Firmato digitalmente da
Paolo COSTA MEDICH

MMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

ALTA SORVEGLIANZA:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

GENERAL CONTRACTOR:

Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

LEGGE N. 55 DEL 14/06/2019
TRATTA A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE VOLTRI - BRIGNOLE
PROGETTO DEFINITIVO
PRG DI GENOVA VOLTRI

PGR DI GENOVA VOLTRI
GEOLOGIA E GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio **Cociv** Ing. F. Poma		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NG2Y	04	D	CV	RB	GE0000	001	A

PROGETTAZIONE:

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	PRIMA EMISSIONE	SYSTRA SWS	10/05/2023	COCIV	11/05/2023	P. Costa Medich	12/05/2023	Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Paolo Costa Medich Ordine Ingegneri Prov. TO n. 10306 X

	n. Elab.:	File: *NG2Y-04-D-CV-RB-GE00-00-001-A00.doc*

CUP: F81H92000000008

INDICE

INDICE 3
1 INTRODUZIONE 5
2 RIFERIMENTI 6
2.1 Normativa tecnica 6
2.2 Documentazione di riferimento 6
3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO 7
4 INDAGINI 9
4.1 Sondaggi presenti sul Geoportale della regione Liguria 9
4.2 Campagna indagini del 2022 11
5 MODELLO GEOTECNICO 12
5.1 Idrogeologia 12
5.2 Categoria di sottosuolo 12
6 CRITERI ADOTTATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 14
6.1 Generalità 14
6.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) 16
6.2.1 Introduzione 16
6.2.2 Stato iniziale del deposito 16
6.2.3 Angolo di resistenza al taglio 17
6.2.4 Caratteristiche di deformabilità 18
6.2.5 Coefficienti di permeabilità 21
7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 22
7.1 Caratterizzazione geotecnica dei materiali di Riporto 22
7.1.1 Descrizione 22
7.1.2 Stato iniziale del deposito 22
7.1.3 Caratteristiche di resistenza 23
7.1.4 Caratteristiche di deformabilità 24
7.1.5 Caratteristiche di permeabilità 24
7.1.6 Sintesi dei parametri geotecnici del materiale di Riporto 24
7.2 Caratterizzazione geotecnica dell'Unità Geotecnica UG1 25
7.2.1 Descrizione 25
7.2.2 Stato iniziale del deposito 25
7.2.3 Caratteristiche di resistenza 26

7.2.4 Caratteristiche di deformabilità 26
7.2.5 Caratteristiche di permeabilità 27
7.2.6 Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG1 27
7.3 Caratterizzazione geotecnica dell'Unità Geotecnica UG2 27
7.3.1 Descrizione 27
7.3.2 Stato iniziale del deposito 28
7.3.3 Caratteristiche di resistenza 28
7.3.4 Caratteristiche di deformabilità 29
7.3.5 Caratteristiche di permeabilità 29
7.3.6 Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG2 29
7.4 Caratterizzazione dell'Unità Geotecnica UG3 30
7.4.1 Descrizione 30
7.4.2 Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG3 30
7.5 Sintesi dei parametri geotecnici di tutte le Unità 31
8 BIBLIOGRAFIA 32

1 INTRODUZIONE

Il presente documento ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali unità geotecniche interessate dalle opere previste nel Progetto Definitivo del potenziamento infrastrutturale Voltri – Brignole presso Genova Voltri. L'area di interesse è ubicata presso il porto di Genova Prà, entro la città di Genova, regione Liguria, come mostrato in Figura 1.



Figura 1: Inquadramento geografico dell'area di progetto

Il presente documento si articola come segue:

- Capitolo 2: normativa ed elaborati di riferimento;
- Capitolo 3: Inquadramento geologico;
- Capitolo 4: Riepilogo delle indagini svolte;
- Capitolo 5: Ricostruzione del modello geotecnico;
- Capitolo 6: Criteri di caratterizzazione dei terreni;
- Capitolo 7: Caratterizzazione geotecnica;
- Capitolo 8: Bibliografia.

2 RIFERIMENTI

2.1 Normativa tecnica

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

[1] Eurocodice 7. Progettazione geotecnica, 2004;

[2] Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica, 2004;

[3] OPCM n.3274 del 08/05/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi allegati e s.m.i.;

[4] OPCM n.3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";

[5] Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 14 gennaio 2008;

[6] Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617;

[7] Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17 gennaio 2018.

[8] Circolare del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 Documentazione di riferimento

I seguenti documenti sono stati consultati:

[9] Relazione geologica, redatta in fase di PFTE in supporto al progetto unico terzo valico dei Giovi e nodo ferroviario di Genova, PGR di Genova Voltri, datata settembre 2022;

[10] Report di indagini geofisiche, redatto in fase di PFTE in supporto al progetto unico terzo valico dei Giovi e nodo ferroviario di Genova, PGR di Genova Voltri, datata settembre 2022;

[11] CARG, Carta Geologica d'Italia, scala 1: 50 000, foglio 213 Genova;

[12] Geoportale regione Liguria, Carta Indagini Geognostiche della Liguria.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di progetto ricade nel settore delle Alpi Liguri, che risulta complesso da un punto di vista strutturale in quanto coinvolto sia dall'evoluzione alpina sia dall'evoluzione appenninica. In particolare, le Alpi Liguri sono caratterizzate dalla sovrapposizione di unità di crosta oceanica e di mantello. I sedimenti quarternari sono invece costiuiti da sedimenti alluvionali e costieri derivanti dagli apporti dei torrenti Bisagno e Polcevera. In sintesi, l'area ligure è caratterizzata dalla presenza di due domini: quello di crosta oceanica e di mantello, di grado metamorfico basso, e quello sedimentario, di grado metamorfico nullo.

Lo schema di inquadramento regionale presente nella carta geologica d'Italia in scala 1:50 000 foglio 213 Genova, di cui un estratto in Figura 2, mostra che l'area di progetto ricade in una zona dove il substrato è costituito dall'Unità tettonica-metamorfica di Voltri in facies di Scisti Blu. La stessa carta geologica, di cui un ulteriore estratto in Figura 3, mostra inoltre l'assenza di depositi quaternari nell'area di progetto, in quanto trattasi di un'opera antropica costruita a partire dal 1974.

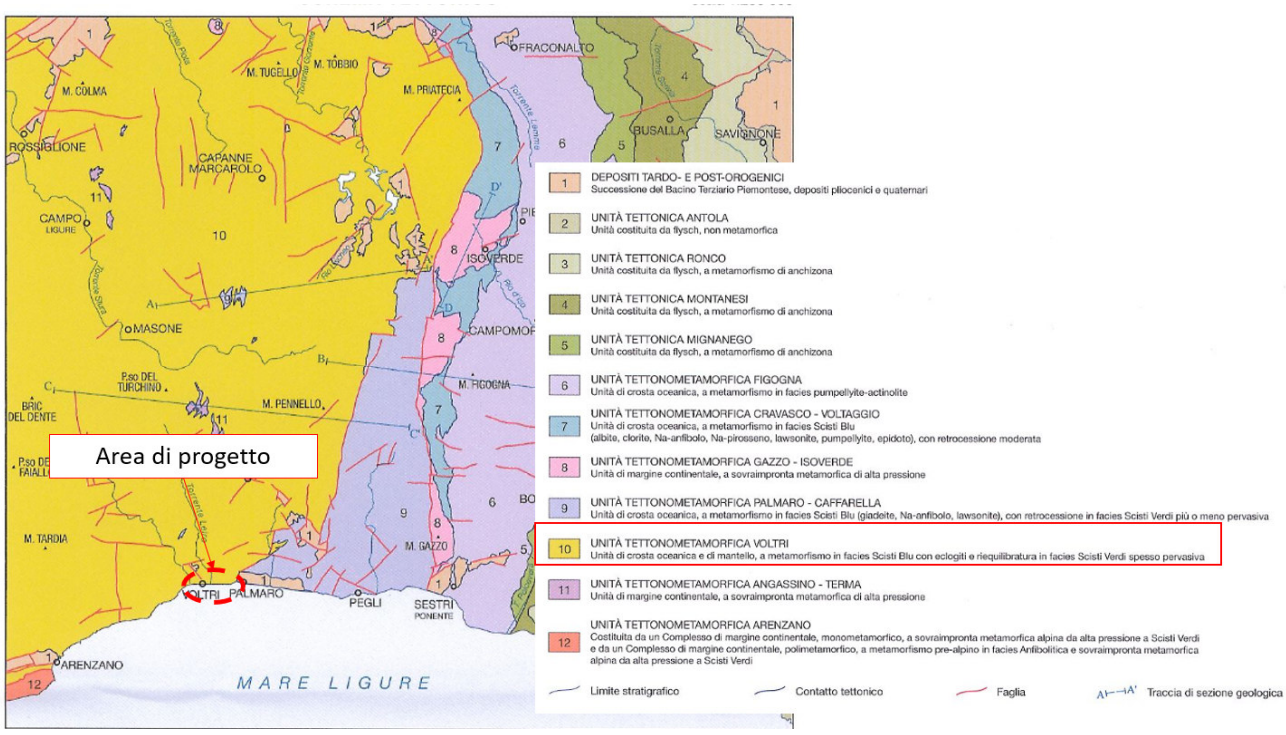


Figura 2: Schema di inquadramento regionale (Carta Geologica d'Italia in scala 1:50 000, Foglio 213 Genova)

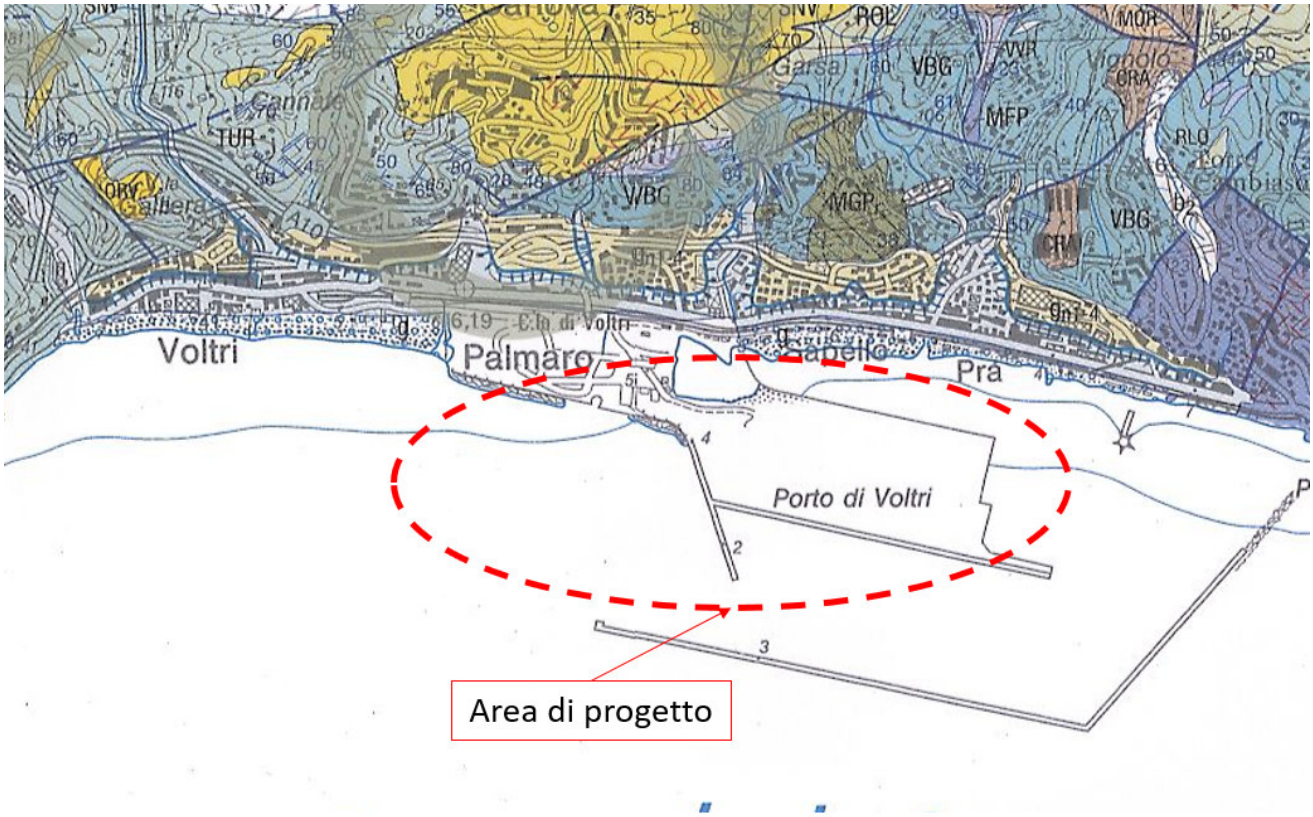


Figura 3: Estratto della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50 000, Foglio 213 Genova

4 INDAGINI

La costruzione del modello del terreno e la caratterizzazione geotecnica presentati in questa relazione sono il risultato dell'elaborazione dei dati disponibili, ovvero delle indagini effettuate nell'area in esame. I dati disponibili derivano essenzialmente dai sondaggi riportati sul Geoportale regione Liguria, Carta Indagini Geognostiche della Liguria, e dalle prove geofisiche svolte nel 2022 in fase di PFTE, riportate nel report di indagini geofisiche di settembre 2022 [10][9].

4.1 Sondaggi presenti sul Geoportale della regione Liguria

I sondaggi presenti sul Geoportale della regione Liguria, con le relative profondità di indagine e prove in foro eseguite sono riassunti in Tabella 1. L'ubicazione degli stessi è mostrata in Figura 4.

ID Sondaggio	Profondità (m)	Prove in foro			Piezometro
		SPT	Permeabilità Lefranc	Permeabilità Lugeon	
5328	25	2	-	2	1
5329	25	1	1	1	1
8768	25	3	1	1	1
5331	25	1	-	1	1
2448	18	1	-	-	-
2447	15	1	-	-	-
2446	18	3	-	-	-
2416	25	1	-	-	-
2440	18	-	-	-	-
2658	7.7	-	-	-	-
5351	25	3	1	1	1
5352	23.2	1	-	-	-
5353	25	4	-	-	-
2654	30	5	-	-	1
2655	38.2	4	-	-	1
2656	25	2	-	-	-
2657	40	6	-	-	1

Tabella 1: Sintesi dei sondaggi presenti sul Geoportale della regione Liguria



Figura 4: Ubicazione delle indagini presenti sul Geoportale della regione Liguria

Si riportano in Figura 5 i valori di N_{SPT} ottenuti delle prove SPT eseguite. Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, viene riportato un valore 100 che però viene utilizzato solo per la rappresentazione grafica, ma non viene usato per il calcolo di parametri tramite relazioni empiriche.

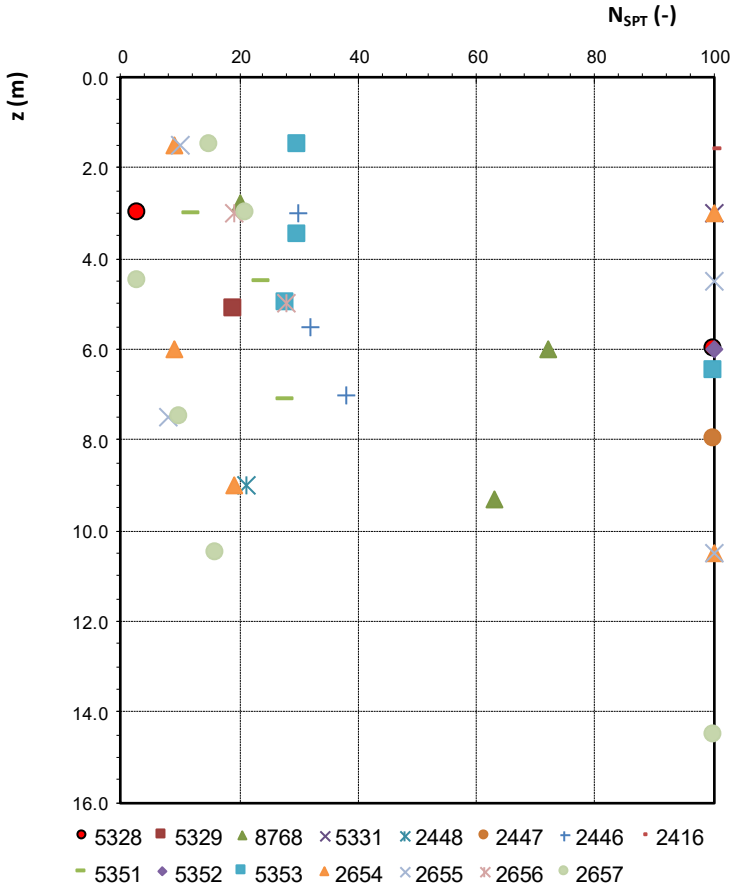


Figura 5: Valori di N_{SPT} ottenuti dalle prove SPT

4.2 Campagna indagini del 2022

La campagna di indagini geofisiche condotta nel 2022 è consistita nell'esecuzione di:

- n.4 prove sismiche di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves);
- n. 4 prove sismiche passive di tipo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratios).

L'ubicazione delle indagini geofisiche è mostrata in Figura 6.



Figura 6: Ubicazione delle indagini geofisiche

Si riportano in Figura 7 i valori delle V_S ottenuti delle prove MASW eseguite.

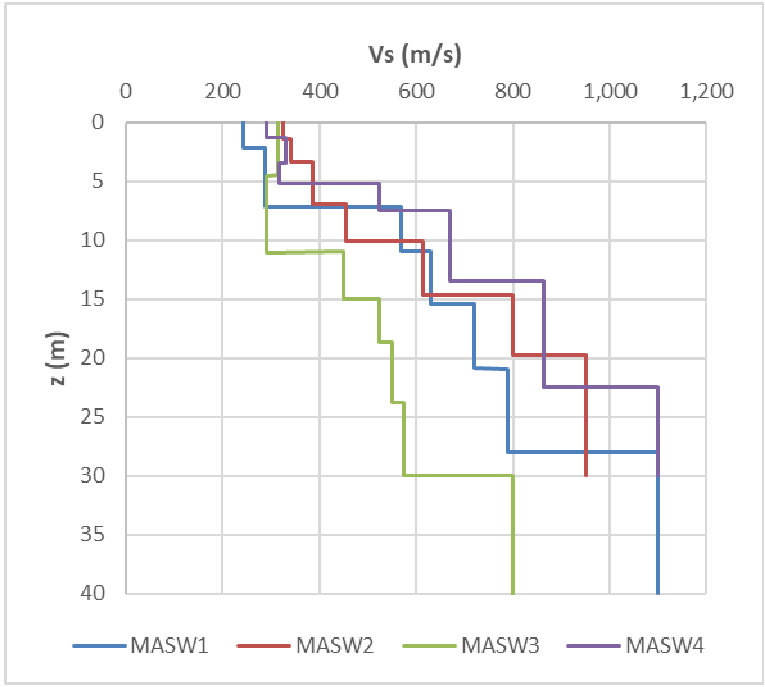


Figura 7: Valori delle V_s ottenuti dalle prove MASW

5 MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico del terreno è stato definito sulla base delle caratteristiche geologiche dell'area e delle indagini eseguite. Oltre al materiale di riporto sono state individuate 3 principali Unità Geotecniche denominate UG1, UG2 e UG3, descritte nella tabella seguente.

Unità Geotecnica	Descrizione generale	Spessore massimo misurato (m)
R	Riporto, costituito da ghiaie in matrice sabbiosa con frammenti di laterizi	9.0
UG1	Ghiaie sabbiose	6.0
UG2	Sabbie grossolane in matrice limosa	4.0
UG3	Substrato roccioso, costituito dai calcescisti dell'Unità tettono-metamorfica Palmaro-Caffarella (CS)	23.5

5.1 Idrogeologia

In accordo con quanto riportato nella relazione geologica di settembre 2022 [9], la profondità della falda varia tra 3.6 e 6.1m dal piano campagna. Si riportano in Tabella 2 le singole misurazioni eseguite nei piezometri.

ID sondaggio	Profondità falda (m da p.c.)
5328	4.8
5329	4.3
8768	4.2
5331	3.6
5351	3.9
2654	-
2655	5.3
2657	6.1

Tabella 2: Misurazioni del livello di falda nei piezometri installati

5.2 Categoria di sottosuolo

Le prove geofisiche eseguite hanno consentito di determinare il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$, alla quale sono associate le diverse categorie di sottosuolo, secondo quanto indicato in Tabella 3.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*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.
B	*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.
C	*Depositi 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.
D	*Depositi 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.
E	*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.

Tabella 3: Categorie di sottosuolo secondo NTC2018

Si specifica che tutte le prove hanno raggiunto, a diverse profondità, il valore di 800 m/s corrispondente al bedrock sismico, il quale si ricorda, può essere costituito sia da roccia sia da terreno molto rigido. I valori di $V_{s,eq}$ ottenuti per gli strati di terreno soprastanti il bedrock sismico sono riassunti in Tabella 4. I valori ottenuti si attestano nel range 411 – 493 m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo B.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica (elaborato NG2Y-04-D-CV-RH-GE00-00-001-A00).

Prova	$V_{s,eq}$ (m/s)
MASW1	493.5
MASW2	435.0
MASW3	411.8
MASW4	452.3

Tabella 4: Risultati delle prove MASW con valori di $V_{s,eq}$

6 CRITERI ADOTTATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica, in coerenza con il modello geologico – strutturale, è stato quello di individuare:

- Il modello geotecnico del terreno che sarà utilizzato nei calcoli di progetto;
- I parametri geotecnici che si prevede di adottare per la progettazione dell'opera.

6.1 Generalità

Per la definizione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati tutti i dati acquisiti con le prove in sito (SPT, permeabilità, ecc..).

Per la definizione delle unità geotecniche si è seguito un approccio che, nella sostanza, segue quello formazionale di tipo geologico. Questo approccio necessita ovviamente di un controllo puntuale che permetta di evidenziare eventuali differenze e anomalie all'interno delle stesse formazioni geologiche, in modo da distinguere eventuali porzioni o corpi assimilabili dal punto di vista geologico, ma geotecnicamente differenziati. In questi casi le unità geologiche sono state suddivise in sub-unità geotecniche.

Una volta definite le unità geotecniche, i risultati delle indagini sono stati catalogati nell'ambito di queste unità e interpretati con i criteri classici della meccanica delle terre.

Il grafico di Figura 8 illustra in maniera schematica il percorso logico seguito nella caratterizzazione delle unità geotecnicamente omogenee.

Con questo approccio si arriva quindi all'individuazione, per ogni unità geotecnica, di un campo di valori che sarà più o meno ampio a secondo della omogeneità dei materiali. Questo approccio consente di poter estrapolare, in mancanza di dati specifici e puntuali, i parametri geotecnici su basi formazionali, fermo restando che è necessario, per le principali opere d'arte, verificare che i dati specifici acquisiti nel sito rientrino nel suddetto 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.

Laddove presenti in quantità significative, i valori delle varie grandezze (misurati o ricavati da correlazioni) sono stati riportati in grafici in funzione della profondità. Per la valutazione del range di variabilità del valore di riferimento (X) si è fatto riferimento al valore medio e alla variabilità attraverso la deviazione standard ricavando un range, riportato con apposita simboleggiatura nei grafici:

$$M - dev_{st} \leq X \leq M + dev_{st}$$

con:

- M: la media dei valori ottenuti dalle diverse formulazioni utilizzate

- dev_{st}: la deviazione standard dei valori ottenuti dalle diverse formulazioni utilizzate

Nell'ambito del range di parametri viene indicato il valore caratteristico (che non necessariamente è quello medio), fermo restando che la scelta del parametro caratteristico potrebbe variare da zona a zona non solo per i risultati specifici della zona di interesse, ma anche per la specifica tipologia di opera e quindi per il tipo di interazione struttura/terreno.

Con tale impostazione, in questa relazione saranno descritti i criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica, e quindi sarà esposta la caratterizzazione geotecnica delle varie unità.

I criteri con i quali vengono elaborati e interpretati i dati di indagine e gli approcci metodologici per la relativa caratterizzazione geotecnica devono essere necessariamente differenziati in funzione delle caratteristiche delle singole unità.

I terreni prevalentemente granulari, per i quali è notoriamente difficile, se non impossibile, prelevare campioni indisturbati per le prove di laboratorio, sono stati caratterizzati attraverso parametri geotecnici in condizioni drenate stimati con correlazioni empiriche a partire dai risultati di prove penetrometriche in foro (SPT). Per la stima delle caratteristiche di deformabilità si fa riferimento anche alle correlazioni con le prove geofisiche.

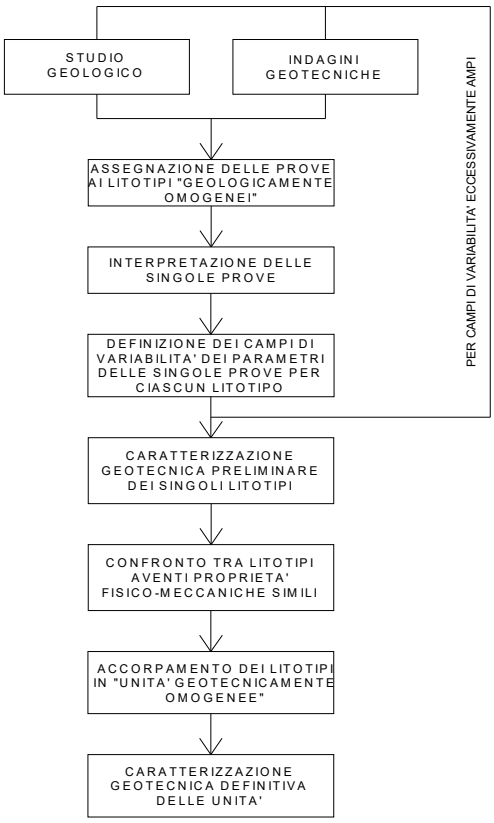


Figura 8: Diagramma di flusso illustrativo della procedura di caratterizzazione geotecnica

6.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie)

6.2.1 Introduzione

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

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile (se non impossibile) prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche).

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;

Si evidenzia che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono applicabili nei casi in cui è ragionevole ritenere che le prove siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a ≅ 50%.
- terreni sottofalda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a ≅ 35÷40%.

6.2.2 Stato iniziale del deposito

Relativamente alla prova SPT, si riportano le correlazioni utilizzate come riferimento per la determinazione della densità relativa D_r:

<table>
<tr><td>Skempton (1)</td><td>$D_r = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}}$</td><td>Con:
$C_N = \frac{2}{1+\frac{\sigma'_v}{100}}$ (sabbie fini)
$C_N = \frac{3}{2+\frac{\sigma'_v}{100}}$ (sabbie grosse)</td><td>σ'$_v$ in kg/cm^2</td></tr>
<tr><td>Skempton (2)</td><td>$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{A + B \cdot \sigma'_v}}$</td><td>Con:<table><tr><th>Materiale</th><th>A</th><th>B</th></tr><tr><td>Sabbie fini</td><td>27.5</td><td>27.5</td></tr><tr><td>Sabbie grosse</td><td>43.3</td><td>21.7</td></tr></table></td><td>σ'$_v$ in kg/cm^2</td></tr>
<tr><td>Meyerhof, 1957</td><td>$D_r = 21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_v + 0.7}}$</td><td></td><td>σ'$_v$ in kg/cm^2</td></tr>
</table>

Le correlazioni sopra riportate sono generalmente valide per le sabbie, ma considerando la matrice sabbiosa delle ghiaie, si ritiene che possano essere adottate anche per la caratterizzazione delle ghiaie. Per il caso in esame, sono stati adottati i seguenti criteri:

- Per l'Unità Geotecnica R e UG1 sono stati usati i parametri riferiti a sabbie grosse;
- Per l'Unità Geotecnica UG2 sono stati usati i parametri riferiti a sabbie fini.

6.2.3 Angolo di resistenza al taglio

Relativamente alla prova SPT, si riportano le correlazioni utilizzate come riferimento per la determinazione dell'angolo di attrito φ:

<table>
<tr><td>Schmertmann</td><td>$\varphi = a + b \cdot D_r$</td><td>Con:
<table><tr><th>Materiale</th><th>a</th><th>b</th></tr><tr><td>Sabbie fini</td><td>28</td><td>0.14</td></tr><tr><td>Sabbie medie</td><td>31.5</td><td>0.1</td></tr><tr><td>Sabbie grosse</td><td>34.5</td><td>0.1</td></tr><tr><td>Ghiaietto</td><td>38</td><td>0.08</td></tr></table></td><td>D_r da correlazione Skempton (2)</td></tr>
<tr><td>Bolton</td><td>$\varphi = \sigma'_{cv} + m \cdot DI$</td><td>Con:
$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)]$</td><td></td></tr>
<tr><td>Road Bridge Specification</td><td>$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Japanese National Railway</td><td>$\varphi = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Owasaki & Iwasaki</td><td>$\varphi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15$</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Sowers</td><td>$\varphi = 28 + 0.28 \cdot N_{SPT}$</td><td></td><td></td></tr>
</table>

Per quanto riguarda la correlazione di Bolton, si specifica che:

- φ' (°) è l'angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni σ_{ff}' = 272 kPa
- q (-) è un coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10
- p_f'(kPa) è pari a 1,4·σ_{ff}' (vedi Jamiolkowski et al. 1988)
- σ_{ff}' (kPa) è la tensione efficace normale alla superficie di rottura assunto pari a 272 kPa

- m è una costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura
- φ_{cv}' (°) è l'angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico
- D_r (-) è la densità relativa ottenuta dalla correlazione di Skempton (2)

condizioni di rottura	m(·)
prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
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	

Tabella 5: valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

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

Tabella 6: valori dell'angolo di resistenza al taglio □cv per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

Per il caso in esame, in accordo al metodo di Bolton (1986) si può assumere cautelativamente φ_{cv}' pari a 30° per tutte le Unità. Per la costante m si è assunta m = 3.

6.2.4 Caratteristiche di deformabilità

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:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

Avendo a disposizione alcune 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

Relativamente alla prova SPT, si riportano le correlazioni utilizzate come riferimento per la determinazione della velocità delle onde di taglio V_s:

Ohta & Goto	$V_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G$	Con: C = 67.3 z = profondità in m dal p.c. f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 7) f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 8)
Yoshida & Motonori	$V_s = \beta \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_{v0})^{0.14}$	Con: Materiale / β: Sabbie fini – 49; Qualunque terreno – 55 σ'_{v0} in kN/m^2

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 7: relazione di Ohta e Goto, 1978 - coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.07	1.09

Tabella 8: relazione di Ohta e Goto, 1978 - coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica del deposito)

Per il caso in esame sono stati adottati i seguenti criteri:

- f_A pari a 1.0;
- f_G pari a 1.07 per l'Unità Geotecnica UG2 e f_G pari a 1.15 per l'Unità Geotecnica R e UG1;
- β pari a 49 per l'Unità Geotecnica UG2 e β pari a 55 per l'Unità Geotecnica R e UG2.

6.2.4.1 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 sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Atkinson & Sallfors (1991) e Mair (1993) individuano i campi tipici di deformazione indotti dalle opere di ingegneria civile, come mostrato in Figura 9.

Per descrivere tale comportamento dei terreni, nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, si adottano valori "operativi" dei moduli elastici definiti a partire dai valori iniziali a piccole deformazioni (G_0, E_0) mediante un fattore di riduzione R secondo le successive espressioni:

$$G = G_0 / R \qquad E = E_0 / R$$

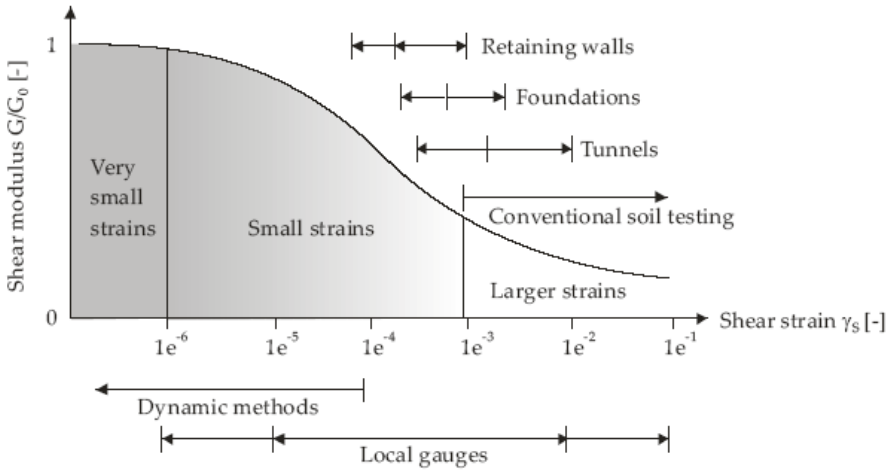


Figura 9: Decadimento della rigidezza dei terreni: livelli di deformazione tipici indotti dalle opere geotecniche (Atkinson & Sallfors, 1991; Mair, 1993)

R = f (livello deformativo atteso, andamento curva decadimento rigidezza)

Il valore di R adottato nel caso in esame è pari a 10 ovvero il modulo elastico operativo è stato calcolato come 1/10 di E_0.

MODULI ELASTICI "OPERATIVI" DA PROVE SPT

Relativamente alla prova SPT, si riportano le correlazioni utilizzate come riferimento per la determinazione dei moduli elastici operativi E':

Schultze	$E' = 0.517 \cdot N_{SPT} + 7.46$	Valida per sabbie normalconsolidate
Tornaghi	$E' = B\sqrt{N_{SPT}}$	Con: B = 7 MPa Valida per sabbie pulite e sabbie con

<table>
<tr><td></td><td></td><td>ghiaia</td></tr>
<tr><td>Webb</td><td>$E' = 3.22 \cdot N_{SPT} + 16$</td><td>Valida per sabbie con fine plastico</td></tr>
<tr><td>D’Apollonia</td><td>$E' = a \cdot N_{SPT} + b$</td><td><table><tr><th>Materiale</th><th>a</th><th>b</th></tr><tr><td>Ghiaia+sabbia</td><td>7.71</td><td>191</td></tr><tr><td>Sabbia SC</td><td>10.63</td><td>375</td></tr></table></td></tr>
</table>

6.2.5 Coefficienti di permeabilità

Essendo state eseguite prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc e Lugeon, i coefficienti di permeabilità k possono essere determinati sulla base dei risultati di queste prove. Tuttavia, i certificati di queste prove non sono riportati sulle schede dei sondaggi sul Geoportale regione Liguria. Inoltre, laddove i valori di permeabilità sono riportati sulle schede dei sondaggi, essi non risultano completi in quanto risulta assente l’ordine di grandezza. Le prove sono dunque inutilizzabili per la determinazione del coefficiente di permeabilità.

In alternativa alle prove in sito si possono stimare i coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica in accordo con quanto indicato in Tabella 9.

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

Tabella 9: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Caratterizzazione geotecnica dei materiali di Riporto

Figura 10 mostra i valori di N_{SPT} riferibili ai materiali di Riporto. I valori pari a 100 corrispondono a rifiuto; i rimanenti valori ricadono nel range 10 ÷ 30.

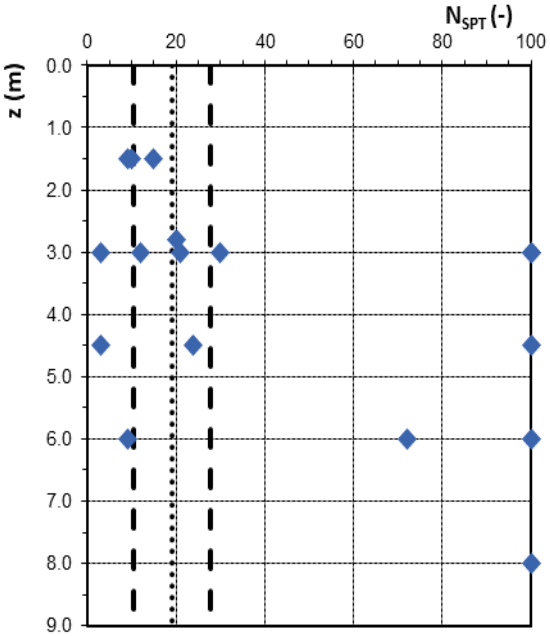


Figura 10: Valori di N_{SPT} riferibili ai materiali di Riporto

7.1.1 Descrizione

Secondo la descrizione presente sulle monografie dei sondaggi, i materiali di Riporto sono costituiti da:

- Ghiaia con sabbia limosa con ciottoli e detriti di varia natura;
- Sabbia fine con detriti di varia natura;
- Mattoni, calcinacci, ferro e sostanze varie in matrice sabbiosa;
- Elementi lapidei da fini a grossolani.

7.1.2 Stato iniziale del deposito

Per la stima della densità relativa (D_R) sono state utilizzate le relazioni viste nel paragrafo 6.2.2. Figura 11 mostra i valori ottenuti, i quali ricadono principalmente nel range 40 ÷ 70%.

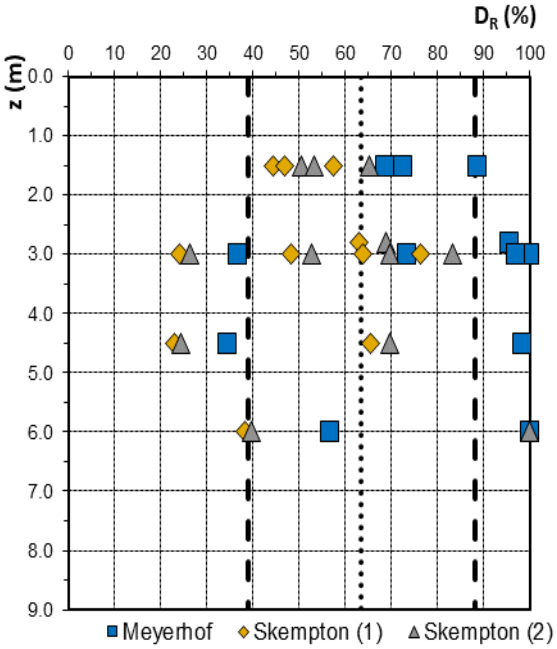


Figura 11: Valori di D_R dei materiali di Riporto

7.1.3 Caratteristiche di resistenza

Per la stima dell'angolo di attrito (φ) sono state utilizzate le relazioni viste nel paragrafo 6.2.3. Figura 12 mostra i valori ottenuti, i quali ricadono principalmente nel range 32 ÷ 35°.

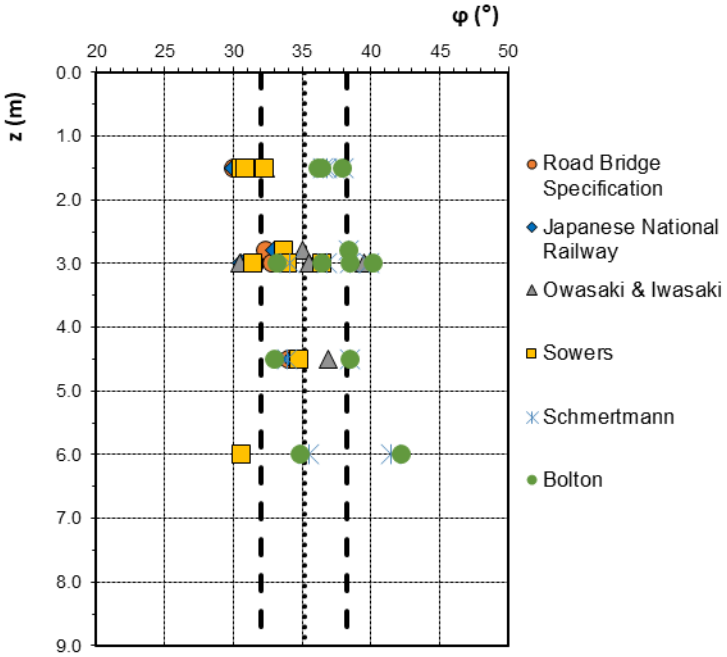


Figura 12: Valori di φ dei materiali di Riporto

7.1.4 Caratteristiche di deformabilità

Per la stima del modulo elastico operativo (E') sono stati considerati sia i risultati delle prove MASW, sia le correlazioni da SPT viste nel paragrafo 6.2.4. Figura 13 mostra i valori ottenuti; si nota come le prove MASW forniscano valori generalmente più elevati delle correlazioni da SPT. Si può dire che i valori ricadono generalmente nel range 20 ÷ 40 MPa.

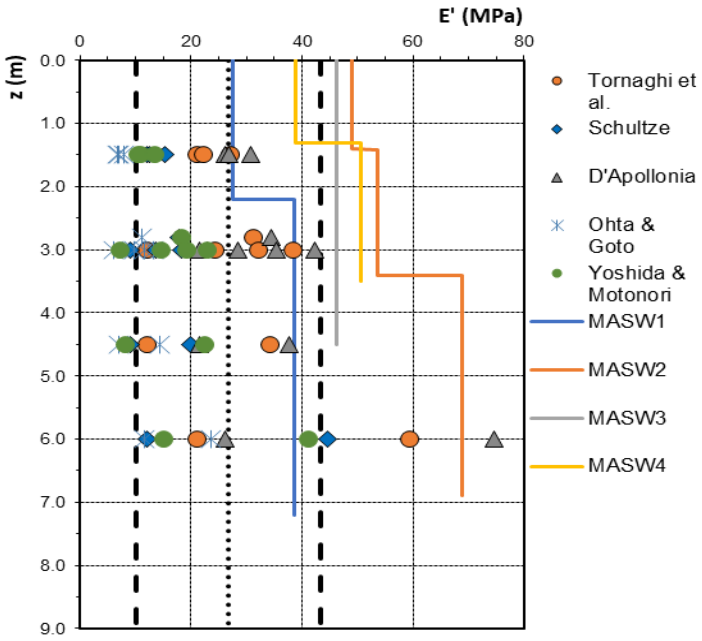


Figura 13: Valori di E' dei materiali di Riporto

7.1.5 Caratteristiche di permeabilità

Considerando che i materiali di riporto sono costituiti da un misto di ghiaie, sabbie e altri materiali di origine antropica, si stima che il coefficiente di permeabilità corrispondente sia nel range 10^{-3} ÷ 10^{-6} m/s.

7.1.6 Sintesi dei parametri geotecnici del materiale di Riporto

Tabella 10 riporta i campi di variabilità dei parametri fisici e di resistenza dei materiali di Riporto.

PARAMETRO GEOTECNICO	SIMBOLO	CAMPO DI VARIABILITÀ
Numero di colpi N_{SPT}	N_{SPT} (-)	10 ÷ 30
Peso di volume	γ (kN/m^3)	19
Coesione efficace	c' (kPa)	0
Angolo di attrito	φ (°)	32 ÷ 35
Modulo elastico	E' (MPa)	20 ÷ 40

Tabella 10: Sintesi dei parametri geotecnici dei materiali di Riporto

7.2 Caratterizzazione geotecnica dell'Unità Geotecnica UG1

Figura 14 mostra i valori di N_{SPT} riferibili all'Unità Geotecnica UG1. I valori pari a 100 corrispondono a rifiuto; i rimanenti valori ricadono generalmente nel range 20 ÷ 40.

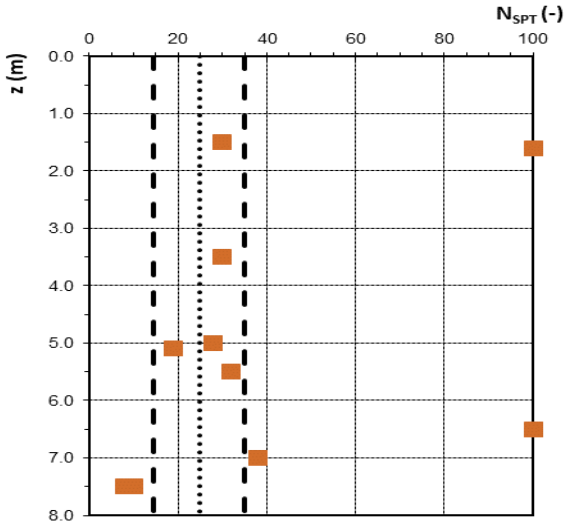


Figura 14: Valori di N_{SPT} riferibili all'Unità Geotecnica UG1

7.2.1 Descrizione

Secondo la descrizione presente sulle monografie dei sondaggi, i materiali dell'Unità Geotecnica UG1 sono costituiti da ghiaie eterometriche poligeniche in matrice sabbiosa.

7.2.2 Stato iniziale del deposito

Per la stima della densità relativa (D_R) sono state utilizzate le relazioni viste nel paragrafo 6.2.2. Figura 15 mostra i valori ottenuti, i quali ricadono principalmente nel range 60 ÷ 80%.

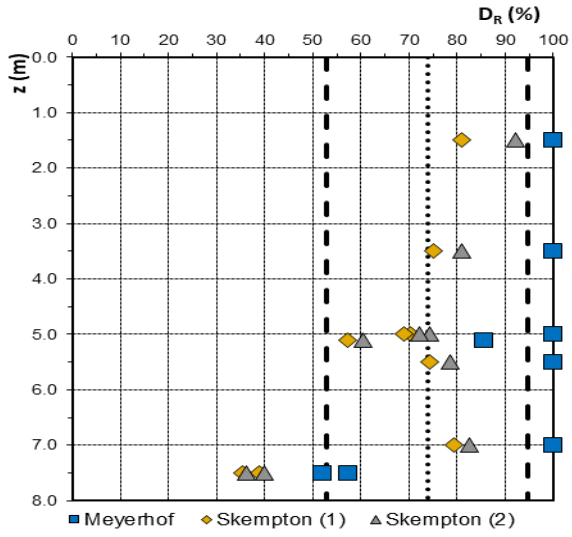


Figura 15: Valori di D_R dell'Unità Geotecnica UG1

7.2.3 Caratteristiche di resistenza

Per la stima dell'angolo di attrito (φ) sono state utilizzate le relazioni viste nel paragrafo 6.2.3. Figura 16 mostra i valori ottenuti, i quali ricadono principalmente nel range 35 ÷ 38°.

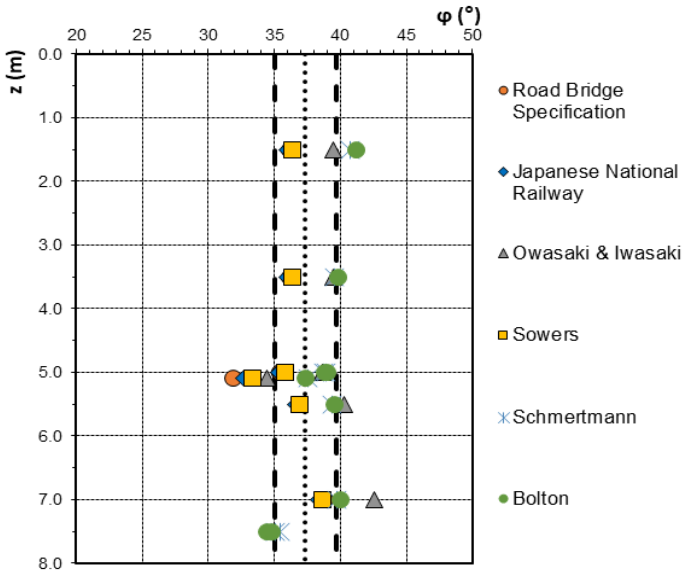


Figura 16: Valori di φ dell'Unità Geotecnica UG1

7.2.4 Caratteristiche di deformabilità

Per la stima del modulo elastico operativo (E') sono stati considerati sia i risultati delle prove MASW, sia le correlazioni da SPT viste nel paragrafo 6.2.4. Figura 17 mostra i valori ottenuti; si nota come la prova MASW M4 fornisca valori generalmente più elevati delle correlazioni da SPT. Si può dire che i valori ricadono generalmente nel range 30 ÷ 50 MPa.

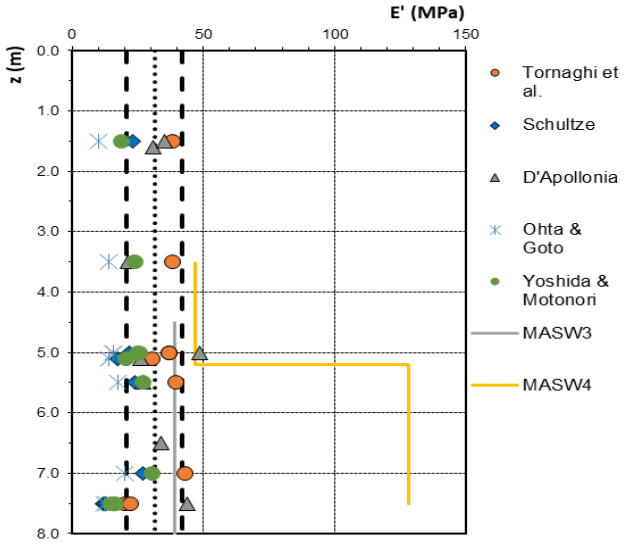


Figura 17: Valori di E' dell'Unità Geotecnica UG1

7.2.5 Caratteristiche di permeabilità

Considerando che l'Unità Geotecnica UG1 è costituita da ghiaie, sti stima che il coefficiente di permeabilità corrispondente sia nel range $10^{-3} \div 10^{-5}$ m/s.

7.2.6 Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG1

Tabella 11 riporta i campi di variabilità dei parametri fisici e di resistenza dell'Unità Geotecnica UG1.

PARAMETRO GEOTECNICO	SIMBOLO	CAMPO DI VARIABILITÀ
Numero di colpi N_{SPT}	N_{SPT} (-)	20 ÷ 40
Peso di volume	γ (kN/m^3)	19
Coesione efficace	c' (kPa)	0
Angolo di attrito	φ (°)	35 ÷ 38
Modulo elastico	E' (MPa)	30 ÷ 50

Tabella 11: Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG1

7.3 Caratterizzazione geotecnica dell'Unità Geotecnica UG2

Figura 18 mostra i valori di N_{SPT} riferibili all'Unità Geotecnica UG2, i quali ricadono generalmente nel range 20 ÷ 30.

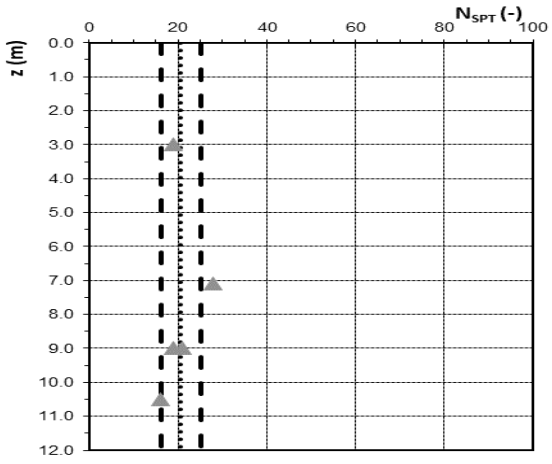


Figura 18: Valori di N_{SPT} riferibili all'Unità Geotecnica UG2

7.3.1 Descrizione

Secondo la descrizione presente sulle monografie dei sondaggi, i materiali dell'Unità Geotecnica UG2 sono costituiti da sabbia da grossolana a medio-fine in matrice debolmente limosa.

7.3.2 Stato iniziale del deposito

Per la stima della densità relativa (D_R) sono state utilizzate le relazioni viste nel paragrafo 6.2.2. Figura 19 mostra i valori ottenuti, i quali ricadono principalmente nel range 50 ÷ 80%.

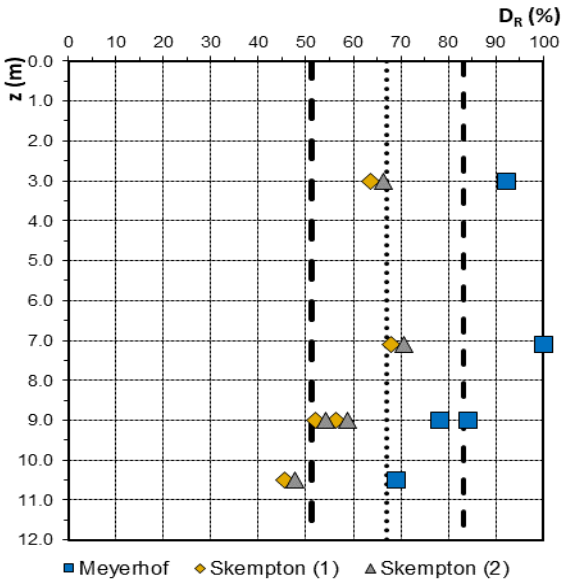


Figura 19: Valori di D_R dell'Unità Geotecnica UG2

7.3.3 Caratteristiche di resistenza

Per la stima dell'angolo di attrito (φ) sono state utilizzate le relazioni viste nel paragrafo 6.2.3. Figura 20 mostra i valori ottenuti, i quali ricadono principalmente nel range 32 ÷ 35°.

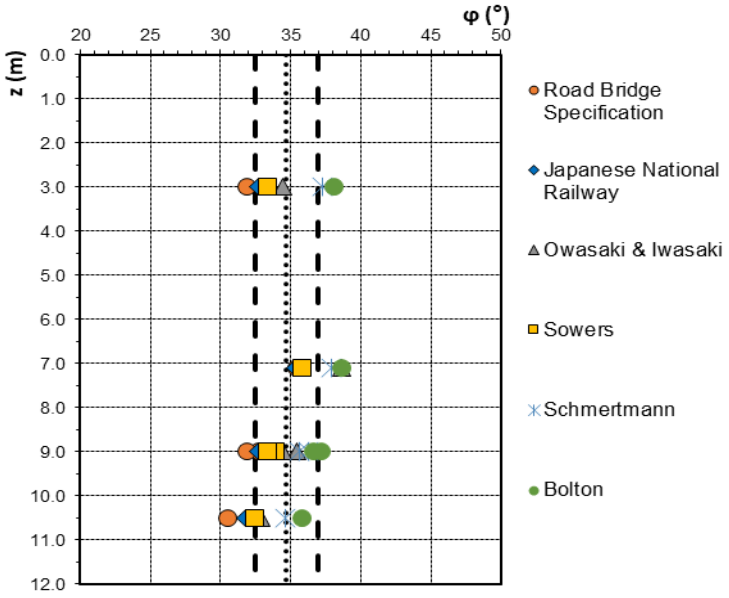


Figura 20: Valori di φ dell'Unità Geotecnica UG2

7.3.4 Caratteristiche di deformabilità

Per la stima del modulo elastico operativo (E') sono stati considerati sia i risultati delle prove MASW, sia le correlazioni da SPT viste nel paragrafo 6.2.4. Figura 21 mostra i valori ottenuti; si nota come la prova MASW M2 fornisca valori più elevati delle correlazioni da SPT. Si può dire che i valori ricadono generalmente nel range 20 ÷ 40 MPa.

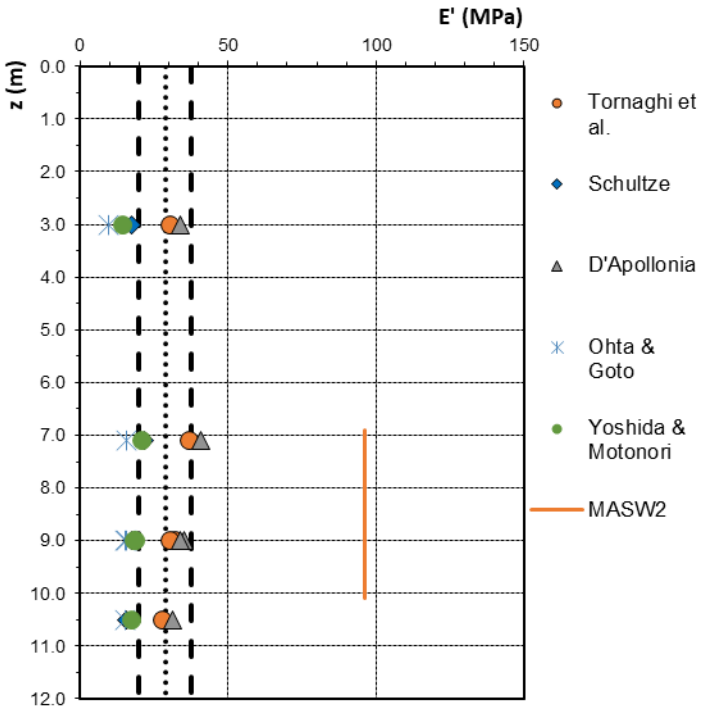


Figura 21: Valori di E' dell'Unità Geotecnica UG2

7.3.5 Caratteristiche di permeabilità

Considerando che l'Unità Geotecnica UG2 è costituita da sabbie, sti stima che il coefficiente di permeabilità corrispondente sia nel range 10^{-5} ÷ 10^{-7} m/s.

7.3.6 Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG2

Tabella 12 riporta i campi di variabilità dei parametri fisici e di resistenza dell'Unità Geotecnica UG2.

PARAMETRO GEOTECNICO	SIMBOLO	CAMPO DI VARIABILITÀ
Numero di colpi N_{SPT}	N_{SPT} (-)	20 ÷ 30
Peso di volume	γ (kN/m^3)	19
Coesione efficace	c' (kPa)	0
Angolo di attrito	φ (°)	32 ÷ 35
Modulo elastico	E' (MPa)	20 ÷ 40

Tabella 12: Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG2

7.4 Caratterizzazione dell'Unità Geotecnica UG3

I sondaggi presenti sul Geoportale della regione Liguria riportano che sono state effettuate n. 4 prove SPT, tuttavia, trattandosi di substrato roccioso, queste hanno dato rifiuto.

Le schede dei sondaggi riportano inoltre i valori di RQD, i quali sono riassunti in Figura 22. I valori ricadono nel range 20 ÷ 75 % (qualità da scarsa a buona), con valore medio pari a 50% (qualità discreta).

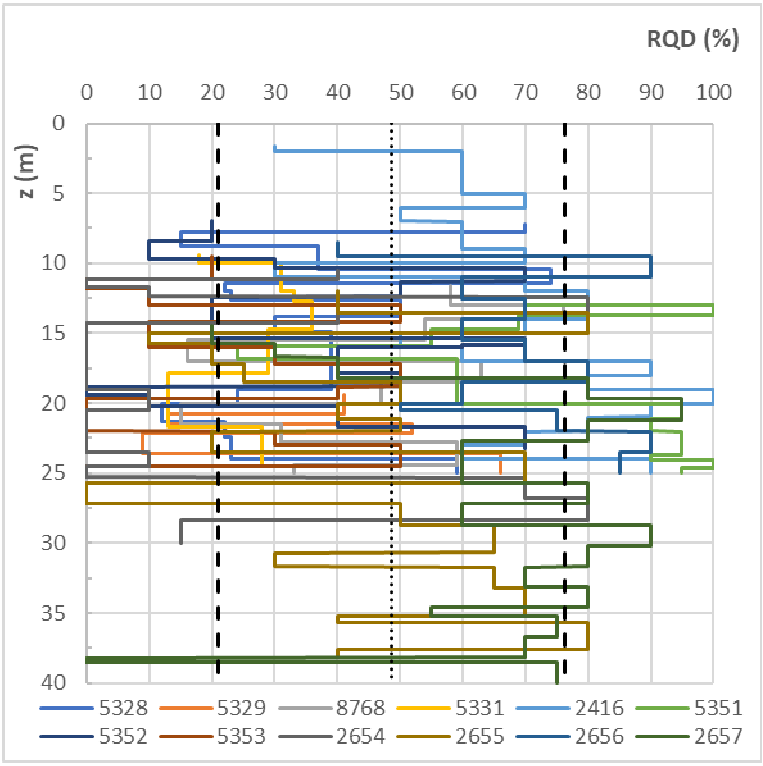


Figura 22: Valori di RQD dell'Unità Geotecnica UG3

7.4.1 Descrizione

Secondo la descrizione presente sulle monografie dei sondaggi, i materiali dell'Unità Geotecnica UG3 sono costituiti da calcescisti di colore grigio fratturati, scisti cloritico talcosi di colore grigio-verde, e serpentinoscisti grigio-verdastri con venature bianche di quarzo.

7.4.2 Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG3

In mancanza di prove specifiche in sito e in laboratorio, i parametri del substrato roccioso adottati corrispondono a valori di riferimento per la litologia in esame. In particolare, questi sono stati determinati da studi analoghi svolti sulla medesima litologia e in aree limitrofe all'area di progetto, in particolare presso l'ex area Verrina e il nodo autostradale di Genova. I suddetti parametri sono riportati in Tabella 13.

PARAMETRO GEOTECNICO	SIMBOLO	CAMPO DI VARIABILITÀ
Peso di volume	γ (kN/m^3)	25 ÷ 27
Coesione efficace	c' (kPa)	80 ÷ 150
Angolo di attrito	φ (°)	35 ÷ 40
Modulo elastico (roccia intatta)	E_i (MPa)	5000 ÷ 10 000
Resistenza a compressione monoassiale	σ_{ci} (MPa)	10 ÷ 60

Tabella 13: Sintesi dei parametri geotecnici dell'Unità Geotecnica UG3

7.5 Sintesi dei parametri geotecnici di tutte le Unità

Tabella 14 riporta i campi di variabilità dei parametri fisici e di resistenza di tutte le Unità Geotecniche intercettate.

PARAMETRO GEOTECNICO	SIMBOLO	CAMPO DI VARIABILITÀ			
		R	UG1	UG2	UG3
Numero di colpi N_{SPT}	N_{SPT} (-)	10 ÷ 30	20 ÷ 40	20 ÷ 30	-
Peso di volume	γ (kN/m^3)	19	19	19	25 ÷ 27
Coesione efficace	c' (kPa)	0	0	0	80 ÷ 150
Angolo di attrito	φ (°)	32 ÷ 35	35 ÷ 38	32 ÷ 35	35 ÷ 40
Modulo elastico	E' (MPa)	20 ÷ 40	30 ÷ 50	20 ÷ 40	5000 ÷ 10 000*
Resistenza a compressione monoassiale	σ_{ci} (MPa)	-	-	-	10 ÷ 60

Tabella 14: Sintesi dei parametri geotecnici di tutte le Unità Geotecniche

*riferito a roccia intatta

8 BIBLIOGRAFIA

[1] Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.

[2] Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.

[3] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

[4] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.

[5] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" aSCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..

[6] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.

[7] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.

[8] Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.

[9] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.

[10] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over consolidation" Geotechnique 36, n° 3.

[11] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPTI.

[12] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

[13] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.

[14] Associazione geotecnica italiana (1977), “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.

[15] Schmertmann J. (1976), “An updated correlation between Relative Density DR and Fugro-Type Electric Cone Bearing, qc.”, Contract Report DACW 39-76 M 6646 WES, Vicksburg.

[16] Jamiolkowski M. et al. (1985), “New developments in field and laboratoru testing of soils”, Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco.

[17] Schmertmann J., Hartmann J.P., Brown P.R. (1978), “Improved strain influence factor diagrams”, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division.

[18] Hazen A. (1911), “Discussion: dams on sand foundations”, Trans Am Soc Civ Eng.

[19] Somerville S. (1986), “Control of groundwater for temporary works”, CIRIA Report 113, London.

[20] IS GeoStrati, CDM Dolmen srl (Online), consultato il giorno 13/04/2023, https://www.cdmdolmen.it/manuali/gs_manuale.pdf

[21] Terzaghi & Peck (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley.

[22] United States Naval Facilities Engineering Command, Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, U.S. Government Printing Office, 1971.

[23] Shoi Y. and Fukui J. (1982), “Application of N-Value to Design of Foundations in Japan”, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.

[24] Stroud M.A. (1974), “The Standard Penetration Test in sensitive clays and soft rocks”, Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm.