente modo:

1. La velocità V_s è corretta dalla sovrappressione usando l'equazione (Scora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione;
- V_s = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;

- P_a = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;
- σ'_{v0} = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di P_a .

2. da V_{s1} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR = \left[a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right]$$

dove

- V_{s1}^* = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione
- a e b = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;
- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione.

I valori di V_{s1}^* variano linearmente da 200 m/s per suoli con contenuto di fini pari al 35% a 215 m/s per suoli con contenuto di fini del 5% o meno. Il valore di V_{s1}^* è ottenuto dalla seguente formula:

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$$

dove

FC = contenuto di fini in percentuale.

Il minimo valore di CRR è uguale a 0.033 per $V_{s1} = 100$ m/s.

7.3 Risultati analisi liquefazione

7.3.1 Risultati analisi liquefazione da SPT

Nella seguente tabella si riportano i valori di N_{spt} misurati nell'unità Q_{cs1} sotto falda ed il corrispondente valore del fattore di sicurezza a liquefazione (FSL). Il livello di falda (wl) inserito nelle verifiche è quello massimo rilevato da letture piezometriche nel caso di foro strumentato (S22); per i dati del sondaggio S18 è stato inserito un valore di falda sicuramente cautelativo. Per il contenuto di fine (FC) è stato inserito il valore minimo di laboratorio.

Tabella 15 – Verifica a liquefazione da prove SPT

Sond.	wl	γ	Unità	z	Nspt	FC	σ_v	u	σ'_v	C_N	Errm	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,cs}$	CRR	rd	CSR	$(CSR)_M$	FSL
	[m]	[kN/m ³]	[-]	[m]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
S18	6.0	19.0	Qcst1	6.0	20	7	114	0	114	0.94	60	1.0	1.0	1.0	1.0	18.7	18.87	1.93E-01	0.94	0.13	0.12	1.6
S18	6.0	19.0	Qcst1	12.0	25	7	228	60	168	0.77	60	1.0	1.0	1.0	1.0	19.3	19.42	1.99E-01	0.85	0.16	0.15	1.3
S22	16.7	19.0	Qcst1	18.0	30	7	342	13	329	0.55	60	1.0	1.0	1.0	1.0	16.5	16.67	1.71E-01	0.75	0.11	0.10	1.7
S22	16.7	19.0	Qcst1	21.0	31	7	399	43	356	0.53	60	1.0	1.0	1.0	1.0	16.4	16.56	1.70E-01	0.71	0.11	0.10	1.6

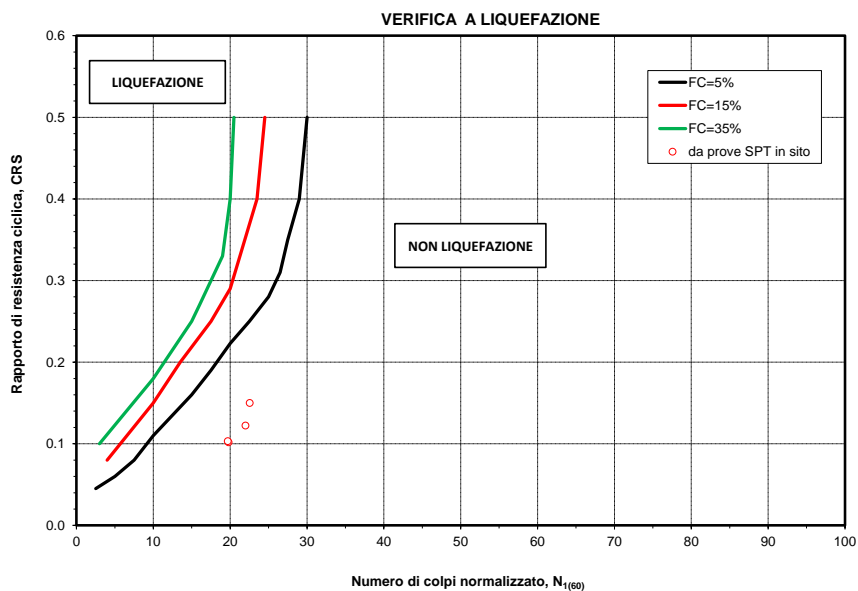


Figura 33 - Verifica a liquefazione dai risultati di prove SPT

7.3.2 Risultati analisi liquefazione da indagini sismiche

Nelle seguenti tabelle si riportano le analisi del rischio di potenziale liquefazione da prove sismiche Down-Hole (DH-S18) e Masw - S22 e Masw-S19.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	68 di 77

Tabella 16 – Verifica a liquefazione da prova Down-Hole e Masw

DH-S18																
ρ (t/m ³)	1.94															
v	0.30															
falda	6															
γ_n	19															
a=	0.022															
b=	2.8															
										M=	7.29	ag/g=		0.21		
										MSF=	1.08					
z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL			
m da p.c.	[m/s]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
1	137	19	0	19												
2	139	38	0	38	1.3	176.6	7	214	0.130	0.99	0.136	0.126	NO LIQUEF			
3	162	57	0	57	1.2	186.9	7	214	0.167	0.98	0.135	0.125	NO LIQUEF			
4	178	76	0	76	1.1	190.6	7	214	0.186	0.97	0.133	0.124	NO LIQUEF			
5	189	95	0	95	1.0	191.5	7	214	0.192	0.95	0.131	0.122	NO LIQUEF			
6	204	114	0	114	1.0	197.4	7	214	0.242	0.94	0.129	0.120	2.01			
7	217	133	10	123	0.9	206.3	7	214	0.444	0.93	0.138	0.128	3.46			
8	221	152	20	132	0.9	206.4	7	214	0.447	0.91	0.144	0.134	3.33			
9	232	171	30	141	0.9	212.6	7	214	2.142	0.90	0.150	0.139	15.39			
10	234	190	40	150	0.9	211.5	7	214	1.225	0.88	0.154	0.143	8.58			
11	234	209	50	159	0.9	208.6	7	214	0.597	0.87	0.156	0.145	4.10			
12	234	228	60	168	0.9	205.7	7	214	0.419	0.85	0.159	0.147	2.84			
13	240	247	70	177	0.9	207.8	7	214	0.535	0.83	0.160	0.149	3.60			
14	246	266	80	186	0.9	210.3	7	214	0.837	0.82	0.161	0.149	5.60			
15	249	285	90	195	0.8	210.8	7	214	0.959	0.80	0.161	0.150	6.41			
16	252	304	100	204	0.8	210.5	7	214	0.890	0.78	0.161	0.149	5.96			
17	255	323	110	213	0.8	211.4	7	214	1.166	0.77	0.160	0.149	7.83			
18	257	342	120	222	0.8	210.9	7	214	0.980	0.75	0.159	0.148	6.61			
19	258	361	130	231	0.8	209.0	90	172.5	NO LIQUEF	0.74	0.158	0.147	NO LIQUEF			
20	258	380	140	240	0.8	207.3	90	172.5	NO LIQUEF	0.72	0.157	0.146	NO LIQUEF			
21	259	399	150	249	0.8	205.8	90	172.5	NO LIQUEF	0.71	0.156	0.145	NO LIQUEF			
22	260	418	160	258	0.8	205.0	90	172.5	NO LIQUEF	0.70	0.155	0.144	NO LIQUEF			
23	264	437	170	267	0.8	206.4	90	172.5	NO LIQUEF	0.68	0.153	0.143	NO LIQUEF			
24	264	456	180	276	0.8	204.6	90	172.5	NO LIQUEF	0.67	0.152	0.141	NO LIQUEF			
25	267	475	190	285	0.8	205.8	90	172.5	NO LIQUEF	0.66	0.151	0.140	NO LIQUEF			
26	272	494	200	294	0.8	207.4	90	172.5	NO LIQUEF	0.65	0.150	0.139	NO LIQUEF			
27	285	513	210	303	0.8	215.9	90	172.5	NO LIQUEF	0.64	0.148	0.138	NO LIQUEF			
28	277	532	220	312	0.8	208.7	90	172.5	NO LIQUEF	0.63	0.147	0.137	NO LIQUEF			
29	276	551	230	321	0.7	206.0	90	172.5	NO LIQUEF	0.62	0.146	0.136	NO LIQUEF			
30	276	570	240	330	0.7	204.9	90	172.5	NO LIQUEF	0.61	0.145	0.135	NO LIQUEF			

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	69 di 77

MASW -S22												a=				
ρ (t/m ³)	1.94											0.022				
v	0.30											b=				
falda	16.7											M=	7.29	ag/g=		0.21
γ_n	19											MSF=	1.08			
z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL			
m da p.c.	[m/s]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
0	311	0	0	0												
2.5	311	48	0	48	1.2	374.6	7	214	NO LIQUEF	0.98	0.135	0.126	NO LIQUEF			
2.5	301	48	0	48	1.2	362.6	7	214	NO LIQUEF	0.98	0.135	0.126	NO LIQUEF			
6.7	301	127	0	127	0.9	283.4	7	214	NO LIQUEF	0.93	0.128	0.119	NO LIQUEF			
6.7	370	127	0	127	0.9	348.3	7	214	NO LIQUEF	0.93	0.128	0.119	NO LIQUEF			
10.4	370	198	0	198	0.8	312.1	7	214	NO LIQUEF	0.88	0.120	0.112	NO LIQUEF			
10.4	405	198	0	198	0.8	341.6	7	214	NO LIQUEF	0.88	0.120	0.112	NO LIQUEF			
14.8	405	281	0	281	0.8	312.8	7	214	NO LIQUEF	0.80	0.111	0.103	NO LIQUEF			
14.8	450	281	0	281	0.8	347.5	7	214	NO LIQUEF	0.80	0.111	0.103	NO LIQUEF			
19.8	450	376	31	345	0.7	330.1	7	214	NO LIQUEF	0.73	0.109	0.101	NO LIQUEF			
19.8	471	376	31	345	0.7	345.5	7	214	NO LIQUEF	0.73	0.109	0.101	NO LIQUEF			
24.9	471	473	82	391	0.7	334.9	7	214	NO LIQUEF	0.66	0.110	0.102	NO LIQUEF			
24.9	580	473	82	391	0.7	412.4	90	172.5	NO LIQUEF	0.66	0.110	0.102	NO LIQUEF			
30	580	570	133	437	0.7	401.2	90	172.5	NO LIQUEF	0.61	0.110	0.102	NO LIQUEF			

MASW -S19												a=				
ρ (t/m ³)	1.94											0.022				
v	0.30											b=				
falda	5.3											M=	7.29	ag/g=		0.21
γ_n	19											MSF=	1.08			
z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL			
m da p.c.	[m/s]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]			
0	202	0	0	0												
2.6	202	49	0	49	1.2	240.9	7	214	NO LIQUEF	0.98	0.135	0.126	NO LIQUEF			
2.6	221	49	0	49	1.2	263.6	7	214	NO LIQUEF	0.98	0.135	0.126	NO LIQUEF			
7.3	221	139	20	119	1.0	211.7	7	214	1.318	0.92	0.148	0.138	9.56			
7.3	271	139	20	119	1.0	259.6	90	172.5	NO LIQUEF	0.92	0.148	0.138	NO LIQUEF			
10.7	271	203	54	149	0.9	245.2	90	172.5	NO LIQUEF	0.87	0.163	0.152	NO LIQUEF			
10.7	295	203	54	149	0.9	266.9	90	172.5	NO LIQUEF	0.87	0.163	0.152	NO LIQUEF			
14.1	295	268	88	180	0.9	254.7	90	172.5	NO LIQUEF	0.82	0.167	0.155	NO LIQUEF			
14.1	307	268	88	180	0.9	265.1	90	172.5	NO LIQUEF	0.82	0.167	0.155	NO LIQUEF			
18.7	307	355	134	221	0.8	251.7	90	172.5	NO LIQUEF	0.74	0.164	0.152	NO LIQUEF			
18.7	370	355	134	221	0.8	303.4	90	172.5	NO LIQUEF	0.74	0.164	0.152	NO LIQUEF			
26.3	370	500	210	290	0.8	283.6	90	172.5	NO LIQUEF	0.64	0.153	0.142	NO LIQUEF			
26.3	485	500	210	290	0.8	371.8	90	172.5	NO LIQUEF	0.64	0.153	0.142	NO LIQUEF			
30	485	570	247	323	0.7	361.8	90	172.5	NO LIQUEF	0.61	0.148	0.138	NO LIQUEF			

7.3.3 Conclusioni delle analisi di valutazione del rischio di potenziale liquefazione

Dai risultati delle analisi di liquefazione documentate ai precedenti paragrafi, si può escludere il rischio di potenziale liquefazione dei terreni della viabilità.

8 ANALISI DI STABILITA'

8.1 Premessa

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di stabilità delle scarpate di scavo provvisoriale che si rendono necessari per la realizzazione delle opere in progetto. Le scarpate di scavo sono previste con pendenza 2 (verticale) / 3 (orizzontale), con altezza massima di 5 m.

8.2 Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate definitive sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo denominato Slide 7.0, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop che prevede superfici di scorrimento circolari nei terreni. Nelle analisi sono state ovviamente trascurate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{disp}}{\int_S \tau_{mob}}$$

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti e fronti di scavo, le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo quanto previsto da normativa, per le analisi di stabilità in condizioni statiche SLU, i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati.

$\gamma_{\phi'} = 1.25$ coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio

$\gamma_{c'} = 1.25$ coefficiente parziale per la coesione drenata

L'analisi viene quindi condotta con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$\tan(\phi'_k) = \tan(\phi'_k) / \gamma_{\phi'}$ angolo di resistenza al taglio

$c'_k = c'_k / \gamma_{c'}$ coesione drenata

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è pari ad 1.1 (γ_R) in condizioni SLU statiche, quindi il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare è $FS \geq 1.1$.

8.3 Sezioni di calcolo

La verifica di stabilità è stata condotta per la seguente sezione:

- Sezione 9 al km 0+080 (viabilità NV02): Scarpata di scavo provvisoria di altezza massima 5 m circa, con terreno costituito da sabbie limose (unità Qcs1) e successivamente dalle argille limose grigio azzurre (unità Qa).

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati:

Unità Qcs1 – Sabbie, sabbie limose

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\phi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

Unità Qa – Argilla limosa grigia

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\phi' = 29^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 5 \text{ kPa}$ coesione drenata

Nelle analisi di stabilità il livello di falda è stato assunto cautelativamente a fondo scavo.

8.4 Risultati

Nella seguente figura si mostra il risultato della verifica di stabilità della scarpata provvisoria in condizioni statiche. I tabulati di calcolo completi sono riportati in AppendiceA.

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto da normativa ($\gamma_R \geq 1.1$ per le analisi statiche SLU); quindi le verifiche di stabilità sono sempre soddisfatte.

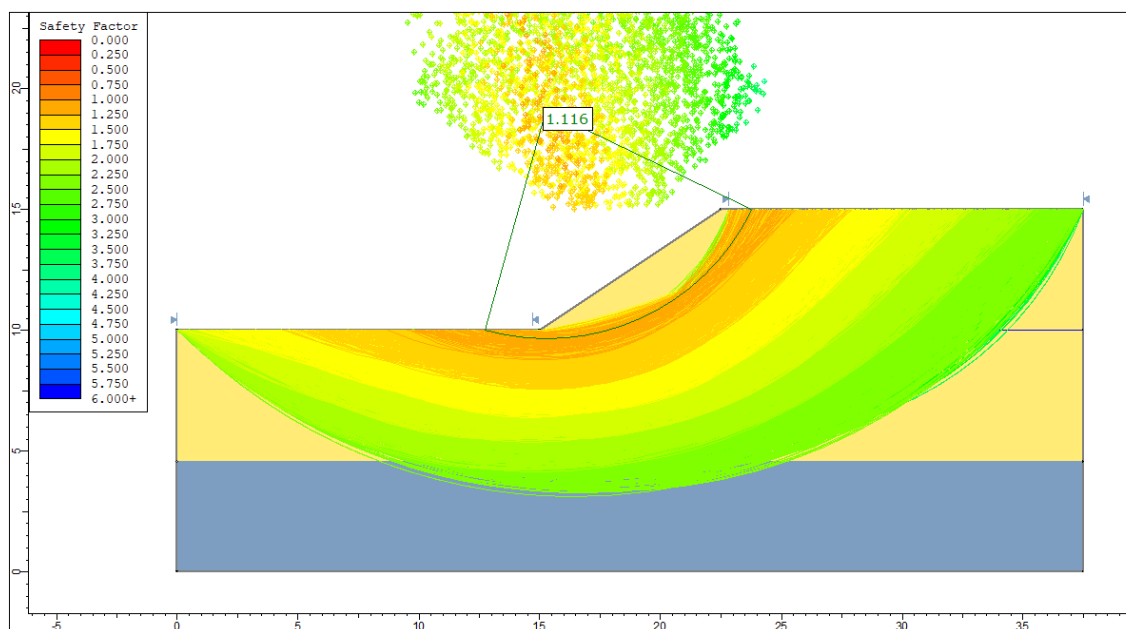


Figura 34. Analisi statica SLU

9 PIANI DI POSA

Per le viabilità in oggetto si prevedono per i piani di posa uno scotico di 0.50 m, bonifica = 0.0 m, in quanto le indagini disponibili non evidenziano coltre vegetale ed il terreno presente a p.c. è prevalentemente incoerente sabbioso di buone caratteristiche meccaniche e bassa deformabilità. Eventuale bonifica potrà essere prevista localmente qualora in sede di costruzione non dovessero riscontrarsi le caratteristiche idonee previste dal manuale/capitolato.



RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA

LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E
VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	73 di 77

10 APPENDICE B. ANALISI DI STABILITA'. TABULATI DI CALCOLO SLIDE

10.1 Analisi statica SLU-Scavo provvisoria

Slide Analysis Information

Slide1

Project Summary

File Name: Slide1.slm
Slide Modeler Version: 8.021
Compute Time: 00h:00m:00.399s
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 04/11/2020, 12:17:45

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Data Output: Standard
Failure Direction: Right to Left

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified

Number of slices: 50

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 75

Check $\alpha < 0.2$: Yes

Create Interslice boundaries at intersections
with water tables and piezos: Yes

Initial trial value of FS: 1

Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	74 di 77

Groundwater Method: Water Surfaces
 Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
 Use negative pore pressure cutoff: Yes
 Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
 Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
 Search Method: Slope Search
 Number of Surfaces: 5000
 Upper Angle [°]: Not Defined
 Lower Angle [°]: Not Defined
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Invalid Surfaces
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth [m]: Not Defined
 Minimum Area: Not Defined
 Minimum Weight: Not Defined

Seismic Loading

Advanced seismic analysis: No
 Staged pseudostatic analysis: No

Materials

Property	Qcs1	Qa
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19.5	20
Cohesion [kPa]	0	4
Friction Angle [°]	29.3	23.9
Water Surface	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1

Global Minimums

Method: bishop simplified

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	75 di 77

Center:	15.264, 19.086
Radius:	9.435
Left Slip Surface Endpoint:	12.722, 10.000
Right Slip Surface Endpoint:	23.768, 15.000
Resisting Moment:	1452.85 kN-m
Driving Moment:	1301.61 kN-m
Total Slice Area:	15.7591 m2
Surface Horizontal Width:	11.0462 m
Surface Average Height:	1.42665 m

Valid/Invalid Surfaces
Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces:	4624
Number of Invalid Surfaces:	376

Slice Data
• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.11619

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]	Base Vertical Stress [kPa]	Effective Vertical Stress [kPa]
1	0.221054	0.127093	-14.9364	Qcs1	0	29.3	0.165907	0.185184	0.619179	0.289185	0.329994	0.574921	0.285736
2	0.221054	0.369018	-13.5513	Qcs1	0	29.3	0.474569	0.529709	1.78369	0.839762	0.943931	1.66931	0.829548
3	0.221054	0.586633	-12.1742	Qcs1	0	29.3	0.743657	0.830062	2.81416	1.33501	1.47915	2.65373	1.31872
4	0.221054	0.780336	-10.8041	Qcs1	0	29.3	0.975506	1.08885	3.71615	1.77585	1.9403	3.52999	1.75414
5	0.221054	0.950473	-9.44035	Qcs1	0	29.3	1.17218	1.30838	4.49456	2.16305	2.33151	4.29966	2.13661
6	0.221054	1.09734	-8.08193	Qcs1	0	29.3	1.33553	1.49071	5.15369	2.49729	2.6564	4.96404	2.46675
7	0.221054	1.2212	-6.72808	Qcs1	0	29.3	1.4672	1.63767	5.69747	2.77917	2.9183	5.52439	2.74522
8	0.221054	1.32226	-5.378	Qcs1	0	29.3	1.56864	1.7509	6.12923	3.00916	3.12007	5.98156	2.9724
9	0.221054	1.40068	-4.0309	Qcs1	0	29.3	1.64118	1.83187	6.45198	3.18764	3.26434	6.33633	3.14869
10	0.221054	1.45661	-2.68603	Qcs1	0	29.3	1.68602	1.88192	6.66847	3.31491	3.35356	6.58937	3.27446
11	0.221054	1.64354	-1.34265	Qcs1	0	29.3	2.0573	2.29634	7.48323	3.39119	4.09204	7.43501	4.04382
12	0.221054	2.2604	0	Qcs1	0	29.3	3.42326	3.82101	10.2256	3.4166	6.80897	10.2256	6.80897
13	0.221054	2.88447	1.34265	Qcs1	0	29.3	4.79889	5.35647	12.9363	3.39119	9.54515	13.0488	9.65763
14	0.221054	3.48619	2.68603	Qcs1	0	29.3	6.11807	6.82893	15.4839	3.31491	12.169	15.7709	12.456
15	0.221054	4.06551	4.0309	Qcs1	0	29.3	7.38244	8.24021	17.8715	3.18764	14.6839	18.3917	15.2041
16	0.221054	4.62233	5.378	Qcs1	0	29.3	8.59347	9.59195	20.1018	3.00916	17.0927	20.9108	17.9017
17	0.221054	5.15651	6.72808	Qcs1	0	29.3	9.75246	10.8856	22.177	2.77917	19.3978	23.3275	20.5483
18	0.221054	5.6679	8.08193	Qcs1	0	29.3	10.8604	12.1223	24.0989	2.49729	21.6016	25.6411	23.1438
19	0.221054	6.15627	9.44035	Qcs1	0	29.3	11.9183	13.3031	25.8689	2.16305	23.7058	27.8506	25.6875
20	0.221054	6.62137	10.8041	Qcs1	0	29.3	12.9269	14.4289	27.4879	1.77585	25.712	29.9548	28.1789
21	0.221054	7.06291	12.1742	Qcs1	0	29.3	13.887	15.5005	28.9566	1.33501	27.6216	31.9525	30.6175
22	0.221054	7.48054	13.5513	Qcs1	0	29.3	14.7988	16.5183	30.2751	0.839762	29.4353	33.842	33.0022
23	0.221054	7.87385	14.9364	Qcs1	0	29.3	15.663	17.4829	31.4433	0.289185	31.1541	35.6216	35.3324
24	0.220815	8.23331	16.3298	Qcs1	0	29.3	16.34	18.2386	32.5008	0	32.5008	37.2882	37.2882
25	0.220815	8.57588	17.7325	Qcs1	0	29.3	16.8226	18.7772	33.4606	0	33.4606	38.8399	38.8399
26	0.220815	8.89268	19.1462	Qcs1	0	29.3	17.2394	19.2424	34.2896	0	34.2896	40.2748	40.2748
27	0.220815	9.18307	20.5722	Qcs1	0	29.3	17.5906	19.6344	34.9881	0	34.9881	41.5902	41.5902
28	0.220815	9.44632	22.0116	Qcs1	0	29.3	17.8761	19.9531	35.5561	0	35.5561	42.7827	42.7827
29	0.220815	9.68163	23.4658	Qcs1	0	29.3	18.0958	20.1984	35.9932	0	35.9932	43.8486	43.8486
30	0.220815	9.88809	24.9362	Qcs1	0	29.3	18.2495	20.3699	36.2988	0	36.2988	44.7839	44.7839
31	0.220815	10.0647	26.4243	Qcs1	0	29.3	18.3365	20.467	36.4719	0	36.4719	45.5839	45.5839
32	0.220815	10.2102	27.932	Qcs1	0	29.3	18.3563	20.4891	36.5111	0	36.5111	46.2434	46.2434

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	76 di 77

33	0.220815	10.3235	29.461	Qcs1	0	29.3	18.3079	20.4351	36.415	0	36.415	46.7567	46.7567
34	0.220815	10.403	31.0135	Qcs1	0	29.3	18.1905	20.304	36.1814	0	36.1814	47.1171	47.1171
35	0.220815	10.4472	32.5916	Qcs1	0	29.3	18.0027	20.0944	35.8078	0	35.8078	47.3173	47.3173
36	0.220815	10.4541	34.1982	Qcs1	0	29.3	17.743	19.8046	35.2913	0	35.2913	47.3486	47.3486
37	0.220815	10.4215	35.8359	Qcs1	0	29.3	17.4098	19.4327	34.6286	0	34.6286	47.2016	47.2016
38	0.220815	10.3472	37.5083	Qcs1	0	29.3	17.0011	18.9765	33.8158	0	33.8158	46.8651	46.8651
39	0.220815	10.2282	39.219	Qcs1	0	29.3	16.5147	18.4335	32.8481	0	32.8481	46.3263	46.3263
40	0.220815	10.0612	40.9726	Qcs1	0	29.3	15.9477	17.8007	31.7205	0	31.7205	45.5703	45.5703
41	0.220815	9.84237	42.7741	Qcs1	0	29.3	15.2973	17.0747	30.4268	0	30.4268	44.5794	44.5794
42	0.220815	9.56711	44.6298	Qcs1	0	29.3	14.5599	16.2516	28.96	0	28.96	43.333	43.333
43	0.220815	9.22989	46.5469	Qcs1	0	29.3	13.7314	15.3269	27.3122	0	27.3122	41.8059	41.8059
44	0.220815	8.82397	48.5344	Qcs1	0	29.3	12.8073	14.2954	25.474	0	25.474	39.9676	39.9676
45	0.220815	8.16577	50.6035	Qcs1	0	29.3	11.5345	12.8747	22.9425	0	22.9425	36.9866	36.9866
46	0.220815	6.98217	52.7683	Qcs1	0	29.3	9.56916	10.681	19.0334	0	19.0334	31.6258	31.6258
47	0.220815	5.67644	55.0469	Qcs1	0	29.3	7.51877	8.39238	14.955	0	14.955	25.7117	25.7117
48	0.220815	4.25111	57.4641	Qcs1	0	29.3	5.41419	6.04326	10.769	0	10.769	19.2558	19.2558
49	0.220815	2.68069	60.0542	Qcs1	0	29.3	3.25987	3.63863	6.48397	0	6.48397	12.1426	12.1426
50	0.220815	0.927733	62.8679	Qcs1	0	29.3	1.06646	1.19037	2.12121	0	2.12121	4.20237	4.20237

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.11619

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	12.722	10	0	0	0
2	12.9431	9.94103	0.0731697	0	0
3	13.1641	9.88775	0.273061	0	0
4	13.3852	9.84006	0.571579	0	0
5	13.6063	9.79788	0.943885	0	0
6	13.8273	9.76112	1.36808	0	0
7	14.0484	9.72973	1.82494	0	0
8	14.2694	9.70366	2.2977	0	0
9	14.4905	9.68285	2.77184	0	0
10	14.7115	9.66727	3.23497	0	0
11	14.9326	9.6569	3.67666	0	0
12	15.1536	9.65172	4.16999	0	0
13	15.3747	9.65172	4.92637	0	0
14	15.5957	9.6569	5.91967	0	0
15	15.8168	9.66727	7.1109	0	0
16	16.0378	9.68285	8.46368	0	0
17	16.2589	9.70366	9.94411	0	0
18	16.48	9.72973	11.5206	0	0
19	16.701	9.76112	13.1638	0	0
20	16.9221	9.79788	14.8464	0	0
21	17.1431	9.84006	16.543	0	0
22	17.3642	9.88775	18.2305	0	0
23	17.5852	9.94103	19.8873	0	0
24	17.8063	10	21.4939	0	0
25	18.0271	10.0647	22.9977	0	0
26	18.2479	10.1353	24.3481	0	0
27	18.4687	10.212	25.5243	0	0
28	18.6895	10.2948	26.5071	0	0
29	18.9103	10.3841	27.2786	0	0
30	19.1312	10.48	27.8224	0	0
31	19.352	10.5826	28.1236	0	0

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE- PIAZZALI E VIABILITÀ

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	RG	GE0600	004	A	77 di 77

32	19.5728	10.6924	28.1687	0	0
33	19.7936	10.8094	27.9457	0	0
34	20.0144	10.9342	27.4443	0	0
35	20.2352	11.0669	26.6562	0	0
36	20.4561	11.2081	25.5746	0	0
37	20.6769	11.3581	24.1951	0	0
38	20.8977	11.5176	22.5155	0	0
39	21.1185	11.6871	20.5366	0	0
40	21.3393	11.8673	18.2619	0	0
41	21.5601	12.0591	15.6989	0	0
42	21.7809	12.2634	12.8593	0	0
43	22.0018	12.4814	9.76015	0	0
44	22.2226	12.7144	6.42516	0	0
45	22.4434	12.9643	2.88624	0	0
46	22.6642	13.2332	-0.736203	0	0
47	22.885	13.5237	-4.15483	0	0
48	23.1058	13.8397	-7.21973	0	0
49	23.3266	14.1858	-9.75222	0	0
50	23.5475	14.5691	-11.518	0	0
51	23.7683	15	0	0	0



Entity Information

Group: Analisi statica

Shared Entities

Type	Coordinates	
	X	Y
External Boundary	0	0
	37.5	0
	37.5	4.56
	37.5	15
	22.5	15
	15	10
	0	10
	0	4.56
Material Boundary	0	4.56
	37.5	4.56

Scenario-based Entities

Type	Coordinates	Master Scenario
Water Table	0	Assigned to materials:  Qcs1  Qa
	37.5	