

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. GEOLOGIA, GESTIONE TERRE E BONIFICHE

PROGETTO DEFINITIVO

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA

VI13 - Nuovo Basento

RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 1 D 0 9 CL VI 1 3 0 3 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
	Emissione	G.Liporace	Lug.2019	M. D'Effremo	Lug 2019	F.Gernone	Lug 2019	A. Vittozzi Lug 2019

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili - Gestione delle viabilità
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ingegnere degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783

File: IA5F01D09CLV11303001A_Relazione

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNA DI INDAGINE	6
3.1	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE (I.M.O.S. S.R.L.) - 2018.....	7
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	8
5	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	9
6	UNITA' GEOTECNICHE INTERCETTATE	11
7	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	12
7.1	GENERALITÀ	12
7.2	MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE PIÙ O MENO LIMOSE)	12
7.2.1	<i>Introduzione</i>	12
7.2.2	<i>Stato iniziale del deposito</i>	12
7.2.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	15
7.2.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	16
7.2.5	<i>Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)</i>	18
7.2.6	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	19
7.3	MATERIALI A GRANA FINE (LIMI E ARGILLE) SATURI	20
7.3.1	<i>Introduzione</i>	20
7.3.2	<i>Classificazione dei materiali</i>	20
7.3.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	20
7.3.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	21
7.3.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	22
7.3.6	<i>Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria</i>	24

7.3.7	<i>Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria</i>	24
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE	25
8.1	INTRODUZIONE	25
8.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	26
8.3	LIQUEFAZIONE.....	29
8.4	DEPOSITI ALLUVIONALI (1B)	30
8.5	ARGILLE SUBAPPENNINE (2).....	37
8.6	VALORI DI PERMEABILITÀ	44
8.7	ANDAMENTO DELLA FALDA.....	45
8.8	SCHEMI GEOTECNICI DI CALCOLO	45

1 PREMESSA

Lungo la Linea ferroviaria Ferrandina – Matera La Martella è prevista la realizzazione di un nuovo viadotto sul fiume Basento a partire dall’imbocco lato Ferrandina della galleria Miglionico in direzione Potenza. Tale viadotto, oggetto della progettazione definitiva in esame, ha una lunghezza di circa 1142 m.

La realizzazione della nuova opera fa parte del progetto di realizzazione della linea Ferrandina – Matera La Martella.

Nella presente relazione vengono descritti e commentati i risultati delle indagini realizzate lungo il tracciato del Nuovo Viadotto sul fiume Basento nel 2019.

Sulla base di questi risultati è stata sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo da adottare per la progettazione dell’opera d’arte.

L’impostazione dello studio geotecnico ha previsto prima la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità ritenute omogenee dal punto di vista geologico e geotecnico. E’ stato dunque definito lo schema in termini di profilo stratigrafico e parametri geotecnici di progetto (modello geotecnico) da adottarsi per le verifiche di sicurezza e funzionalità dell’opera.

I risultati dei calcoli e delle verifiche geotecniche sono invece riportati nella specifica relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti sulle indagini allegati al progetto definitivo cui si è fatto riferimento per l'elaborazione dei complessivi dati geotecnici. Oltre a questi elaborati si è fatto riferimento inoltre ai documenti relativi all'inchiesta finale sul dissesto, commissionata da RFI, a seguito del crollo del ponte esistente.

- [1] Progetto Preliminare Italferr – “Indagini geognostiche - Nuova linea Ferrandina-Matera” - (Doc. rif. – IA5F00R69SGGE0001001b) - 2018
- [2] Progetto Preliminare Italferr– “Prove geotecniche di laboratorio – Nuova linea Ferrandina-Matera” - (Doc. rif. – IA5F00R69PRGE0005001b) - 2018
- [3] Progetto Preliminare Italferr – “Relazione indagini geofisiche – Nuova linea Ferrandina” (Doc. rif. – IA5F0069IGGE0005001b) - 2018
- [4] Progetto Preliminare Italferr – “Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica” Doc. rif. – IA5F0069RGGE0001001b) – 2018
- [5] IA5F01D78RHGE0005001A PD - Relazione geotecnica generale
- [6] IA5F01D78F6GE0005009 PD - Profilo geotecnico Ramo B
- [7] IA5F01D09CLVII1303001A– Relazione di calcolo – Verifiche geotecniche delle fondazioni

2.1 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [8] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- [9] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- [10] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture “.
- [11] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”.
- [12] RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011 - “Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”.

3 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNA DI INDAGINE

Il nuovo ponte ad archi, oggetto della presente progettazione, si colloca all'interno del territorio comunale di Ferrandina, come mostrato nella figura che segue.

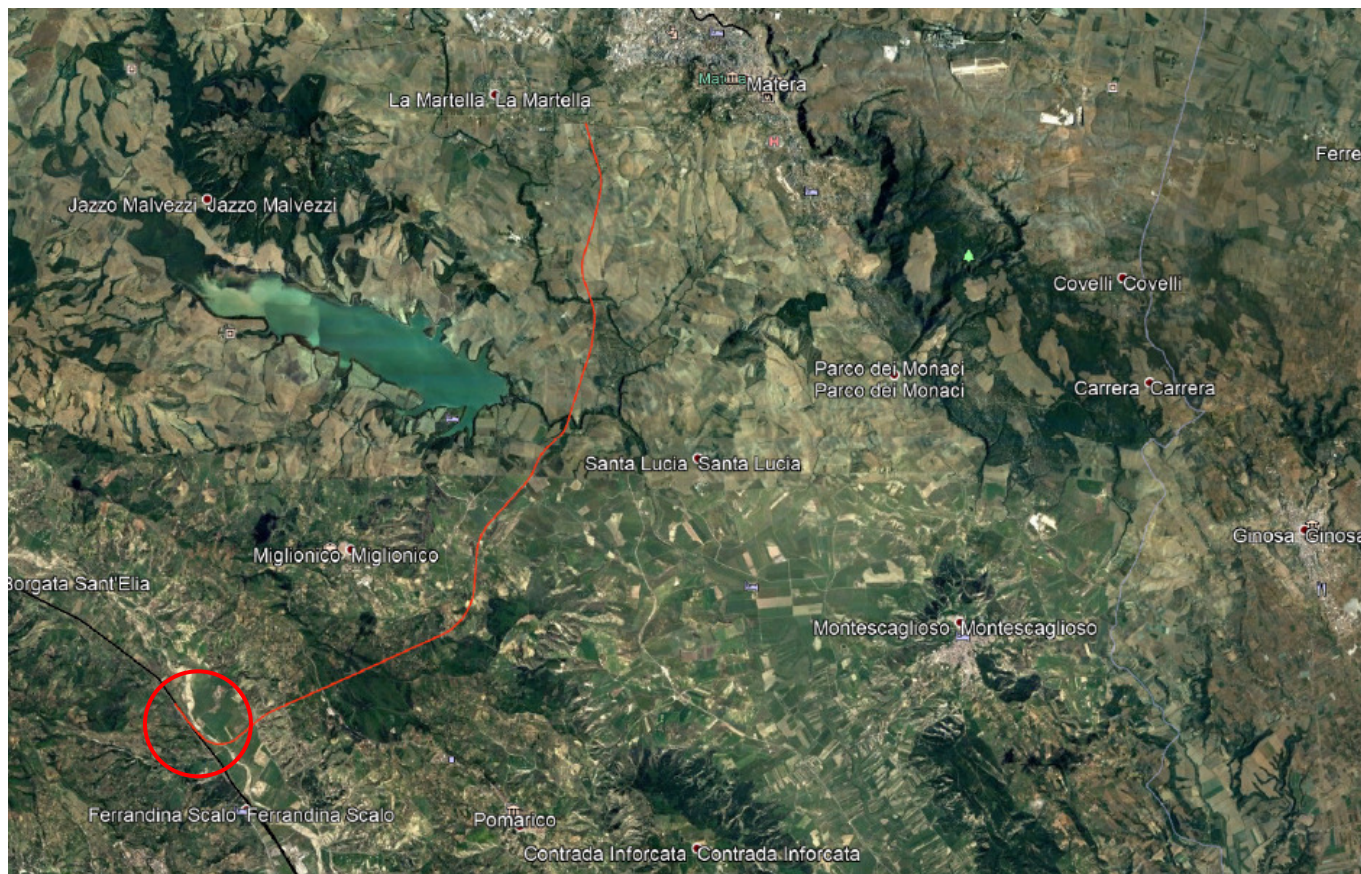


Figura 3-1 – Ubicazione sito di studio all'interno del territorio comunale di Ferrandina.

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

La campagna di indagini è stata eseguita dalla ditta I.M.O.S s.r.l., per conto di Italferr, nel marzo del 2019 ed include l'esecuzione di 6 sondaggi a carotaggio continuo (da S1 a S6) spinti fino alla profondità compresa tra 40m e 50m. Nel corso delle perforazioni sono state effettuate prove in foro di sondaggio (di tipo SPT e di permeabilità Lefranc) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati; successivamente tre dei sei fori (S1, S3, S6) sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto (Norton), il foro (S2) è stato attrezzato con tubo in pvc per l'esecuzione delle prove down-hole.

I campioni prelevati durante le perforazioni sono stati successivamente sottoposti a prove geotecniche di laboratorio. Per i campioni rimaneggiati, l'attività di laboratorio è consistita essenzialmente nella descrizione delle caratteristiche dei campioni pervenuti e nell'esecuzione di prove di classificazione con analisi granulometriche. Sui campioni indisturbati, di qualità idonea, sono state eseguite prove di classificazione (fisiche, limiti di Atterberg e granulometria), prove di taglio diretto, prove edometriche e prove triassiali UU, CD e CU.

Inoltre, è stata effettuata una campagna di indagini sismiche di superficie (2019) con metodologia Masw (4 prove), SRT (3 prove), ERT (2 prove) ed in foro mediante metodologia Down-hole (1 prove).

3.1 Campagna di indagini geognostiche (I.M.O.S. s.r.l.) - 2018

Indagini in sito:

- n. 6 sondaggi a carotaggio continuo denominati da S1 a S6;
- prelievo in corso di sondaggio di complessivi n. 40 campioni, di cui n. 34 indisturbati e n. 6 rimaneggiati;
- n.55 prove SPT, distribuite tra tutti i sondaggi (da 8 a 10 prove per sondaggio);
- n. 6 prove di permeabilità in foro, del tipo “Lefranc”;
- installazioni geotecniche in n. 4 fori di sondaggio, di cui:
 - n.3 attrezzati a piezometro.
 - n. 1 attrezzato per prospezioni down-hole;

Di seguito si riporta l’elenco dei sondaggi eseguiti, indicando la profondità, la quota sondaggio e le coordinate cartesiane:

Sondaggio	Nord	Est	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)
S1	4488403.692	2643247.456	84.69	29.5
S2	4487501.85	2643977.213	79.68	50.0
S3	4487503.566	2644420.023	78.05	49.4
S4	4487584.29	2644588.628	80.24	50.0
S5	4487853.00	2644668.405	82.21	50.0
S6	4487853.00	2644898.00	87.93	50.0

Tabella 1 – Sondaggi. Campagna di indagine 2018.

Per il dettaglio delle prove si rimanda al Doc. di Rif. [1].

Prove di laboratorio:

- apertura, descrizione e prove di classificazione sui campioni rimaneggiati prelevati.
- apertura, descrizione e prove di classificazione, prova di taglio diretto, prova di compressione triassiale consolidata isotropa drenata e non drenata (TXCD, TXCU) e non consolidata (TXUU) sui campioni indisturbati prelevati.

Per il dettaglio delle prove si rimanda al Doc. di Rif. [2].

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo (R= 600m) per poi terminare in rettilineo.

Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazione al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.

5 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Si sintetizza di seguito l'assetto geologico-morfologico-idrogeologico dell'area.

La successione esposta nel settore analizzato è costituita dai depositi di due distinti cicli sedimentari, rispettivamente di età Olocene (a) e Pleistocene inferiore (Qa).

Nell'area di diretto interesse è possibile riconoscere in affioramento il ciclo sedimentario dell'Olocene (a2-b).

Tale ciclo (AA.VV., 1984) è costituito da depositi argillosi sabbiosi alterati, presumibilmente derivati da antichi movimenti di massa, suscettibili di rimobilizzazione parziale o totale.

Il ciclo sedimentario del pleistocene inferiore (Qs) è rappresentato da argille siltose marnose grigio azzurre talora con intercalazioni sabbiose – siltose. Tale ciclo sedimentario è stato intercettato in profondità dalle verticali di sondaggio.

Nello specifico del sito di studio, sono presenti le seguenti formazioni:

- **1b:** Depositati argillosi sabbiosi alterati, presumibilmente derivanti da antichi movimenti di massa, suscettibili di rimobilizzazione parziale o totale, di spessori variabili tra 1 e 16 m.
- **2:** argille siltose sabbiose – limi argillosi sabbiosi, grigio azzurre, rinvenute nelle verticali di sondaggio.

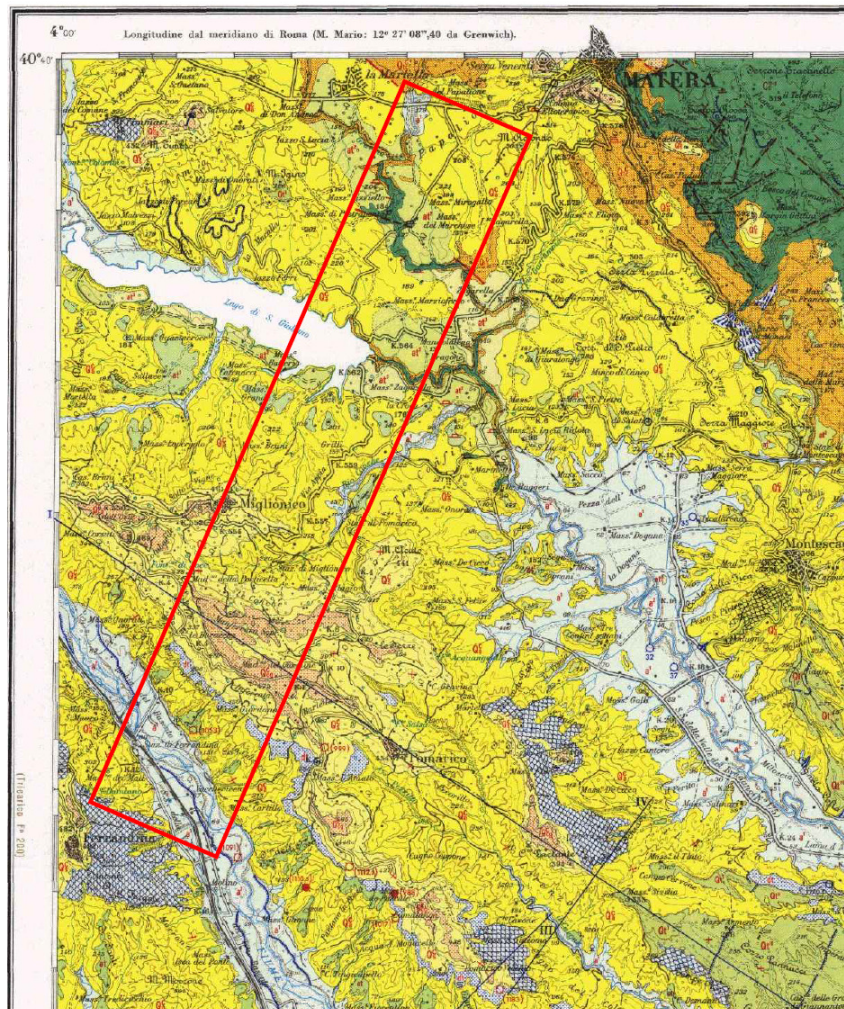


Figura 5-1 – Stralcio non in scala della Carta Geologica della Basilicata (scala 1:100.000, anno 1969)

Dal punto di vista geomorfologico il settore di studio è caratterizzato da una evoluzione legata ad un insieme di fattori geologici *s.l.* e geologico-strutturali che hanno agito, in maniera concomitante, nello sviluppo del paesaggio attuale.

Ad essa si aggiungono gli effetti geomorfologici dovuti al deflusso delle acque superficiali e ai fenomeni gravitativi agenti sui rilievi, oltre che locali elementi di genesi antropica connessi alle maggiori opere di comunicazione e ai sistemi di regimazione idraulica dei corsi d'acqua.

La serie pleistocenica affiorante nell'area di studio seppure prevalentemente argillosa, è caratterizzata dalla presenza di corpi arenacei e conglomeratici. In questi casi il forte contrasto di competenza influenza decisamente la formazione di rilievi con scarpate più o meno accentuate in corrispondenza delle principali bancate di strato, conducendo al modellamento di caratteristici versanti a gradini la cui continuità laterale costituisce un prezioso aiuto nella cartografia dei corpi arenacei corrispondenti.

La gravità costituisce uno dei principali agenti modellatori dei versanti, che si manifesta soprattutto attraverso fenomeni di frana.

Sono state osservate diverse tipologie principali di frane, distinguibili nella maggiore parte dei casi anche per il diverso grado di attività. In particolare, sono presenti fenomeni in cui la superficie di distacco non è sempre di facile individuazione né come localizzazione né come geometria, ed è marcata solo da avvallamenti e da aree depresse allungate interpretabili come trincee gravitative.

Dal punto di vista idrogeologico, la presenza di discontinuità e di livelli e lenti di terreni più permeabili all'interno delle argille subappennine ha suggerito un potenziale collegamento idraulico, di fatto confermato anche dalle misure piezometriche. Come risultato questa formazione è stata considerata come un unico sistema acquifero. Un sistema acquifero con bassa permeabilità, con ridotte possibilità di alimentazione e pertanto con quantitativi d'acqua immagazzinati modesti, a cui però si possono associare sacche permeabili.

6 UNITA' GEOTECNICHE INTERCETTATE

Per la definizione delle unità geotecniche si è seguito un approccio che, nella sostanza, accorpa, all'interno di una stessa unità, terreni analoghi in termini granulometrici ed in termini di caratteristiche meccaniche, anche se appartenenti a formazioni geologiche differenti.

Una volta definite le unità (o sub-unità) geotecniche, i risultati delle indagini (in sito e in laboratorio) sono stati catalogati nell'ambito di queste unità e interpretati con i criteri classici della Meccanica delle Terre.

Questa caratterizzazione ha portato, quindi, all'individuazione, per ogni unità geotecnica, di un campo di valori, cercando di limitare il più possibile il range di valori indicato, in modo da limitare il livello di aleatorietà della caratterizzazione e quindi dei calcoli di dimensionamento delle opere in progetto.

Con tale impostazione, nel capitolo seguente saranno descritti i criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica, mentre in quello ancora successivo sarà esposta la caratterizzazione geotecnica delle varie unità. Infine seguiranno i modelli geotecnici e stratigrafici elaborati da utilizzare direttamente nei dimensionamenti.

Le unità geotecniche individuate sono rappresentate da:

- ✓ Depositi argillosi sabbiosi alterati, presumibilmente derivanti da antichi movimenti di massa, suscettibili di rimobilizzazione parziale o totale, di spessori variabili tra 1 e 16 m (**unità 1b**).
- ✓ argille siltose sabbiose – limi argillosi sabbiosi, grigio azzurre, rinvenute nelle verticali di sondaggio (**unità 2**).

7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Generalità

Per la definizione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati tutti i dati acquisiti con le prove in sito (SPT) e in laboratorio. Per la suddivisione delle unità si è fatto riferimento anche ai risultati delle prove geofisiche (in foro e superficiali di tipo Masw). I dati considerati sono quelli provenienti dalla campagna di indagini del progetto preliminare (2019).

Le unità geotecniche interessate dall'opera coprono un range di caratteristiche che variano da terreni sciolti granulari a terreni coesivi; per tale motivo i criteri con i quali vengono elaborati e interpretati i dati di indagine e gli approcci metodologici per la relativa caratterizzazione geotecnica devono quindi essere necessariamente differenziati in funzione delle caratteristiche delle singole unità.

I terreni prevalentemente granulari sono stati caratterizzati attraverso parametri geotecnici in condizioni drenate stimati con correlazioni empiriche a partire dai risultati di prove penetrometriche in foro (SPT). Nella definizione dei parametri caratteristici si è tenuto in conto della eventuale influenza delle frazioni granulometriche più grossolane sui risultati delle prove penetrometriche (resistenza alla penetrazione legata alla presenza di clasti piuttosto che allo stato di addensamento). Inoltre, per la definizione delle caratteristiche geotecniche di questi terreni, sono stati utilizzati i dati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati.

Per le unità più tipicamente coesive sono stati valutati i parametri geotecnici in condizioni drenate e non drenate facendo affidamento sia sulle prove di laboratorio (prove triassiali, di taglio e prove edometriche) sia sulle prove in sito (SPT).

7.2 Materiali a grana grossa (sabbie più o meno limose)

7.2.1 Introduzione

Secondo la classifica USCS si intendono a grana grossa i materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 50%.

La caratterizzazione geotecnica è affidata sia all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) sia delle prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati e rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove è finalizzata a determinare principalmente i seguenti parametri:

- stato iniziale del deposito (grado di addensamento o densità relativa);
- resistenza al taglio;
- deformabilità;
- permeabilità.

7.2.2 Stato iniziale del deposito

In accordo a quanto indicato di seguito la densità relativa D_r può essere correlata al valore di N_{SPT} con le seguenti relazioni.

Skempton (1998):

valida per sabbie da fini a grossolane normalmente consolidate

$$D_r(\%) = 100 \left\{ \frac{N_{SPT} \left(\frac{98}{\sigma} \right)^{1/2}}{0.288\sigma + 32} \right\}^{1/2}$$

essendo:

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kN/m²)

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

D_r = densità relativa (-)

Meyerhof (1957):

valida per tutti i tipi di terreni

$$D_r(\%) = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma' + 0.7}}$$

essendo:

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)

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

D_r = densità relativa (-)

Gibbs-Holtz (1957):

valida per tutti i tipi di terreni

$$D_r = \left\{ \left[1,5 \left(\frac{N}{F} \right)^{0,222} \right] - 0,6 \right\}$$

$$F = 0,0065 \cdot \sigma_{v0}'^2 + 1,68 \cdot \sigma_{v0}' + 14$$

essendo:

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (t/m²)

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

D_r = densità relativa (-)

Cubrinowski e Ischiara (1988):

valida per tutti i tipi di terreni

$$D_r = \left[\frac{(N_{78}) \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}} \right)}{9} \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \right]^{0,5}$$

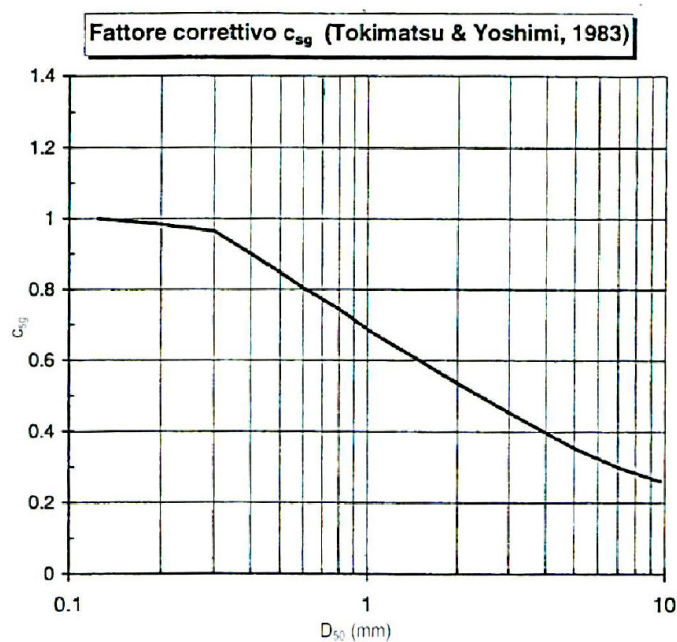
essendo:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kN/m^2)

$$N_{78} = \frac{60}{78} \cdot N_{spt} \cdot C_{sg}$$

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

C_{sg} = coefficiente diagrammato in funzione del diametro corrispondente al 50% di passante:



D_{50} = diametro dei grani corrispondente al 50% di passante

D_r = densità relativa (-)

Schultze e Mezembach (1961):

valida per sabbie da fini a ghiaiose normalmente consolidate

$$\ln DR = 0,478 \cdot \ln N_{SPT} - 0,262 \cdot \ln \sigma'_v + 2,84$$

essendo:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)

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

D_R = densità relativa (-)

7.2.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' può essere determinato facendo riferimento ai metodi seguenti:

Shioi & Fukuni – Road Bridge Specification (1982):

valida per tutti i tipi di terreni

$$\phi' = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15$$

Shioi & Fukuni – Japanese National Railway (1982):

valida per tutti i tipi di terreni

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

Owasaki & Iwasaki (1959):

valida per sabbie da medie a ghiaiose

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$$

Sowers (1961):

valida per sabbie

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

7.2.4 Caratteristiche di deformabilità

7.2.4.1 Moduli elastici iniziali

Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0,15 \div 0,20$

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

Avendo a disposizione prove down-hole e prove Masw, la determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s è preferenzialmente ricavata direttamente da prove geofisiche e, ove necessario, indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel punto successivo.

G_0 da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{\text{SPT}})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica

f_A	<i>Olocene</i>	<i>Pleistocene</i>
	1,0	1,3

Tabella 2 – Relazione di Ohta e Goto (1978) – Coeff. f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_G	<i>Ghiaie</i>	<i>Sabbie ghiaiose</i>	<i>Sabbie grosse</i>	<i>Sabbie medie</i>	<i>Sabbie fini</i>
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Tabella 3 – Relazione di Otha e Goto (1978) – Coeff. f_G (funzione della composizione granulometrica del deposito)

7.2.4.2 Moduli elastici “operativi”

Generalità

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico – lineari - plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- Nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, cioè in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti;
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$.
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate precedentemente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde.

Moduli elastici “operativi” da prove SPT in sabbia e ghiaia

Per la stima del modulo di deformazione sono disponibili numerose correlazioni tra le quali:

D’Appolonia et al. (1970):

$$E = 7.71 N_{SPT} + 191 \quad \text{valida per sabbia e ghiaia NC}$$

$$E = 10.63 N_{SPT} + 375 \quad \text{valida per sabbia OC}$$

essendo:

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

E = Modulo elastico operativo (kg/cm^2)

Schultze & Menzenbach (1961):

$$E = 0.517 N_{SPT} + 7.46$$

essendo:

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

E = Modulo elastico operativo (MPa)

Tornaghi et al. (1989):

$$E = B\sqrt{N_{SPT}}$$

essendo:

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

B = costante pari a 7

E = Modulo elastico operativo (MPa)

Webb (1970):

$$E = 4.87 N_{SPT} + 73 \quad \text{valida per sabbia satura}$$

$$E = 3.22 N_{SPT} + 16 \quad \text{valida per sabbia con fine plastico}$$

essendo:

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

E = Modulo elastico operativo (kg/cm^2)

7.2.5 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto dei pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad (\text{kPa})$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella tabella seguente (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

D_r (%)	K_{hi} (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

7.2.6 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio.

Per il calcolo della permeabilità si è fatto riferimento a quanto riportato nelle Raccomandazioni AGI (1977) utilizzando gli schemi applicabili nel caso di prove al di sopra o al di sotto della falda idrica.

I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli ottenibili da metodologie maggiormente speditive in funzione della descrizione litologica dei terreni interessati dalla prova. Uno di questi (Sommerville, 1986) fa riferimento alla tabella riportata di seguito. In alternativa alle prove in sito alternativa si possono usare le seguenti metodologie:

k (m/s)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

Tabella 4 – Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica (Sommerville, 1986)

7.3 Materiali a grana fine (limi e argille) saturi

7.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove è finalizzata, oltre che a classificare i materiali, a determinare:

- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

7.3.2 Classificazione dei materiali

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

7.3.3 Resistenza al taglio non drenata

7.3.3.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata c_u di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

7.3.3.2 Prove di laboratorio

In questa sede si farà principalmente riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi. L'interpretazione di queste prove non richiede specifiche particolari. Quando si ricavano valori molto diversi di un provino rispetto agli altri due, in genere si interpreta la prova solo considerando i due valori più simili. In caso di 3 valori molto diversi tra loro si assume il valore medio o il valore medio dei due valori più simili.

7.3.3.3 Valutazione di c_u da prove SPT

La stima della resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda può essere fatta attraverso una delle varie correlazioni empiriche proposte da vari Autori, tutte del tipo:

$$c_u = \alpha \cdot N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

Il valore di α varia (anche di molto) da autore ad autore:

Terzaghi e Peck $\alpha = 6.7$

DMT (design Manual for Soil Mechanics)

Argille media plasticità $\alpha = 3.8$

Argille media plasticità $\alpha = 7.4$

Argille alta plasticità $\alpha = 12.5$

Sanglerat

Argille media plasticità $\alpha = 12.5$

Argille limose $\alpha = 10$

Argille limo-sabbiose $\alpha = 6.7$

Shioi-Fukui

Argille media plasticità $\alpha = 2.5$

Argille alta plasticità $\alpha = 5$

Stroud-Clayton $\alpha = 4.5 \div 5.5$

Tenuto conto delle fortissime variazioni, è stato adottato un valore medio pari a 5, avendo comunque l'accortezza di conferma tale assunzione sulla base dei valori di c_u ricavati da prove di laboratorio.

7.3.4 *Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci*

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate e drenate (TX-CU e TX-CD).

7.3.5 Caratteristiche di deformabilità

7.3.5.1 Moduli elastici iniziali

Valgono le stesse considerazioni espresse per i terreni a grana grossa.

In alternativa i moduli elastici iniziali E_0 possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

7.3.5.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi” E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/3 \cdot E_0$ o $(300) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $(150 \div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

7.3.5.3 Modulo di deformabilità non drenato (E_u)

Molti autori suggeriscono di stimare il modulo non drenato E_u attraverso la correlazione empirica con la coesione non drenata (s_u).

$$E_u = n \cdot s_u$$

stimando quindi prima il valore della coesione non drenata da prove di laboratorio o da prove penetrometriche dinamiche come descritto in precedenza.

La costante n dipende dal livello di sollecitazione di taglio, dal grado di sovraconsolidazione, dalla sensibilità delle argille e da altri fattori (Ladd, 1977). Poiché il comportamento del terreno non è lineare, la scelta del livello di tensione di taglio è molto importante.

Nella figura seguente si illustrano i dati ricavati da Ladd (1977) per terreni normalconsolidati che mostrano la variazione del rapporto E_u/s_u con il livello di tensione per vari tipi di argille ($15 < IP < 75$).

Nella stessa figura si mostra la variazione di E_u/s_u con il grado di sovraconsolidazione OCR in corrispondenza di due livelli di tensione per lo stesso tipo di terreno.

La stima dell'indice di plasticità porta a significativi miglioramenti della stima.

Nei casi in esame, per i valori di IP che caratterizzano i materiali argillosi interessati dell'opera, una stima del valore di n tra 500 e 800 appare la più realistica.

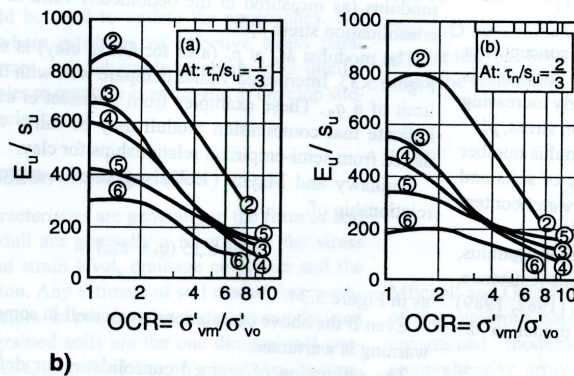
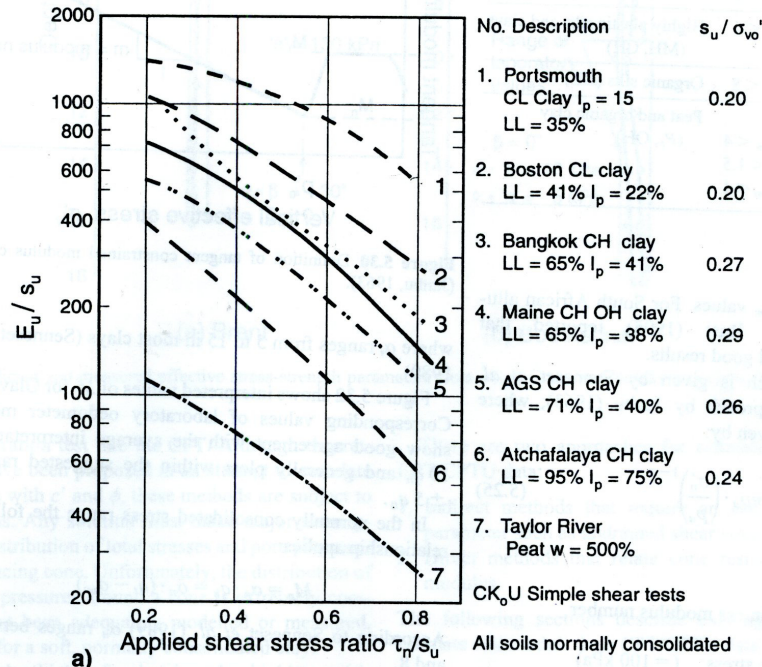


Figure 5.35 Stiffness ratio, E/s_u , as function of I_p (adapted from Ladd *et al.*, 1977).

Figura 7-1 – Rapporto di rigidezza E_u/s_u in funzione di I_p (da Ladd, 1977 adattato in Lunne-Robertson)

7.3.5.4 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale “operativo”, nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio Elson (1984):

$$E_s = 400 \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda.

7.3.6 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati:

- Di prove di laboratorio (prove edometriche) in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .
- Delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro.

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale k_v . Inoltre, essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito.

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale k_h .

7.3.7 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v e secondaria c_{α} , utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (prove edometriche).

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

8.1 Introduzione

I risultati di tutte le indagini (in sito e in laboratorio) sono stati aggregati in tabelle che riportano i risultati relativi ad ognuna delle unità geotecniche individuate. Tali elenchi di dati sono stati utilizzati per la costruzione di grafici inseriti nei paragrafi relativi alle singole unità geotecniche.

Laddove significativi i seguenti parametri sono stati plottati in funzione della profondità:

- Peso di volume;
- Composizione granulometrica;
- Contenuto naturale d'acqua;
- Limite Liquido, Limite Plastico e Indice di Plasticità
- Coesione non drenata da prove di laboratorio;
- Risultati prove SPT (valori N_{SPT});
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 (correlazione da V_s);
- Modulo di Young iniziale E_0 (correlazione da G_0);
- Modulo di Young operativo E_{op} (correlazione da SPT);
- Coesione non drenata (correlazione da SPT);
- Angolo di resistenza al taglio (correlazione da SPT).

Sono riportati inoltre i risultati nella Carta di Plasticità di Casagrande e l'elaborazione dei risultati di prove di taglio diretto e triassiali nel piano di Mohr per la stima di coesione e angolo di attrito.

Per quanto riguarda le velocità delle onde di taglio V_s , avendo a disposizione una prova down-hole, quattro prove Masw si è preferito illustrare i profili delle V_s per ogni singolo sito indagato piuttosto che stimare, per ogni singola unità, i valori delle V_s dalle correlazioni con SPT.

Seguendo i criteri esposti in precedenza, le unità geotecniche individuate sono le seguenti.

- ✓ Depositi alluvionali attuali – ghiaie, sabbie e limi sabbiosi (**1b**);
- ✓ Argille subappennine – argille grigio-azzurre. (**2**).

8.2 Categoria di sottosuolo

Categoria di sottosuolo

Ai sensi del DM 17/01/2018, la definizione della categoria di sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II del DM 17/01/2018.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per la determinazione dei valori delle onde di taglio Vs degli strati presenti nel sottosuolo, si è fatto riferimento ai risultati delle 4 prove MASW di progetto preliminare.

Considerando un approfondimento medio di 3.0 m della testa dei pali da p.c. si ottengono i seguenti risultati.

MASW - 1:

Spessori strati	Litotipo	Spessore strato in metri	Velocità onda P misurata in sito (m/s)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h ₁		0.70		230.00	h ₃ /V ₃	0.003
h ₂		6.10		290.00	h ₄ /V ₄	0.021
h ₃		16.20		380.00	h ₅ /V ₅	0.043
h ₄		7.00		660.00	h ₆ /V ₆	0.011
h _{totale}		30.00			Σ hi/Vi	0.077

$$V_{S30} \text{ (misurata)} = 30 / 0.077 = 388.02 \text{ m/s}$$

MASW - 2:

Spessori strati	Litotipo	Spessore strato in metri	Velocità onda P misurata in sito (m/s)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h ₁		0.70		220.00	h ₃ /V ₃	0.003
h ₂		5.30		310.00	h ₄ /V ₄	0.017
h ₃		13.40		370.00	h ₅ /V ₅	0.036
h ₄		10.60		670.00	h ₆ /V ₆	0.016
h _{totale}		30.00			Σ hi/Vi	0.072

$$V_{S30} \text{ (misurata)} = 30 / 0.072 = 414.85 \text{ m/s}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA6F 01 D09CL VI 13 03 001 A 28 di 46

MASW – 3:

Spessori strati	Litotipo	Spessore strato in metri	Velocità onda P misurata in sito (m/s)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h ₂		0.00		270.00	h ₂ /V ₂	0.000
h ₃		2.00		280.00	h ₃ /V ₃	0.007
h ₄		4.40		280.00	h ₄ /V ₄	0.016
h ₅		11.50		290.00	h ₅ /V ₅	0.040
h ₆		12.10		550.00	h ₆ /V ₆	0.022
h ₇		0.00			h ₇ /V ₇	0.000
h ₈					h ₈ /V ₈	0.000
h ₉					h ₉ /V ₉	0.000
h _{totale}		30.00			Σ hi/Vi	0.085

$V_{S30} \text{ (misurata)}$	=	30	/	0.085	=	354.98	m/s
------------------------------	---	----	---	-------	---	--------	-----

MASW – 4:

Spessori strati	Litotipo	Spessore strato in metri	Velocità onda P misurata in sito (m/s)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)
h ₁		0.30		200.00	h ₂ /V ₂	0.002
h ₂		3.40		250.00	h ₃ /V ₃	0.014
h ₃		18.50		260.00	h ₄ /V ₄	0.071
h ₄		7.80		430.00	h ₅ /V ₅	0.018
h _{totale}		30.00			Σ hi/Vi	0.104

$V_{S30} \text{ (misurata)}$	=	30	/	0.104	=	287.37	m/s
------------------------------	---	----	---	-------	---	--------	-----

MASW	V _s	Cat. Suolo
MASW 1	388.02	B
MASW 2	414.85	B
MASW 3	354.98	C
MASW 4	287.37	C

Tabella 5 – Categorie di sottosuolo

Dai valori riportati risulta opportuno assegnare una categoria di suolo di tipo C.

Categoria topografiche

Per condizioni topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III del D.M. 17/01/2018):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

La morfologia dell'area può essere ricondotta ad una delle configurazioni semplici previste dalla normativa. In particolare, l'area in oggetto può essere classificata di categoria T1, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", con coefficiente di amplificazione topografica $ST = 1.0$.

8.3 Liquefazione

Le unità in sito non sono suscettibili a liquefazione. Per i dettagli Relazione geotecnica genelar [5]

8.4 Depositi alluvionali (1b)

Si tratta di depositi alluvionali caratterizzati da ghiaie sabbie e limi sabbiosi distribuiti, con spessori compresi tra 1 e 18 m. Si concentrano lungo tutto lo sviluppo del ponte

Questi terreni sono stati attraversati dai sondaggi S1, S2, S3, S4, S5 e S6.

Trattandosi di un'unità superficiale lo stato di addensamento è ovviamente molto basso. Sono stati prelevati campioni sui quali è stata determinata la granulometria, peso per unità di volume nonché i risultati di prova di taglio diretto.

Nella tabella e nei grafici che seguono si sintetizzano i risultati ottenuti.

Sondaggio	Campione	prof.	γ	w	LL	LP	IP	ghiaia	sabbia	limo	argilla
		m	kN/m ³	%	%	%	%	%	%	%	%
S1	CRA	0.5			31	19	12	3.47	31.61	48.04	18.87
S2	CRA	0.5			21	16	5	15.78	76.76	7.47	0
S4	CRA	0.5			34	19	15	0	20.79	52.57	26.64
S4	CI1	2.725	19.3	16.95	54	25	29	11.07	28.48	44.39	16.06
S5	CRA	0.65						0.27	64.87	22.38	12.49
S5	CI1	2.8	20.3	14.13	39	21	18	0.01	13.52	57.95	28.53
S6	CI1	4.1	19.2	19.22	20	18	2	0.15	39.68	43.29	16.87
S6	CI2	7.75	18.9	27.04	22	16	6	0	26.44	53.88	19.68

Sui pochi campioni prelevati, è stata determinata la granulometria.

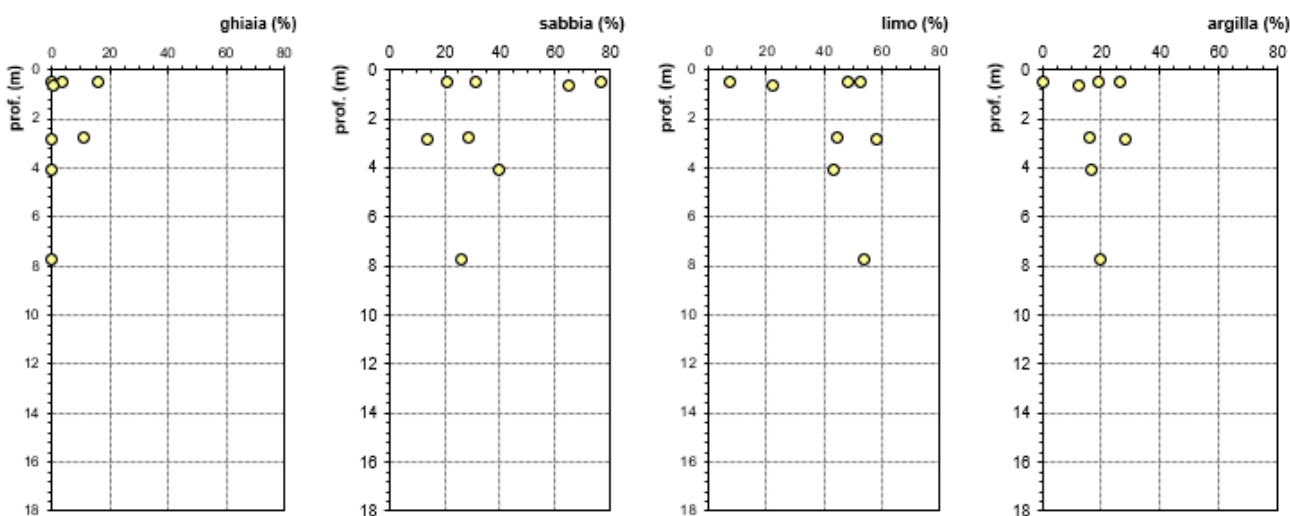
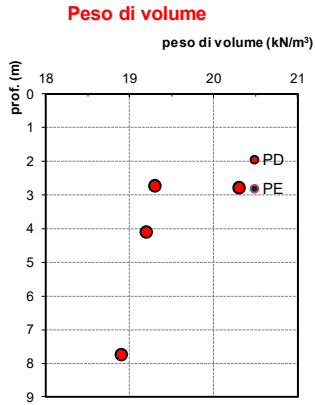


Figura 8-1 – Depositi alluvionali (1b) – Granulometrie



Carta di plasticità di Casagrande

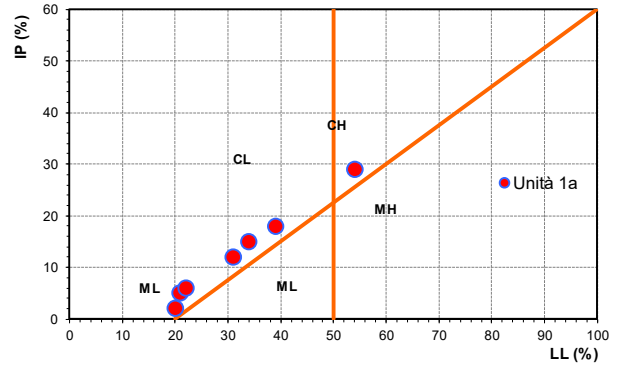


Figura 8-2 – Depositi alluvionali (1b) – Peso di volume e carta di plasticità di Casagrande

I risultati delle prove SPT sono riportati nella tabella e nel grafico seguente. Come mostrato, si evidenzia una tendenza all'aumento del valore di NSPT con la profondità; tale situazione può essere giustificata da un grado di addensamento dell'unità in questione.

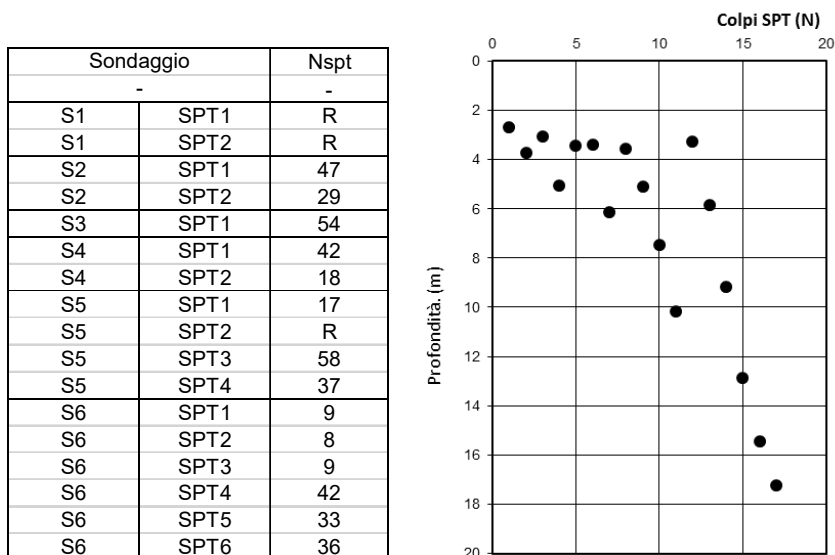


Tabella 6 – Risultati prove SPT

Se si escludono i due valori a rifiuto, le correlazioni per la stima dell'angolo di attrito forniscono una variabilità di ϕ' tra 30° e 40°, che può ritenersi un campo di valori realistico per riporti di questo genere.

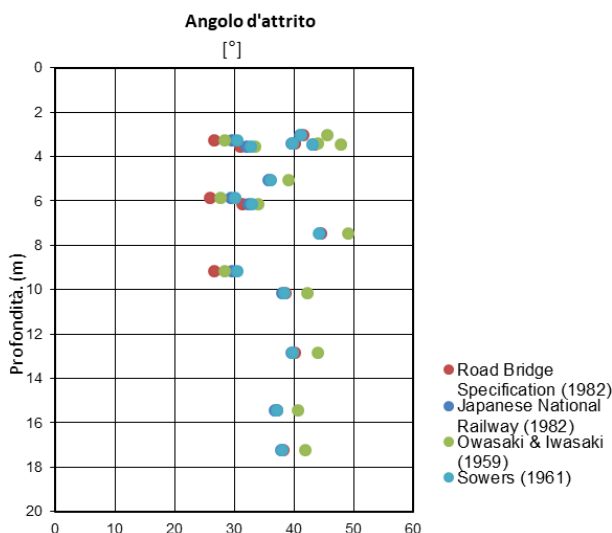


Figura 8-3 – Depositi alluvionali (1b) – Risultati delle correlazioni di ϕ' in funzione di N_{SPT}

Si hanno a disposizione inoltre i risultati di prove di taglio diretto eseguite sui campioni indisturbati dei sondaggi S4, S5 ed S6. Dalla tabella che segue è possibile stimare un valore di coesione efficace e di angolo d'attrito

rispettivamente pari a circa 3 kPa e 28°. Tali valori risultano inferiori, almeno per ciò che riguarda l'angolo d'attrito, a quanto dedotto dalle correlazioni empiriche con le prove SPT. In particolare i valori più bassi sono legati ad una quantità maggiore di materiali fini all'interno del campione analizzato.

Sondaggio	Campione	c'	ϕ
		kPa	°
S4	CI1	4.5	32.7
S5	CI1	6	24.3
S6	CI1	1.3	31
S6	CI2	0.4	26.8

Tabella 7 – Depositi alluvionali (1b) – Risultati delle prove di taglio diretto

Le correlazioni con il modulo di deformabilità indicano valori del modulo di Young nel campo tra 15 e 60 MPa.

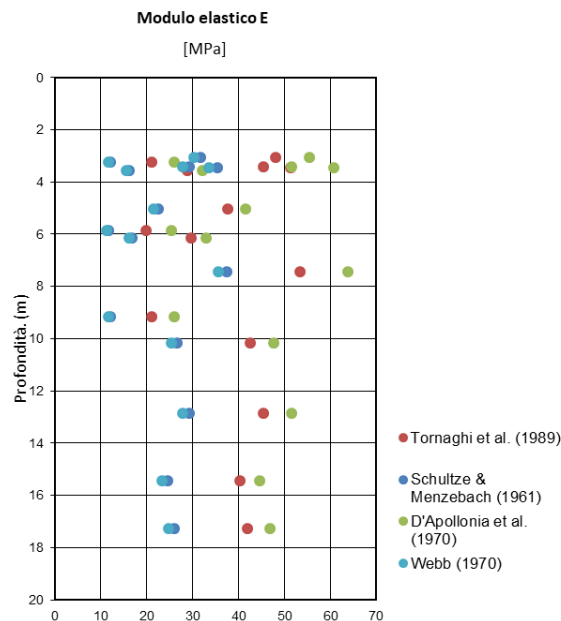


Figura 8-4 – Depositi alluvionali (1b) – Risultati delle correlazioni di E in funzione di N_{SPT}

I risultati delle prove “Pocket Penetrometer” forniscono i seguenti risultati:

Risultati Pocket Penetrometer		
Sondaggio	profondità (m)	P.P (Kg/cm2)
S1	4.3	3
S1	4.4	3.5
S1	4.5	3.8
S1	4.6	3.5
S1	5	3.5
S2	5	5
S2	5.2	5.3
S3	5.7	2
S4	0.3	2
S4	1	3
S4	1.5	3.5
S4	2	4.5
S4	3.5	4.5
S5	1.5	2.5
S5	2	11
S5	2.7	5.5
S5	3.3	7.5
S5	3.4	6
S5	3.5	6
S6	1.9	3.2
S6	2	1.8
S6	2.5	1.7
S6	2.7	2
S6	3.8	1.2
S6	5	3
S6	6.2	2.5
S6	7.2	1.2

Tabella 8 – Depositi alluvionali (1b) - Risultati “Pocket Penetrometer”

La stima di E da prove sismiche può essere sviluppata in funzione dei valori delle onde di taglio V_s .

Considerando i risultati della prova Masw-BH3 e assumendo un valore di $\gamma_t=19 \text{ kN/m}^3$ e un coefficiente di Poisson pari a 0.15, i valori del modulo di Young operativo risultano 43 e 47 Mpa.

MASW1							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
1	0	1	1	220	93.74	206.23	41.2
2	1	3.7	2.7	230	102.46	225.40	45.1
MASW2							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
1	0	1	1	210	85.41	187.91	37.6
2	1	3.7	2.7	220	93.74	206.23	41.2
MASW3							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
1	0	2	2	270	141.19	310.62	62.1
2	2	5	3	280	151.84	334.06	66.8
MASW4							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
1	0	1.2	1.2	190	69.92	153.82	30.8
2	1.2	3.3	2.1	200	77.47	170.44	34.1

Tabella 9 – Depositi alluvionali(1b) – Stima del modulo operativo da prove sismiche

Dall'insieme dei dati disponibili, si possono valutare i seguenti range dei principali parametri geotecnici.

Peso di volume	γ_t (kN/m ³)	19
Coesione efficace	c' (kPa)	0-5
Angolo d'attrito	φ' (°)	26 ÷ 32
Modulo di Young	E_0 (MPa)	150 ÷ 300
Modulo di deformabilità operativo	E_{op} (MPa)	30 ÷ 60

Tabella 10 – Depositi alluvionali(1b) – Quadro sinottico parametri geotecnici

Per quanto riguarda le prove edometriche eseguite sui campioni indisturbati prelevati, nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti.

Sond.	Campione	Prof. (m)	Prova edometrica			
			Pressione \square (kPa)	Modulo Edometrico E_{ed} (kPa)	k (mm/s)	C_v (mm ² /s)
S4	CI1	2.95	100	4373	1.16E-07	5.19E-03
S5	CI1	3.10	100	4523	5.61E-08	2.59E-03
S6	CI2	11.10	200	4230	1.45E-08	6.28E-04

Tabella 11 – Depositi alluvionali (1b): Risultati delle prove edometriche

Sulla base di quanto riportato, i valori del modulo edometrico E_{ed} , nel campo di tensioni di interesse, è pari a circa 4 MPa. Tali valori risultano molto inferiori a quelli stimati attraverso le correlazioni con le prove in foro SPT e le correlazioni con le velocità delle onde di taglio misurate nel corso delle prove sismiche (vedi dopo), che invece forniscono valori più adeguati ai materiali in questione.

Al riguardo si deve evidenziare che notoriamente le prove edometriche portano a sottostimare, anche in maniera significativa, i valori del modulo a causa del disturbo provocato al terreno dalle operazioni di prelievo e confezionamento dei provini. Inoltre, le condizioni dei provini durante l'esecuzione delle prove non risultano sempre rispondenti alle reali condizioni dei terreni nel sottosuolo (come nel presente caso).

Ragionando, infatti, in termini di moduli di deformazione (di Young) la relazione tra i moduli è la seguente.

$$E_{ed} = (1-\nu) \cdot E / (1-2\nu)(1+\nu)$$

Quindi, con un coefficiente di Poisson $\nu=0.15-0.20$, si avrebbe la relazione $E_{ed} = 1.1 E$, e quindi valori del modulo di Young pari a circa 3.6 MPa.

Alla luce di quanto affermato, e visti i valori molto bassi di E che si ottengono, poco rispondenti alle reali caratteristiche di deformabilità dei terreni dell'unità 1b, si è deciso di non considerare tali risultati ai fini della definizione dei range di variabilità del modulo di Young.

Per ciò che riguarda il coefficiente di consolidazione C_v , alle tensioni di interesse dei campioni, si ottiene un valore medio di $3 \cdot 10^{-03}$ mm²/s.

Dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc risulta un valore di permeabilità compreso tra $4.5 \cdot 10^{-05}$ mm/s e $4.5 \cdot 10^{-04}$ mm/s.

8.5 Argille subappennine (2)

Si tratta di argille grigio-azzurre sottilmente stratificate con intercalazioni di sabbie fini in strati centimetrici.

Nel caso della suddetta unità, lo stato di addensamento è molto alto.

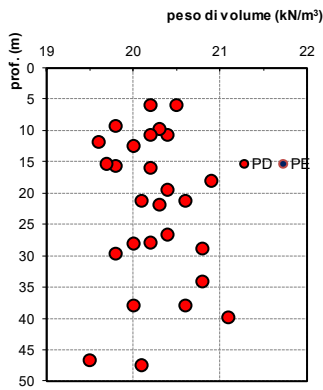
Questi terreni sono stati attraversati dai sondaggi S1, S2, S3, S4, S5 e S6.

Trattandosi di un'unità superficiale lo stato di addensamento è ovviamente molto basso. Sono stati prelevati campioni sui quali è stata determinata la granulometria, peso per unità di volume nonché i risultati di prova di taglio diretto.

Nella tabella e nei grafici che seguono si sintetizzano i risultati ottenuti.

Sondaggio	Campione	prof.	γ	w	LL	LP	IP	ghiaia	sabbia	limo	argilla
		m	kN/m ³	%	%	%	%	%	%	%	%
S1	CI1	5.9	20.2	20.15	39	21	18	0.6	13.6	53.27	32.54
S1	CI2	10.8	20.4	19.41	41	20	21	0.01	9.44	57.13	33.42
S1	CI3	15.7	19.8	23.04	51	25	26	0	4.67	53.48	41.85
S1	CI4	21.85	20.3	20.61	46	24	22	0	7.35	55.62	37.03
S1	CI5	28.9	20.8	17.07	51	21	30	0	4.84	57	38.17
S2	CI1	5.975	20.5	19.61	42	37	5	0	9.56	56.61	33.73
S2	CI2	9.75	20.3	17.1	39	17	22	0	14.23	54.72	31.05
S2	CI3	18	20.9	17.42	42	21	21	0	6.74	56.37	36.87
S2	CI4	28	20	19.68	45	24	21	0	10.46	52.06	37.48
S2	CI5	37.9	20.6	19.8	42	21	21	0	7.31	55.55	37.12
S2	CI6	47.4	20.1	19.44	47	23	24	0	3.18	56.73	40.09
S3	CI1	9.3	19.8	24.1	52	26	26	0.03	8.67	57.81	33.48
S3	CI2	12.4	20	21.6	58	31	27	0.04	9.09	50.98	38.89
S3	CI3	16.05	20.2	22.78	57	27	30	0	5.67	51.24	43.09
S3	CI4	21.3	20.6	20.69	58	31	27	0.01	7.82	51.4	40.83
S3	CI5	27.85	20.2	22.14	58	28	30	0	7.5	57.21	35.29
S3	CI6	38	20	20.11	64	31	33	0	3.98	58.81	37.21
S4	CI2	10.8	20.2	20.92	47	23	24	0	6.87	50.95	42.18
S4	CI3	19.5	20.4	20.46	59	28	31	0	3.303	50.62	46.34
S4	CI4	29.575	19.8	20.02	62	30	32	0.02	3.01	54.42	42.55
S4	CI5	34.15	20.8	18.96	49	25	24	0	3.12	54.99	41.89
S4	CI6	46.7	19.5	19.45	53	25	28	0.02	4.32	56.1	39.57
S5	CI2	11.85	19.6	22.65	52	26	26	0	8.67	51.36	39.98
S5	CI3	15.4	19.7	22.43	59	28	31	0	6.48	56.68	36.84
S5	CI4	21.25	20.1	21.19	61	28	33	0	3.55	57.12	39.32
S5	CI5	26.6	20.4	18.36	56	28	28	0	3.22	58.19	38.59
S5	CI6	39.9	21.1	17.28	53	24	29	0.01	4.75	58.31	36.93

Peso di volume



Carta di plasticità di Casagrande

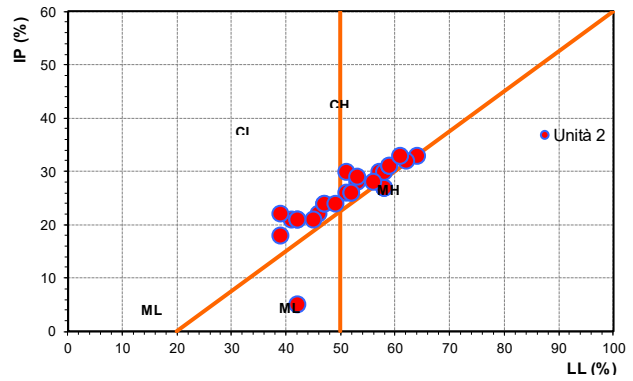


Figura 8-5 – Unità 2: Peso di volume e Carta di plasticità di Casagrande

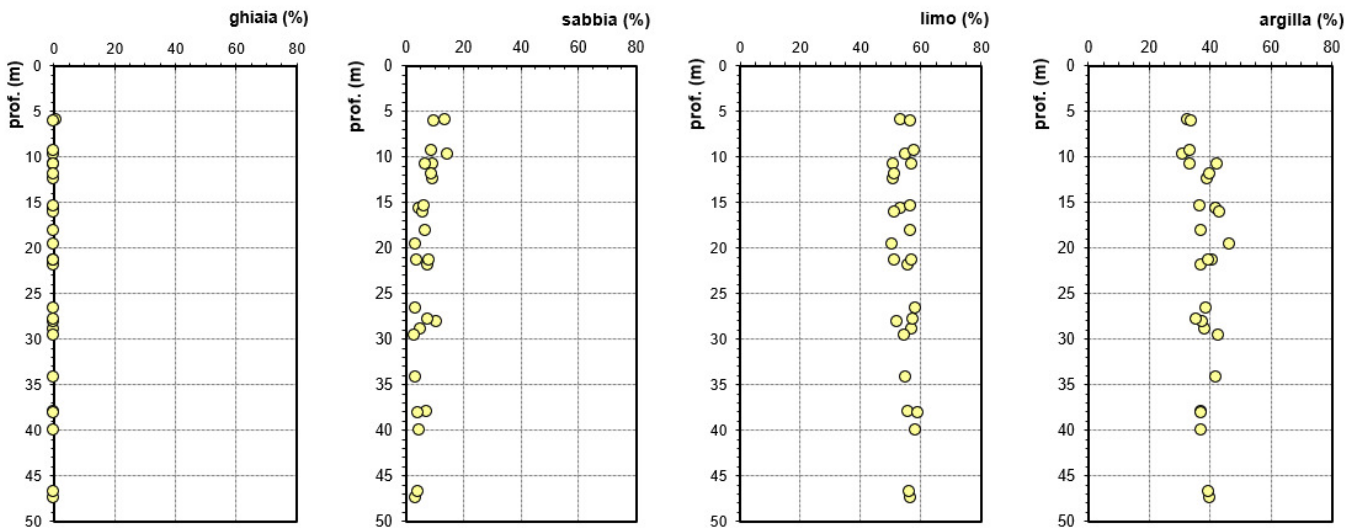


Figura 8-6 – Argille subappennine (2) - Granulometrie

I risultati delle prove SPT sono riportati nella tabella e nel grafico seguente. Anche in questo caso si evidenzia una marcata tendenza all'aumento con la profondità del valore di N_{SPT} .

Sondaggio		Nspt
-		-
S1	SPT3	23
S1	SPT4	33
S1	SPT5	30
S1	SPT6	41
S1	SPT7	58
S1	SPT8	67
S1	SPT9	100
S2	SPT3	46
S2	SPT4	62
S2	SPT5	63
S2	SPT6	80
S2	SPT7	89
S2	SPT8	88
S2	SPT9	88
S2	SPT10	R
S3	SPT2	38
S3	SPT3	47
S3	SPT4	56
S3	SPT5	61
S3	SPT6	72
S3	SPT7	76
S3	SPT8	100
S4	SPT3	27
S4	SPT4	40
S4	SPT5	47
S4	SPT6	49
S4	SPT7	63
S4	SPT8	64
S4	SPT9	74
S5	SPT5	31
S5	SPT6	47
S5	SPT7	52
S5	SPT8	60
S5	SPT9	56
S5	SPT10	66
S6	SPT7	43
S6	SPT8	59
S6	SPT9	64

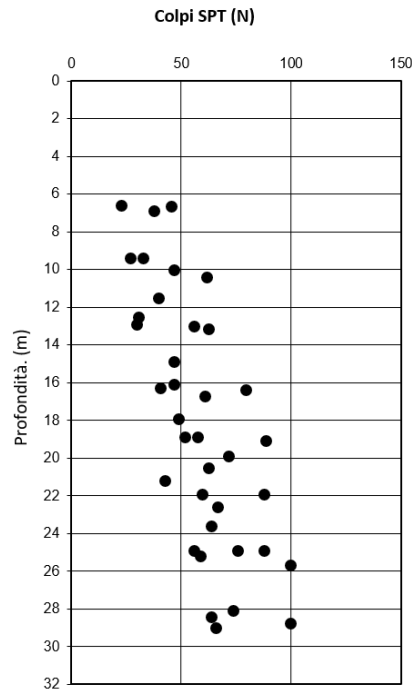


Tabella 12 – Argille Subappennine(2) - Risultati prove SPT

Le prove SPT si mantengono sempre nell'intervallo 20 – 100, a cui corrispondono angoli d'attrito variabili da 35° a 60°.

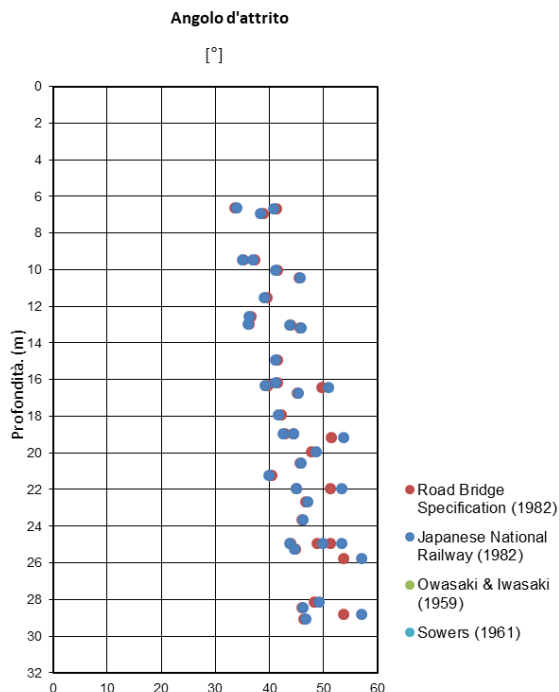


Figura 8-7 – Argille subappennine (2) – Risultati delle correlazioni di ϕ' in funzione di N_{SPT}

Occorre precisare, data la natura argillosa dell'unità in esame, che i valori dell'angolo d'attrito, dedotti mediante formulazioni empiriche dai valori delle prove SPT, non sono sempre rappresentativi ed affidabili raggiungendo valori troppo elevati, rispetto a quelli usuali per materiali dello stesso tipo.

Tale sovrastima dell'angolo d'attrito è da considerarsi dovuta all'elevato stato d'addensamento dell'unità.

La prova di taglio diretto ha restituito un valore di coesione efficace pari a circa 30 kPa e un angolo d'attrito efficace di circa 25°.

SONDAGGI		c'	ϕ
		kPa	°
S1	C13	5.2	24.1
S1	C14	42.2	23.5
S1	C15	18.5	25.4
S2	C13	43	30.4
S2	C14	50.6	27.8
S2	C15	37.1	28.9
S2	C16	49.3	27.6
S3	C13	15.4	25.4
S3	C14	3.2	24.5
S3	C15	57.4	26.6
S3	C16	69.4	25.5
S4	C14	22.4	24
S4	C16	15	27
S5	C14	41.1	18.8

Tabella 13 – Argille Subappennine(2) – Risultati delle prove di taglio diretto

Quest'ultimo valore risulta inferiore a quanto determinato attraverso le correlazioni con le prove SPT, ma verosimile per unità di questo genere.

Dai risultati delle prove ad espansione laterale libera risulta un valore di resistenza non drenata c_u compreso prevalentemente tra 300-400 kPa.

SONDAGGI		Espansione Laterale Libera			
		prof.	σ	ε	c_u
		m	kPa	%	kPa
S1	CI3	15.7	141.97	2.91	70.99
S1	CI4	21.85	344.71	4.09	172.36
S1	CI5	28.9	748.38	5.28	374.19
S2	CI3	18	801.33	4.57	400.67
S2	CI4	28	871.65	4.4	435.83
S2	CI5	37.9	1324.9	4.69	662.44
S2	CI6	47.4	981.01	3.15	490.51
S3	CI4	21.3	540.38	13.37	270.19
S3	CI6	38	874.48	4.42	437.24
S4	CI3	19.5	333.03	5.31	166.52
S4	CI4	29.575	636.85	2.57	318.41
S4	CI5	34.15	437.77	6.16	218.89
S4	CI6	46.7	616.86	4.22	308.43
S5	CI2	11.85	601.11	7.66	300.56
S5	CI5	26.6	292.91	4.08	146.46
S5	CI6	39.9	646.47	4.58	323.24

Tabella 14 – Argille Subappennine(2) – Risultati prova ad espansione laterale libera

Assumendo un valore di $\gamma_t=20 \text{ kN/m}^3$ e un coefficiente di Poisson pari a 0.15, i valori del modulo di Young operativo dedotti da prove sismiche, risultano compresi tra 65 e 120 Mpa.

MASW1							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
3	3.7	9.8	6.1	290	171.46	377.21	75.44
4	9.8	26	16.2	380	294.39	647.67	129.53
MASW2							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
3	3.7	9	5.3	310	195.92	431.03	86.21
4	9	22.4	13.4	370	279.10	614.03	122.80
MASW3							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
3	5	9.4	4.4	280	159.84	351.64	70.33
4	9.4	20.9	11.5	290	171.46	377.21	75.44
MASW4							
sismostrato	profondità		spessore	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
3	3.3	6.7	3.4	250	127.42	280.33	56.06
4	6.7	25.2	18.5	260	137.82	303.21	60.64

Tabella 15 – Argille Subappennine(2) – Stima del modulo operativo da prove sismiche

Dall'insieme dei dati disponibili si possono fare le seguenti stime dei principali parametri geotecnici.

Peso di volume	γ_t (kN/m ³)	20
Coesione efficace	c' (kPa)	30 ÷ 50
Angolo d'attrito	φ' (°)	23 ÷ 28
Modulo di Young	E_0 (MPa)	300-600
Modulo di deformabilità operativo	E_{op} (MPa)	65 ÷ 120
Modulo non drenato	E_u (Mpa)	150-200
Resistenza non drenata	c_u (KPa)	300-400

Tabella 16 – Argille Subappennine(2) – Quadro sinottico parametri geotecnici

Per quanto riguarda le prove edometriche eseguite sui campioni indisturbati prelevati, nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti.

Sond.	Campione	Prof. (m)	Prova edometrica			
			Pressione σ (kPa)	Modulo Edometrico E_{ed} (kPa)	k (mm/s)	C_v (mm ² /s)
S1	CI1	6.2	100	5285	3.26E-09	1.76E-04
S1	CI2	11.1	200	5903	4.07E-09	2.45E-04
S2	CI1	6.25	100	8382	3.25E-09	2.78E-04
S2	CI2	10.00	200	8734	7.78E-09	6.93E-04
S3	CI1	9.60	100	7704	4.52E-09	3.55E-04
S4	CI2	11.10	200	7302	3.57E-09	2.66E-04
S5	CI2	12.10	200	4880	1.51E-08	7.49E-04

Tabella 17 – Unità 2: Risultati delle prove edometriche

Sulla base di quanto riportato, i valori del modulo edometrico E_{ed} , nel campo di tensioni di interesse, varia all'incirca tra 4 e 8 MPa. Tali valori risultano molto inferiori a quelli stimati attraverso le correlazioni con le prove in foro SPT e le correlazioni con le velocità delle onde di taglio misurate nel corso delle prove sismiche (vedi dopo), che invece forniscono valori più adeguati ai materiali in questione.

Al riguardo si deve evidenziare che notoriamente le prove edometriche portano a sottostimare, anche in maniera significativa, i valori del modulo a causa del disturbo provocato al terreno dalle operazioni di prelievo e confezionamento dei provini. Inoltre, le condizioni dei provini durante l'esecuzione delle prove non risultano sempre rispondenti alle reali condizioni dei terreni nel sottosuolo (come nel presente caso).

Ragionando, infatti, in termini di moduli di deformazione (di Young) la relazione tra i moduli è la seguente.

$$E_{ed} = (1-\nu) \cdot E / (1-2\nu)(1+\nu)$$

Quindi, con un coefficiente di Poisson $\nu=0.15-0.20$, si avrebbe la relazione $E_{ed} = 1.1 E$, e quindi valori del modulo di Young compreso tra 3.6 e 7 MPa.

Alla luce di quanto affermato, e visti i valori molto bassi di E che si ottengono, poco rispondenti alle reali caratteristiche di deformabilità dei terreni dell'unità 2, si è deciso di non considerare tali risultati ai fini della definizione dei range di variabilità del modulo di Young.

Per ciò che riguarda il coefficiente di consolidazione C_v , alle tensioni di interesse dei campioni, si ottiene un valore medio di $4 \cdot 10^{-04}$ mm²/s; la permeabilità che si ricava dalla prova invece è dell'ordine di $4.0 \cdot 10^{-09}$ mm/s.

8.6 Valori di permeabilità

Per la valutazione della permeabilità dei terreni si è fatto riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc eseguite nei fori di sondaggio. Nella tabella che segue sono riportati i risultati delle prove eseguite nell'ambito della presente campagna di indagini; tutte le prove sono state effettuate a carico variabile.

Sondaggio	Prof.	Unità geotecnica	Coeff. Permeabilità
-	m da p.c.	-	m/s
S1	5.3	Unità 1b	3.68E-04
S2	5.1	Unità 1b	4.78E-04
S3	8.2	Unità 2	9.76E-08
S4	7	Unità 1b	4.57E-04
S5	9.7	Unità 1b	4.05E-04
S6	8	Unità 1b	3.76E-05

Tabella 18 – Risultati prove di permeabilità Lefranc

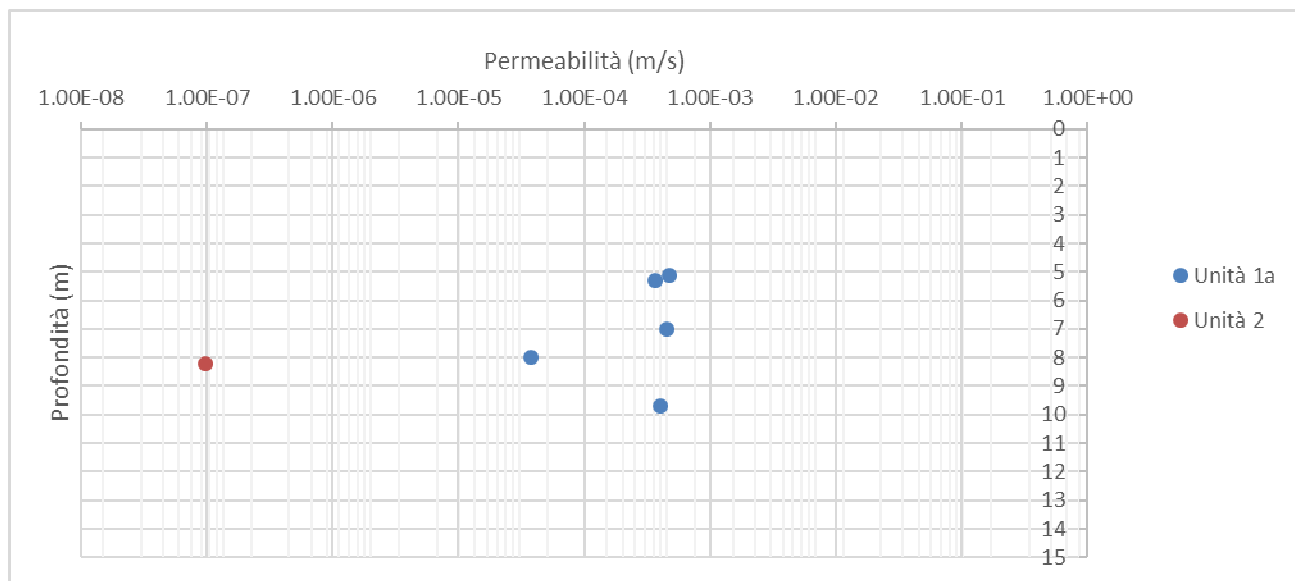


Figura 8-8 – Risultati prove di permeabilità Lefranc

Nel grafico sopra riportato sono plottati i coefficienti di permeabilità ottenuti nelle due unità in funzione della profondità; i valori delle permeabilità relativi all'unità 1b (prevalentemente sabbiosa) risulta comprese tra 3.68E-04 m/s e 4.78E-04 m/s con un valore medio pari a circa 4.2E-07 m/s.

L'unità 2, invece, caratterizzata da una percentuale maggiore di materiali fini, presenta valori di permeabilità pari a 9.76E-08 m/s.

8.7 Andamento della falda

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito principalmente sulla base delle misure in fase di monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio. Dei 6 sondaggi a disposizione, sono stati attrezzati i sondaggi S1, S2, S3 e S6.

PIEZOMETRI				
prof. falda da p.c. (m)				
	S1	S2	S3	S6
LETTURA	-4.1	-4.2	-3.85	-11.8

Tabella 19 – Monitoraggio della falda

8.8 Schemi geotecnici di calcolo

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano gli schemi stratigrafici ed i parametri geotecnici caratteristici delle unità individuate ai fini del dimensionamento delle fondazioni profonde del nuovo ponte.

SCHEMA 1: Spalla A (lato Ferrandina) – Pila 06

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	5.0	Unità 1b
2	>5.0		Unità 2
Profondità della falda: 3 m da p.c.			

SCHEMA 2: Pila 06-Pila 12

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	7.0	Unità 1b
2	>7.0		Unità 2
Profondità della falda: 5 m da p.c.			

SCHEMA 3: Pila 13 – Spalla B (Lato Matera)

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	12	Unità 1b
2	>12.0		Unità 2
Profondità della falda: 10 m da p.c.			

Parametri	Unità 1b	Unità 2
γ_t (kN/m ³)	19.0	20
φ' (°)	26÷32	23÷27
c' (kPa)	0÷5	30÷50
c_u (kPa)	-	150-400 (*)
E_{op} (MPa)	30÷60	65÷120
E_u (MPa)	-	150÷200
k (m/s)	$4.5 \times 10^{-05} \div 4.5 \times 10^{-05}$	4.0×10^{-09}

(*) Variabile con la profondità

Ai fini del calcolo delle fondazioni, spalle e opere provvisionali, sono stati presi in considerazione i seguenti parametri geotecnici:

Parametri	Unità 1b	Unità 2
γ_t (kN/m ³)	19.0	20
φ' (°)	26	25
c' (kPa)	0	40
c_u (kPa)	-	250
E_{op} (MPa)	30	85
E_u (MPa)	-	170

Tabella 20 – Parametri geotecnici caratteristici