

## PROGETTO ESECUTIVO

CUP C39B18000060006

CIG 7690329440

RIF. PERIZIA

P.3062

### TITOLO PROGETTO






## NUOVA DIGA FORANEA DEL PORTO DI GENOVA AMBITO BACINO SAMPIERDARENA

DISCIPLINA	DESCRIZIONE
GL	GEOLOGIA E GEOTECNICA

ELAB. N°	TITOLO ELABORATO	SCALA
G-0006	RELAZIONE GEOTECNICA	-

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
00	30/12/2022	PRIMA EMISSIONE	R. Bullo/F. Moro	L. Masiero	T. Tassi
01	17/03/2023	VERIFICA DI OTTEMPERANZA	R. Bullo/F. Moro	L. Masiero	T. Tassi

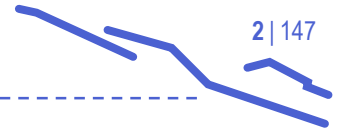
CODICE PROGETTO	CODICE ELABORATO	NOME FILE
P3062	GL-G-0006	P3062_E-GL-G-0006_01.pdf

CONSORZIO IMPRESE	PROGETTISTI	PROGETTAZIONE	
 (Mandataria)   (Mandante)	 (Mandante)   (Mandante)	 (Mandataria)   (Mandante)	 ingegneria ing. Tommaso Tassi

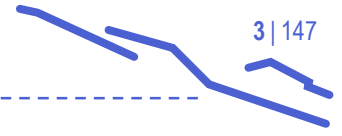
D.E.C.	VERIFICATORE	PMC	VALIDATO R.U.P.
Ing. Alessandra Mariotti	ITS Controlli Tecnici SpA	RINA Consulting S.p.A.	Ing. Marco Vaccari
.....	.....	.....	.....

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>10</b>
1.1	Aggiornamento del documento	10
<b>2</b>	<b>OGGETTO E SCOPO</b>	<b>11</b>
2.1	Organizzazione del lavoro	11
<b>3</b>	<b>RIFERIMENTI</b>	<b>12</b>
3.1	Normative di riferimento	12
3.2	Documentazione di riferimento	12
3.3	Riferimenti bibliografici	13
<b>4</b>	<b>AMBITO E OBIETTIVO DELL'INTERVENTO</b>	<b>16</b>
4.1	Area di intervento	16
4.2	Obiettivo dell'intervento	16
<b>5</b>	<b>CENNI SULL'INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>19</b>
<b>6</b>	<b>INDAGINI GEOTECNICHE</b>	<b>22</b>
6.1	Premesse	22
6.2	Indagini progetto PFTE	22
6.2.1	Indagini pregresse	22
6.2.2	Campagna di indagini geotecniche	25
6.2.3	Campagna di indagini geofisiche	28
6.3	Indagini geotecniche campagna 2023	30
6.3.1	Premesse	30
6.3.2	Campagna di indagini geotecniche	31
6.3.3	Campagna di indagini geofisiche	37
<b>7</b>	<b>METODI INTERPRETATIVI DELLE PROVE IN SITO</b>	<b>38</b>
7.1	Interpretazione dei risultati della prova CPT	38
7.1.1	Misure e classificazione del terreno investigato	38



7.1.2	Stima dei parametri geotecnici .....	40
7.1.2.1	Velocità delle onde di taglio .....	40
7.1.2.2	Rigidezza del terreno .....	40
7.1.2.3	Resistenza al taglio drenata .....	41
7.1.2.4	Densità relativa .....	41
7.1.2.5	Resistenza al taglio non drenata .....	41
<b>7.2</b>	<b>Interpretazione dei risultati della prova DMT.....</b>	<b>42</b>
7.2.1	Misure corrette .....	43
7.2.2	Parametri intermedi .....	43
7.2.3	Stima dei parametri geotecnici .....	45
<b>8</b>	<b>RISULTATI DELLE INDAGINI E MODELLAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>49</b>
<b>8.1</b>	<b>Premesse.....</b>	<b>49</b>
<b>8.2</b>	<b>Unità stratigrafiche .....</b>	<b>49</b>
<b>8.3</b>	<b>Scenari stratigrafici .....</b>	<b>50</b>
<b>8.4</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "LA" .....</b>	<b>55</b>
8.4.1	Indagini PE – Prove in sito .....	55
8.4.2	Confronto con indagini PFTE – Prove in sito .....	59
8.4.3	Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio.....	62
8.4.4	Sintesi delle proprietà geotecniche .....	70
<b>8.5</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "LS<sub>levante</sub>" .....</b>	<b>72</b>
8.5.1	Indagini PE – Prove in sito .....	72
8.5.2	Confronto con indagini PFTE – Prove in sito .....	75
8.5.3	Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio.....	75
8.5.4	Sintesi delle proprietà geotecniche .....	75
<b>8.6</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "LS<sub>ponente</sub>" .....</b>	<b>77</b>
8.6.1	Indagini PE – Prove in sito .....	77
8.6.2	Confronto con indagini PFTE .....	80
8.6.3	Sintesi delle proprietà geotecniche .....	84
<b>8.7</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "LAS" .....</b>	<b>86</b>



8.7.1	Indagini PE – Prove in sito .....	86
<b>8.8</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "SL" .....</b>	<b>90</b>
8.8.1	Indagini PE – Prove in sito .....	90
8.8.2	Confronto con indagini PFTE – Prove in sito .....	93
8.8.3	Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio.....	95
8.8.4	Sintesi delle proprietà geotecniche.....	98
<b>8.9</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "ORV" .....</b>	<b>100</b>
8.9.1	Indagini PE – Prove in sito .....	100
8.9.2	Indagini PFTE – Prove in sito .....	100
8.9.3	Indagini PFTE – Prove di laboratorio.....	101
8.9.4	Sintesi delle proprietà geotecniche.....	104
<b>8.10</b>	<b>Caratterizzazione dell'unità "GS" .....</b>	<b>106</b>
8.10.1	Prove in sito .....	106
8.10.2	Prove di laboratorio.....	107
<b>8.11</b>	<b>Caratterizzazione del substrato roccioso .....</b>	<b>108</b>
8.11.1	Prove in sito .....	108
8.11.2	Prove di laboratorio.....	108
8.11.3	Cenni sulla caratterizzazione geomeccanica .....	108
<b>8.12</b>	<b>Modellazione geotecnica.....</b>	<b>111</b>
8.12.1	Terreni naturali.....	111
8.12.2	Materiali da costruzione e terreni trattati .....	111
<b>9</b>	<b>SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>113</b>
9.1	Riferimento normativo.....	113
9.2	Verifica di liquefazione mediante risultati di prove CPT .....	118
9.3	Esito verifiche di liquefazione .....	119
<b>10</b>	<b>MIGLIORAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE TRAMITE COLONNE IN GHIAIA .....</b>	<b>123</b>
10.1	Premesse.....	123
10.2	Tecnica realizzativa .....	123
10.3	Metodi teorici per la stima degli effetti del trattamento.....	124



<b>10.4</b>	<b>Stima degli effetti del trattamento .....</b>	<b>128</b>
10.4.1	Approccio teorico-analitico .....	128
10.4.2	Approccio numerico – unità LA .....	136
10.4.3	Approccio numerico – unità LS ponente e LS levante.....	140
10.4.4	Effetto del trattamento sulla permeabilità/consolidazione dei terreni trattati.....	141
10.4.5	Sintesi delle proprietà dei terreni trattati con colonne in ghiaia .....	147
<b>10.5</b>	<b>Campi prova e monitoraggio .....</b>	<b>147</b>

## Indice delle figure

Figura 4-1: Individuazione area di intervento .....	16
Figura 4-2: Identificazione terminali operanti nell'area territoriale di Sampierdarena .....	17
Figura 4-3: Inquadramento generale dell'area – Stato di progetto (Fase A).....	18
Figura 5-1 – Estratto della carta geologica (scala 50.000), con rispettiva legenda delle litologie cartografate nei pressi del sito in studio, foglio n°213 “Genova” del progetto CARG.....	20
Figura 6-1: Ubicazione indagini pregresse a levante (a) e ponente (b) dell'area di progetto.....	24
Figura 6-2: Ubicazione indagini del progetto di fattibilità tecnico economica.....	26
Figura 6-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geofisica - planimetria di ubicazione (poligono blu).....	29
Figura 6-4: Ubicazione indagini integrative 2023 – prove CPT .....	33
Figura 6-5: Ubicazione indagini integrative 2023 – prove DMT .....	34
Figura 6-6: Dettagli del “seabed penetrometer” tipo “Manta” utilizzato per l'esecuzione delle prove CPT e DMT 2023 .....	35
Figura 6-7: Dettagli del “seabed penetrometer” tipo “Manta” utilizzato per l'esecuzione delle prove CPT e DMT 2023 .....	36
Figura 7-1: Classificazione dei terreni dalla prova CPTU (Robertson et al. 1986).....	39
Figura 8-1: Planimetria area di progetto e traccia profilo stratigrafico .....	50
Figura 8-2: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera - ponente.....	51
Figura 8-3: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera - levante .....	52
Figura 8-4: Unità LA – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra.....	55
Figura 8-5: Unità LA – risultato prove DMT in termini di Material Index Id .....	56
Figura 8-6: Unità LA – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato e OCR da prove DMT .....	57
Figura 8-7: Unità LA – confronto prove CPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto .....	60
Figura 8-8: Unità LA - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di $c_u$ , $M$ , $v_s$ .....	61
Figura 8-9: Unità LA - frazioni granulometriche, plasticità e contenuto d'acqua, in funzione della profondità .....	62
Figura 8-10: Unità LA - carta di plasticità di Casagrande .....	63
Figura 8-11: Unità LA - indice dei vuoti e peso di volume (da prove on-shore e off-shore).....	63
Figura 8-12: Unità LA - risultati prove di laboratorio in termini di resistenza non drenata.....	65
Figura 8-13: Unità LA – confronto tra valori di resistenza non drenata da prove di laboratorio e prove in sito ....	66
Figura 8-14: Unità LA - parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci .....	66
Figura 8-15: Unità LA – confronto valori di OCR da prove edometriche di laboratorio e prove DMT .....	67
Figura 8-16: Unità LA – confronto tra valori del modulo edometrico $M$ (modulo confinato) da prove DMT e da prove edometriche di laboratorio nell'intervallo di tensioni di interesse.....	68
Figura 8-17: Unità LA - Variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali .....	69
Figura 8-18: Unità LS levante – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra .	72
Figura 8-19: Unità LS levante – risultato prove DMT in termini di Material Index Id.....	73
Figura 8-20: Unità LS levante – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT .....	74

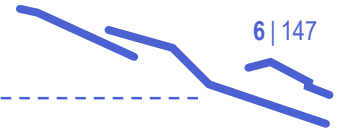


Figura 8-21: Unità LS ponente – risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra .....	77
Figura 8-22: Unità LS ponente – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id .....	78
Figura 8-23: Unità LS ponente – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT .....	79
Figura 8-24: Unità LS ponente – distribuzione granulometrica in funzione della profondità .....	81
Figura 8-25: Unità LS ponente – variazione del contenuto d'acqua e peso di volume in funzione della profondità .....	81
Figura 8-26: Unità LS ponente – variazione dell'indice dei vuoti in funzione della profondità .....	82
Figura 8-27: Unità LS ponente – parametri di resistenza non drenata ( $c_u$ ) e drenata ( $c'$ , $\phi'$ ) .....	83
Figura 8-28: Unità LS ponente - variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali .....	84
Figura 8-29: Unità LAS – risultato prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra .....	86
Figura 8-30: Unità LAS – risultato prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra .....	87
Figura 8-31: Unità LAS – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato da prove DMT .....	88
Figura 8-32: Unità SL – risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra .....	90
Figura 8-33: Unità SL – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id .....	91
Figura 8-34: Unità SL – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT .....	92
Figura 8-35: Unità SL – confronto prove PCPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto .....	93
Figura 8-36: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di E e $\phi'$ .....	94
Figura 8-37: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di $v_s$ , e $D_r$ .....	94
Figura 8-38: Unità SL – distribuzione granulometrica in funzione della profondità .....	96
Figura 8-39: Unità SL – variazione del contenuto d'acqua $W_n$ , peso di volume e indice dei vuoti in funzione della profondità .....	96
Figura 8-40: Unità SL – parametri di resistenza in condizioni drenate in funzione della profondità .....	97
Figura 8-41: Unità SL – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di laboratorio e da prove in sito .....	98
Figura 8-42: Unità ORV - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di $c_u$ , M, $v_s$ .....	100
Figura 8-43: Unità ORV – variazione della composizione granulometrica e della plasticità in funzione della profondità .....	102
Figura 8-44: Unità ORV - carta di plasticità di Casagrande .....	102
Figura 8-45: Unità ORV – variazione del peso di volume e dell'indice dei vuoti in funzione della profondità .....	103
Figura 8-46: Unità ORV – variazione della resistenza non drenata in funzione della profondità da prove di laboratorio .....	104
Figura 8-47: Unità GS - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di M, $\phi'$ , $v_s$ .....	106
Figura 8-48: Unità GS - distribuzione granulometrica in funzione della profondità .....	107
Figura 8-49: Unità substrato roccioso – rappresentazione dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown .....	109
Figura 8-50: Unità substrato roccioso – parametri dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown .....	110
Figura 9-1: NTC 2018 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione .....	114

Figura 9-2: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LA: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$ ; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$ .....	115
Figura 9-3: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LS: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$ ; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$ .....	116
Figura 9-4: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità SL: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$ ; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$ .....	117
Figura 9-5: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR (da $\tau_{max}$ ottenuto da analisi di risposta sismica locale) e CRR in funzione della profondità in corrispondenza della verticale di prova CPT7 .....	120
Figura 9-6: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR E CRR da prove CPT.....	121
Figura 9-7: Suscettibilità alla liquefazione – calcolo del rapporto CRR/CSR in funzione della profondità .....	122
Figura 10-1: Miglioramento dei terreni di fondazione - colonne in ghiaia – schema “blanket method” .....	124
Figura 10-2: Variazione del fattore di miglioramento in funzione del rapporto A/Ac e del materiale costituente la colonna.....	125
Figura 10-3: Diagramma per tenere conto della compressibilità della colonna nella determinazione del fattore di miglioramento $n_1$ .....	126
Figura 10-4: Determinazione del fattore $m$ .....	127
Figura 10-5: Miglioramento dei terreni di fondazione – curva granulometrica materiale per formazione colonne .....	129
Figura 10-6: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,0 m).....	130
Figura 10-7: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,5 m).....	131
Figura 10-8: Stima dei parametri di resistenza dell'unità $LS_{levante}$ e $LS_{ponente1}$ per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m).....	132
Figura 10-9: Stima dei parametri di resistenza dell'unità $LS_{ponente2}$ per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m) .....	133
Figura 10-10: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LAS per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m).....	134
Figura 10-11: Stima dei parametri di deformabilità dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,0 m).....	135
Figura 10-12: Stima dei parametri di deformabilità dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,5 m).....	135
Figura 10-13: Stima dei parametri di deformabilità delle unità LS per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m).....	136
Figura 10-14: Dettaglio modello numerico per la determinazione della rigidità del terreno LA trattato mediante colonne in ghiaia: approccio con la modellazione delle singole colonne .....	138
Figura 10-15: Cedimenti verticali da analisi numeriche per valutazione effetto trattamento colonnare unità LA: approccio con la modellazione delle singole colonne.....	138
Figura 10-16: Dettaglio modello numerico per la determinazione della rigidità del terreno LA trattato mediante colonne in ghiaia: approccio con terreno omogeneo equivalente.....	139

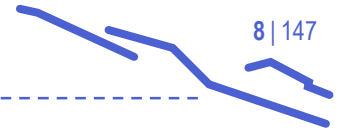


Figura 10-17: Cedimenti verticali da analisi numeriche per valutazione effetto trattamento colonnare unità LA: approccio con terreno omogeneo equivalente .....	139
Figura 10-18: Modello di calcolo predisposto per l'analisi di consolidazione .....	142
Figura 10-19: Cedimenti del piano di posa dello scanno, a tempo infinito, al di sotto del peso dello scanno ....	142
Figura 10-20: Cedimenti del piano di posa dello scanno, con analisi di consolidazione a tempo $t_{90} = 15$ gg, al di sotto dello scanno .....	143
Figura 10-21: Distribuzione della pressione neutra in eccesso residua nello strato LA al termine del calcolo di consolidazione .....	143
Figura 10-22: Modello di calcolo predisposto per l'analisi di consolidazione con strato omogeneo equivalente	144
Figura 10-23: Cedimenti del piano di posa dello scanno, a tempo infinito, al di sotto dello scanno (con strato omogeneo equivalente).....	145
Figura 10-24: Cedimenti del piano di posa dello scanno, con analisi di consolidazione a tempo $t_{90} = 15$ gg, al di sotto dello scanno (con strato omogeneo equivalente) .....	145
Figura 10-25: Distribuzione della pressione neutra in eccesso residua nello strato LA al termine del calcolo di consolidazione (con strato omogeneo equivalente) .....	146

## Indice delle tabelle

Tabella 6-1: Indagini di PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle indagini geotecniche in sito .....	25
Tabella 6-2: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio a bordo della nave geotecnica .....	27
Tabella 6-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di classificazione .....	28
Tabella 6-4: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di resistenza, deformabilità e permeabilità .....	28
Tabella 6-5: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – prove CPT .....	31
Tabella 6-6: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – prove DMT.....	32
Tabella 6-7: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – sondaggi geognostici CH sulla diga esistente .....	32
Tabella 7-1: Classificazione della tipologia di terreno in funzione dei parametri $q_c$ , $f_s$ ed $u$ adimensionalizzati ..	38
Tabella 7-2: Sintesi delle misure ed equazioni per il calcolo dei valori corretti, la stima dei parametri intermedi e dei parametri geotecnici da prove DMT (ISSMGE, 2001) .....	42
Tabella 8-1: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 1 .....	53
Tabella 8-2: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 2 .....	53
Tabella 8-3: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 3 .....	53
Tabella 8-4: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 4 .....	54
Tabella 8-5: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 5 .....	54
Tabella 8-6: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 6 .....	54
Tabella 8-7: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da CPT .....	58
Tabella 8-8: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da DMT.....	59
Tabella 8-9: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione .....	61
Tabella 8-10: Unità LA - sintesi risultati prove TXUU .....	64



Tabella 8-11: Unità LA - sintesi risultati prove edometriche .....	69
Tabella 8-12: Unità LA - risultati prove di permeabilità in cella triassiale.....	69
Tabella 8-13: Unità SL - risultati interpretazione prove di dissipazione .....	95
Tabella 8-14: Unità ORV - Risultati interpretazione prove di dissipazione .....	101
Tabella 8-15: Unità ORV – sintesi risultati prove di compressione in edometro .....	104
Tabella 8-16: Sintesi delle proprietà geotecniche dei terreni naturali di fondazione .....	111
Tabella 8-17: Sintesi delle proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni oggetto di trattamento .....	112
Tabella 10-1: Sintesi parametri geotecnici terreni LA e LS ottenuti dal calcolo con il metodo di Priebe.....	136
Tabella 10-2: Confronto tra risultati di analisi di cedimento del terreno LA trattato con colonne per la determinazione del modulo edometrico equivalente .....	140
Tabella 10-3: Confronto tra risultati di analisi di cedimento del terreno LS trattato con colonne per la determinazione del modulo edometrico equivalente .....	141
Tabella 10-4: Sintesi parametri geotecnici terreni dei terreni trattati mediante colonne in ghiaia .....	147

## 1 Introduzione

L'aggiudicazione della procedura per l'affidamento dell'appalto integrato complesso avente come oggetto l'elaborazione della progettazione definitiva ed esecutiva relativi alla prima e seconda fase funzionale e l'esecuzione dei lavori relativi alla prima fase funzionale della nuova diga foranea del porto di Genova – Ambito di Sampierdarena ha visto prevalere, con il decreto n.967 del 12/10/2022, il consorzio composto da WEBUILD S.p.A., FINCOSTI S.r.l., FINCANTIERI Infrastruttura Opere Marittime S.p.A. e Società Italiana Dragaggi S.p.A.

Con il prot. n. 0038250, in data 21 ottobre 2022, la stazione appaltante corrispondente al Commissario Straordinario per la nuova diga foranea del Porto di Genova/Autorità di Sistema Portuale del Mar Ligure Occidentale ha rilasciato l'Ordine di Servizio n.1 in cui ordina al punto 1 l'avvio immediato della progettazione esecutiva della fase A, procedendo all'accorpamento dei livelli di progettazione definitiva ed esecutiva, nonché all'avvio di tutte le attività ad essa prodromiche (ad es. Project Plan, cronoprogramma) o comunque connesse.

### 1.1 Aggiornamento del documento

Il presente documento viene integrato nelle sezioni di seguito elencate:

- Rev 1:

- a seguito delle risultanze delle indagini geotecniche svolte in sede di PE (febbraio-marzo 2023) sono stati integrati i paragrafi 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3, 8.2, 8.3, 8.4.1, 8.4.2, 8.4.3, 8.4.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.8.1, 8.8.2, 8.8.3, 8.8.4, 8.9.1, 8.9.2, 8.9.3, 8.9.4, 8.12, 10.1, 10.2, 10.3, 11.3, 11.4.
- in riscontro all'istruttoria P0027010-2-H18\_rev00 sono stati rivisti i paragrafi 6.3, 7.1, 8.4.3, 8.5, 8.6, 8.12,
- in riscontro all'istruttoria IT21086AR-00P-SP-0005-0\_Geotecnica sono stati rivisti i paragrafi 6.3.3, 7, 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.12, 9,



## 2 Oggetto e scopo

Nel contesto sopra descritto, la presente relazione riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione della Nuova Diga Foranea del Porto di Genova, ovvero del bacino di Sampierdarena.

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito, nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) sono state eseguite una indagine geofisica di fase 1 ed una indagine geotecnica di fase 2, costituita da prove in sito e prove di laboratorio. Per lo sviluppo del progetto definitivo/esecutivo nel 2023 è stata condotta una campagna di indagini integrative, costituita principalmente da prove in sito.

La presente relazione sintetizza i risultati delle indagini geotecniche per lo sviluppo del progetto (2023) e di quelle condotte per la redazione del PFTE. L'esame e l'interpretazione delle prove in sito e in laboratorio ha consentito la piena caratterizzazione geotecnica del sito.

L'oggetto del presente rapporto è l'area del fondale dove sarà realizzata la nuova diga foranea del porto di Genova nell'ambito del bacino di Sampierdarena.

Lo scopo del rapporto è quello definire le unità stratigrafiche e le proprietà geotecniche dei terreni di fondazione e dei materiali da costruzione, di descrivere la sismicità dell'area, di approfondire la tematica della suscettibilità alla liquefazione dei terreni sabbioso-limosi di fondazione e, infine, di definire, sulla base di elementi teorici, le caratteristiche meccaniche dei terreni oggetto del trattamento di consolidamento (tramite colonne in ghiaia), preliminare alla posa dello scanno e dei cassoni.

### 2.1 Organizzazione del lavoro

Il presente rapporto è organizzato come descritto nel seguito.

Il capitolo 3 propone un elenco dei riferimenti tecnici e normativi adoperati per la stesura del documento, distinguendo in Normative di riferimento, Documentazione tecnica di riferimento e bibliografia geotecnica.

Il capitolo 4 descrive brevemente l'area di intervento e i principali aspetti del progetto. Il capitolo 5 sintetizza alcuni tra gli aspetti principali dell'inquadramento geologico a mare, mentre il capitolo 6 illustra le campagne indagini disponibili.

Dopo una sintetica illustrazione dei metodi interpretativi delle prove in sito (CPT e DMT), i risultati delle indagini integrative del 2023 e di PFTE sono presentati ed esaminati nel capitolo 8, ove, per ogni scenario e per ogni unità stratigrafica, si determinano i principali parametri geotecnici di rilevanza per il progetto delle opere. Ove disponibili, per ogni unità stratigrafica sono presentati i risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio e, infine, la sintesi della caratterizzazione geotecnica. I risultati del lavoro presentato sono riassunti nel paragrafo della Modellazione geotecnica che, oltre ai parametri geotecnici dei terreni naturali, include anche le principali proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni trattati con la tecnica delle colonne in ghiaia.

Il capitolo 9 sintetizza i principali aspetti della sismicità dell'area e, infine, il capitolo 10 si occupa della suscettibilità dei terreni di fondazione al fenomeno della liquefazione in condizioni sismiche. Il capitolo 11 è dedicato alla definizione delle proprietà di resistenza, deformabilità e consolidazione dei terreni superficiali, che saranno oggetto del trattamento con colonne in ghiaia.



## 3 Riferimenti

### 3.1 Normative di riferimento

- NTC, 2018 - D. Min. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni - G.U. 20/02/2018 n. 42 Suppl. Ord. n. 8
- Circ. 7/2019 - Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21/01/2019 n. 7 - Istruzioni per l'applicazione del << Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni">> di cui al decreto ministeriale 17/01/2018 - G.U. 11/02/2019, n. 35 Suppl. Ord. n. 5
- EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- EN 1997-2:2007 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1998-5:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- BS 6349-1:2000 Maritime structures. Code of practice for general criteria
- BS 6349-1-3:2012 Maritime works Part 1-3: General – Code of practice for geotechnical design
- AGI – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (1977)
- AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana
- AGI – Raccomandazioni sui pali di fondazione (1984)
- ASG (2016). Linee guida per indagini geofisiche. Associazione Italiana di Geofisica
- AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida. Associazione Geotecnica Italiana
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. – AGI, Ancoraggi nei terreni e nelle rocce (2012)
- L. 2 febbraio 1974, n.64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

### 3.2 Documentazione di riferimento

Per lo sviluppo della presente relazione geotecnica si è fatto riferimento alla Relazione Geotecnica di PFTE, elaborato n. MI046R-PF-D-G-R-011-01, rev. 01 del 04/06/2021.

I documenti di riferimento per le indagini di PFTE sono i seguenti:

- Indagini condotte per il Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE):
  - Fase 1 - Rapporto indagini geofisiche ed elaborati grafici;
  - Fase 2 - Rapporto indagine geotecnica a mare – Field Report;
  - Fase 2 - Rapporto indagine geotecnica a mare – Factual Report;
  - Fase 2 - Rapporto prove di laboratorio geotecnico a terra.
- Indagini condotte per il Progetto definitivo/esecutivo 2023:
  - Rapporto indagini integrative 2023

### 3.3 Riferimenti bibliografici

#### BIBLIOGRAFIA GEOTECNICA:

- Black J.A. et al (2011) - “The settlement performance of stone column foundations”, *Geotechnique* 61 No 11, pp. 909-922.
- Bolton M.D. (1986) - “The strength and dilatancy of sands” - *Géotechnique* 36, n.1, pp. 65-78.
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2015) - “CPT - based liquefaction triggering procedure” - *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014) - “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures” - Rep. No. UCD/CGM-14/01, Univ. of California, Davis, CA.
- Colombo P, Colleselli F., (2004) – “Elementi di Geotecnica” - Terza edizione Ed. Zanichelli.
- Crespellani T, Facciorusso J., (2010) – “Dinamica dei Terreni - Per le applicazioni sismiche” - Ed. Dario Flaccovio.
- Darendeli MB. (2001) - “Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves (Ph. D.)” - Austin, Texas: University of Texas at Austin; 2001.
- De Alba P., Seed H. B., and Chan C. K. (1976) – “Sand liquefaction in large scale simple shear tests” - *J. Geotechnical Eng. Div., ASCE* 102(GT9), 909–27.
- Debats J.M. e Degen W.S., (2001) – “Marine stone columns at Patras (Greece) Harbour Extension – Phase II”, *Proceeding of Satellite Symposium of 15th Intl Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, August 2001, Istanbul.
- Décourt L. – “General report/Discussion session 2: SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing – Part 2: The standard penetration test, state-of-the-art report”.
- De Mello V. – “The Standard Penetration Test” – Fourth Panamerican Conference.
- Ellouze et al. (2010) - “On settlement of stone column foundation by Priebe’s method”, *Ground Improvement* 163, Issue G12m pp. 101-107.
- Hamidi B. et al (2013) - “Offshore ground improvement records”, *Australian Geomechanics Journal* 48 (4), 111-22.
- Han B.J and Ye S. (2001) - “Simplified method for consolidation rate of stone columns reinforced foundations”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No 127 (7), pp. 597-603.
- Hoek, Carranza-Torres et Corkum (2002) - “Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition” - *Proc. North American Rock Mechanics Society*. Toronto, July 2002.
- Hoek, E. and Diederichs, M. S. (2006) - “Empirical estimation of rock mass modulus” - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 43(2), 203–215.
- Idraratna B. et al. (2013) - “Numerical solution of stone column-improved soft soil considering arching, clogging and smear effects”, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No 139 (3), pp. 377-394.
- Idriss I.M. and Boulanger R.W. (2006) - “Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes”, *J. of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26: 115-130.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S. (1978) - “A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan” - In *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction – Research and Application*, San Francisco, Calif., 26 November - 1

- December. American Society of Civil Engineers, New York. Vol. 2, pp. 885–896.
- Jamiolkowski M., Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Pasqualini E. (1985) - “Penetration resistance and liquefaction of sands” - Proc. 11th ICSMFE, S.Francisco, CA.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) - “New correlations of penetration tests for design practice” - Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing ISOPT I, Orlando FLA.
- Kulhawy F.H. and Mayne P.H. (1990) - “Manual on estimating soil properties for foundation design” - Electric Power Research Institute, EPRI, August.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. – “Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice”, ed. E FN SPON, pp.312.
- Mayne P.W., Peuchen.J (2018) - “Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays” - Delft University of Technology, Netherlands.
- Mayne P.W. (2006) - “Undisturbed sand strength from seismic cone tests” - The 2nd James K. Mitchell Lecture, Geomech. and Geoengng, 1(4):239-258.
- McCabe B.A. and Black J.A. (2007) - “Ground Improvement using VibroReplacement Technique”, Geotechnical Society of Ireland, proceeding of conference 15th March 2007.
- Ng K.S. and Tan S.A. (2015) - “Simplified homogeneization method in stone column designs”, Soils and Foundations of The Japanese Geotechnical Society, No. 55 (1), pp. 154-165.
- Ohara S., Matsuda H. (1988) – “Study on settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear” - Soils and Foundations, 28(3), p.p. 103-113.
- Poulos H.G., Davis E.H. - “Elastic solutions for soil and rock mechanics”, ed. John Wiley and Sons.
- Priebe, H.J. (1995) - “The design of vibro replacement”, Ground Engineering, December issue.
- Rentone-Rose D.G et al (2000) - “Vibro-replacement for industrial plant on reclaimed land, Bahrain”, Geotechnique 50 No 6, pp. 727-737.
- Robertson, P.K. (2016) – “Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system - an update” - Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910-1927.
- Robertson, P.K., Cabal K.L. (2015) - “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering” – Gregg Drilling & Testing, Inc., 6th Edition.
- Robertson P.K. (2013) - “The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in situ tests – some insights” - Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ed. Taylor and Francis Group.
- Robertson P.K. (2010) - “Soil behaviour type from CPT: an update” – Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach CA.
- Robertson, P. K. (2009) – “Interpretation of Cone Penetration Tests - A unified approach” - Can. Geotech. J., 46(11), 1337–1355.
- Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998) – “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test” - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 3, pp. 442-459.
- Seed, R.B. (2010) – “Technical review and comments: 2008 EERI Monograph Soil Liquefaction During Earthquakes by I.M. Idriss and R.W. Boulanger” - Geotechnical Report N° UCB/GT - 2010/2011 University of California at Berkeley.
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. (2003) – “Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and

Consistent Framework” - White Paper for Keynote Presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach.

- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., Banerjee, N.G. (1975) – “Presentation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses” - Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Skempton A.W. (1954) – “The pore-pressure coefficients A and B” – Géotechnique 4, 143-147.
- Skempton A.W. (1986) – “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” – Géotechnique 36, No 3, 425-447.
- Sonderman, W. and Wehr, W. (2004) - “Deep Vibro techniques”, Chapter 2 of “Ground Improvement”, 2nd edition, edited by M.P. Moseley and K. Kirsch, pp-57- 92, Spon Press.
- Sonmez H. (2003) – “Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol,Turkey)” - Environmental Geology, Volume 44, pp.862–871.
- Stroud M.A. (1974) – “The Standard Penetration Test in insensitive clays and softrocks” – Proc. ESOPTI 2 (2): 367-375.
- Stroud M.A. (1989) – “The Standard Penetration Test – Its application and interpretation” – Proc. ICE Conf. on Penetration Testing in the UK, Birmingham – Thomas Telford, London.
- Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K., Hosono Y., (2006) - “Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of low slide in infinite slope” - Soil Dynamics and Earthquake Eng., 26, 253-264.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, C., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.C.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaku, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe, K.H. (2001) – “Liquefaction Resistance of Soils” - Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE 127 (10), 817-833.



## 4 Ambito e obiettivo dell'intervento

### 4.1 Area di intervento

L'area di intervento, rappresentata nella Figura seguente, si estende dalla foce del Polcevera ad ovest fino alla foce del Bisagno ad Est. Il fondale risulta compreso tra -20 e -50 m slm, le quote aumentano verso il largo progressivamente in modo uniforme e parallelamente alla costa con una pendenza media del 3-4%.

Il progetto della nuova diga foranea interesserà un'area suddivisa in due zone (Sampierdarena di ponente e levante), attualmente operata da terminalisti specializzati nella movimentazione di contenitori, navi RO-RO, general cargo, multipurpose, rinfuse solide, materiali metallici e prodotti forestali. L'area è caratterizzata da ponti sporgenti e calate entro cui le navi ormeggiano alle banchine.



Figura 4-1: Individuazione area di intervento

### 4.2 Obiettivo dell'intervento

L'obiettivo principale della nuova diga foranea è di consentire l'operatività portuale dei terminali del bacino di Sampierdarena in condizioni di sicurezza in relazione all'accesso delle grandi navi portacontenitori.

Procedendo da ponente verso levante, nell'area di Sampierdarena si trovano i seguenti Terminali operativi (si veda la Figura seguente).

1. Intermodal Marine Terminal (IMT) - Messina Group (contenitori), operativi lungo la banchina del canale di Sampierdarena, lungo il Ponte Ronco;
2. Terminal ATI - Gruppo Messina S.p.A e Terminal San Giorgio S.r.L (multipurpose), operativi lungo sulle Calate Bengasi e Tripoli;

3. Terminal San Giorgio e Fo.Re.S.T. Terminal (multi- purpose) che condividono il Ponte Somalia;
4. Sampierdarena Olii (rinfuse liquide) e C. Steinweg – Genoa Metal Terminal GMT (multipurpose), presso il Ponte Eritrea;
5. Gruppo Spinelli – Genoa Port Terminal (multi- purpose) presso i Ponti Etiopia ed Ex Idroscalo;
6. Rolcim (rinfuse solide - cemento) Enel produzione, presso la Calata Concenter;
7. Terminal Rinfuse Genova (rinfuse solide) presso il Ponte San Giorgio;
8. all'estremità di levante del canale di Sampierdarena, nel breve termine, verrà messo in esercizio il terminale del Gruppo Bettolo, che consentirà anch'esso l'accosto di navi portacontaineri;
9. Saar Depositi Portuali (rinfuse liquide) presso la Calata Olii Minerali;
10. Il Terminale Southern European Container Hub SECH (contenitori) presso la Calata Sanità.



Figura 4-2: Identificazione terminali operanti nell'area territoriale di Sampierdarena

La configurazione della nuova diga foranea dovrà consentire le manovre di navigazione in sicurezza delle grandi navi di progetto, di lunghezza 400-450 m e larghezza 60-65 m, con riferimento in particolare all'accesso e uscita dalle aree portuali, l'evoluzione nell'avamposto, l'accosto e la partenza dai terminali, il transito nel canale interno. La nuova diga, inoltre, dovrà consentire le operazioni ai terminali portuali in sicurezza in relazione allo scarico e carico delle merci e allo stesso tempo l'ormeggio alle banchine delle navi, proteggendo le aree portuali interne dall'azione del moto ondoso, in modo da limitare la condizione di non operatività.

L'Autorità di Sistema ha previsto che l'iter realizzativo della nuova diga foranea sia organizzato in due fasi funzionali, in relazione a una prevedibile gradualità dei finanziamenti:



- Fase A: la prima fase di costruzione deve assicurare l'operatività del terminale di Calata Bettolo in condizioni di sicurezza, garantendo l'accesso alle navi più grandi di progetto nel breve termine, e migliorare l'operatività degli altri terminali più a ponente;
- Fase B: il completamento della costruzione deve assicurare l'operatività di tutti i terminali di Sampierdarena, anche di quelli più a ponente, garantendo l'accesso delle navi di progetto.

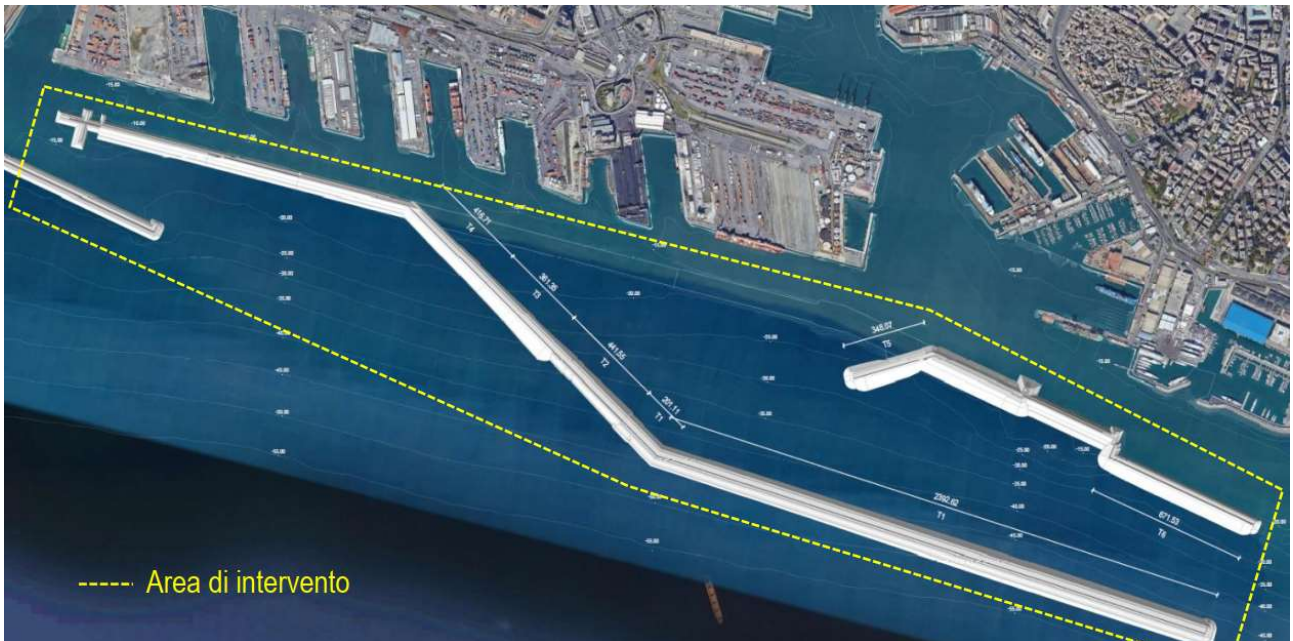
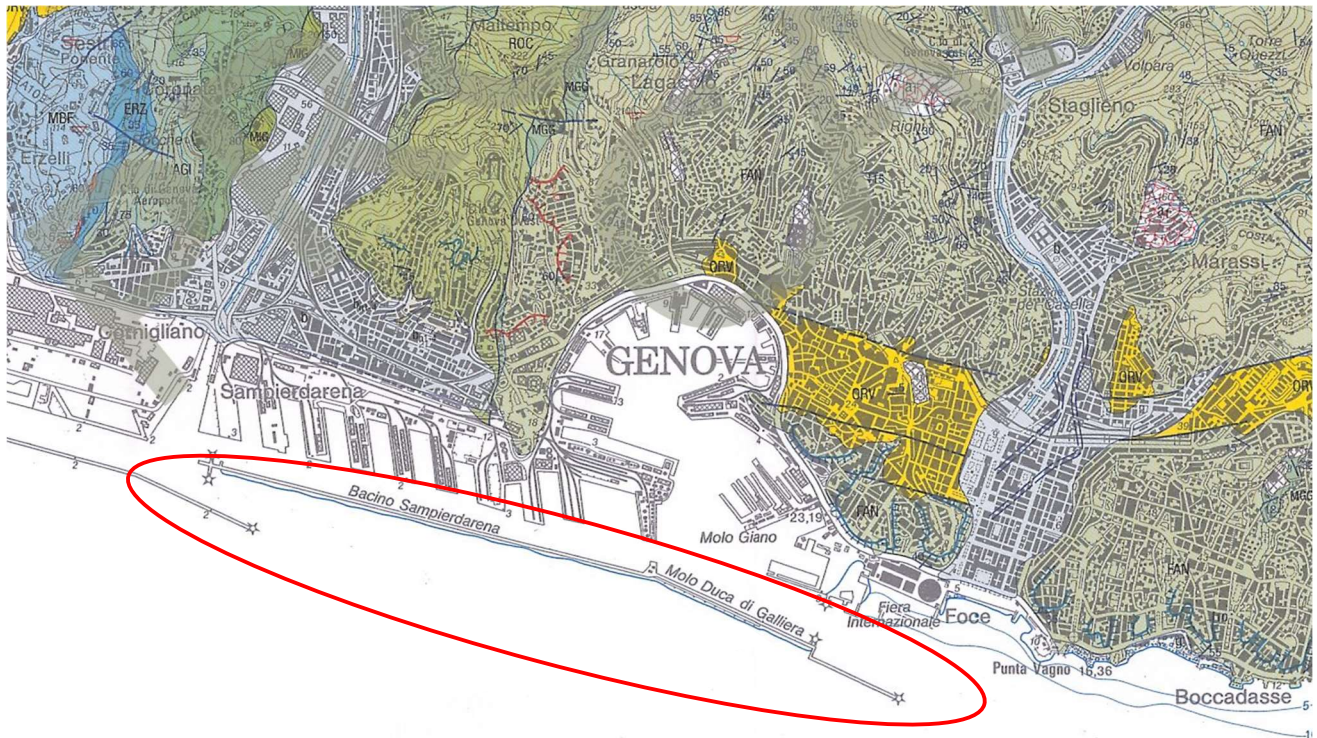


Figura 4-3: Inquadramento generale dell'area – Stato di progetto (Fase A)

## 5 Cenni sull'inquadramento geologico

Con riferimento al progetto CARG, viene proposto di seguito un estratto della carta geologica (scala 50.000) del foglio n°213 "Genova".



### DEPOSITI QUATERNARI



#### depositi alluvionali in evoluzione

Depositi ghiaiosi, spesso con blocchi e/o materiali fini, che costituiscono gli alvei attuali dei corsi d'acqua e le aree adiacenti; verso la foce raggiungono spessori considerevoli.

*OLOCENE*



#### depositi alluvionali terrazzati

Depositi ghiaiosi e subordinati depositi sabbiosi posti a quote più elevate rispetto agli alvei attuali, coperti da una coltre colluviale, spesso volte pedogenizzata, di spessore variabile.

*PLEISTOCENE - OLOCENE*

### DEPOSITI PLIOCENICI



#### argille di Ortovero

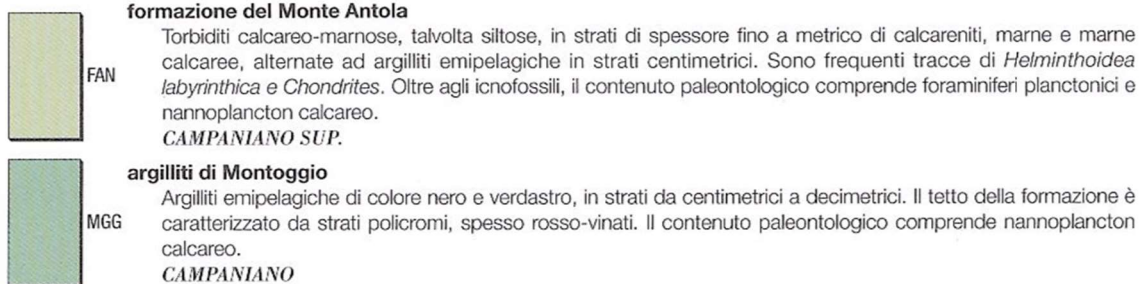
argille marnose, marne, silti e arenarie fini, di colore da grigio cinereo a grigio-azzurro a giallastro, in strati da centimetrici a pluricentimetrici. Il contenuto paleontologico comprende foraminiferi planctonici, bentonici, diatomee, nannoplancton calcareo.

*ZANCLEANO INF.*

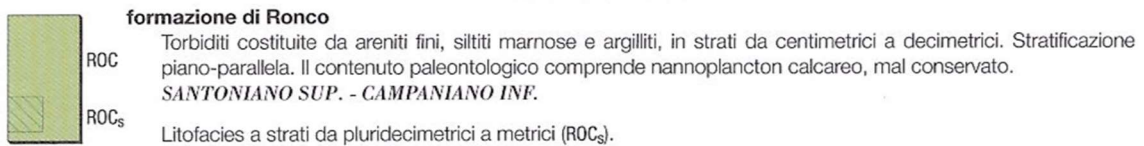
litofacies a breccie e conglomerati di base.



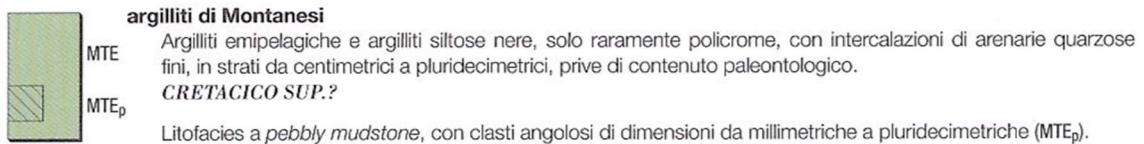
#### UNITÀ TETTONICA ANTOLA



#### UNITÀ TETTONICA RONCO



#### UNITÀ TETTONICA MONTANESI



#### UNITÀ TETTONOMETAMORFICA FIGOGNA

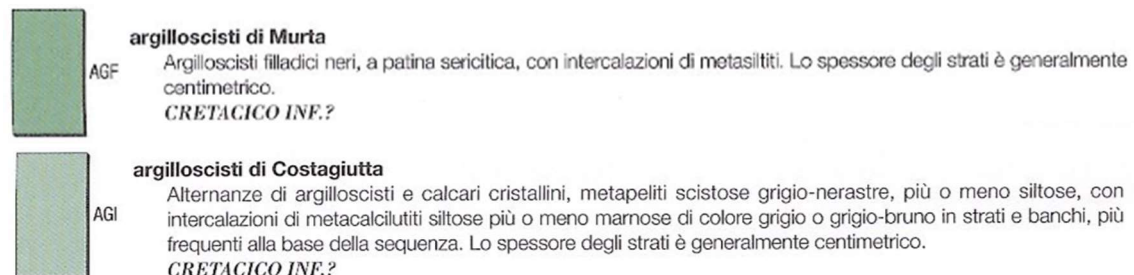


Figura 5-1 – Estratto della carta geologica (scala 50.000), con rispettiva legenda delle litologie cartografate nei pressi del sito in studio, foglio n°213 "Genova" del progetto CARG

L'area d'intervento ricade di fronte all'area portuale di Genova, la quale risulta essere caratterizzata dall'incontro tra diverse unità geologiche, quali: l'unità tettonica di Antola, l'unità tettonica di Ronco, di Montanesi e l'unità tettonometamorfica di Figogna. Tali unità sono rappresentate da sequenze tobiditiche calcareo-marnose, talvolta siltose, da argilliti emipelagiche e da argiloscisti filladici. Le suddette unità sostengono localmente le argille di Ortovero oltre ai depositi quaternari.

Dall'analisi del materiale fino a qui presentato, con il supporto di ulteriore documentazione bibliografica ed in funzione delle risultanze delle indagini integrative svolte, è stato possibile determinare il modello geologico di riferimento nel seguente:

- **Materiali di riporto** (depositi vari rimaneggiati).
- **Sedimenti alluvionali e marini** (depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi. Talora presenza di argilla).
- **Argille di Ortovero** (argille marnose-siltiti compatte/sovracconsolidate).
- **Substrato roccioso** (unità dell'Antola, Ronco e Montanesi).

Per maggiori approfondimenti si rimanda alla specifica relazione geologica.

## 6 Indagini geotecniche

### 6.1 Premesse

Per la caratterizzazione geotecnica del sito sono innanzitutto disponibili i risultati delle indagini condotte in sede di progetto di fattibilità tecnico economica (PFTE) nel 2019 e nel 2021. L'esito di tali attività è stato contestualizzato nel quadro di informazioni già disponibili, derivate dalla costruzione di numerose opere realizzate negli anni presso il tratto di mare antistante la città di Genova.

Per l'approfondimento del quadro di informazioni acquisito in sede di PFTE, specie lungo il tracciata dell'opera, nel periodo tra febbraio e marzo 2023 è stata condotta una estesa campagna di indagini geotecniche e geofisiche integrative per lo sviluppo della progettazione dell'opera in oggetto.

Nel presente capitolo si richiamano brevemente le indagini per lo sviluppo del PFTE e si illustra la campagna integrativa condotta per lo sviluppo del progetto definitivo-esecutivo.

### 6.2 Indagini progetto PFTE

#### 6.2.1 Indagini pregresse

Per la redazione del progetto di PFTE sono stati reperiti i risultati di numerose indagini condotte nell'area del porto di Genova (vedere Figure seguenti per l'ubicazione dei punti di indagine). A titolo illustrativo, di seguito si riporta una descrizione sintetica delle indagini condotte negli ultimi 20 anni, realizzate lungo i moli e banchine esistenti. Le informazioni ottenute da tali indagini hanno consentito di inserire i risultati delle indagini PFTE in un più ampio contesto conoscitivo. Si rimanda agli elaborati di PFTE (tavole e relazioni) per il loro approfondimento.

#### Indagine del progetto Genova Viaporto (2020)

Sono stati realizzati n.26 sondaggi con l'esecuzione di prove SPT ed il prelievo di numerosi campioni indisturbati e disturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio di classificazione, per la misura della resistenza e della deformabilità edometrica. La classificazione sismica dei terreni è avvenuta tramite l'esecuzione di n.11 prove down – hole e n.26 prove MASW.

#### Indagine geofisica del Porto di Genova (2019)

Nel corso del 2019 sono stati eseguiti una serie di rilievi geomorfologici con Side Scan Sonar (SSS) e stratigrafici con Sub-Bottom Profiler (SBP) all'interno delle aree del Porto Vecchio, del bacino Sampierdarena, del Canale di Calma antistante l'aeroporto, dell'area Petroli e del Porto di Voltri.

Sulla base delle indagini esperite è stato possibile accertare che la natura dei terreni sul fondale è sabbioso – limosa con locali lenti ghiaiose di limitata estensione.

#### Indagine Canale di Calma (2010)

L'indagine nel Canale di Calma antistante l'aeroporto di Genova è stata condotta nel 2010 ed è composta da n.9 sondaggi, n.7 prove CPTU, n.4 prove dilatometriche DMT e n.3 prove cross – hole. Tutte le prove sono state realizzate a mare. I sondaggi hanno raggiunto profondità di 43 – 60 m, sono state eseguite prove SPT e si sono prelevati campioni rimaneggiati ed indisturbati per prove di laboratorio di classificazione, per la misura della

resistenza e della deformabilità. Le prove CPTU sono state spinte sino a 30 – 60 m di profondità e sono state eseguite n.3 prove di dissipazione, mentre le prove DMT hanno raggiunto profondità tra 22 – 50 m dal fondale.

#### Indagine Calata Bettolo (2004 – 2008)

Il progetto definitivo ed esecutivo di Calata Bettolo si è basato sull'esecuzione di n.10 sondaggi a mare e n.12 sondaggi a terra nel 2004 – 2005. I sondaggi hanno raggiunto profondità tra 20 – 60 m con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati per prove di laboratorio.

Nel 2008, in vista del progetto del riempimento della calata e della successiva sua precarica, si sono realizzate n.7 prove sismo-dilatometriche SDMT (L = 20 -26 m).

#### Indagine Ponte Ronco – Canepa (2006)

L'indagine si è svolta nel 2006 mediante n.3 sondaggi a mare lunghi 15 m in corrispondenza dello spazio acqueo tra i moli Ronco e Canepa prima della sua chiusura e riempimento. Si sono eseguite prove SPT e prove Lefranc a carico variabile, inoltre sono stati prelevati dei campioni rimaneggiati ed indisturbati per prove di laboratorio.

#### Indagine Nuova Darsena Nautica ed ampliamento Darsena Tecnica (2003 – 2004)

L'indagine del 2003 – 2004 ha visto l'esecuzione di n.4 sondaggi a mare e n.2 sondaggi a terra con lunghezze tra 15 – 30 m, con prove SPT e prelievo di campioni rimaneggiati per prove di laboratorio. Sono state inoltre condotte alcune prove di resistenza a compressione uniassiale su campioni di roccia.

#### Indagine Ponte dei Mille (2002)

L'indagine del 2002 fu costituita da n.3 sondaggi lunghi 20 m con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni indisturbati; tuttavia, non si dispone dei risultati delle prove di laboratorio.

#### Indagine molo O.A.R.N. (1959 e 2003)

Per il progetto del molo nel 1959 sono stati eseguiti n.2 sondaggi a mare lunghi 15 e 20 m con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni disturbati per prove di laboratorio. Nel 2003 si sono realizzati n.4 sondaggi a mare e n.1 sondaggio a terra profondi tra 20 e 40 m con prove SPT.

#### Indagine diga Sampierdarena (1987 e 2001)

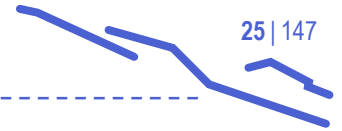
Da tale indagine sono stati recuperati n.2 sondaggi profondi 30 m circa con prove SPT, realizzati nel 1987 sulla diga presso ponte Ronco – Canepa. Nel corso del 2001 sono stati condotti n.2 sondaggi da 36 m circa con prove SPT in corrispondenza del punto antistante Calata Bettolo, dove la diga Sampierdarena cambia direzione verso levante. Sono stati prelevati dei campioni indisturbati per prove di classificazione e per la misura della resistenza e deformabilità.

#### Indagine Ponte Etiopia (2002)

Nel 2002 sul molo sono stati eseguiti n.3 sondaggi di profondità 20 – 25 m.







## 6.2.2 Campagna di indagini geotecniche

La campagna di indagini geotecniche PFTE (2021) è consistita nell'esecuzione di n.17 verticali con profondità dal fondale variabili tra 3 e 80 m per un totale di 650 m, suddivise come riportato di seguito:

- n.6 carotaggi a campionamento continuo (sigla CC),
- n.7 prove penetrometriche statiche continue (sigla PCPT),
- n.4 prove penetrometriche con prelievo alternato di campioni (sigla PCPT/CC).

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche sono state inoltre effettuate n.17 prove di dissipazione, per la stima della permeabilità.

**Nota:** la notazione/sigla "PCPT" delle prove penetrometriche statiche con piezocono, usualmente identificate con le sigle CPT, CPTu o CPTU nella letteratura tecnico-scientifica di settore, è stata coniata in sede di PFTE ed è qui mantenuta per le sole indagini PFTE.

L'ubicazione planimetrica dei punti di indagini fu scelta per consentire di indagare in modo regolare l'intera area di intervento e non trova necessariamente riscontro con il tracciato dell'opera in progetto. La seguente Tabella riporta le coordinate di ciascun punto di indagine e la profondità raggiunta a partire dalla quota del fondale. L'ubicazione dei punti di indagine è riportata nella Figura seguente.

Tabella 6-1: Indagini di PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle indagini geotecniche in sito

Verticale (n.)	Tipo (-)	Lunghezza verticale (m)	Coordinate (Gauss-Boaga fuso W)	
			N (m)	E (m)
CC-1	CC	16,2	4914675,37	1494465,74
PCPT-1	PCPT	25	49,15165,63	1494401,45
CC-2	CC	40,4	4915594,01	1493639,29
PCPT-2	PCPT	41,86	4914952,56	1493463,58
CC-3	CC	46,15	4915273,48	1493366,57
PCPT-3	PCPT	34,4	4915273,18	1493381,68
CC-4	0-40 CC e 40-80 PCPT/CC	80,36	4915142,05	1492614,56
PCPT-4	PCPT	42,52	4915143,62	1492628,33
PCPT-5	PCPT	42,32	4915774,54	1492799,06
CC-5	CC	22,95	4915902,97	1491957,90
PCPT-7	PCPT	10,85	4915316,78	1491770,27
CC-7	CC	42,38	4915539,58	1490921,21
PCPT-6	PCPT	47,25	4915537,50	1490970,95
PCPT-6a	PCPT/CC	81,28	4915540,08	1490972,65
CC-6	PCPT/CC	47,9	4916168,49	1491090,95
PCPT-8	PCPT/CC	4,3	4914839,38	1493948,25
PCPT-8a	PCPT/CC	65,05	4914843,08	1493946,67



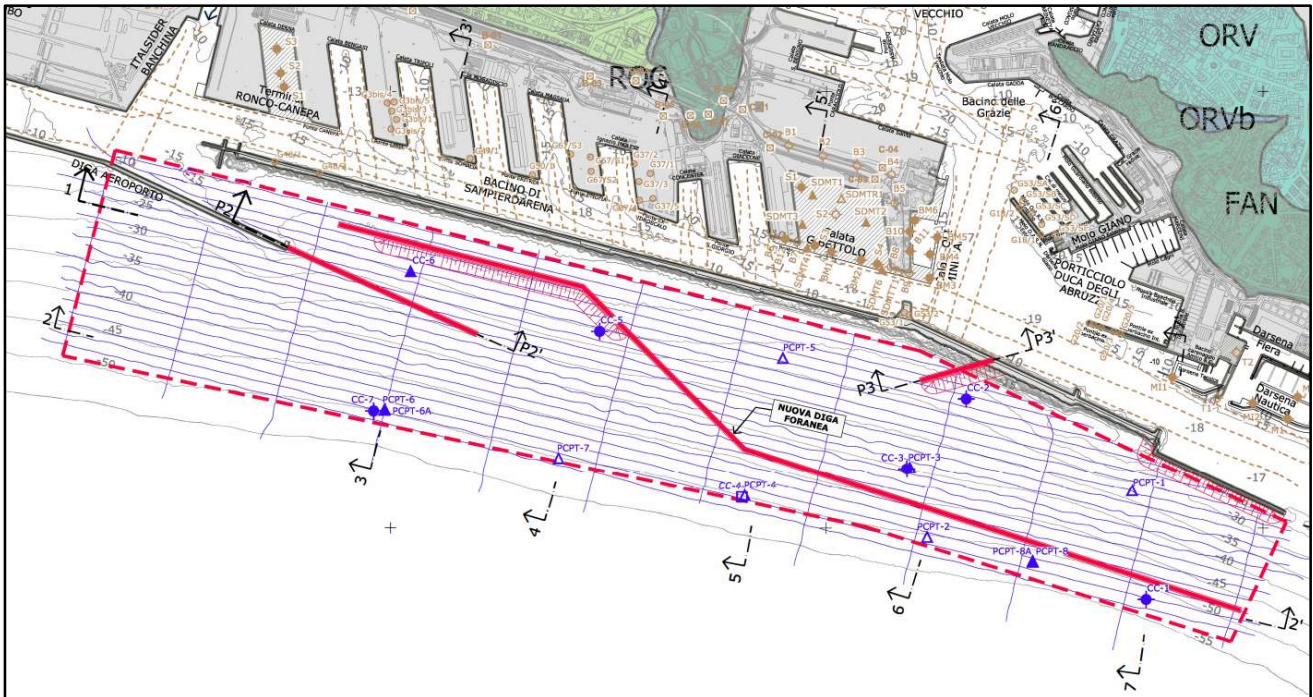


Figura 6-2: Ubicazione indagini del progetto di fattibilità tecnico economica

L'indagine PFTE è stata svolta per mezzo di una nave geotecnica di tipo DP2 (Dynamic Positioning class 2), dotata di una torre di perforazione con compensazione del moto ondoso e di una serie di sistemi per il mantenimento del posizionamento sulla verticale di indagine. Queste caratteristiche hanno permesso di mantenere costanti i valori di pressione e di velocità di avanzamento della strumentazione geotecnica, garantendo l'uniformità delle condizioni di prova/campionamento in accordo con le linee guida nazionali ed internazionali. Il sistema di perforazione è di tipo wire-line: questo ha consentito da un lato una grande versatilità nelle operazioni di carotaggio ed esecuzione delle prove e dall'altro di recuperare campioni di ottime qualità.

L'ubicazione delle verticali, unitamente con la programmazione delle indagini geofisiche, ha seguito una griglia regolare che ha permesso di ricostruire in modo completo l'assetto geologico e geotecnico dei terreni di fondazione dell'opera nell'intera area di studio. Le verticali più profonde (L=80m) sono state collocate in corrispondenza delle aree depresse tettonicamente, laddove cioè lo spessore dei sedimenti Plio-Quaternari è risultato massimo.

Oltre che dalle condizioni meteorologiche, le lunghezze effettive delle verticali sono state condizionate dalla natura dei terreni incontrati: una volta raggiunto il substrato roccioso, le PCPT sono state arrestate, mentre le perforazioni CC sono state spinte all'interno di questo di pochi metri, in rapporto alla tipologia di opera da realizzare il cui comportamento è condizionato dalle caratteristiche dei terreni presenti al di sopra del substrato.

Nel corso delle indagini sono stati prelevati n.333 campioni, dei quali n.306 in terreno e n.27 in roccia. In particolare, per quanto riguarda i campioni di terreno, n.40 sono stati prelevati con campionatore a martello in terreni granulari grossolani, n.80 con campionatore a spinta in terreni coesivi consistenti e n. 186 con campionatore a pistone in terreni coesivi o granulari fini.

Dei 333 campioni prelevati circa la metà sono stati oggetto di prove nel laboratorio di bordo della nave geotecnica e la restante metà è stata opportunamente confezionata e sigillata per essere spedita al laboratorio di terra, nel tentativo di mantenere le condizioni indisturbate dei campioni. N.15 campioni sono stati conservati all'interno delle fustelle metalliche tipo Shelby e spediti al laboratorio di terra.

A bordo della nave sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

determinazione del peso di volume, contenuto naturale d'acqua ( $w_n$ ), pocket-penetrometer (P.P.), torvane (T.V.), microtorvane (M.T.V.), prova triassiale non consolidata non drenata (Trx-UU), Point Load Test (PLT).

Presso il laboratorio di terra sono state eseguite le seguenti prove:

pocket penetrometer (P.P.) su campioni indisturbati, analisi granulometriche (Gran.) e limiti di Atterberg (Lim.Att.), determinazione del peso di volume, contenuto d'acqua ( $w_n$ ), peso specifico dei grani (Gs), indice dei vuoti naturale ( $e_0$ ), contenuto di sostanza organica (S.O.), nonché prove di taglio diretto (TD), prove triassiali consolidate non drenate (Trx-CIU), prove triassiali non consolidate non drenate (Trx-UU), prove edometriche (Edo), prove triassiali cicliche (Trx-Cicl.) e di colonna risonante (Col.Rison.), prove di permeabilità in cella triassiale (Trx-K).

Le Tabelle seguenti riportano il dettaglio delle prove di laboratorio eseguite a bordo della nave geotecnica, presso il laboratorio di terra (classificazione e prove di resistenza e deformabilità).

Su campioni litoidi sono state inoltre eseguite le seguenti prove: n.3 prove di compressione monoassiale non confinata, n.3 prove di trazione indiretta "brasiliana", n.4 determinazioni del peso di volume.

Per maggiori dettagli sulle attività svolte nell'ambito del PFTE si rimanda ai relativi rapporti di indagine.

Tabella 6-2: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio a bordo della nave geotecnica

Verticale	$\gamma$	$w_n$	P.P.	T.V.	M.T.V.	Trx-UU	PLT
(-)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)
CC-1	12	14	9	6	2	-	5
PCPT-1	-	-	1	-	-	-	5
CC-2	49	49	54	50	7	1	-
PCPT-2	-	-	-	-	-	-	-
CC-3	37	22	26	22	4	1	-
PCPT-3	-	-	-	-	-	-	-
CC-4	95	21	92	49	5	-	-
PCPT-4	-	-	-	-	-	-	-
PCPT-5	-	2	-	-	-	-	-
CC-5	27	12	-	-	-	-	3
PCPT-7	-	7	-	-	-	-	-
CC-7	66	8	68	60	6	-	1
PCPT-6	1	3	-	-	-	-	-
PCPT-6A	8	-	11	-	-	-	-
CC-6	18	10	16	6	-	-	-
PCPT-8	3	1	-	6	1	-	-
PCPT-8A	17	8	13	-	3	-	-
Totale	333	157	290	199	28	2	14



Tabella 6-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di classificazione

Verticale	P.P.	$\gamma$	$e_0$	Gs	S.O.	$w_n$	Lim.Att.	Gran.
(-)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)
CC1	2	5	5	6	3	6	6	6
CC2	13	16	16	-	4	22	19	18
CC3	5	12	12	12	6	13	10	14
CC4	22	28	26	25	6	30	15	16
CC5	1	6	6	6	1	8	8	8
CC6	5	10	9	8	2	11	10	10
CC7	18	22	22	22	2	22	10	10
PCPT6A	4	4	-	4	-	4	1	1
PCPT8A	7	9	9	10	3	10	7	7
Totale	77	112	105	93	27	126	86	90

Tabella 6-4: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di resistenza, deformabilità e permeabilità

Verticale	TD	Trx-CIU	Trx-UU	Edo	Trx-K	Col. Rison.	Trx-Cicl.
(-)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)
CC1	2	1	2	-	-	-	-
CC2	2	2	10	2	3	1	1
CC3	1	4	5	2	1	1	1
CC4	2	3	20	3	2	2	2
CC5	2	1	-	-	-	-	-
CC6	2	2	4	2	2	-	-
CC7	1	1	18	-	-	-	-
PCPT6A	-	-	4	-	-	-	-
PCPT8A	1	2	4	2	-	-	-
Totale	13	16	67	11	8	4	4

È infine opportuno sottolineare che le indagini di PFTE sono state precedute da un'indagine storica riguardo all'interferenza tra le verticali di prova e l'eventuale presenza di ordigni bellici. Tale indagine ha determinato che in corrispondenza dell'area a mare interessata dal tracciato di costruzione della nuova diga foranea di Genova (soluzione 3) il rischio relativo alla presenza di ordigni residuati bellici sia da considerarsi alto, salvo che tale area non sia stata in precedenza bonificata. A seguito di tale indagine storica è stata anche condotta una opportuna indagine strumentale che ha appurato la validità dei punti di indagine PFTE. Per maggiori dettagli riguardo a questo argomento si rimanda alla Relazione Geotecnica di PFTE e relativi elaborati.

### 6.2.3 Campagna di indagini geofisiche

La Figura seguente mostra l'estensione dell'area di progetto, delimitata con linea blu secondo i vertici A-F, per i quali sono indicate le coordinate secondo il sistema Gauss - Boaga fuso Ovest.

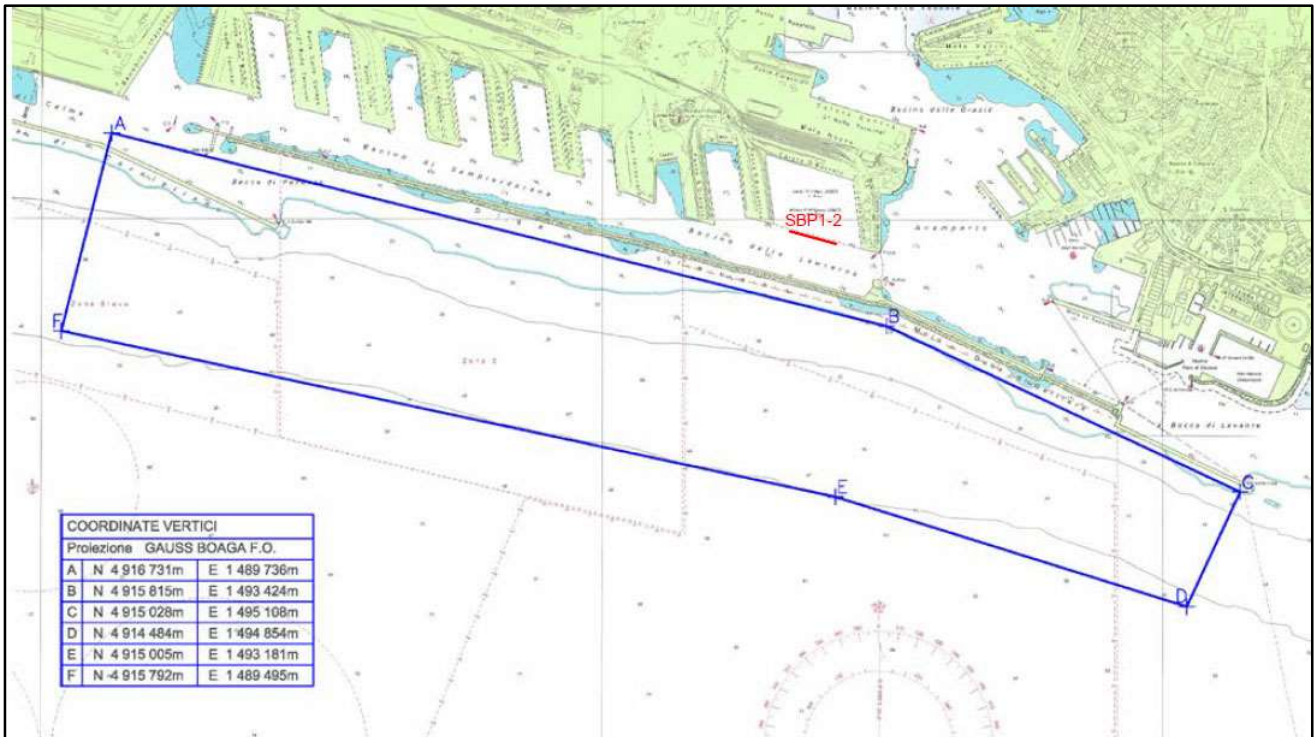


Figura 6-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geofisica - planimetria di ubicazione (poligono blu)

Nel 2019 la suddetta area di progetto è stata indagata tramite i seguenti rilievi geofisici di fase 1:

- Multi Beam Echo Sound (MBES) con n.8 transetti e Ltot = 40 Km (sovrapposizione 20%);
- Side Scan Sonar (SSS) con n.8 transetti e Ltot = 40 Km (sovrapposizione 100%);
- Sub Bottom Profiler (SBP) con n.17 transetti e Ltot = 85 Km;
- Sparker con n.17 transetti e Ltot = 85 Km;
- Magnetometro MAG con n.161 transetti e Ltot = 805 Km;
- n.5 verticali con drop camera.

Queste indagini hanno fornito significative informazioni in merito all'assetto geomorfologico e geologico dell'area. Si rimanda al Rapporto indagini geofisiche del progetto di fattibilità per il dettaglio sulle caratteristiche della strumentazione utilizzata e sulle modalità di acquisizione dei dati, mentre si rimanda alla Relazione geologica di progetto per l'impiego di tali informazioni per la ricostruzione geologica e geomorfologica del sito.

## 6.3 Indagini geotecniche campagna 2023

### 6.3.1 Premesse

In accordo con quanto programmato in fase di pianificazione, le indagini a mare eseguite per il progetto 'Diga Foranea – Porto di Genova' sono consistite principalmente in prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) e prove con dilatometro piatto (DMT).

La scelta di eseguire prove CPT e DMT è scaturita dall'esigenza di ottenere in tempo reale e con rapidità di esecuzione informazioni di tipo stratigrafico, di resistenza, di deformabilità e sullo stato/storia tensionale dei depositi indagati. Entrambe le prove forniscono profili continui con la profondità (ogni centimetro per le prove CPT e ogni 20 cm per le prove DMT) con una risoluzione superiore rispetto ad indagini puntuali, quali ad esempio prove di laboratorio su campioni, solitamente prelevati con intervalli di profondità di diversi metri. Le prove CPT e DMT sono definite "in situ", poiché la strumentazione viene fatta avanzare per penetrazione nel terreno di interesse e le misure vengono eseguite localmente. In tali condizioni il materiale conserva maggiormente le proprie caratteristiche meccaniche originarie rispetto al prelevamento di campioni, che sono invece asportati per essere analizzati in uno stato diverso da quello in cui si trovano. Le prove CPTU e DMT sono stabilmente standardizzate e intensivamente impiegate a livello internazionale, poiché permettono di ricavare stime accurate dei principali parametri geotecnici indispensabili per la progettazione.

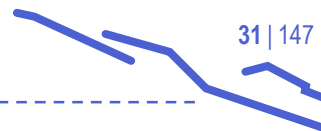
La strumentazione CPTU permette di eseguire anche prove di dissipazione, arrestando la penetrazione dello strumento alla profondità di interesse e rilevando il tempo necessario affinché la sovrappressione  $U$  generata dalla penetrazione della punta ritorni ad un valore prossimo a quello idrostatico. Analogamente, la strumentazione DMT permette di eseguire prove di dissipazione misurando l'andamento delle pressioni totali, dove la curva di decadimento della tensione totale descrive la velocità con cui le sovrappressioni neutre dissipano nello strato indagato. Entrambe le prove permettono di ricavare con buona approssimazione una stima del coefficiente di consolidazione e di permeabilità, secondo procedure ben note nella letteratura scientifica di settore e codificate negli standard internazionali. Tali parametri geotecnici, in aggiunta a quelli standard delle prove CPT e DMT, sono di particolare rilevanza per gli strati che saranno interessati dall'intervento di consolidamento mediante colonne in ghiaia.

Entrambe le prove DMT e CPT richiedono che non vi siano spostamenti in direzione orizzontale durante l'esecuzione delle misure. La prova CPTU richiede inoltre che la penetrazione della punta sia a velocità costante in relazione al fondale marino. Tali requisiti implicano necessariamente che le prove devono essere indipendenti dal modo ondoso, per evitare misure disturbate e che genererebbero considerevoli incertezze nei risultati delle prove e nell'interpretazione dei parametri geotecnici.

Le tecniche per soddisfare questi requisiti sono essenzialmente tre:

1. impiego di un pontone autosollevante ("Jackup"), sul quale posizionare l'attrezzatura di spinta;
2. impiego di un "geotechnical vessel" con posizionamento dinamico (Dynamic Positioning) e compensazione del moto ondoso (Heave Compensation);
3. impiego di un penetrometro operante direttamente dal fondo marino ("Seabed Penetrometer").

Nel progetto in questione l'uso di un pontone autosollevante non sarebbe stato possibile a causa della profondità del fondale (20-50 m). L'uso del geotechnical vessel, di difficile reperibilità, sarebbe stato impiegato principalmente per l'esecuzione di carotaggi, più che di prove CPT e DMT in continuo, con prelievo di campioni e prove di laboratorio che avrebbero imposto tempistiche non compatibili con le esigenze progettuali. Pertanto, fin dalle fasi



iniziali della programmazione si è optato per l'impiego di un "seabed penetrometer", messo a disposizione dal Contractor Studio Prof. Marchetti, in collaborazione con MSH Marine Sampling Holland.

### 6.3.2 Campagna di indagini geotecniche

La campagna di indagini geotecniche PE (2023) è consistita nell'esecuzione di n. 43 verticali con profondità dal fondale variabili tra 4.5 e 24.0 m, suddivise come riportato di seguito:

- n. 2 carotaggi geognostici a carotaggio continuo (sigla CH), eseguiti in corrispondenza della porzione di diga esistente che verrà mantenuta in futuro,
- n. 25 prove penetrometriche statiche continue con piezocono (sigla CPT),
- n. 16 prove dilatometriche (sigla DMT).

Durante l'esecuzione delle prove CPT e DMT sono state inoltre effettuate n. 60 prove di dissipazione (n. 41 da prove CPT, n. 19 da prove DMT), per la stima della permeabilità dei terreni prevalentemente coesivi.

Le seguenti Tabelle riportano le coordinate di ciascun punto di indagine CPT e DMT e CH e la profondità raggiunta a partire dalla quota del fondale. L'ubicazione dei punti di indagine è riportata nella Figura seguente.

Tabella 6-5: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – prove CPT

Verticale (n.)	Lunghezza verticale (m)	Profondità fondale (m)	Coordinate (Gauss-Boaga fuso W)	
			N (m)	E (m)
CPT 1	-	-	1491127.8047	4916298.0219
CPT 2	20.91	19.20	1491508.3153	4916201.2746
CPT 3	16.70	22.00	1492021.2752	4915965.0503
CPT 4	11.93	29.30	1492185.0965	4915801.0078
CPT 5	18.52	38.70	1492445.2982	4915540.8062
CPT 6	24.20	44.60	1492811.2166	4915301.7812
CPT 7	20.37	44.00	1493048.4842	4915225.2605
CPT 8	20.39	44.20	1493287.1362	4915148.2061
CPT 9	18.89	45.90	1493525.0152	4915071.1517
CPT 10 (A + B)	12.89	49.20	1494000.7733	4914917.0428
CPT 11	18.83	48.60	1494238.3584	4914840.0836
CPT 12	9.27	48.00	1494476.5313	4914762.9340
CPT 13	7.80	47.90	1494713.9912	4914686.0153
CPT 14	20.34	26.00	1490576.5421	4916264.2480
CPT 15	16.59	34.20	1491394.9141	4915889.7252
CPT 16	19.93	26.00	1493609.7400	4915680.1000
CPT 19	13.42	25.10	1494996.4277	4915068.7160
CPT 20A (DMT 5)	4.58	47.60	1494900.5643	4914624.9134
CPT 20B (DMT 5a)	5.45	47.60	1494900.5643	4914624.9134
CPT 21	24.82	50.00	1492638.3104	4915143.5035
CPT 22	23.93	39.80	1493391.6604	4915273.0635
CPT 23	22.37	16.00	1491704.7100	4916268.5700
CPT 24	17.43	21.50	1491941.8160	4916044.6902
CPT 25	-	-	1493477.8892	4915982.8769
CPT 26	-	-	1494586.2322	4915376.4260

Tabella 6-6: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – prove DMT

Verticale (n.)	Lunghezza verticale (m)	Profondità fondale (m)	Coordinate (Gauss-Boaga fuso W)	
			N (m)	E (m)
DMT 1	-	-	1490758.4856	4916391.9237
DMT 2	-	-	1491862.2665	4916124.2397
DMT 3	15.00	43.10	1492620.7696	4915363.3908
DMT 4	14.20	47.60	1493760.6669	4914994.1521
DMT 5	5.00	47.60	1494900.5643	4914624.9134
DMT 6	15.00	31.00	1490960.0425	4916088.7415
DMT 7	23.20	27.50	1493427.7667	4915678.2419
DMT 8	-	-	1494524.7168	4915288.0573
DMT 9	15.40	35.00	1492315.2521	4915670.9619
DMT 10	26.40	44.70	1492929.8504	4915263.5209
DMT 11	9.40	49.00	1494496.8720	4914756.3452
DMT 12	16.00	23.50	1492103.2406	4915883.0839
DMT 13	-	-	1492206.1957	4915561.9752
DMT 14	-	-	1492418.3956	4915774.0394
DMT 15	-	-	1493178.9023	4915018.9177
DMT 16	12.80	42.50	1494509.8239	4914903.1483

Tabella 6-7: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – sondaggi geognostici CH sulla diga esistente

Verticale (n.)	Lunghezza verticale (m)	Quota bocca foro (m slmm)	Coordinate (Gauss-Boaga fuso W)	
			N (°)	E (m)
CH 1	80.0	+1.75	44°23'46.82"	8°55'2.85"
CH 2	55.0	+3.50	44°23'24.11"	8°56'2.92"





Figura 6-4: Ubicazione indagini integrative 2023 – prove CPT





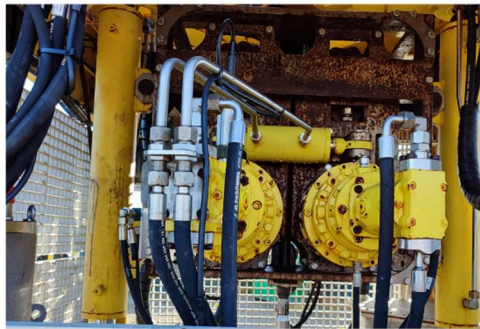
Per l'esecuzione delle prove CPT e DMT è stato impiegato un "Seabed Penetrometer" di tipo "Manta", prodotto del fornitore olandese GEOMIL con le seguenti caratteristiche:

- dimensioni: 2.2 m x 2.2 m x 4.0 m
- peso attrezzatura base: 100 kN, incrementabile fino a 220 kN con appositi moduli di zavorra come da Figure che seguono;
- presenza di "ali laterali" ("wings") per distribuire il carico ed evitare lo sprofondamento del penetrometro nel fondale marino poco compatto;
- sistema di spinta "a trascinamento" delle aste penetrometriche  $\varnothing$  36 mm;
- possibilità di impiego di aste penetrometriche con "casing", ovvero tubazioni di rivestimento  $\varnothing$  esterno 55 mm, per prevenire il manifestarsi del fenomeno di svergolamento ("buckling") delle aste  $\varnothing$  36 mm in presenza di strato superficiale argilloso;
- le aste  $\varnothing$  36 mm sono precaricate e mantenute in tensione da apposito argano ("winch") dinamico, ovvero a tensione di trazione costante e regolabile.

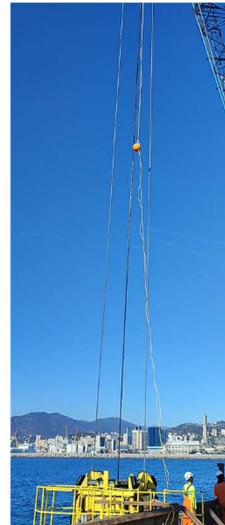


Figura 6-6: Dettagli del "seabed penetrometer" tipo "Manta" utilizzato per l'esecuzione delle prove CPT e DMT 2023





Dettagli del Dispositivo di trascinamento delle aste



ASTE PRECARICATE



SISTEMA DI CONTROLLO E ACQUISIZIONE DATI

Figura 6-7: Dettagli del “seabed penetrometer” tipo “Manta” utilizzato per l'esecuzione delle prove CPT e DMT 2023

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche (CPT) è stato adoperato un piezocono elettrico (CPTU) con le seguenti caratteristiche: fondo scala resistenza alla punta  $Q_c = 50$  MPa, filtro in HDPE saturato con olio di silicone disareato e trasmissione digitale dei dati verso l'elettronica in superficie sul pontone. Il tempo di campionamento dei valori di  $Q_c$ ,  $F_s$ ,  $U$ , deviazione delle aste, è stato impostato per ottenere un campione digitale di ciascuna grandezza ad ogni centimetro di penetrazione avvenuta con velocità standard di 2 cm/s. Le prove sono state condotte in accordo con lo standard di riferimento ISO 22476-1:2022.

Per l'esecuzione delle prove dilatometriche (DMT) è stato utilizzato un dilatometro automatizzato (“Medusa DMT”) per il rilievo ogni 20 cm delle seguenti grandezze:  $P_0$  (pressione di distacco della membrana),  $P_1$  (pressione per l'espansione di 1.1 mm del centro della membrana),  $P_2$  (pressione di richiusura della membrana). A differenza del DMT pneumatico tradizionale, l'espansione della membrana è attivata da un dispositivo a siringa motorizzata integrata nello strumento, azionata elettronicamente attraverso un fluido anziché gas, consentendo misure con maggior ripetibilità e precisione. Le prove DMT sono state condotte in accordo con lo standard ASTM D6635-01.

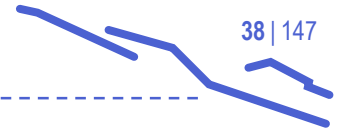
### 6.3.3 Campagna di indagini geofisiche

Prima dell'esecuzione dei rilievi è stato effettuato il controllo dell'inquadramento geodetico e il controllo plano-altimetrico dell'area, affinché, sia le posizioni durante la navigazione, sia i dati acquisiti durante l'attività di survey marino fossero coerenti con la cartografia ufficiale.

In seguito alle necessarie calibrazioni sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche:

- 1) **Indagini multibeam e laser scanner** (*indagini topografiche e morfo-batimetriche*).
- 2) **Indagini SSS backscatter da multibeam** (*questa indagine ha permesso di acquisire i dati di riflettanza acustica dei fondali direttamente durante le fasi d'indagini batimetriche*).
- 3) **Indagini Sub Bottom Profiler Chirp e Sparker** (*queste indagini hanno permesso di indagare il substrato al di sotto del fondale attuale ed indentificare i principali layer. Le indagini di sismica marina a riflessione sono state condotte mediante sorgente acustica ad ultrasuoni in bassa frequenza monocanale di tipo Boomer Plate*).

Per maggiori approfondimenti si rimanda alla specifica relazione sulle indagini.



## 7 Metodi interpretativi delle prove in sito

### 7.1 Interpretazione dei risultati della prova CPT

#### 7.1.1 Misure e classificazione del terreno investigato

La prova CPT è un eccellente mezzo per individuare i cambi stratigrafici lungo la verticale indagata ed è in grado di cogliere le interfacce tra i vari livelli di posizionali, individuando anche piccole lenti ed inclusioni.

I dati restituiti dalla prova sono:

- la resistenza alla punta ( $q_c/m$ );
- l'attrito laterale ( $f_s/m$ );
- la pressione neutra ( $u_m$ ).

Durante l'avanzamento del penetrometro sono state eseguite prove di dissipazione della pressione neutra, mirate alla valutazione delle caratteristiche di permeabilità e consolidazione dei terreni.

La classificazione della tipologia di terreno attraversato viene condotta secondo la teoria di Robertson (1990), la quale si basa su parametri normalizzati. In particolare, viene normalizzata la misura della pressione neutra, della resistenza alla punta e dell'attrito laterale così come mostrato di seguito.

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

Con tali parametri normalizzati è possibile calcolare l'indice  $I_c$ , il cui valore è dato da:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log[Q \cdot (1 - B_q)]\}^2 + [1.5 + 1.3 \cdot (\log F)]^2}$$

A seconda del valore di  $I_c$  è possibile classificare il comportamento del terreno e distinguere le varie tipologie di terreno incontrate durante la prova.

Tabella 7-1: Classificazione della tipologia di terreno in funzione dei parametri  $q_c$ ,  $f_s$  ed  $u$  adimensionalizzati

Classificazione del terreno	Zona N.ro	Valore di $I_c$
Terreni organici	2	$I_c > 3.22$
Argille	3	$2.82 < I_c < 3.22$
Terreni a matrice limosa	4	$2.54 < I_c < 2.82$
Terreni a matrice sabbiosa	5	$1.90 < I_c < 2.54$
Sabbie	6	$1.25 < I_c < 1.90$
Sabbie e ghiaie	7	$I_c < 1.25$

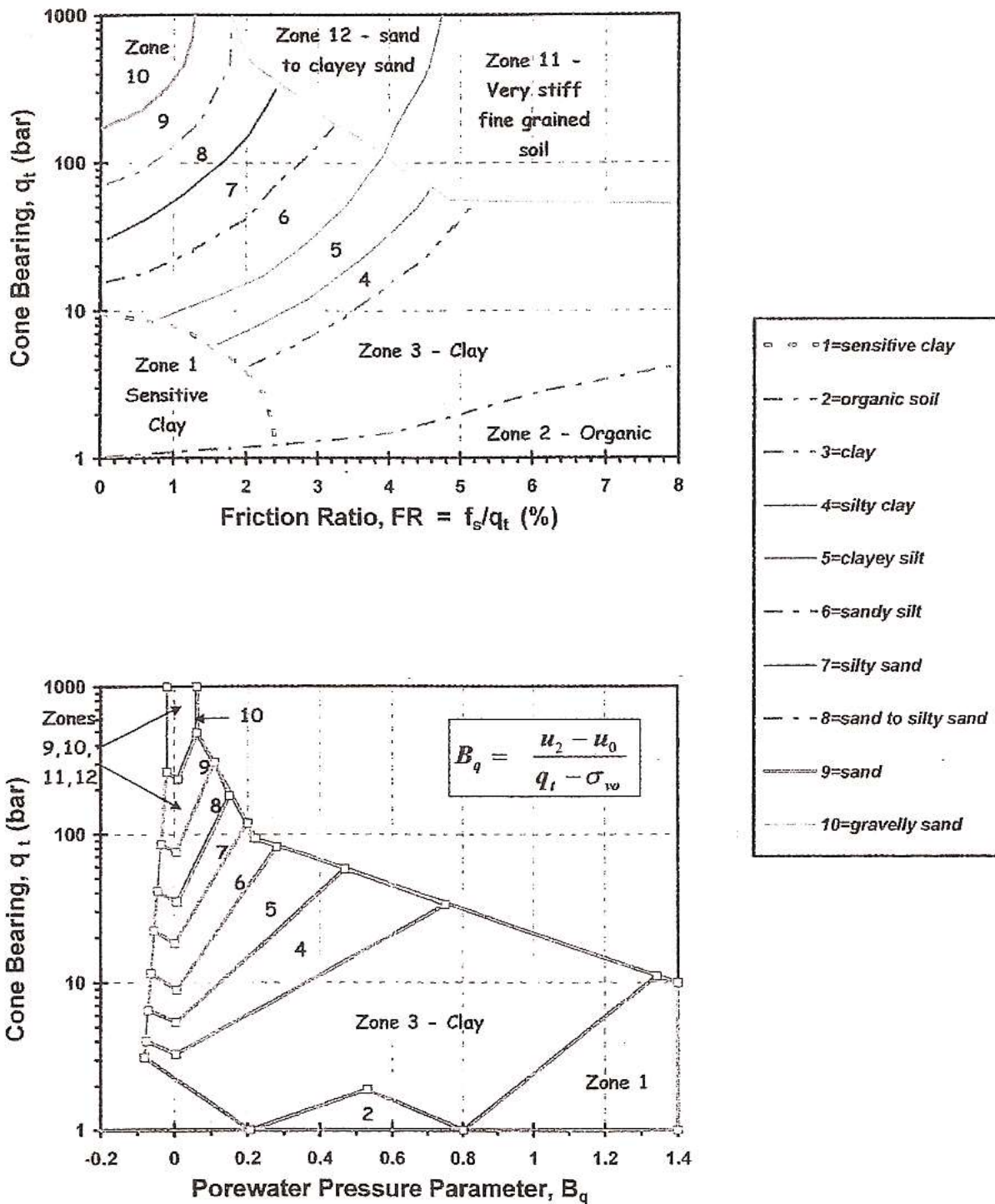
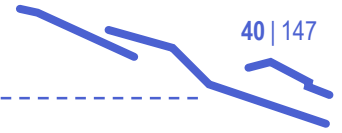


Figura 7-1: Classificazione dei terreni dalla prova CPTU (Robertson et al. 1986)



## 7.1.2 Stima dei parametri geotecnici

### 7.1.2.1 Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio può essere ottenuta per tutte le tipologie di terreno, dalle argille alle sabbie, dalle ghiaie alle rocce siano esse integre o fessurate.

I valori di  $V_s$  possono essere misurati in laboratorio con diversi sistemi, tra i quali la colonna risonante, gli ultrasuoni, il taglio torsionale e prove triassiali speciali.

Come si è detto in precedenza è possibile installare uno o più geofoni all'interno del penetrometro ed effettuare così una misura diretta delle velocità delle onde di taglio nel terreno via via attraversato dalla prova.

Tuttavia, a volte non si dispone di un penetrometro così fornito e si deve ricavare la velocità delle onde di taglio da correlazioni empiriche legate ai parametri letti dalla prova penetrometrica, ovvero in questo caso, resistenza alla punta e attrito laterale.

Basandosi su un database che contiene prove su sabbie, limi, argille e anche terreni di transizione Hegazy e Mayne (1995) hanno ricavato la seguente relazione valida per tutte le tipologie di terreno ora menzionate:

$$V_s \text{ (m/s)} = [10.1 \log(q_t) - 11.4]1.67 [f_s/q_t * 100]^{0.3}$$

con  $q_t$  ed  $f_s$  espressi in KPa.

### 7.1.2.2 Rigidezza del terreno

Il modulo di elasticità confinato  $M$  degli strati incoerenti è stato determinato con la correlazione di Lunne & Christophersen (1983), in funzione della resistenza alla punta  $q_c$  delle prove penetrometriche statiche, valida per sabbie normalconsolidate:

$$\begin{aligned} M \text{ (in MPa)} &= 4 \times q_c && \text{per valori di } q_c < 10 \text{ MPa} \\ M \text{ (in MPa)} &= 2 \times q_c + 20 \text{ MPa} && \text{per } 10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Per la determinazione del modulo elastico confinato degli strati coesivi si è invece fatto riferimento alla correlazione di Robertson (2009):

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$$

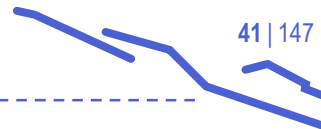
$$\text{Dove } \alpha_M = \begin{cases} Q_{tn}, & \text{se } Q_{tn} \leq 14 \\ 14, & \text{se } Q_{tn} > 14 \end{cases}$$

Con:

$$Q_{tn} = \left[ \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right] \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$n = 0.381(I_c) + 0.05 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15 \leq 1.0$$





### 7.1.2.3 Resistenza al taglio drenata

La resistenza del terreno è definita dall'involuppo a rottura in termini di tensioni efficaci che nel piano di Mohr è definito dai parametri  $c'$  e  $\varphi'$ , ovvero coesione efficace e angolo di resistenza al taglio efficace.

Si presenta nel seguito la relazione che permette per sabbie pulite di ricavare il valore dell'angolo di resistenza al taglio in funzione dei parametri misurati durante la prova CPT.

In particolare, ci si riferisce alla relazione proposta da Kulhawy and Mayne (1990) per l'individuazione dell'angolo di picco:

$$\varphi = 17.6^\circ + 11^\circ \log(qt_1)$$

$$\text{Dove } qt_1 = \frac{qt/P_a}{(\sigma'_{vo}/P_a)^{0.5}}$$

### 7.1.2.4 Densità relativa

Per la determinazione della densità relativa degli orizzonti sabbiosi ci si riferisce alla relazione di Baldi et al. (1986) relativa a sabbie normalconsolidate:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \times \ln \frac{q_c}{C_o \times (\sigma'_{vo})^{C_1}}$$

Nella quale  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  sono costanti del terreno che dipendono dalla composizione granulometrica, che valgono nel caso in oggetto rispettivamente 157, 0.55 e 2.41, mentre  $\sigma'_{vo}$  è la tensione verticale efficace alla profondità di riferimento, espressa in kPa, e  $q_c$  rappresenta come detto la resistenza di punta al penetrometro statico (in kPa).

### 7.1.2.5 Resistenza al taglio non drenata

La determinazione della resistenza al taglio dei terreni a grana fine in tensioni totali (coesione non drenata -  $c_u$ ) è stata stimata mediante correlazione empirica tra la resistenza alla punta ed un fattore di capacità portante  $N_c$  che assume valori minori di 15 per terreni normalconsolidati e maggiori di 15 per terreni sovraconsolidati: nel presente caso è stato cautelativamente assunto  $N_c=14$ .

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_c}$$

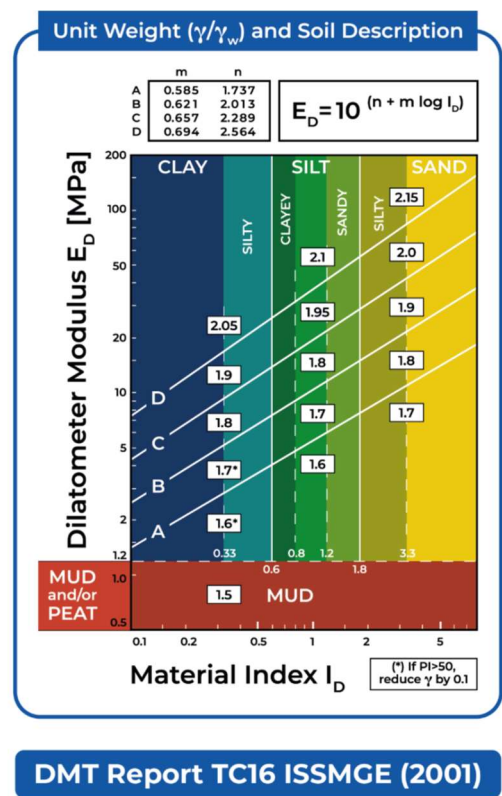
## 7.2 Interpretazione dei risultati della prova DMT

I risultati delle prove DMT possono essere interpretati per stimare parametri geotecnici di uso comune e possono essere confrontati con parametri ottenuti da altre prove, al fine di definire le grandezze ed i parametri di progetto. Tale metodologia ("progettazione mediante parametri") costituisce la prassi con la quale si affrontano i problemi ingegneristici a partire dai risultati delle prove in sito; metodi "diretti", ovvero basati sull'uso diretto dei dati grezzi da prove DMT, sono disponibili limitatamente ad alcune applicazioni specifiche (ad es. pali soggetti a carichi assiali, curve P-y per pali soggetti a carichi laterali).

Le formule base per l'elaborazione delle misure DMT e le principali correlazioni sono riassunte nella Tabella seguente.

Tabella 7-2: Sintesi delle misure ed equazioni per il calcolo dei valori corretti, la stima dei parametri intermedi e dei parametri geotecnici da prove DMT (ISSMGE, 2001)

	SYMBOL	PARAMETER NAME	FORMULA / DESCRIPTION
Field Readings	A	First Reading	Membrane lift-off pressure
	B	Second Reading	Pressure for 1.1 mm membrane expansion
	C	Third Reading	Membrane closing pressure
	ΔA	Membrane Calibration (A in free air)	Suction as positive pressure
	ΔB	Membrane Calibration (B in free air)	Inflation as positive pressure
	[T, A]	Dissipation Test Readings	A-readings with time (at specific depth)
Corrected Readings	P <sub>0</sub>	Corrected First Reading	$P_0 = 1.05 (A + \Delta A) - 0.05 (B - \Delta B)$
	P <sub>1</sub>	Corrected Second Reading	$P_1 = B - \Delta B$
	P <sub>2</sub>	Corrected Third Reading	$P_2 = C + \Delta A$
Intermediate Parameters	I <sub>D</sub>	Material Index	$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - U_0)$
	K <sub>D</sub>	Horizontal Stress Index	$K_D = (P_0 - U_0) / \sigma'_{v0}$
	E <sub>D</sub>	Dilatometer Modulus	$E_D = 34.7 (P_1 - P_0)$
	U <sub>D</sub>	Pore Pressure Index	$U_D = (P_2 - U_0) / (P_0 - U_0)$
	T <sub>Flex</sub>	Dissipation Flex Point	
	γ	Unit weight	see unit weight chart
Interpreted Geotechnical Parameters	K <sub>0</sub>	Earth Pressure Coefficient	$K_{0, DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$   $I_D \leq 1.2$
	OCR	Overconsolidation Ratio	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$   $I_D \leq 1.2$
	Su	Undrained Shear Strength	$Su_{DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$   $I_D \leq 1.2$
	Φ	Friction Angle	$\Phi_{safe, DMT} = 28 + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D$   $I_D > 1.8$
	M	Vertical Drained Constrained Modulus	$M_{DMT} = R_M E_D$
			If ( $I_D \leq 0.6$ ) $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
			If ( $I_D \geq 3$ ) $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
			If ( $0.6 < I_D < 3$ ) $R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D$
			$R_{M0} = 0.14 + 0.15 (I_D + 0.6)$
			If ( $K_D > 10$ ) $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
If ( $R_M < 0.85$ ) set $R_M = 0.85$			
C <sub>h</sub>	Coefficient of Consolidation	$C_{h, DMT} = 7 \text{ cm}^2 / T_{Flex}$	
K <sub>h</sub>	Coefficient of Permeability	$K_{h, DMT} = C_{h, DMT} \gamma_w / M_h$ ( $M_h \approx K_{0, DMT} M_{DMT}$ )	
U <sub>0</sub>	Equilibrium Pore Pressure	$U_0 \approx P_2$ for drained layers only	



### 7.2.1 Misure corrette

Le letture di prova A, B e C devono essere innanzitutto corrette per tenere conto della rigidità della membrana, della deviazione dallo zero del manometro e dell'altezza del tastatore ("feeler"), e convertite nelle pressioni  $p_0$ ,  $p_1$  mediante le formule seguenti:

$$p_0 = 1.05 (A + \Delta A) - 0.05 (B - \Delta B)$$

$$p_1 = B - \Delta B$$

$$p_2 = C + \Delta A$$

dove

$\Delta A$ ,  $\Delta B$  = correzioni determinate mediante calibrazione della membrana.

### 7.2.2 Parametri intermedi

Le pressioni corrette  $p_0$  e  $p_1$  sono successivamente utilizzate al posto di A e B nell'interpretazione. Le correlazioni originali (Marchetti, 1980) furono ottenute calibrando i risultati DMT in base a parametri di elevata qualità ottenuti con le metodologie tradizionali in siti ben documentati anche da altre prove. Molte di queste correlazioni formano la base dell'attuale interpretazione, essendo state generalmente confermate da ricerche successive.

L'interpretazione si è sviluppata definendo quattro parametri "intermedi" DMT (Marchetti, 1980):

- l'indice di materiale  $I_D$
- l'indice di spinta orizzontale  $K_D$
- il modulo dilatometrico  $E_D$
- l'indice di pressioni neutre  $U_D$

I parametri intermedi  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$  ed  $U_D$  derivano direttamente dalle misure  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$  attraverso definizioni (ovvero calcolati da equazioni che si riferiscono a modelli matematici e non da correlazioni empiriche) utilizzando le formule riportate in Tabella 7-2. I parametri interpretati sono parametri geotecnici di uso comune, derivati dai tre parametri intermedi  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$  mediante le correlazioni riportate nella Tabella 7-2.

Per utilizzare le formule è necessario fornire i valori della pressione neutra di equilibrio in sito  $u_0$  e della tensione verticale efficace  $\sigma'_{v0}$  prima dell'inserimento della lama nel terreno. La pressione  $u_0$  viene solitamente stimata dalla profondità della falda per prove onshore e dal battente d'acqua in prove offshore. L'abaco colorato alla destra della Tabella 7-2 viene utilizzato per la stima del peso di volume del terreno, ottenuto in base ai valori dei parametri  $I_D$  ed  $E_D$ , che permette di stimare il profilo di  $\sigma'_{v0}$ .

I parametri geotecnici per cui la prova DMT fornisce un'interpretazione (Tabella 7-2) sono:

- modulo verticale drenato confinato M (tutti i terreni)
- resistenza al taglio non drenata  $s_u$  (in argilla)
- coefficiente di spinta orizzontale in sito  $K_0$  (in argilla)

- rapporto di sovraconsolidazione OCR (in argilla)
- coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  (in argilla)
- coefficiente di permeabilità  $k_h$  (in argilla)
- angolo di resistenza al taglio  $\phi$  (in sabbia)
- peso di volume  $\gamma$  e tipo di terreno (tutti i terreni)
- pressione neutra di equilibrio  $u_0$  (in sabbia).

Le correlazioni per le argille sono valide per  $I_D < 1.2$ . Le correlazioni per le sabbie sono valide per  $I_D > 1.8$ .

Il modulo confinato  $M$  e la resistenza al taglio non drenata  $s_u$  sono ritenuti i parametri più affidabili e utili ottenuti dalla prova DMT, sebbene durante l'esecuzione della prova non si raggiungano pienamente le condizioni di rottura del materiale.

L'indice di materiale  $I_D$  è definito come:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

dove  $u_0$  è la pressione neutra in sito pre-inserimento della lama del DMT.

Tale definizione di  $I_D$  è stata introdotta dopo avere osservato che i profili di  $p_0$  e  $p_1$  sono sistematicamente "vicini" tra loro in argilla e "distanti" in sabbia. Secondo Marchetti (1980), il tipo di terreno può essere identificato come segue:

argilla  $0.1 < I_D < 0.6$

limo  $0.6 < I_D < 1.8$

sabbia  $1.8 < I_D < (10)$

In generale,  $I_D$  fornisce un profilo espressivo del tipo di terreno con la profondità. Tuttavia, va evidenziato che  $I_D$  non è il risultato di un'analisi granulometrica, ma un parametro che riflette il comportamento meccanico (una sorta di "indice di rigidità"). Ad esempio, se un'argilla per qualche motivo si comporta 'più rigidamente' della maggior parte delle argille, tale argilla sarà probabilmente interpretata da  $I_D$  come un limo. In realtà, se si è interessati al comportamento meccanico, a volte potrebbe essere più utile per le applicazioni una descrizione basata su una risposta meccanica piuttosto che sulla reale distribuzione granulometrica. Se, però, l'interesse è rivolto alla permeabilità, sarebbe utile disporre, oltre che di  $I_D$ , anche dell'indice di pressione neutra  $U_D$ .

L'indice di spinta orizzontale  $K_D$  è definito come:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}$$

dove  $\sigma'_{v0}$  è la tensione geostatica in sito pre-inserimento.



$K_D$  è presente in numerose correlazioni dei parametri geotecnici, ed è un parametro chiave della prova dilatometrica. L'indice di spinta orizzontale  $K_D$  può essere visto come  $K_0$  amplificato dalla penetrazione. In argille NC (prive di aging, struttura, cementazione) il valore di  $K_D$  è  $K_{D,NC} \approx 2$ . Il profilo di  $K_D$  è simile, nella forma, al profilo di OCR; quindi, è generalmente utile per "comprendere" un deposito di terreno e la sua storia tensionale (Marchetti 1980, Jamiolkowski et al. 1988).

Il modulo dilatometrico  $E_D$  è ricavato da  $p_0$  e  $p_1$  per mezzo della teoria dell'elasticità (Gravesen, 1960). Per il diametro della membrana di 60 mm e lo spostamento di 1.1 mm si può calcolare:

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$$

In generale,  $E_D$  non dovrebbe essere utilizzato in quanto tale, soprattutto poiché privo di un contenuto di informazioni sulla storia tensionale.  $E_D$  andrebbe usato solo in combinazione con  $K_D$  e  $I_D$ . Il simbolo  $E_D$  non deve essere scambiato con il modulo di Young  $E'$ .

L'indice di pressione neutra  $U_D$  è stato definito da Lutenegeger e Kabir (1988) come segue:

$$U_D = (p_2 - u_0) / (p_0 - u_0)$$

In terreni drenanti, in cui  $p_2 \approx u_0$ ,  $U_D \approx 0$ . In terreni non drenanti,  $p_2$  è maggiore di  $u_0$  e  $U_D > 0$ .

$U_D$  è in grado di discernere strati "permeabili" ( $U_D = 0$ ), strati "impermeabili" ( $U_D \geq 0.7$ ) e strati "di permeabilità intermedia" ( $U_D$  compreso tra 0 e 0.7), in accordo con  $B_q$  dalla prova CPTU.

Si nota, inoltre, che  $U_D$ , pur essendo utile per lo scopo sopra indicato, non può offrire una scala di misura per l'intero campo di variazione delle permeabilità. Infatti, oltre un certo valore di  $k$  la prova è comunque drenata, al di sotto di un certo  $k$  la prova è comunque non drenata. Negli strati identificati da  $U_D$  come non drenanti, una valutazione quantitativa di  $c_h$  può essere ottenuta ad es. per mezzo delle dissipazioni DMT descritte in precedenza. Invece, negli strati identificati da  $U_D$  come drenanti, le dissipazioni DMT non vengono solitamente eseguite perché troppo rapide.

### 7.2.3 Stima dei parametri geotecnici

La correlazione originale per derivare il rapporto di sovraconsolidazione OCR dall'indice di spinta orizzontale  $K_D$  (basata su dati relativi solo ad argille non cementate) fu proposta da Marchetti (1980) dall'osservazione della similarità tra il profilo di  $K_D$  e il profilo di OCR:

$$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$$

L'equazione per la stima di OCR contiene la corrispondenza  $K_D = 2$  per OCR = 1 (ovvero  $K_{D,NC} \approx 2$ ), che è stata confermata in numerosi depositi di argille "genuinamente" NC (prive di cementazione, aging, struttura).

La somiglianza del profilo di  $K_D$  al profilo di OCR è stata confermata anche da molti confronti successivi (ad esempio da Jamiolkowski et al. 1988, Kamei e Iwasaki 1995, per via teorica da Finno 1993, Totani et al. 1997, etc.).

In definitiva,  $K_D \approx 2$  in argilla appare essere il valore limite inferiore per  $K_{D,NC}$ . Se un'argilla geologicamente NC presenta  $K_D > 2$ , ogni eccesso di  $K_D$  al di sopra di 2 indica la probabile esistenza di aging, struttura o cementazione. La determinazione (la stessa definizione) di OCR in sabbia è più difficile che in argilla. OCR in sabbia è spesso il risultato di una complessa storia di precarico o essiccazione o altri effetti. Inoltre, mentre OCR in argilla può essere

determinato per mezzo di prove edometriche, il disturbo dei campioni non permette la stessa cosa in sabbia. È quindi inevitabile accettare un certo grado di approssimazione. In sabbie, OCR può essere stimato approssimativamente dal rapporto  $M_{DMT}/q_c$ . Indicativamente:  $M_{DMT}/q_c = 5-10$  in sabbie NC,  $M_{DMT}/q_c = 12-24$  in sabbie OC (Baldi et al 1988, Jendeby 1992, Jamiolkowski 1995, etc.).

Un'indicazione indipendente di una certa capacità di  $K_D$  di riflettere OCR in sabbia proviene dai profili di  $K_D$  tipo "crosta" che spesso si osservano nella parte superiore di depositi sabbiosi, molto simili ai profili tipici di  $K_D$  che si osservano nelle croste essiccate OC in argilla.

La correlazione originale per  $K_0$ , relativa ad argille non cementate (Marchetti 1980), è la seguente:

$$K_0 = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$$

Diversi Autori (ad es. Lacasse e Lunne 1988, Powell e Uglow 1988, Kulhawy e Mayne 1990) hanno presentato forme leggermente modificate di questa equazione. Tuttavia, la correlazione originale produce stime di  $K_0$  generalmente soddisfacenti, specialmente considerando la difficoltà intrinseca di misurare  $K_0$  con precisione e che, in molte applicazioni, sono sufficienti stime approssimate di  $K_0$ .

Tuttavia, in argille fortemente cementate la suddetta equazione può sovrastimare  $K_0$  in maniera significativa, poiché parte di  $K_D$  è dovuta alla cementazione.

La correlazione originale per determinare la resistenza non drenata  $c_u$  da DMT (Marchetti, 1980) è la seguente:

$$c_u = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$$

È stato riscontrato che i risultati della suddetta equazione si collocano, in generale, in una posizione intermedia tra i punti sperimentali successivi presentati da diversi ricercatori (ad es. Lacasse e Lunne 1988, Powell e Uglow 1988). Numerose pubblicazioni hanno mostrato che i valori di  $c_{uDMT}$  sono, in generale, precisi e affidabili, almeno per la pratica progettuale di tutti i giorni.

L'angolo di resistenza al taglio,  $\phi$ , è ricavato da  $K_D$  mediante la seguente equazione (Marchetti, 1997):

$$\phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$$

Tale stima è da considerare come *limite inferiore* e si ritiene che l'entità della sottostima sia, in genere, dell'ordine dei 2-4°.

Il modulo  $M$  determinato da DMT (spesso indicato con il simbolo  $M_{DMT}$ ) è il modulo verticale drenato confinato (monodimensionale) tangente in corrispondenza di  $\sigma'_{v0}$ , ed è lo stesso modulo che, quando determinato da prove edometriche, viene chiamato  $E_{oed} = 1/m_v$ .  $M_{DMT}$  è ottenuto applicando a  $E_D$  il fattore correttivo  $R_M$ :

$$M_{DMT} = R_M E_D$$

Le equazioni che definiscono  $R_M = f(I_D, K_D)$  (Marchetti 1980) sono riportate in Tabella 1.

Il valore di  $R_M$  aumenta con  $K_D$  ( $I_D$  ha un'influenza minore su  $R_M$ ).  $R_M$ , che quindi non è una costante di proporzionalità unica, varia generalmente nell'intervallo da 1 a 3. L'esperienza ha mostrato che  $M_{DMT}$  è altamente riproducibile. Nella maggior parte dei siti  $M_{DMT}$  varia nell'intervallo da 0.4 a 400 MPa. Numerosi confronti, sia in termini di  $M_{DMT} - M$  'di riferimento' che in termini di cedimenti previsti vs. cedimenti misurati, hanno indicato che i valori di  $M_{DMT}$  sono, in generale, affidabili per la pratica progettuale.  $M_{DMT}$  va usato allo stesso modo di un modulo

ottenuto da altri metodi (ad es. prove edometriche di buona qualità), ed introdotto in una delle procedure disponibili per la valutazione dei cedimenti.

La necessità di impiegare la correzione  $R_M$  a  $E_D$  è giustificata dal fatto che:

- $E_D$  è ottenuto caricando il terreno distorto dalla penetrazione della lama
- La direzione del carico è orizzontale, mentre  $M$  è verticale
- $E_D$  non ha un contenuto di informazioni sulla storia tensionale, riflessa in certa misura da  $K_D$ . La necessità della storia tensionale per una valutazione realistica dei cedimenti è stata sottolineata da molti ricercatori.
- In argille  $E_D$  è derivato da un'espansione non drenata, mentre  $M$  è un modulo drenato.

$I_D$  e  $K_D$ , che definiscono univocamente  $R_M$ , forniscono un contributo informativo sostanziale riguardo i punti elencati sopra, che si concretizza nella correzione da  $E_D$  ad  $M_{DMT}$ .

Il modulo di Young  $E'$  dello scheletro solido può essere derivato da  $M_{DMT}$  utilizzando l'equazione della teoria dell'elasticità:

$$E' = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} M$$

(ad es. per un rapporto di Poisson  $\nu = 0.25-0.30$  si ottiene  $E' \approx 0.8 M_{DMT}$ ).

Il modulo di Young  $E'$  non deve essere derivato dal (o confuso con il) modulo dilatometrico  $E_D$ .

#### Interpretazione prove di dissipazione delle tensioni totali

Per quanto riguarda la stima del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  dai risultati di prove di dissipazione DMT, è possibile adottare il metodo DMT-A (Marchetti e Totani, 1989; ASTM, 2001).

In tutti i casi la prova di dissipazione consiste nell'arrestare la lama ad una data profondità e monitorare l'andamento nel tempo della tensione orizzontale totale  $\sigma_h$ . Il coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  viene interpretato in base alla velocità di decadimento di  $\sigma_h$ , causato alla dissipazione dell'eccesso di pressione neutra avvenuto con l'inserimento della lama DMT.

La procedura per la stima di  $c_h$  da dissipazioni DMT-A consiste nei seguenti passaggi:

- Diagrammare la curva  $A-\log t$
- Identificare il punto di flesso nella curva ed il tempo corrispondente ( $t_{flex}$ )
- Ricavare  $c_h$  come:  $c_h, OC \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$

Il valore di  $\sigma_h$  ricavato dall'equazione precedente è relativo al comportamento del terreno nel campo OC. Per stimare la velocità di cedimento in un problema di carico prevalentemente nel campo NC, dovrebbe essere adottato un valore di  $\sigma_h$  diverse volte più basso. Va inoltre segnalato che:

- Il metodo DMT-A non richiede la conoscenza della pressione neutra di equilibrio  $u_0$ , poiché utilizza come punto di identificazione il flesso e non il punto corrispondente al 50 % della consolidazione.

- L'uso di  $t_{flex}$  nel metodo DMT-A è in linea con i suggerimenti di Mesri et al. (1999), che sostengono la preferibilità del "metodo del punto di flesso" ("inflection point method") per derivare  $c_v$  da prove edometriche rispetto agli usuali metodi di Casagrande o Taylor.
- La prova di dissipazione DMT-A è molto simile alla ben nota prova 'holding test' del pressimetro. Per tale prova è disponibile l'interpretazione teorica. Questa fu sviluppata da Carter et al. (1979), che stabilirono teoricamente la curva di decadimento a forma di S della tensione totale di contatto  $\sigma_h$  in funzione del tempo (quindi il fattore di tempo teorico  $T_{flex}$  per il punto di flesso). Un'analogia teoria per il decadimento nel tempo di  $\sigma_h$  non è ancora disponibile per la lama DMT, la cui forma è più difficile da modellare. Tuttavia, poiché il fenomeno è lo stesso, la legge teorica è la stessa. Il legame  $7 \text{ cm}^2$  tra  $c_h$  e  $t_{flex}$  nella Eq. 14 è stato determinato mediante calibrazione sperimentale. (Determinare  $7 \text{ cm}^2$  mediante calibrazione è analogo a determinare  $T_{50} = 0.197$ , nella teoria della consolidazione 1-D di Terzaghi, per calibrazione sperimentale piuttosto che per via matematica). Quanto alla *immobilità*, nel caso della lama DMT la *invariabilità di volume e forma* durante la prova "holding test" è intrinsecamente assicurata, essendo la lama un oggetto solido.
- Diverse "case history" presentate da Totani et al. (1998) hanno indicato che i valori di  $c_h$  da DMT-A sono in buon accordo (o "più lenti" - cioè più bassi - di un fattore variabile da 1 a 3) con i valori di  $c_h$  ricavati a posteriori dal comportamento osservato in sito.
- Il problema di intasamento del filtro non esiste con la membrana DMT, poiché non vi è filtrazione attraverso la membrana, e la grandezza che viene monitorata è una tensione totale di contatto.

Schmertmann (1988) propone la seguente procedura per derivare  $k_h$  da  $c_h$ :

- Stimare  $M_h$  come  $M_h = K_0 M_{DMT}$ , cioè assumendo  $M$  proporzionale alla tensione efficace nella direzione desiderata
- Ricavare  $k_h = c_h \gamma_w / M_h$

Anche se non provvisto di un sensore per la pressione neutra, il DMT permette la determinazione della pressione neutra di equilibrio  $u_0$  esistente prima dell'inserimento, in terreni granulari drenanti ( $B \geq 2.5 A$ ). Poiché l'analisi dei dati DMT fa uso della tensione efficace in sito, la pressione dell'acqua è un'informazione utile e spesso fondamentale nella progettazione geotecnica. La ragione per cui la pressione di "richiusura" o "closing pressure" DMT (lettura  $C$ ) in una sabbia è molto prossima ad  $u_0$  (ad es. Campanella et al. 1985) è la seguente: durante la pressurizzazione, la membrana allontana la sabbia dalla lama. Durante la depressurizzazione, la sabbia ha solo un piccolo recupero e tende a rimanere scostata dalla membrana, per cui  $\sigma'_h \approx 0$ , quindi  $\sigma_h = u_0$ . Così, al momento della "richiusura", l'unica pressione agente sulla membrana è  $u_0$ .

Questo meccanismo è ben noto ai ricercatori del pressimetro, che da tempo sanno che la pressione di contatto, in una prova pressimetrica (di fatto disturbata a causa della perforazione per l'esecuzione della tasca di prova) in sabbia, è essenzialmente  $u_0$ .

In argille il metodo non funziona, perché, durante la depressurizzazione, l'argilla tende a ritornare e ad applicare alla membrana anche tensioni efficaci. Inoltre, in generale,  $u > u_0$  a causa della penetrazione della lama. Quindi  $C > u_0$ . In conclusione, in terreni sabbiosi,  $u_0$  in sabbia viene stimata con  $p_2$ . Se l'interesse si limita alla determinazione del profilo di  $u_0$ , le letture  $C$  vengono effettuate negli strati sabbiosi ( $B \geq 2.5 A$ ), ad es. ogni 1 o 2 m. Quando l'interesse, oltre  $u_0$ , è rivolto alla distinzione di strati drenanti da strati non drenanti, è raccomandabile effettuare le letture  $C$  a ciascuna profondità di prova.



## 8 Risultati delle indagini e modellazione geotecnica

### 8.1 Premesse

In questa sezione si riportano i risultati delle indagini geotecniche 2023, si propone la loro interpretazione si illustra il confronto con i principali risultati delle prove condotte per lo sviluppo del PFTE. Le informazioni desunte dalle indagini geotecniche sono state utilizzate per l'individuazione delle principali unità stratigrafiche e per la definizione degli scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera di nuova costruzione (fase A). I risultati delle indagini in sito sono stati esaminati utilizzando i più diffusi metodi interpretativi di letteratura per terreni coesivi e incoerenti. In allegato alla presente relazione sono riportate le correlazioni per l'interpretazione delle prove CPTu e DMT.

### 8.2 Unità stratigrafiche

Alla luce dei risultati delle indagini condotte per lo sviluppo del progetto definitivo ed esecutivo, nonché in base ai risultati delle indagini condotte per lo sviluppo del PFTE, è stato possibile definire le unità stratigrafiche che costituiscono i terreni di fondazione della Nuova diga foranea di Genova. Le unità sono state identificate e definite in base alle principali proprietà fisiche (composizione granulometrica, plasticità), di consistenza/addensamento, ovvero di caratteristiche dell'ammasso litoide, e sono pertanto da intendersi come unità omogenee da un punto di vista stratigrafico, ma anche dal punto di vista geotecnico (ovvero unità omogenee anche per quanto riguarda le principali proprietà geotecniche).

Unità stratigrafiche:

- **Unità R** (Attuale): materiale antropico, granulare ed eterogeneo di riempimento dei moli esistenti;
- **Unità LA** (Quaternario): deposito marino, limo argilloso – sabbioso localmente con argilla, poco consistente e debolmente sovraconsolidato. Presenza dispersa di livelletti limoso – sabbiosi e di piccole tasche con sostanza organica, tracce di frammenti di conchiglie, colore grigio – scuro;
- **Unità LS<sub>levante</sub>** (Quaternario): deposito marino, limo sabbioso/limo con sabbia, poco consistente e debolmente sovraconsolidato con intercalazioni sabbioso – limose, presenza di piccole tasche con sostanza organica, tracce di frammenti di conchiglie, colore grigio – scuro;
- **Unità LS<sub>ponente</sub>** (Quaternario): deposito marino, con caratteristiche marcatamente eterogenee in termini di grado di addensamento e composizione granulometrica, costituito da alternanze di terreni limosi e sabbiosi. Ai fini ingegneristici, tale unità è stata schematizzata in due sottounità:
  - **LSponente(1)**, presente in prevalenza negli strati superiori sotto il fondale marino, dotato di caratteristiche meccaniche modeste;
  - **LSponente(2)**, generalmente presente al di sotto di LSponente1, di migliori caratteristiche geotecniche;
- **Unità LAS** (Quaternario): deposito marino, limo argilloso – sabbioso, poco-mediamente consistente, di spessore variabile tra 1 e 2 m, riscontrato con continuità solo al di sotto dell'Unità LSponente;
- **Unità SL** (Quaternario): deposito costiero, sabbia limosa mediamente addensata, tracce di frammenti di conchiglie, colore grigio. La porzione inferiore dell'unità è caratterizzata dalla presenza di sabbie grossolane ghiaiose;

- **Unità GS** (Pliocene - Pleistocene): deposito di conoide, ghiaie eterometriche da subarrotondate a subangolari in scarsa matrice sabbioso – limosa giallastra, presenza di paleosuoli e di intercalazioni sabbioso – limose. I clasti sono di natura calcareo – marnosa;
- **Unità ORV** (Pliocene Inf.): Formazione delle Argille di Ortovero, limo argilloso - sabbioso compatto sovraconsolidato, presenza dispersa di livelli sabbioso – ghiaiosi, colore grigio. La porzione superiore dell'unità è meno consistente di quella inferiore ed è nominata ORV(s);
- **Unità FAN/MGG/ROC/MTE**: substrato roccioso, per la descrizione di queste unità si rimanda alle sezioni specifiche ed alla relazione geologica di progetto.

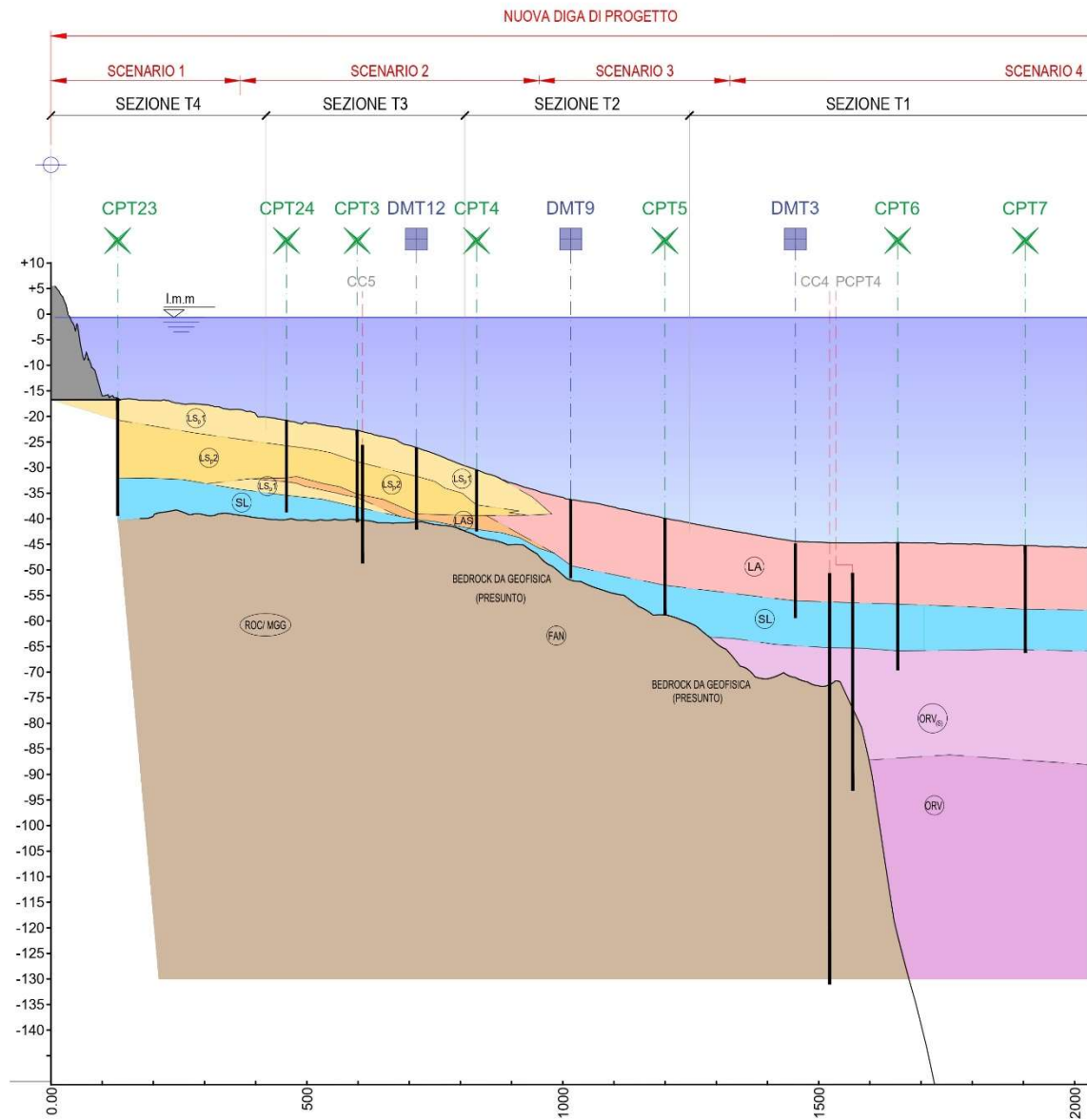
### 8.3 Scenari stratigrafici

Sulla base dei risultati delle indagini e in considerazione dell'estensione dell'opera sono stati definiti alcuni scenari stratigrafici lungo lo sviluppo dell'opera.

Tali scenari stratigrafici sono presentati nelle Figure e nelle Tabelle riportate di seguito. Le Tabelle descrivono i suddetti scenari in termini di successione stratigrafica delle unità precedentemente descritte, spessore medio e profondità fondale e costituiscono il riferimento per le analisi e verifiche geotecniche sviluppate nell'ambito del progetto definitivo-esecutivo.



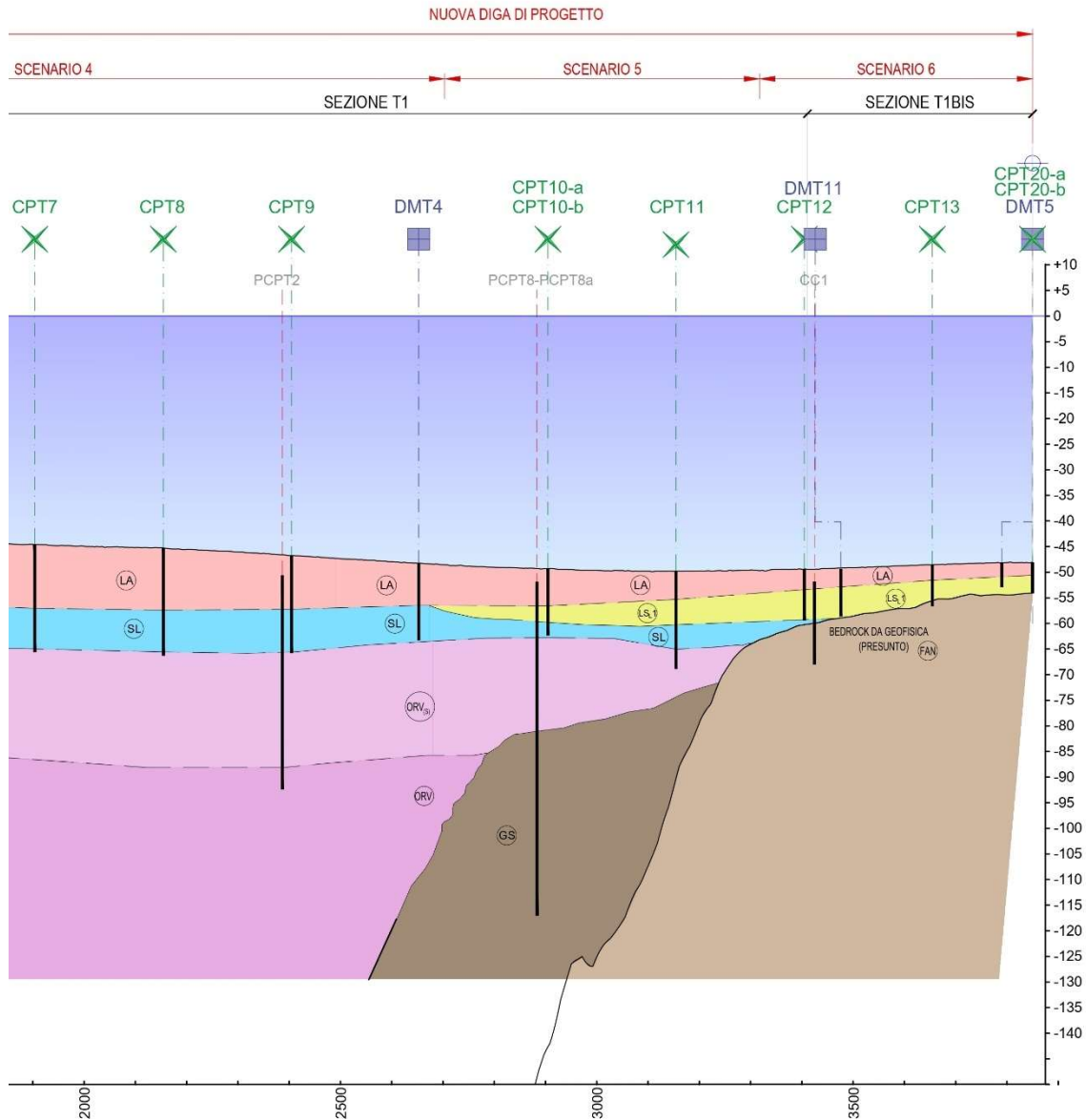
Figura 8-1: Planimetria area di progetto e traccia profilo stratigrafico



LEGENDA

- LS<sub>ponente 1</sub> ( $\varphi=30^\circ$ )
- LS<sub>ponente 2</sub> ( $\varphi=33^\circ$ )
- LAS ( $\varphi=28^\circ$ )
- LA
- SL
- ORV
- LS<sub>evante</sub>

Figura 8-2: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera - ponente



LEGENDA

- LS<sub>ponente 1</sub> ( $\varphi=30^\circ$ )
- LS<sub>ponente 2</sub> ( $\varphi=33^\circ$ )
- LAS ( $\varphi=28^\circ$ )
- LA
- SL
- ORV
- LS<sub>levante</sub>

Figura 8-3: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera - levante

### Scenario 1

Profondità fondale: da -16.0 a -18.5 m s.l.m.

Tabella 8-1: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 1

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LS <sub>ponente1</sub>	fondale	4.5	4.5
LS <sub>ponente2</sub>	4.5	15.5	11.0
SL	15.5	20.0	4.5
ROC/MGG	>20	-	-

### Scenario 2

Profondità fondale: da -18.5 a -30.0 m s.l.m.

Tabella 8-2: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 2

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LS <sub>ponente1</sub>	fondale	6.0	6.0
LS <sub>ponente2</sub>	6.0	12.0	6.0
LAS	12.0	13.0	1.0
LS <sub>ponente1</sub>	13.0	15.0	2.0
SL	15.0	17.5	2.5
ROC/MGG	>17.5	-	-

### Scenario 3

Profondità fondale: da -30.0 a -40.0 m s.l.m.

Tabella 8-3: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 3

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	fondale	13.0	13.0
SL	13.0	19.0	6.0
FAN	>19.0	-	-

### Scenario 4

Profondità fondale: da -40.0 a -50.0 m s.l.m.



Tabella 8-4: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 4

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	fondale	12.0	12.0
SL	12.0	20.0	8.0
ORVs	20.0	42.0	22.0
ORV	>42.0	-	-

### Scenario 5

Profondità fondale: circa -50.0 m s.l.m.

Tabella 8-5: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 5

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	fondale	7.0	7.0
LS <sub>levante</sub>	7.0	12.0	5.0
SL	12.0	17.0	5.0
FAN	>17.0	-	-

### Scenario 6

Profondità fondale: circa -50.0 m s.l.m.

Tabella 8-6: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 6

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	Fondale	3.0	3.0
LS <sub>levante</sub>	3.0	8.0	5.0
FAN	>8.0	-	-

## 8.4 Caratterizzazione dell'unità "LA"

### 8.4.1 Indagini PE – Prove in sito

L'unità LA è stata individuata con continuità all'interno della depressione tettonica riempita dalle argille di Ortovero (CPT5÷13, CPT20÷22, DMT3÷5, DMT9÷11).

Le prove penetrometriche statiche con piezocono della campagna 2023 hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 0,1 e 0,7 MPa, con andamento assai regolare dal fondale e fino alla base dello strato. L'andamento della pressione neutra in eccesso e del rapporto delle resistenze  $f_s/q_c\%$ , insieme con l'interpretazione delle prove DMT (Material Index,  $I_d$ ), hanno indicato che si tratta di terreno limoso-argilloso con comportamento non drenato a breve termine. Lo spessore di tale unità risulta variabile tra 12-13 m, all'interno della depressione tettonica riempita dalle argille di Ortovero, e 2-3 m in corrispondenza del settore di alto strutturale del substrato roccioso nella porzione di levante del tracciato dell'opera; risulta invece pressoché assente presso il settore alto strutturale di ponente.

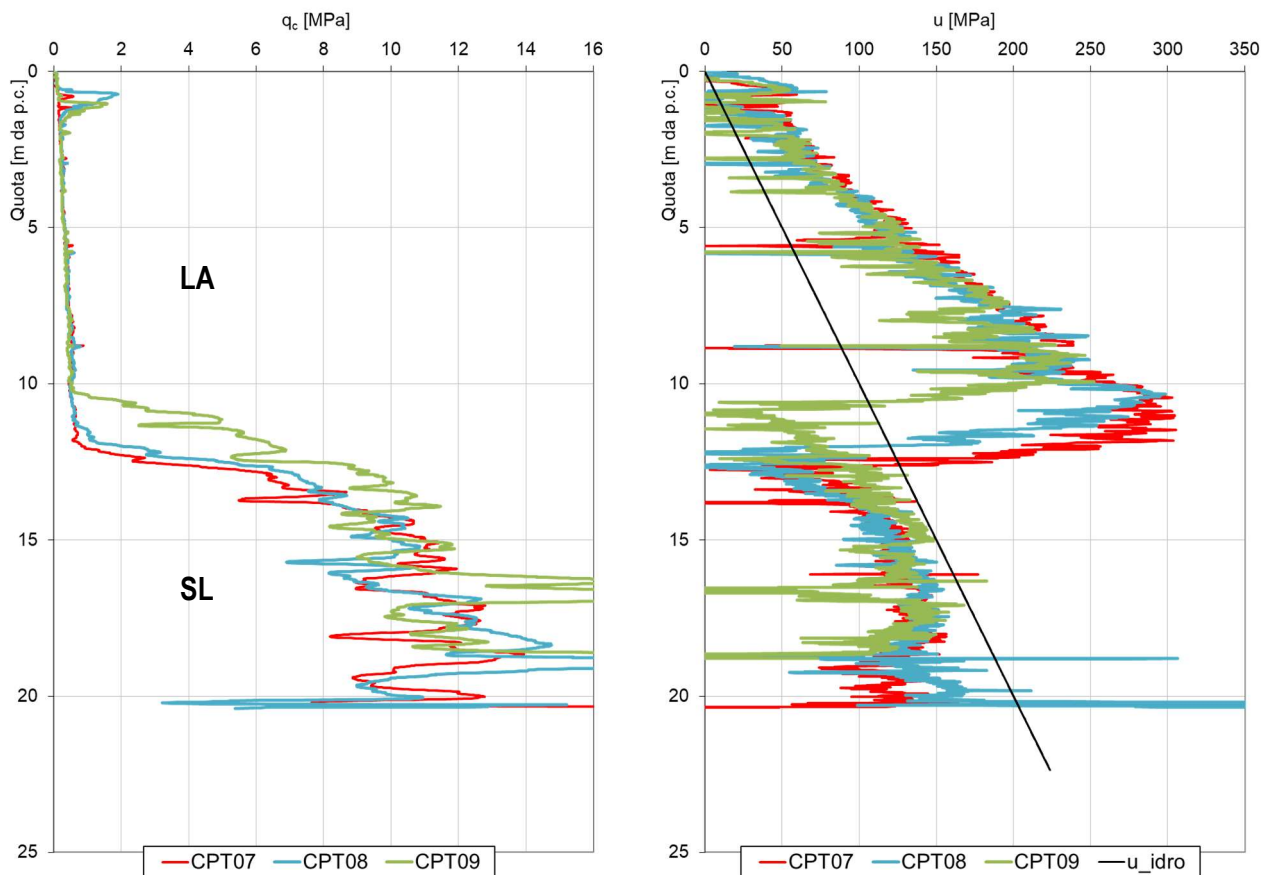


Figura 8-4: Unità LA – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

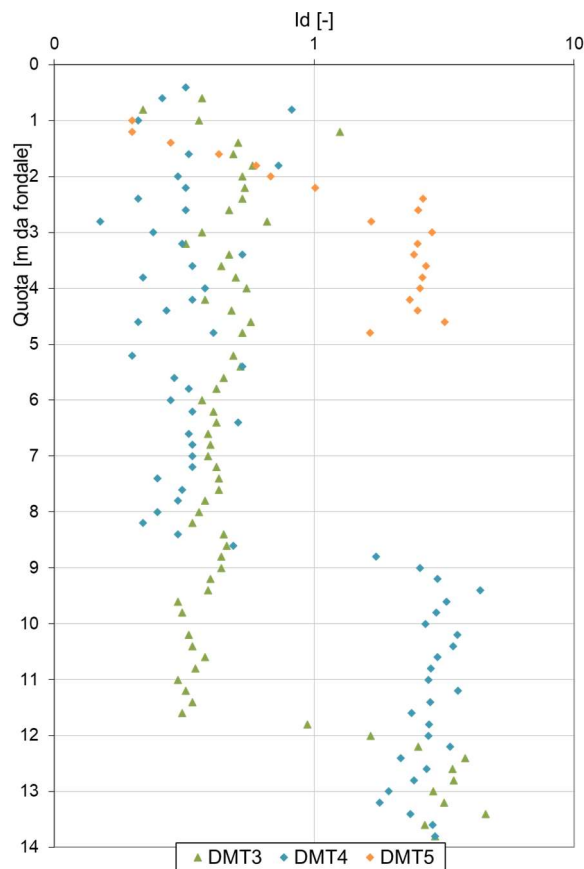


Figura 8-5: Unità LA – risultato prove DMT in termini di Material Index Id

I risultati delle prove CPT e DMT sono stati opportunamente interpretati per stimare la resistenza in condizioni non drenate ( $c_u$ ), la deformabilità (modulo edometrico,  $M$ ), il grado di sovraconsolidazione (OCR) e la velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ).

Per ciò che riguarda la resistenza in condizioni non drenate, l'interpretazione delle prove CPTu ha mostrato come la resistenza  $c_u$  sia variabile tra 5-10 kPa entro i primi 1-2 m di profondità dal fondale, e 25-35 kPa alla base dello strato (profondità 10-12 m), con andamento generalmente regolare crescente con la profondità. I valori stimati di  $c_u$  sono risultati maggiori di quelli tipici di terreni normalconsolidati, per i quali vale generalmente la relazione di Skempton (1954)  $c_u = 0,23 \div 0,25 \sigma'_{v0}$  (kPa). Pertanto, anche in accordo con i risultati delle prove DMT, si ritiene che i primi metri di tale deposito possano essere ritenuti poco o moderatamente sovraconsolidati.

Per quanto concerne la deformabilità, l'interpretazione delle prove DMT per la stima del modulo edometrico  $M$  ha generalmente fornito valori di 0,5-1,0 MPa presso il fondale e 2,0-2,5 MPa intorno a 10-12 m di profondità, con andamento regolare crescente con la profondità. Le prove DMT hanno effettivamente indicato valori di OCR pari a 3-5 presso il fondale tendenti rapidamente a 1-2 con la profondità.

I valori di velocità  $V_s$  stimati mediante le prove CPTu sono risultati variabili tra 50 e 120 m/s dal fondale fino a circa 10-12 m di profondità.

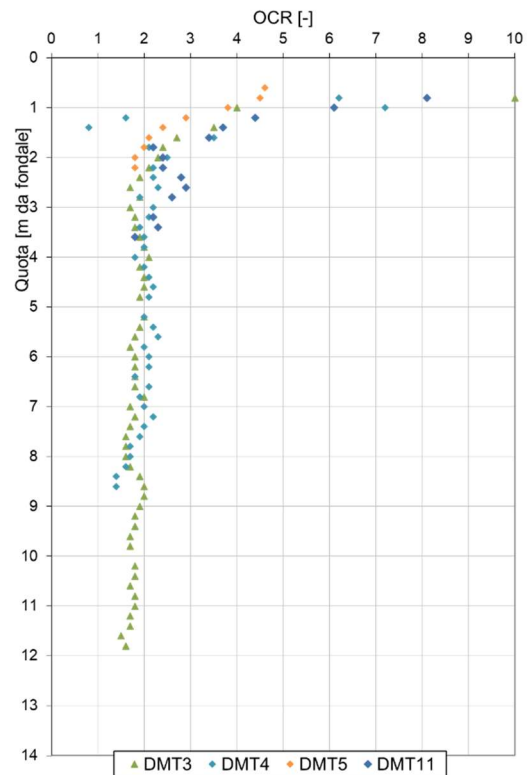
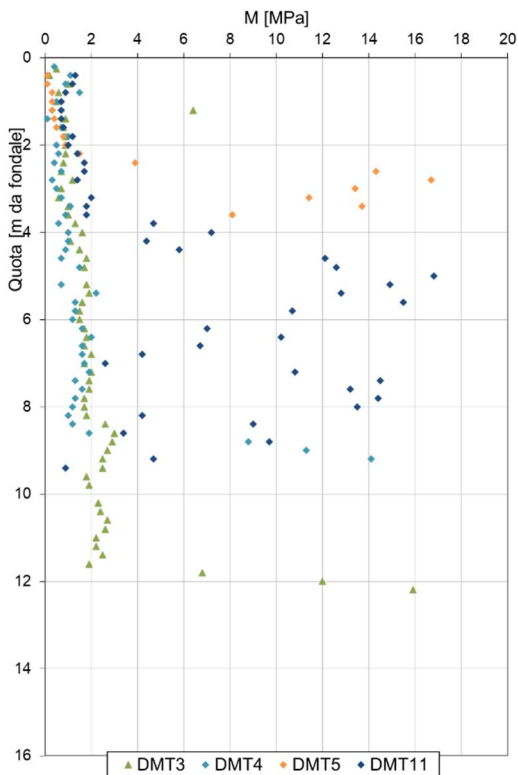
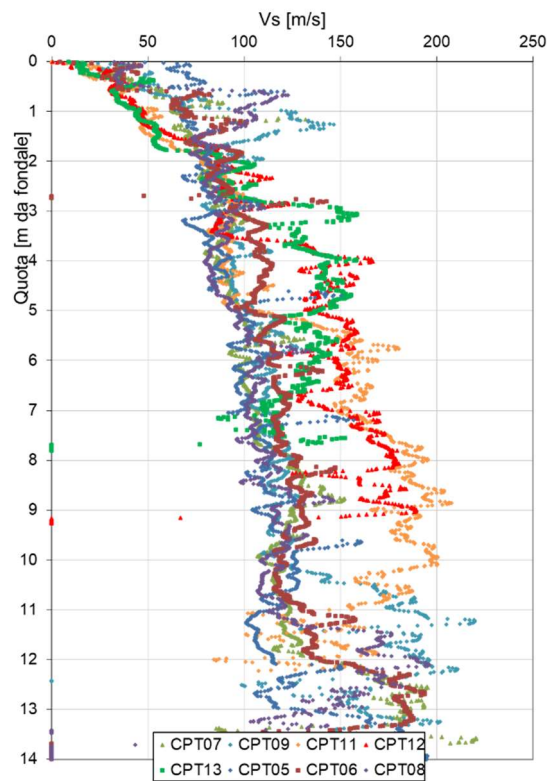
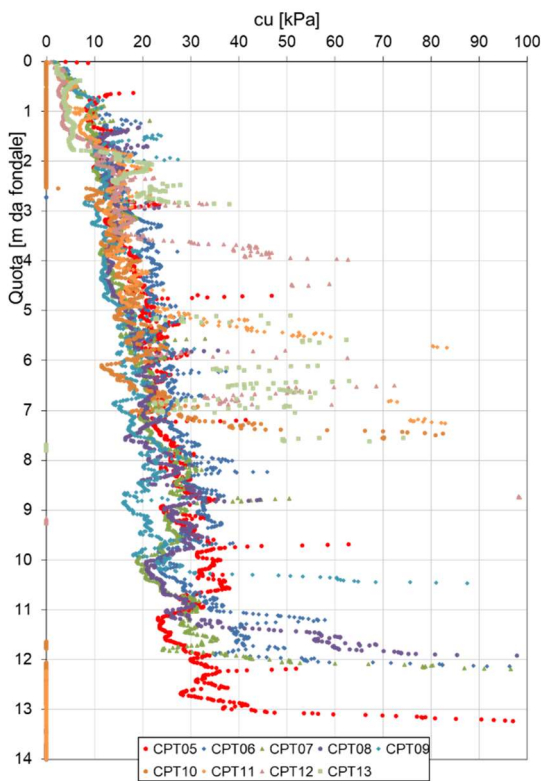
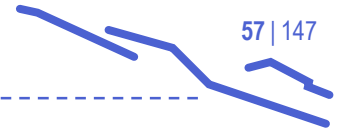


Figura 8-6: Unità LA – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato e OCR da prove DMT

Durante l'esecuzione delle prove CPTu e DMT sono state condotte numerose prove di dissipazione. In particolare, sono disponibili i risultati di n. 41 prove di dissipazione da CPTu e di n. 19 prove di dissipazione da DMT. I risultati dell'interpretazione sono forniti nelle Tabelle seguenti. In base all'interpretazione delle suddette prove la permeabilità del terreno limoso argilloso dell'unità LA è risultata variabile tra 1.0E-8 e 1.0E-9 m/s.

Tabella 8-7: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da CPT

Unità LA					
CPTu	Prova n.	Profondità	t <sub>50</sub>	C <sub>h</sub>	k
		(m dal fondale)	(s)	(m <sup>2</sup> /s)	(m/s)
5	1	5,02	588	6,378E-07	4,404E-09
	2	7,52	1254	2,868E-07	1,847E-09
	3	10,01	263	1,383E-06	6,834E-09
	4	12,51	229	1,438E-06	8,955E-09
6	1	3	231	1,875E-06	1,079E-08
	2	5,19	301	1,418E-06	6,002E-09
	3	6,47	199	1,92E-06	1,124E-08
	4	8,48	393	9,542E-07	5,347E-09
7	1	3,01	438	9,886E-07	6,826E-09
	2	5,79	559	6,124E-07	6,046E-09
	3	9,01	837	4,148E-07	2,905E-09
8	1	3,14	378	1,109E-06	7,659E-09
	2	6	460	7,965E-07	5,617E-09
	3	9	477	7,032E-07	5,91E-09
9	1	3	953	3,935E-07	4,94E-09
	2	6,01	617	5,264E-07	6,496E-09
	3	9,01	891	3,29E-07	5,028E-09
10	1	2,83	1761	2,129E-07	2,673E-09
	2	6	790	4,395E-07	6,156E-09
11	1	3,04	853	4,396E-07	4,67E-09
	2	4,7	573	6,122E-07	7,351E-09
21	1	2,99	848	4,944E-07	4,552E-09
	2	6	456	7,802E-07	7,286E-09
22	1	3	1367	3,023E-07	2,456E-09
	2	6,01	529	7,391E-07	4,378E-09
	3	9	867	3,869E-07	3,252E-09



Tabella 8-8: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da DMT

Unità LA					
DMT	Prova n.	Profondità	$t_{flex}$	$C_h$	$k$
		(m dal fondale)	(s)	(m <sup>2</sup> /s)	(m/s)
3	1	5	663,6	1,05E-06	7,47E-09
	2	10	657,6	1,06E-06	6,86E-09
4	1	5	1347,6	5,19E-07	6,64E-09
6	1	3	271,8	2,57E-06	9,62E-09
	2	6	163,2	4,29E-06	1,21E-08
	3	8,6	145,8	4,79E-06	1,54E-08
9	1	6	156	4,48E-06	1,95E-08
	2	9	231,6	3,03E-06	1,13E-08
16	1	3	214,2	3,26E-06	1,93E-08

#### 8.4.2 Confronto con indagini PFTE – Prove in sito

Per quanto riguarda l'unità LA, i risultati delle prove penetrometriche "PCPT" condotte in sede di PFTE risultano in buon accordo con i risultati delle prove condotte nella campagna 2023, nonostante le non trascurabili differenze tra le attrezzature di prova impiegate. A titolo illustrativo si riportano i risultati in termini di resistenza alla punta della prova CPT 22 eseguita approssimativamente in corrispondenza della prova PCPT 3 del PFTE.

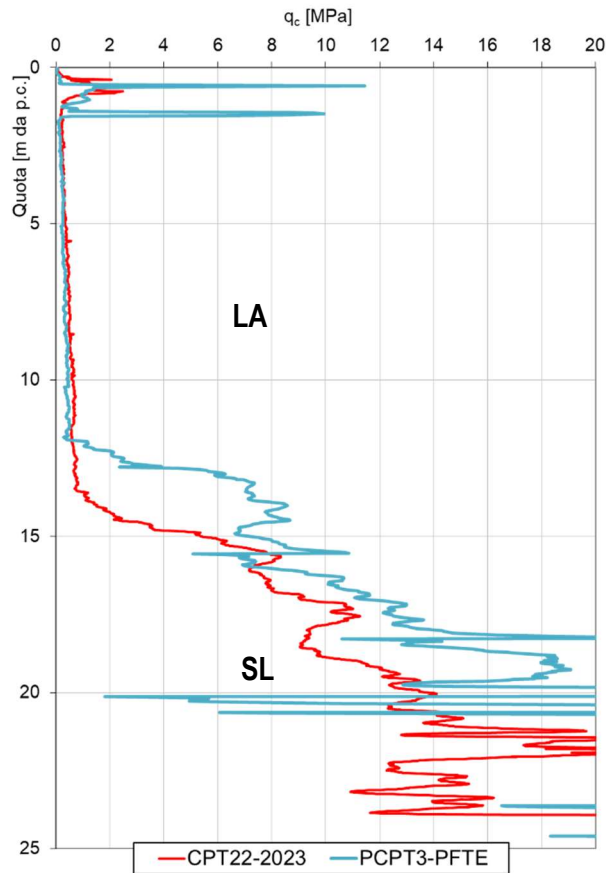


Figura 8-7: Unità LA – confronto prove CPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto

I grafici riportati nelle Figure che seguono mostrano i risultati dell'interpretazione condotta in sede di PFTE delle prove PCPT per la stima della resistenza in condizioni non drenate, della deformabilità e della velocità di propagazione delle onde di taglio.

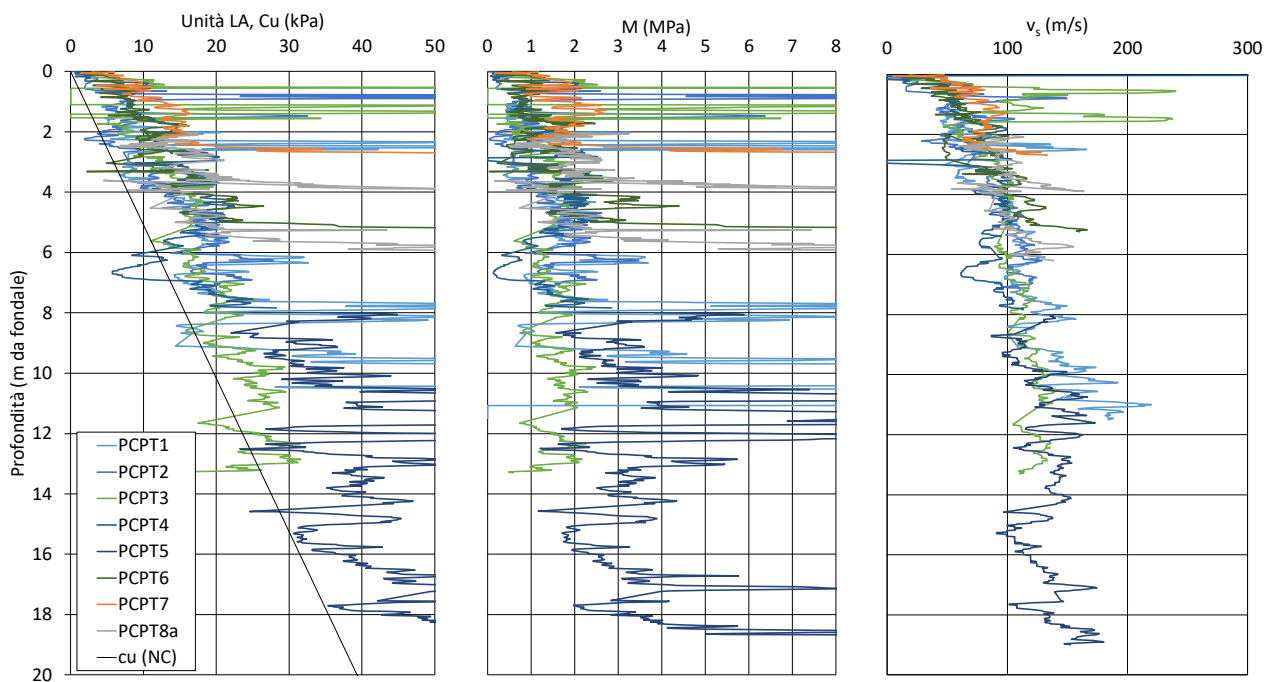


Figura 8-8: Unità LA - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di  $c_u$ ,  $M$ ,  $v_s$

I valori delle proprietà geotecniche stimati in sede di PFTE a partire dai risultati delle prove PCPT si pongono in buon accordo con l'interpretazione dei risultati della campagna 2023.

Nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche PCPT del PFTE sono state eseguite alcune prove di dissipazione (5), i cui risultati, interpretati con le correlazioni di Parez e Fauriel (1988) e di Energy Mines (1990) hanno restituito valori del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  nell'intervallo  $8,5E-7 \div 2,0E-5$   $m^2/s$  e, conseguentemente, del coefficiente di permeabilità orizzontale  $k_h$  nell'intervallo  $8,0E-8 \div 1,0E-9$   $m/s$ . Si tratta di valori di permeabilità leggermente superiori rispetto a quanto stimato a valle delle prove 2023, ma comunque nello stesso ordine di grandezza.

Tabella 8-9: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione

Unità LA					En-Mines			Parez e Fauriel (1988)	
CPTU	TEST	Profondità (m dal fondale)	Profondità (m. s.l.m.)	$t_{50}$ (s)	$c_h$ ( $m^2/s$ )	$k_h$ max (m/s)	$k_h$ min (m/s)	$c_h$ ( $m^2/s$ )	$k_h$ (m/s)
PCPT1	1	5.5	-41.96	1180	8.5E-07	5.1E-09	1.5E-10	8.5E-07	1.4E-09
PCPT1	2	8.7	-45.16	137	7.3E-06	4.4E-08	1.3E-09	8.5E-06	2.1E-08
PCPT3	1	4.0	-46.01	200	5.0E-06	3.0E-08	9.0E-10	5.0E-06	1.3E-08
PCPT5	1	10.0	-40.96	50	2.0E-05	1.2E-07	3.6E-09	2.0E-05	7.5E-08
PCPT6	1	2.5	-52.81	300	3.3E-06	2.0E-08	6.0E-10	3.3E-06	8.0E-09

### 8.4.3 Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio

In base ai risultati delle prove di laboratorio condotte in sede di PFTE, la composizione granulometrica dell'unità LA è così composta: sabbia 10-15% (localmente fino a 25-35%), limo 70-80%, argilla 10-15%. Le caratteristiche di plasticità sono date dai seguenti: limite liquido LL tra 37 e 45%, limite plastico LP tra 25 e 30%, indice di plasticità IP tra 12 e 18%, mediamente pari a 15%. In base a tali risultati, a differenza di quanto riscontrato con le prove in sito che indicano questo terreno come prevalentemente argilloso, il terreno dell'unità LA è classificabile come limo argilloso di medio-bassa plasticità.

Riguardo alla consistenza del materiale, il contenuto di acqua naturale è risultato generalmente prossimo al valore di LL, pertanto si può valutare un indice di consistenza (dato dal rapporto  $(LL - W_n)/IP$ ) tra 0,1 e 0,4 (molle-plastica). Il contenuto di sostanza organica è risultato pari a circa 2-3% (ad eccezione del primo metro dal fondale dove è stato misurato fino a 5-6%).

Il peso di volume del terreno, definito da prove di laboratorio su campioni indisturbati eseguiti off-shore e on-shore, è risultato variabile tra 16,0 (nei primi metri di fondale) e 18,0 kN/m<sup>3</sup>; l'indice dei vuoti tra 1,15-1,25 (presso il fondale) e 1,0-1,1 in profondità; il peso specifico dei grani pari a 2,70.

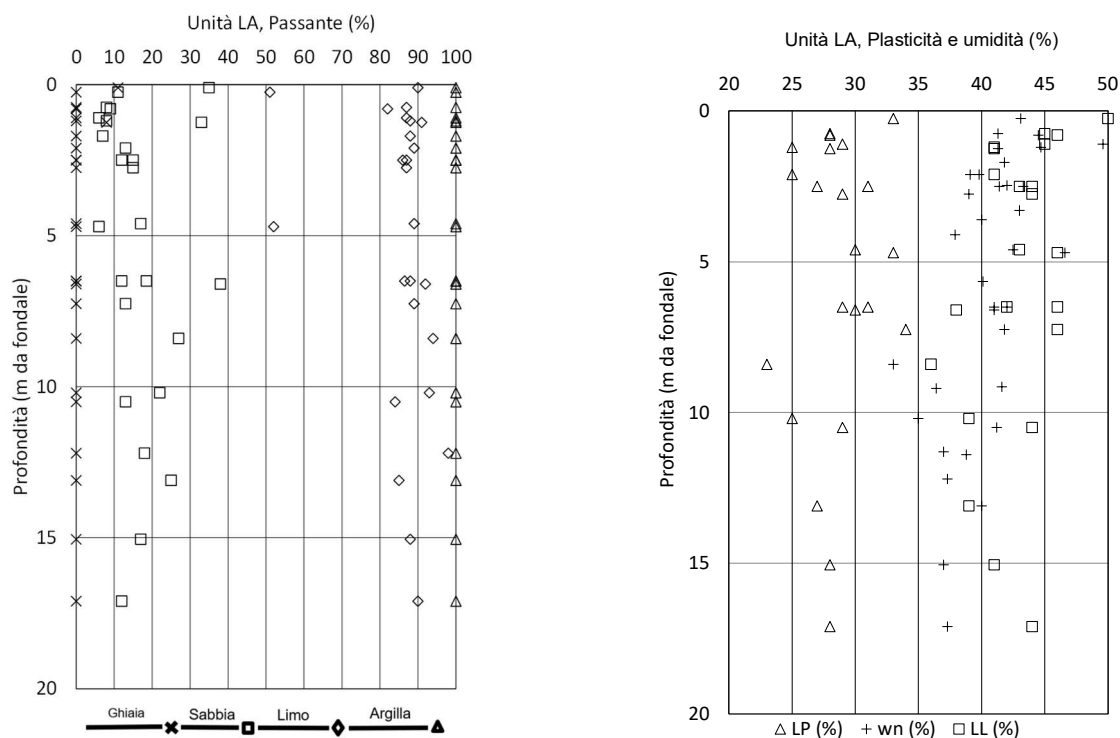


Figura 8-9: Unità LA - frazioni granulometriche, plasticità e contenuto d'acqua, in funzione della profondità

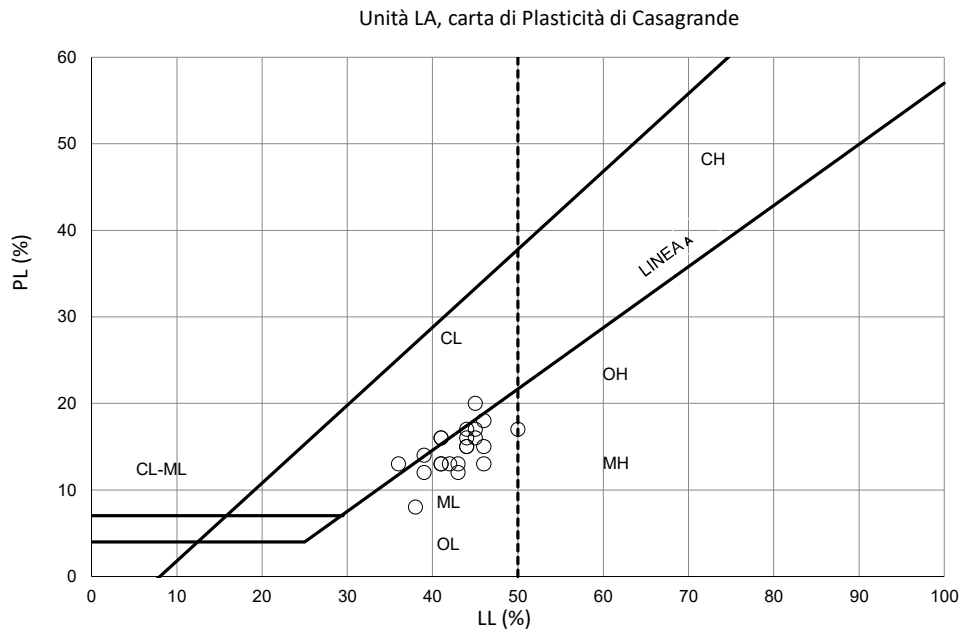


Figura 8-10: Unità LA - carta di plasticità di Casagrande

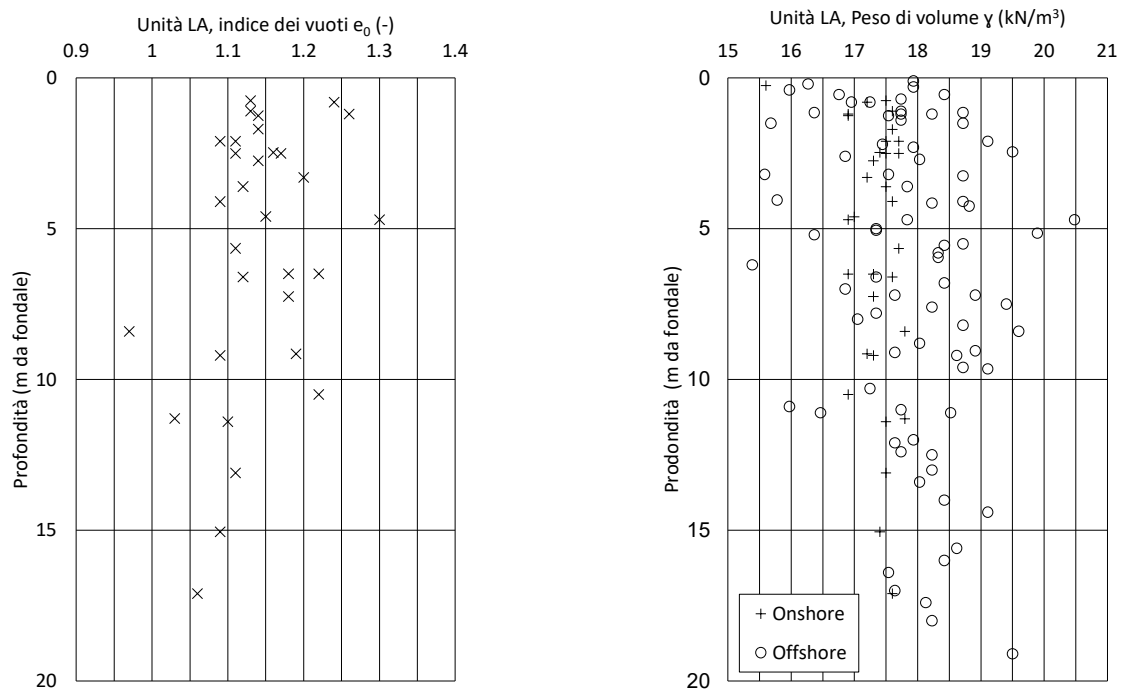


Figura 8-11: Unità LA - indice dei vuoti e peso di volume (da prove on-shore e off-shore)

Riguardo alla resistenza in condizioni non-drenate sono disponibili i risultati di prove non consolidate e non drenate in cella triassiale (UU), pocket penetrometer e torvane che hanno fornito valori crescenti da 2-10 kPa al fondale, fino a 40 kPa. In particolare, le prove non drenate (UU) in cella triassiale eseguite in laboratorio su



campioni prelevati fino a -2,5 m hanno consentito di misurare valori di coesione non drenata variabili da 13 a 22,5 kPa; le prove condotte sui campioni prelevati da -2,5 m a -5,0 m hanno fornito valori uniformi pari a 21-22 kPa. Infine, per i campioni prelevati a profondità maggiori di 5,0 m, la resistenza non drenata  $c_u$  è risultata nell'ordine di 26-28 kPa. Come per i valori stimati dalle prove CPTu, i risultati delle prove di laboratorio indicano resistenze maggiori di quelle corrispondenti ai terreni normalconsolidati.

Tabella 8-10: Unità LA - sintesi risultati prove TXUU

Prova triassiale TxUU	Coesione non drenata (kPa)	Coesione non drenata valore medio (kPa)	Caratteristiche granulometriche e plasticità del campione
CC2 (-9.20) Limo sabbioso argilloso	22.5-30	26	/
CC2 (-11.30) Limo sabbioso argilloso	26.5-27	27	/
CC3 (-3.30) Limo argilloso	20.5-23.5	22	/
CC3 (-6.50) Limo sabbioso argilloso	26.5-30	28	L 68% - S19% - A14% WL 46 – Wp 31 – Ip 15
CC3 (-7.25) Limo sabbioso argilloso	25.5-20.5-34	26.5	L 77% - S13% - A10% WL 47 – Wp 34 – Ip 13
CC3 (-9.15) Limo argilloso sabbioso	18-34.5	26	/
CC3 (-11.40) Limo argilloso deb. sabbioso	26	26	/
CC4 (-1.70) Limo argilloso debolmente sabbioso	17-18	17.5	L 81% - S7% - A12% WL 40 – Wp 26 – Ip 14
CC4 (-3.60) Limo argilloso debolmente sabbioso	19-22	20.5	/
CC4 (-5.65) Limo argilloso sabbioso	12.5-18.5	15.5	/
CC1 (-1.20) Limo sabbioso argilloso	12.5-22.5-24.5	20	L 73% - S15% - A12% WL 41 – Wp 25 – Ip 16
CC1 (-2.10) Limo sabbioso argilloso	21.5-23.5	22.5	/
CC7 (-0.80) Limo argilloso debolmente sabbioso	11.5-14.5	13	L 73% - S9% - A18% WL 46 – Wp 28 – Ip 18
CC7 (-2.10) Limo argilloso debolmente sabbioso	15-12.5	14	/
CC7 (-2.50) Limo argilloso sabbioso	20.5-21	21	L 75% - S12% - A13% WL 44 – Wp 27 – Ip 17
PCPT8 (-2.50) Limo argilloso debolmente sabbioso	12.5-15	14	/

L'esecuzione di prove consolidate e non drenate (CU) e di prove di taglio (TD) ha consentito di valutare anche i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, variabili con la profondità/confinamento negli intervalli seguenti: coesione efficace  $c' = 5-25$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 22-32^\circ$ .

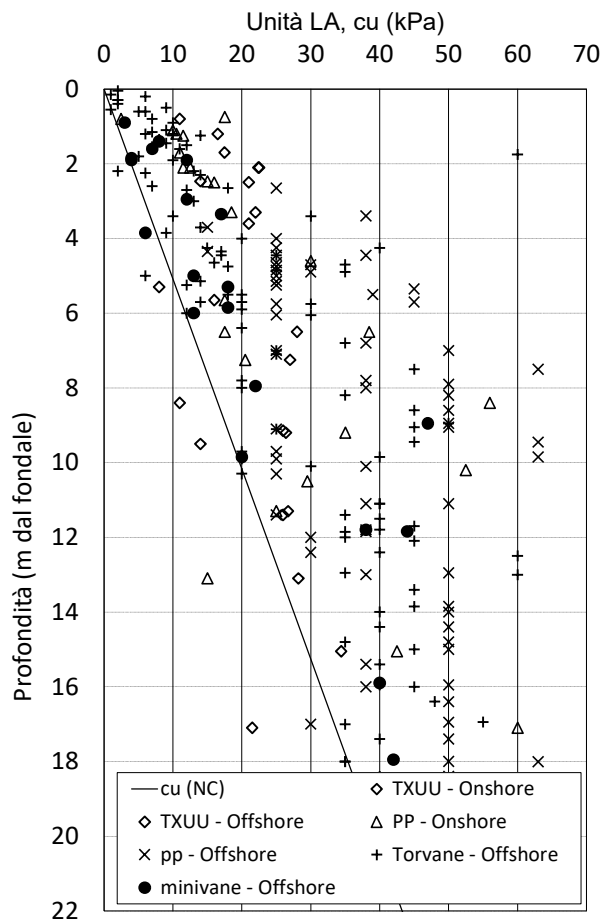


Figura 8-12: Unità LA - risultati prove di laboratorio in termini di resistenza non drenata

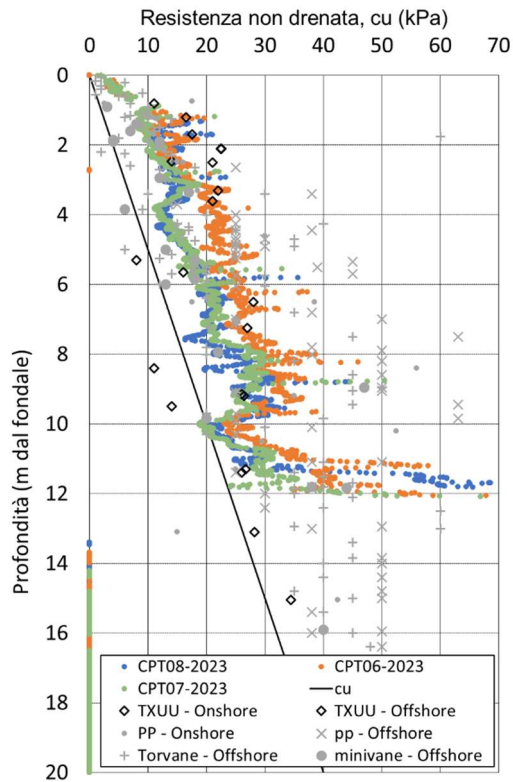


Figura 8-13: Unità LA – confronto tra valori di resistenza non drenata da prove di laboratorio e prove in sito

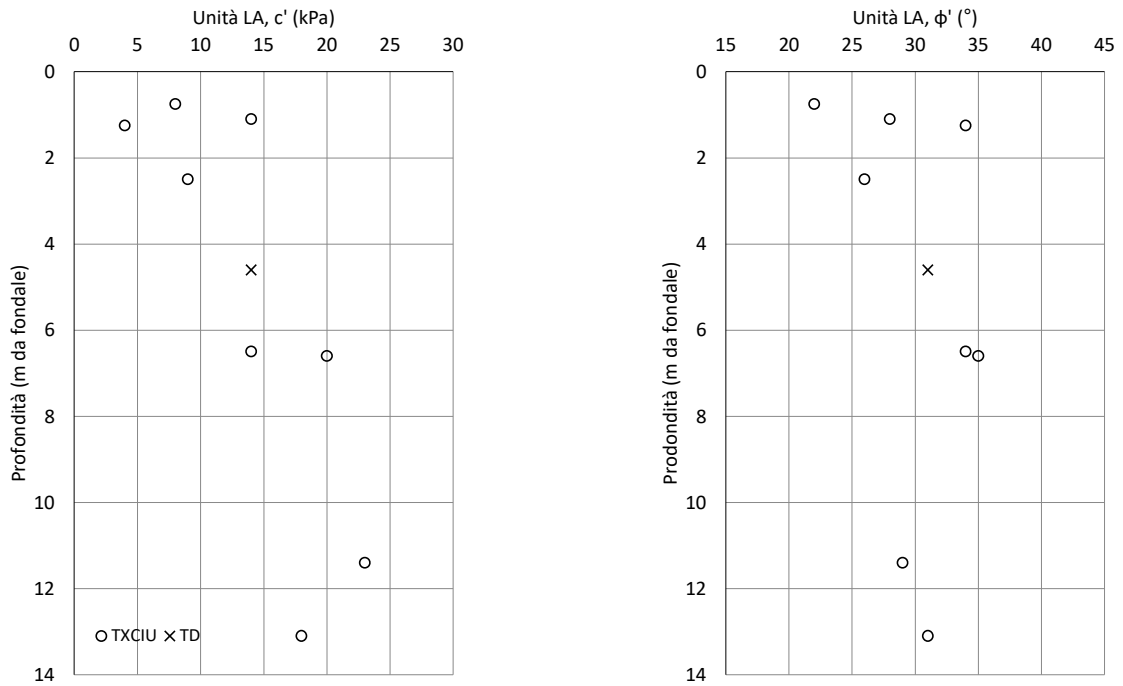


Figura 8-14: Unità LA - parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci

I risultati delle prove edometriche hanno consentito di valutare le proprietà di compressibilità, consolidazione e storia di carico. Il rapporto OCR è risultato tra variabile tra 5-7 e 1,5-2 a partire dal fondale e sino a 5-7 m di profondità. Il modulo di compressione edometrica è risultato compreso tra 0.5 e 3.0 MPa, crescente con la profondità. In sede di PFTE non sono emersi elementi sperimentali specifici per definire la compressibilità secondaria (prove di compressione di lunga durata). Una stima di  $c_{\alpha}$  può essere ottenuta impiegando la relazione proposta da Nakase et alii (1988):

$$c_{\alpha} = 0.00168 + 0.00033 \text{ IP}$$

Il valore dell'indice di plasticità IP del terreno LA è compreso tra 12 – 18%, pertanto i corrispondenti valori di  $c_{\alpha}$  valgono 0.0056 – 0.0076 con valore medio di 0.0066 (per un valore IP di 15%).

Riguardo alla permeabilità sono disponibili i risultati di prove specifiche in cella triassiale (utilizzata come permeametro) e i risultati delle prove edometriche opportunamente interpretate mediante la teoria della consolidazione monodimensionale. Tali prove hanno fornito valori di permeabilità verticale generalmente compresi tra 1,0E-8 e 1,0E-9 m/s, con i valori più bassi sempre ottenuti dalle prove triassiali.

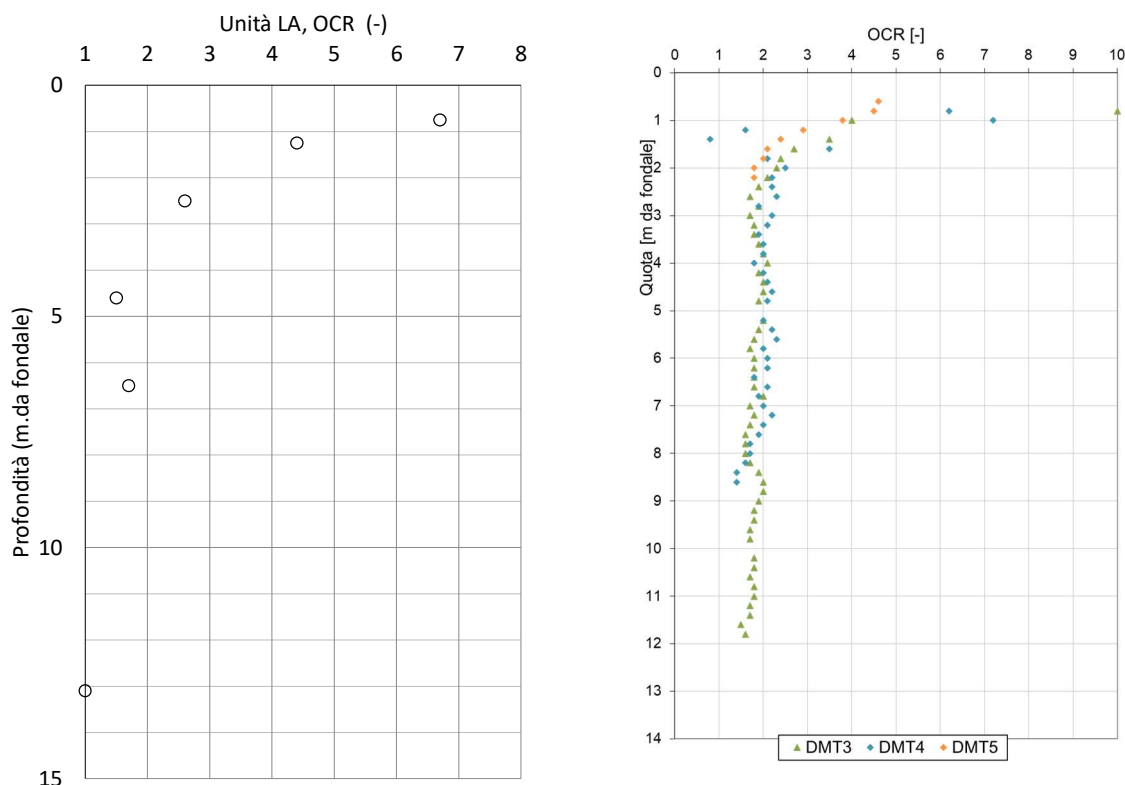


Figura 8-15: Unità LA – confronto valori di OCR da prove edometriche di laboratorio e prove DMT

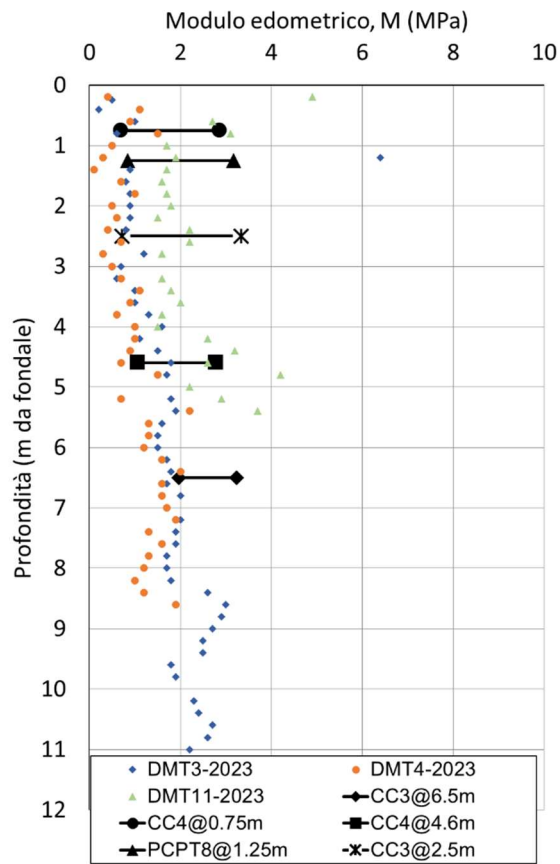


Figura 8-16: Unità LA – confronto tra valori del modulo edometrico M (modulo confinato) da prove DMT e da prove edometriche di laboratorio nell'intervallo di tensioni di interesse



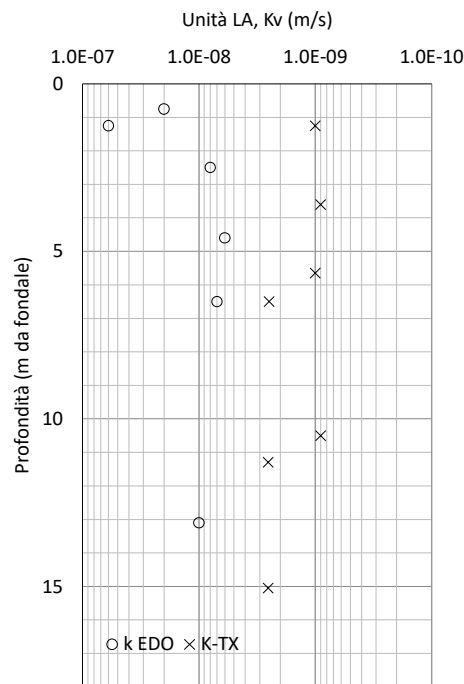


Figura 8-17: Unità LA - Variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali

Tabella 8-11: Unità LA - sintesi risultati prove edometriche

Prova edometrica	Modulo edometrico, M (MPa)	Coefficiente, Cv (m <sup>2</sup> /s)	Permeabilità, K (m/s)	Caratteristiche granulometriche e di plasticità
CC2 (-4.10) Limo con sabbia	1.45-2.17	1.4E-6	6.4x10 <sup>-9</sup>	L 52% - S42% - A5% WL 37 – WP 27 – IP 10
CC2 (-13.10) Limo sabbioso argilloso	3.98	6.5E-7	2.5x10 <sup>-10</sup>	L 64% - S24% - A11%
CC3 (-6.50) Limo sabbioso argilloso	1.96-3.23	4.0E-7	2x10 <sup>-9</sup>	L 68% - S19% - A14% WL 46 – WP 31 – IP 15
CC4 (-0.75) Limo sabbioso debolm. argilloso	0.7-0.96	1.0E-7	2x10 <sup>-9</sup>	L 81% - S7% - A12% WL 40 – WP 26 – IP 14
CC4 (-4.60) Limo sabbioso argilloso	1.07-1.63	1.7E-7	1.6x10 <sup>-9</sup>	L 72% - S17% - A11% WL 43 – WP 30 – IP 13
PCPT8 (-1.25) Limo sabbioso debolm. argilloso	0.84-1.33	2.0E-7	2.3x10 <sup>-9</sup>	L 58% - S25% - A9% WL 41 – WP 28 – IP 13

Tabella 8-12: Unità LA - risultati prove di permeabilità in cella triassiale

Prova di permeabilità in cella triassiale	Permeabilità, K (m/s)	Caratteristiche granulometriche e limiti del campione
CC2 (-6.50) Limo argilloso sabbioso	2.5E-9	L 76% - S12% - A12% WL 42 – WP 27 – IP 15
CC2 (-11.30) Limo sabbioso argilloso	2.5E-9	/
CC3 (-10.50) Limo argilloso sabbioso	0.95E-9	L 71% - S13% - 16% WL 44 – WP 29 – IP 15

CC4 (-3.60) Limo argilloso debolm. sabbioso	0.93E-9	/
CC4 (-5.65) Limo argilloso sabbioso	0.97E-9	/
PCPT8 (-1.25) Limo sabbioso debolm. argilloso	1.2E-9	L 58% - S25% - A9% WL 41 – WP 28 – IP 13

Per l'approfondimento delle proprietà dinamiche si rimanda alla relazione sulla risposta sismica locale di progetto.

#### 8.4.4 Sintesi delle proprietà geotecniche

Alla luce dei risultati delle prove CPTu e DMT del 2023 e sulla base del confronto con i dati di PFTE (sito e laboratorio), nel seguito si riporta una sintesi delle proprietà geotecniche che caratterizzano il terreno dell'unità LA.

##### Granulometria e plasticità

Composizione granulometrica: sabbia 10-15% (localmente fino a 25-35%), limo 70-80%, argilla 10-15%.

Plasticità: limite liquido LL tra 37 e 45%, limite plastico LP tra 25 e 30%, indice di plasticità IP tra 12 e 18%, mediamente pari a 15%. In base a granulometria e limiti di plasticità, il terreno dell'unità LA è classificabile come limo argilloso di medio-bassa plasticità.

##### Peso di volume, contenuto d'acqua, consistenza e indice dei vuoti

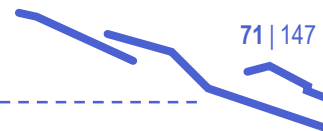
Il peso di volume del terreno è risultato variabile tra 16,0 e 18,0 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio di 17,0 kN/m<sup>3</sup>. Il contenuto di acqua naturale è generalmente prossimo al valore di LL; pertanto, l'indice di consistenza è variabile tra 0,1 e 0,4 (molle-plastica). L'indice dei vuoti è risultato tra 1,15-1,25 (presso il fondale) e 1,0-1,1 in profondità, con valore di riferimento 1,15. Il peso specifico dei grani G<sub>s</sub> è stato misurato pari a 2,70.

##### Parametri di resistenza

Il confronto tra l'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e il risultato delle prove di laboratorio mostra generalmente una buona corrispondenza dei valori di resistenza non drenata c<sub>u</sub>. Le prove penetrometriche e le prove speditive (torvane) hanno fornito valori di resistenza crescenti con la profondità, a partire da 5-10 kPa presso il fondale (1,0 m di profondità), fino a 30 kPa a 10 m dal fondale. Le prove non drenate in cella triassiale eseguite in laboratorio su campioni prelevati fino a -2,5 m hanno misurato valori di coesione non drenata variabili da 13 a 22,5 kPa; le prove condotte sui campioni prelevati da -2,5 m a -5,0 m hanno fornito valori uniformi pari a 21-22 kPa. Infine, per i campioni prelevati a profondità maggiori di 5,0 m, la resistenza non drenata c<sub>u</sub> è dell'ordine di 26-28 kPa.

In base a tali valutazioni, si ritiene di poter adottare i seguenti valori di c<sub>u</sub>:

- Linearmente crescente da 10 kPa al fondale sino a 30 kPa a 10 m di profondità



Per quanto riguarda i parametri di resistenza in condizioni drenate, i risultati delle prove di laboratorio hanno consentito di identificare i seguenti valori di riferimento: coesione efficace  $c' = 5-10$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 26-28^\circ$ .

#### Parametri di deformabilità e consolidazione

Il rapporto OCR è risultato tra variabile tra 6-7 e 1,5-2 a partire dal fondale e sino a 5-7 m di profondità; si può pertanto assumere un valore medio di 1,5-2,0.

Con riferimento a un intervallo di tensioni significative per il progetto, sulla base dei risultati delle prove in sito e delle prove di compressibilità in edometro, si può fare riferimento a un valore medio del modulo edometrico di 1,5 MPa. Per definire la deformabilità alle piccole deformazioni, in mancanza di misure dirette, è possibile fare riferimento a un profilo stimato di velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  crescente con la profondità nell'intervallo 50-120 m/s tra la quota del fondale e la profondità di 10-12 m.

Riguardo alla compressione secondaria, in assenza di dati sperimentali specifici, e sulla base di metodi letteratura basati sulla plasticità del terreno, si stimano valori di  $c_\alpha$  0.0056 – 0.0076 con valore medio di 0.0066.

In base ai dati disponibili pare ragionevole assumere un valore di permeabilità riferimento di  $5,0E-9$  m/s e, conseguentemente, ad un coefficiente di consolidazione  $c_v$  di  $5,0E-7$  m<sup>2</sup>/s.

## 8.5 Caratterizzazione dell'unità "LS<sub>levante</sub>"

### 8.5.1 Indagini PE – Prove in sito

Tale unità è stata individuata in corrispondenza del settore di alto strutturale del substrato roccioso nella porzione di levante del tracciato dell'opera (CPT10÷13, CPT20, DMT5, DMT11, DMT16). Le prove penetrometriche statiche con piezocono della campagna 2023 hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 1.0 e 3.0 MPa, generalmente crescente con la profondità ma caratterizzato da oscillazioni probabilmente legate all'eterogeneità della composizione granulometrica. L'andamento della pressione neutra in eccesso e del rapporto delle resistenze  $f_s/q_c\%$ , insieme con l'interpretazione delle prove DMT (Material Index  $I_d$ ), hanno indicato che si tratta di terreno limoso-sabbioso con comportamento drenato a breve termine. Lo spessore di tale unità risulta variabile tra 3.0-5.0 m circa nel tratto di tracciato compreso tra le prove CPT10-11 e le prove CPT 13-20.

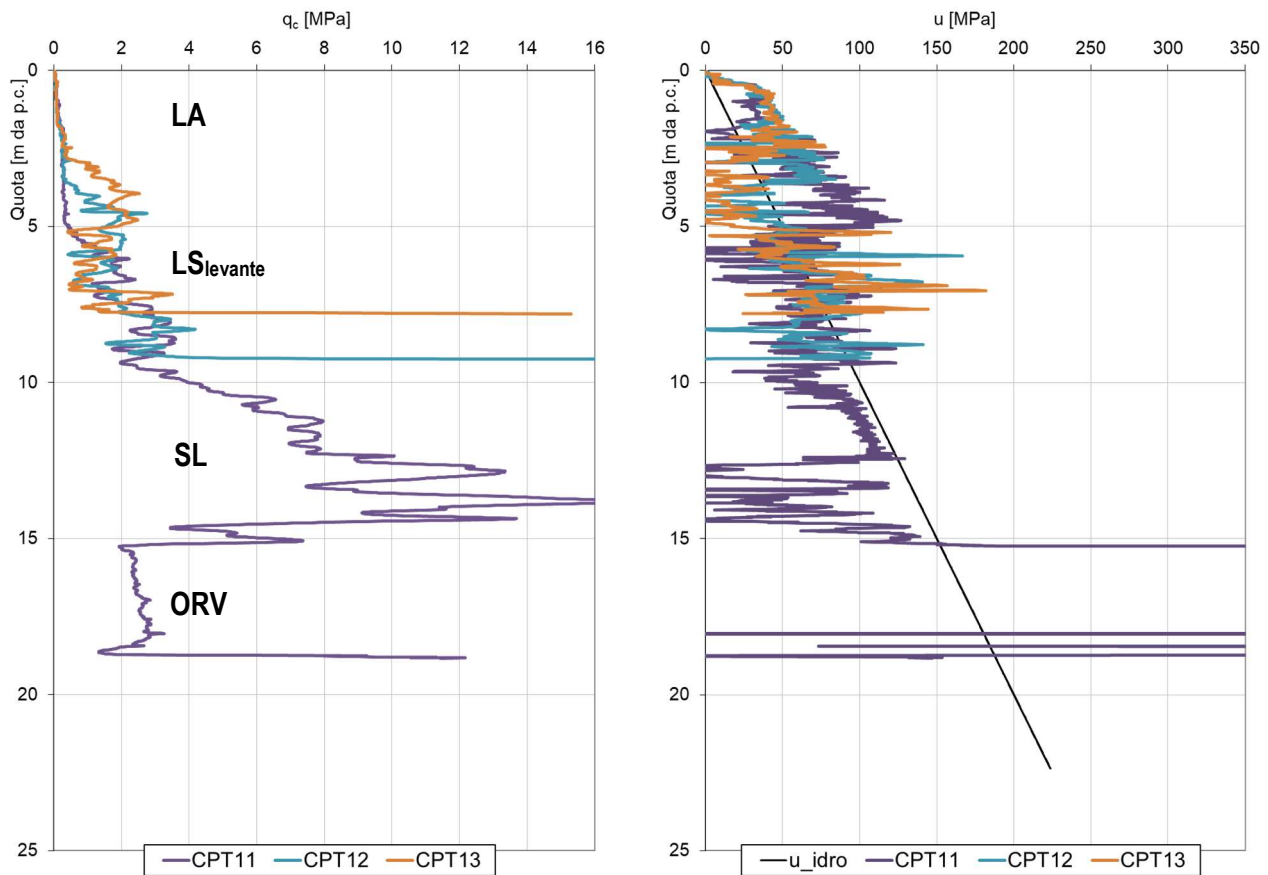


Figura 8-18: Unità LS<sub>levante</sub> – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

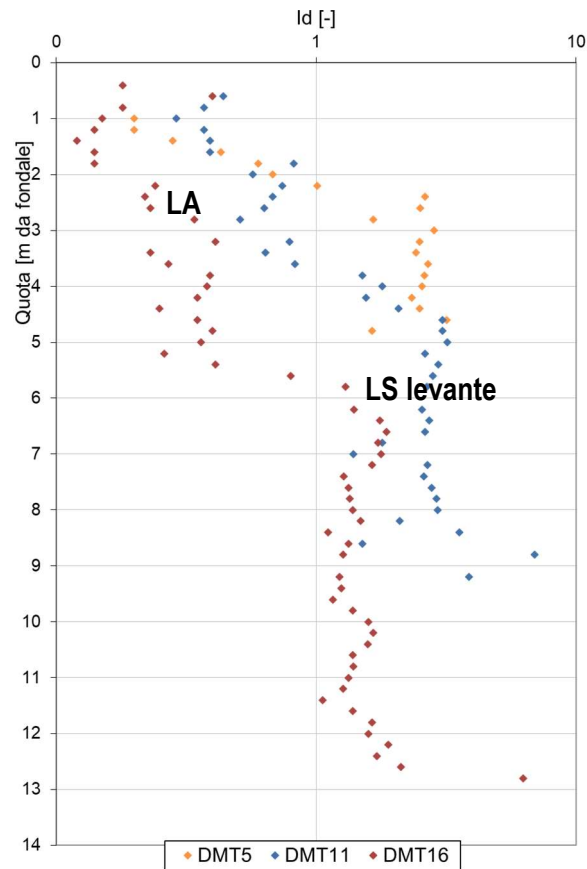


Figura 8-19: Unità LS levante – risultato prove DMT in termini di Material Index Id

I risultati delle prove CPT e DMT sono stati opportunamente interpretati per stimare la densità relativa ( $D_r$ ), l'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ), la deformabilità (modulo edometrico,  $M$ ) e la velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ).



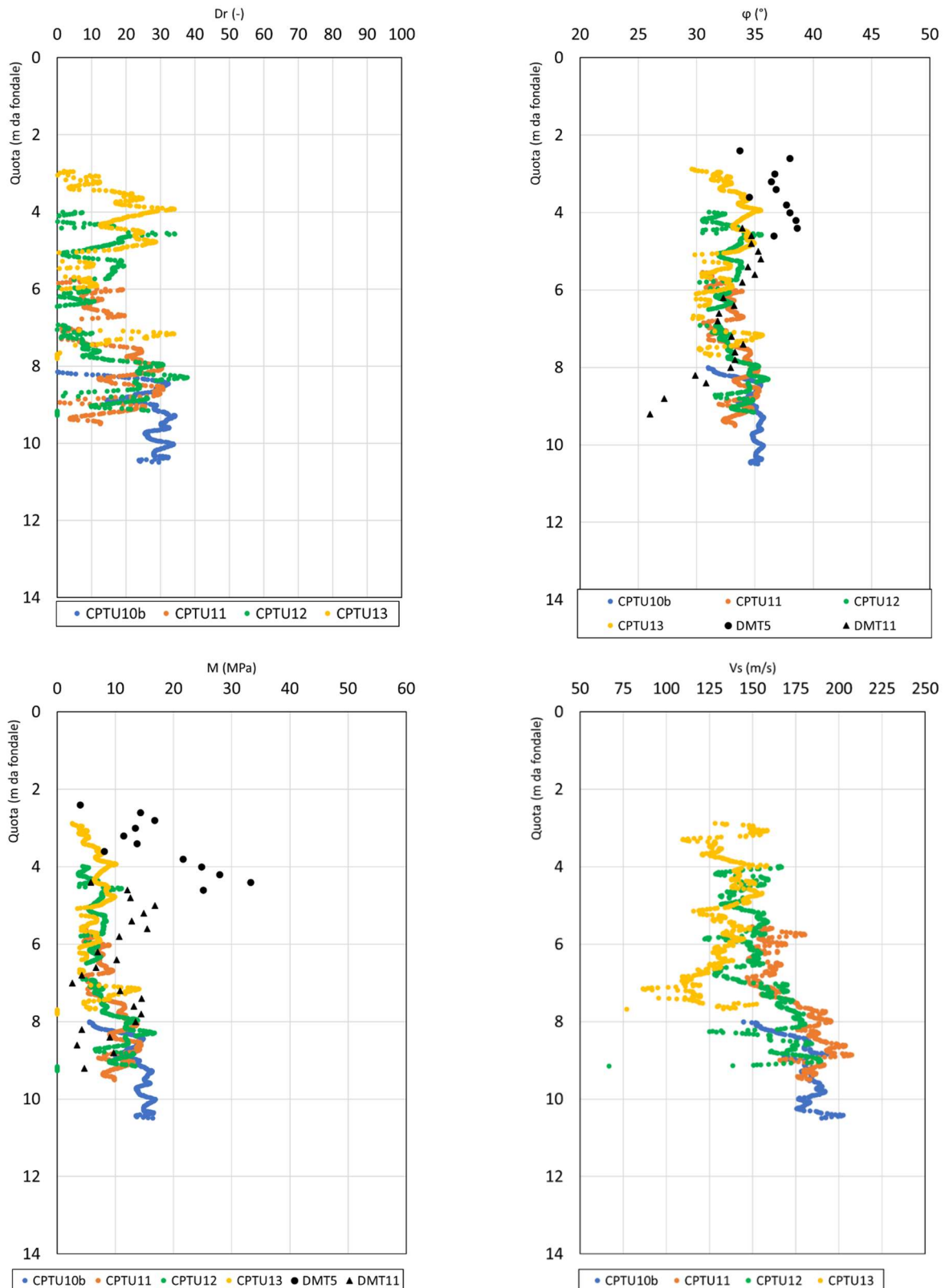


Figura 8-20: Unità LS levante – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT

Nell'intervallo di profondità investigate, il valore stimato dell'angolo di resistenza al taglio è risultato compreso tra 30 e 35°, la densità relativa,  $D_r$ , è generalmente stimabile nell'intervallo 10-30%, mentre il modulo edometrico  $M$  varia tra 5 e 15 MPa. Sempre nell'intervallo di profondità di interesse, i valori stimati di velocità  $V_s$  sono risultati generalmente compresi 110 e 170 m/s.

Durante l'esecuzione delle prove CPTu e DMT sono state condotte alcune prove di dissipazione, la cui interpretazione ha fornito i valori non pienamente rappresentativi del comportamento idraulico del deposito. In base alle informazioni disponibili e in considerazione delle caratteristiche granulometriche e stratigrafiche del deposito, si ritiene opportuno adottare il valore della permeabilità  $k = 1.0E-7$  m/s.

### 8.5.2 Confronto con indagini PFTE – Prove in sito

Le prove PCPT significative per questa unità sono in numero assai limitato (la PCPT1 solo superficialmente e la PCPT5; la CC-PCPT6 non è giudicata sufficientemente rappresentativa) e non hanno fornito elementi utili alla piena caratterizzazione del materiale.

### 8.5.3 Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio

Come per le prove in sito, i dati disponibili da prove di laboratorio condotte in fase di PFTE sono in numero assai limitato, e non hanno fornito elementi utili alla piena caratterizzazione del materiale.

### 8.5.4 Sintesi delle proprietà geotecniche

Alla luce dei risultati delle prove CPTu e DMT del 2023, nel seguito si riporta una sintesi delle proprietà geotecniche che caratterizzano il terreno dell'unità  $LS_{levante}$ .

#### Granulometria e plasticità

Composizione granulometrica: sabbia 35-55%, limo 40-60%, argilla circa 5%.

Plasticità: pressoché non plastico.

#### Peso di volume, contenuto d'acqua, consistenza e indice dei vuoti

Il peso di volume del terreno è risultato variabile tra 16,0 e 19,0 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio di 17,5 kN/m<sup>3</sup>. L'indice dei vuoti è risultato tra 0,8 (presso il fondale) e circa 1,0 in profondità, con valore di riferimento 0,9. Il peso specifico dei grani  $G_s$  è stato misurato pari a 2,70.

#### Parametri di resistenza

Per quanto riguarda i parametri di resistenza in condizioni drenate, l'interpretazione delle prove CPT e DMT del 2023 ha consentito di stimare unicamente l'angolo di resistenza al taglio nell'intervallo  $\phi' = 30-35^\circ$ .

#### Parametri di deformabilità e consolidazione

Con riferimento a un intervallo di tensioni significative per il progetto, sulla base dei risultati delle prove in sito, si può fare riferimento a un intervallo di valori del modulo edometrico pari a 4-10 MPa. Per definire la deformabilità

alle piccole deformazioni, in mancanza di misure dirette, è possibile fare riferimento a un profilo stimato di velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  crescente con la profondità nell'intervallo 110-170 m/s.

In base ai dati disponibili pare ragionevole assumere un valore di permeabilità riferimento di  $1,0E-7$  m/s. Conseguentemente, è possibile fare riferimento a un valore del coefficiente di consolidazione  $c_v$  pari a  $5,0E-5$  m<sup>2</sup>/s.

## 8.6 Caratterizzazione dell'unità "LS<sub>ponente</sub>"

### 8.6.1 Indagini PE – Prove in sito

Tale unità è stata individuata in corrispondenza del settore di alto strutturale del substrato roccioso nella porzione di ponente del tracciato dell'opera (CPT2÷4, CPT23, CPT24, DMT12). Le prove penetrometriche statiche con piezocono della campagna 2023 hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 1.0 e 5.0 MPa, indicativamente crescente con la profondità ma caratterizzato da significative oscillazioni, probabilmente legate all'eterogeneità della composizione granulometrica. Le prove hanno altresì indicato che il deposito è caratterizzato da valori di resistenza  $q_c$  progressivamente crescenti lungo il tracciato dell'opera in direzione ovest; la prova CPT4 pare essere collocata in una zona di transizione tra l'unità LA e l'unità LS levante. L'andamento della pressione neutra in eccesso e del rapporto delle resistenze  $f_s/q_c\%$ , insieme con l'interpretazione delle prove DMT (Material Index  $I_d$ ), hanno indicato che si tratta di terreno limoso-sabbioso con comportamento drenato a breve termine. Lo spessore di tale unità risulta variabile nell'intervallo 9-18 m tra le verticali delle prove CPT4 e CPT 23.

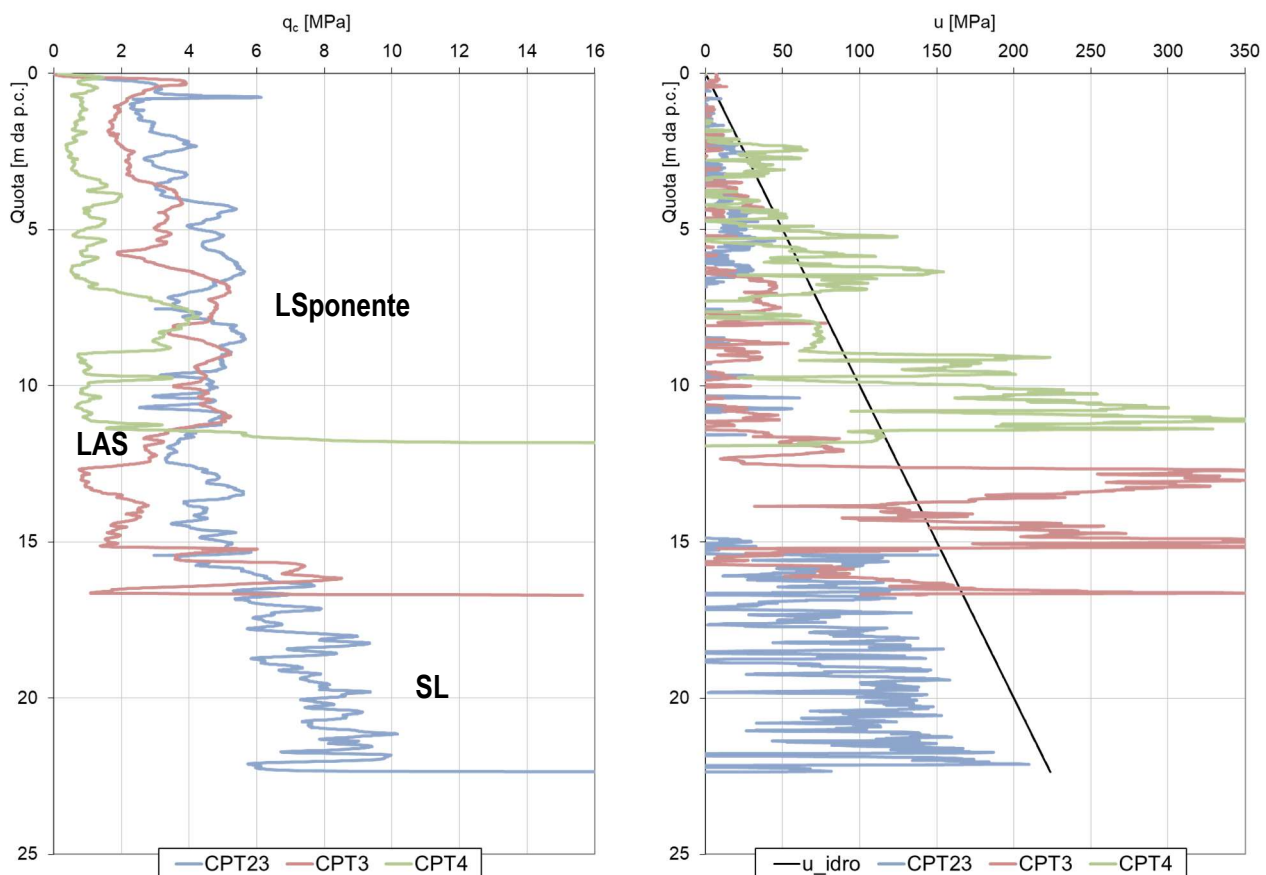


Figura 8-21: Unità LS<sub>ponente</sub> – risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

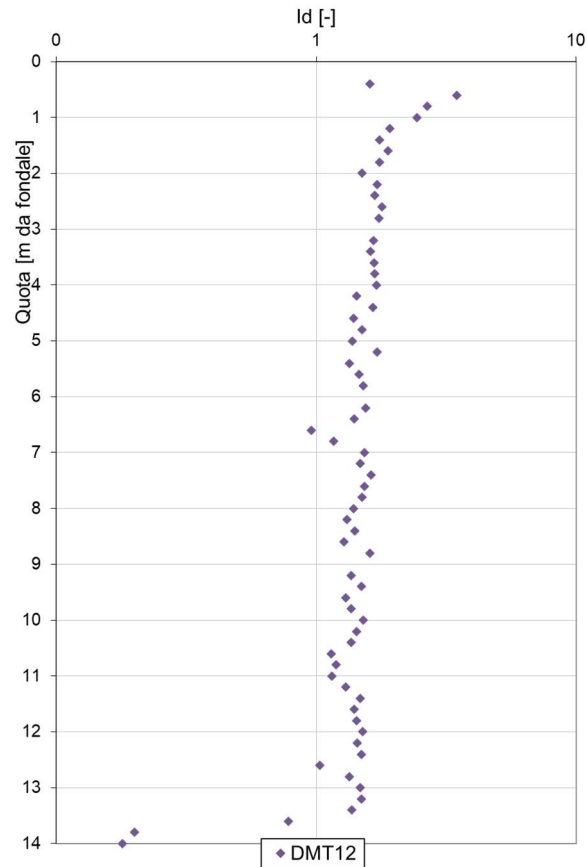


Figura 8-22: Unità LS ponente – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id

I risultati delle prove CPT e DMT sono stati opportunamente interpretati per stimare la densità relativa ( $D_r$ ), l'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ), la deformabilità (modulo edometrico,  $M$ ) e la velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ) (rif. Figure seguenti).



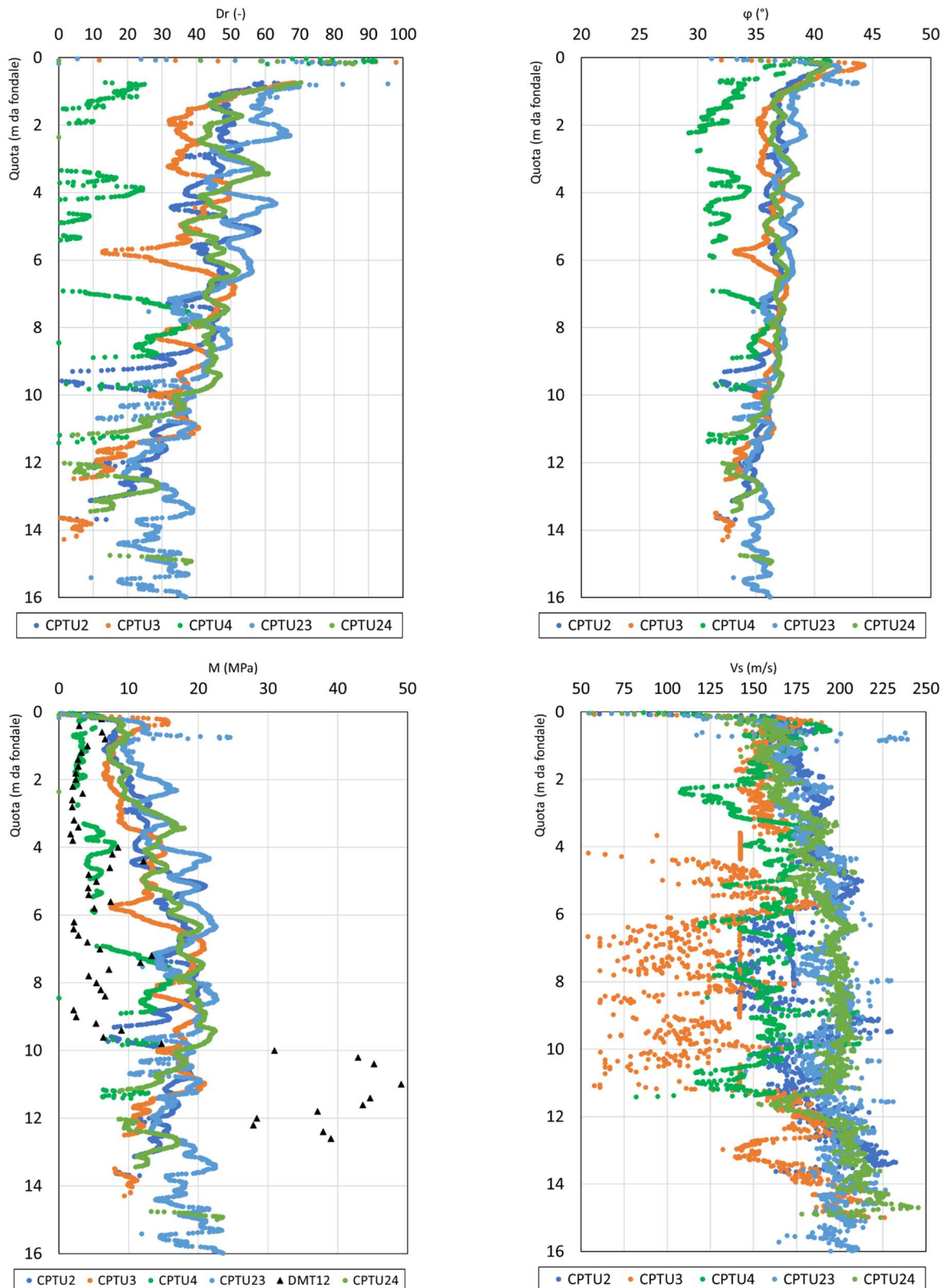


Figura 8-23: Unità LS ponente – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT

Nell'intervallo di profondità di interesse, il valore stimato dell'angolo di resistenza al taglio è risultato compreso tra 32 e 37°, la densità relativa,  $D_r$ , è generalmente stimabile nell'intervallo 30-60%, mentre il modulo edometrico  $M$  varia tra 4 e 8 MPa. Sempre nell'intervallo di profondità di interesse, i valori stimati di velocità  $V_s$  sono risultati variabili tra 125 e 200 m/s.

Durante l'esecuzione delle prove CPTu e DMT sono state condotte alcune prove di dissipazione, la cui interpretazione ha fornito i valori non pienamente rappresentativi del comportamento idraulico del deposito. In base alle informazioni disponibili e in considerazione delle caratteristiche granulometriche e stratigrafiche del deposito, si ritiene opportuno adottare il valore della permeabilità  $k = 1.0E-7$  m/s.

## 8.6.2 Confronto con indagini PFTE

Nonostante la limitatezza di informazioni disponibili da PFTE per la piena caratterizzazione dell'unità geotecnica di interesse, nel seguito si riportano alcune informazioni ottenute in tale sede dalle prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati da verticali di indagine ubicate nella zona di ponente.

Per quanto riguarda la composizione granulometrica, in base alle informazioni disponibili l'unità è composta dalle seguenti frazioni granulometriche: sabbia 35-55%, limo 40-60%, argilla circa 5%.

Per via della composizione granulometrica e della presenza di una significativa frazione sabbiosa l'unità LS può essere considerata non plastica (i limiti di plasticità sono stati determinati solo per un campione:  $LL = 37\%$ ,  $LP = 27\%$ ). Pertanto, sulla base di tali risultati, il terreno dell'unità LS ponente è classificabile come limo sabbioso non plastico.

Il contenuto di sostanza organica è risultato pari a circa 2-3% (ad eccezione del primo metro dal fondale dove è stato misurato fino a 5-6%).

In generale il contenuto d'acqua  $W_n$  è compreso tra 25 – 35 (%) in funzione del contenuto di sabbia; il peso di volume è risultato variabile tra 16,0 (nei primi metri di fondale) e 19,0  $kN/m^3$ ; l'indice dei vuoti è risultato tra 0,8 e 1,0; il peso specifico dei grani è stato misurato pari a 2,70.

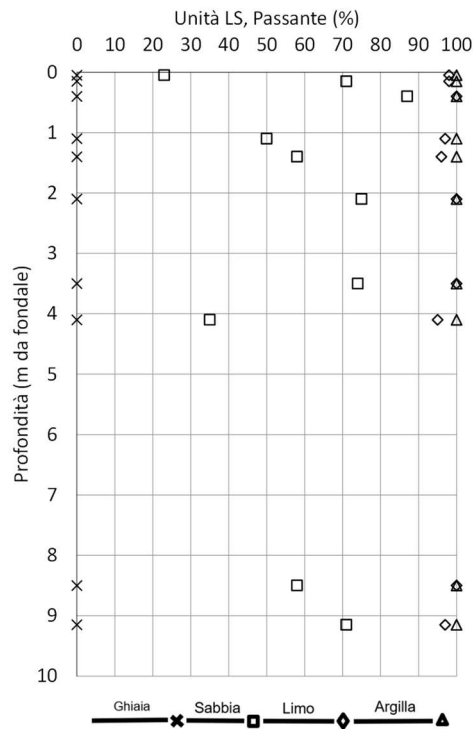


Figura 8-24: Unità LS ponente – distribuzione granulometrica in funzione della profondità

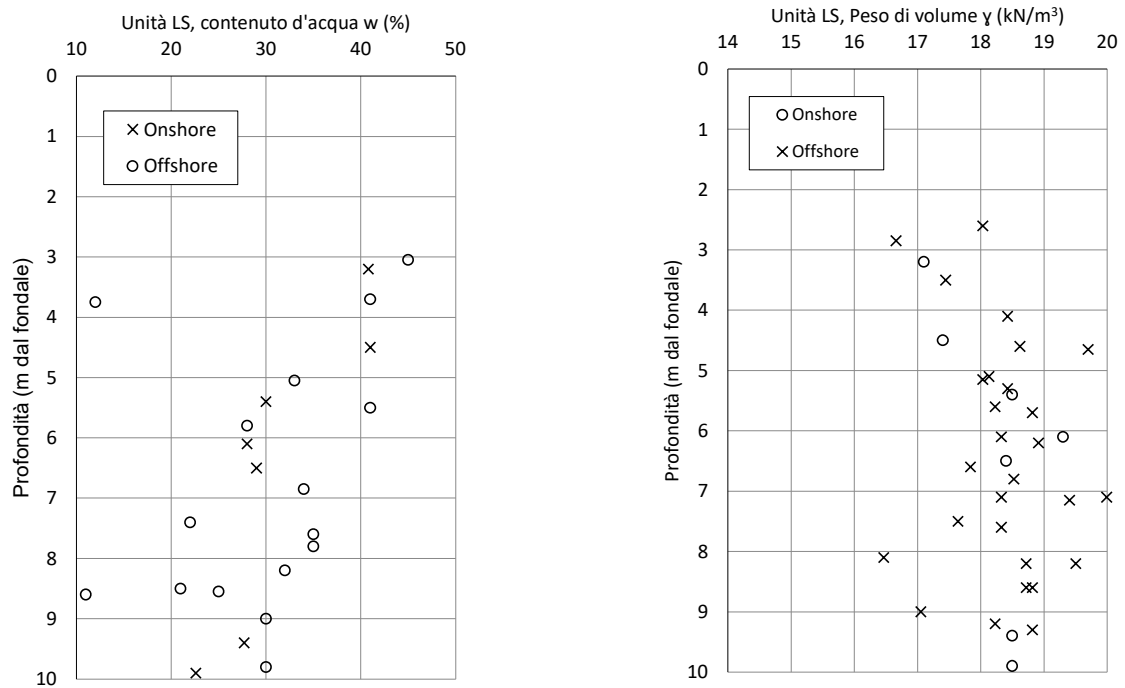


Figura 8-25: Unità LS ponente – variazione del contenuto d'acqua e peso di volume in funzione della profondità

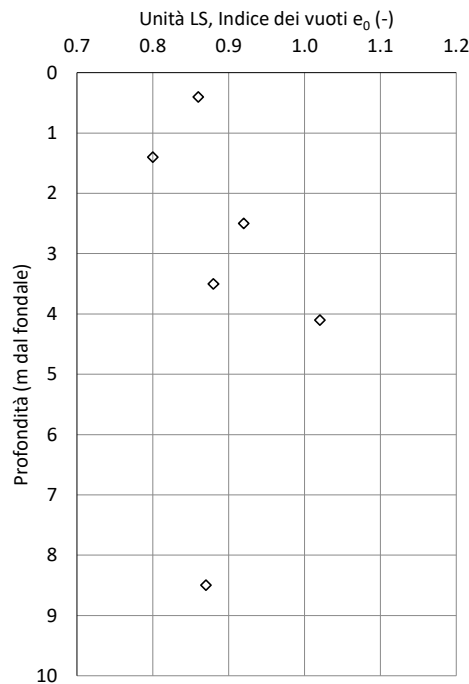


Figura 8-26: Unità LS ponente – variazione dell'indice dei vuoti in funzione della profondità

Pur trattandosi di terreni di natura prevalentemente incoerente, sono state condotte in laboratorio prove per la determinazione della resistenza in condizioni non consolidate e non drenate (UU) in cella triassiale e di pocket penetrometer, con risultati compresi tra 35 e 45 kPa tra e 2 e 5 m di profondità dal fondale (secondo la disponibilità delle prove eseguite). Data la loro scarsa rappresentatività, tali dati non si ritengono significativi ai fini ingegneristici.

L'esecuzione di prove consolidate e non drenate (CU) in cella triassiale e di prove di taglio diretto (TD) ha consentito di valutare anche i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci: coesione efficace  $c' = 10-20$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 30-35^\circ$ .

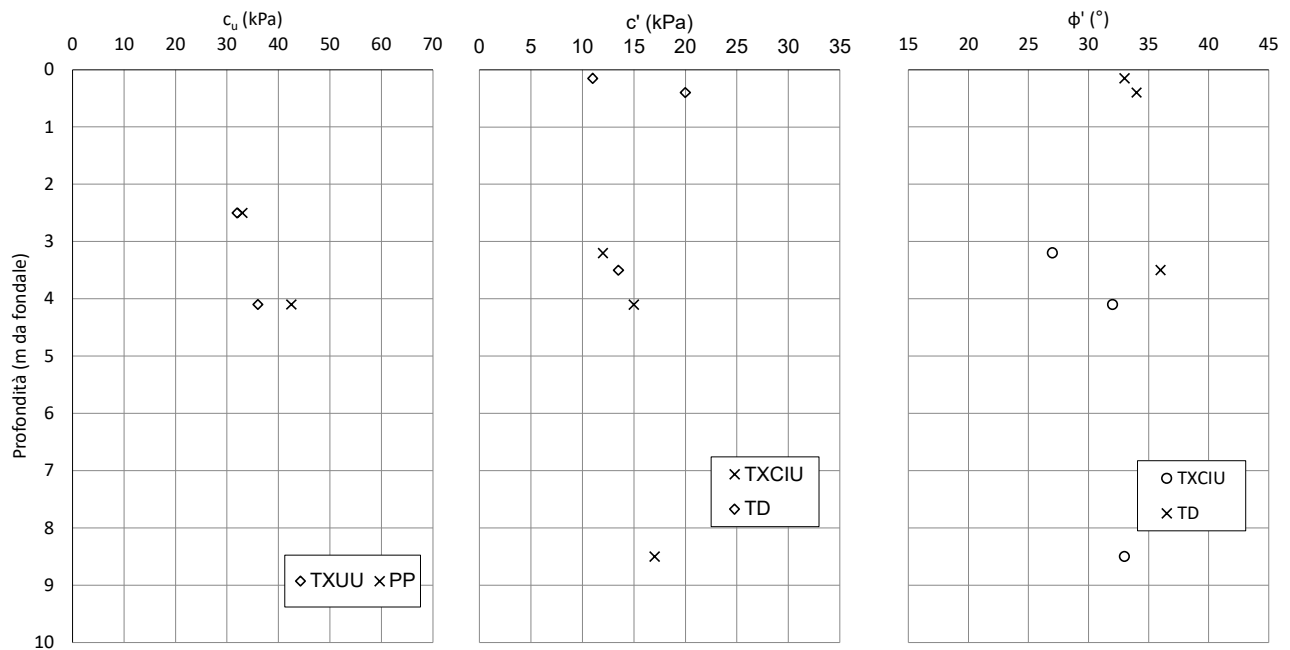


Figura 8-27: Unità LS ponente – parametri di resistenza non drenata ( $c_u$ ) e drenata ( $c'$ ,  $\phi'$ )

A causa della significativa presenza di sabbia, solo due (2) prove edometriche sono state eseguite sui campioni dell'unità LS di ponente e, pertanto, la loro rappresentatività va intesa come parziale.

Riguardo alla permeabilità sono disponibili i risultati di alcune prove specifiche in cella triassiale (utilizzata come permeametro) e i risultati delle suddette prove edometriche opportunamente interpretate mediante la teoria della consolidazione monodimensionale. I risultati delle prove, influenzati dalla composizione granulometrica dei campioni, hanno fornito valori di permeabilità verticale compresi tra  $3,0E-6$  e  $1,0E-8$  m/s.



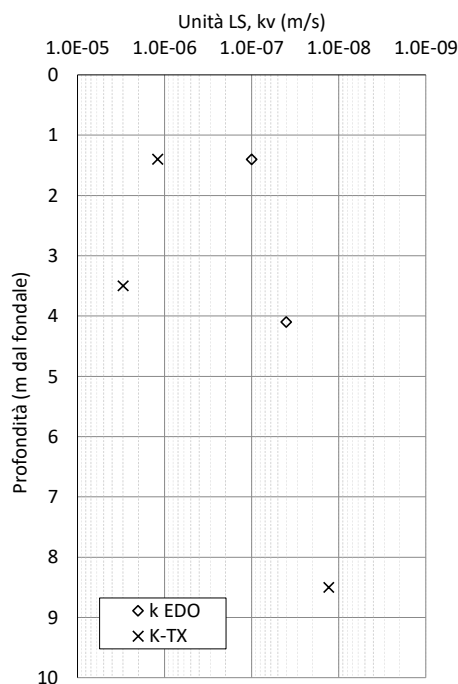


Figura 8-28: Unità LS ponente - variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali

### 8.6.3 Sintesi delle proprietà geotecniche

Alla luce dei risultati delle prove CPTu e DMT del 2023 e, per quanto possibile, sulla base del confronto con i dati di PFTE, nel seguito si riporta una sintesi delle proprietà geotecniche che caratterizzano il terreno dell'unità LS<sub>ponente</sub>.

Si ribadisce che si tratta di una unità con caratteristiche marcatamente eterogenee in termini di grado di addensamento e composizione granulometrica, costituito da alternanze di terreni limosi e sabbiosi.

Ai fini ingegneristici, tale unità è stata schematizzata in due sottounità:

- **LSponente(1)**, generalmente presente negli strati superiori sotto il fondale marino, dotato di caratteristiche meccaniche modeste;
- **LSponente(2)**, generalmente posizionato al di sotto di LSponente1, dotato di migliori caratteristiche geotecniche rispetto allo strato soprastante.

#### Peso di volume

In base ai risultati delle prove di laboratorio di PFTE, il peso di volume del terreno è risultato variabile tra 16,0 e 19,0 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio di 17,5 kN/m<sup>3</sup>.

#### Parametri di resistenza

Per quanto riguarda i parametri di resistenza in condizioni drenate, l'interpretazione dei risultati delle prove in sito ha consentito di identificare i seguenti valori di riferimento:

- **LSponente(1)**, coesione efficace  $c' = 0$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 30^\circ$ ;

- **LSponte(2)**, coesione efficace  $c' = 0$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 30^\circ$ .

#### Parametri di deformabilità e consolidazione

##### **LSponte(1):**

Sulla base dei risultati delle prove in sito (DMT), si può fare riferimento a un valore medio di modulo edometrico pari a 4 MPa. Per definire la deformabilità alle piccole deformazioni, in mancanza di misure dirette, è possibile fare riferimento a un profilo stimato di velocità di propagazione delle onde di taglio crescente con la profondità nell'intervallo 150-175 m/s.

##### **LSponte(2):**

Sulla base dei risultati delle prove in sito (DMT), si può fare riferimento a un valore medio di modulo edometrico pari a 8 MPa. Per definire la deformabilità alle piccole deformazioni, in mancanza di misure dirette, è possibile fare riferimento a un profilo stimato di velocità di propagazione delle onde di taglio crescente con la profondità nell'intervallo 175-200 m/s.

In base ai seppur pochi dati disponibili e alla luce delle caratteristiche di composizione granulometrica deducibili dall'interpretazione delle prove in sito pare ragionevole assumere un valore di permeabilità riferimento di  $1,0E-7$  m/s per entrambe le sottunità.

## 8.7 Caratterizzazione dell'unità "LAS"

### 8.7.1 Indagini PE – Prove in sito

Tale unità è assimilabile a deposito marino, limo argilloso – sabbioso, poco-mediamente consistente riscontrato con continuità solo al di sotto dell'Unità LSponente(2) (CPT 3, 4, 24; DMT 12). Tale unità non è stata riconosciuta in sede di PFTE.

Le prove penetrometriche statiche con piezocono della campagna 2023 hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 0.5 e 1.0 MPa. L'andamento della pressione neutra in eccesso e del rapporto delle resistenze  $f_s/q_c\%$ , insieme con l'interpretazione delle prove DMT (Material Index  $I_d$ ), hanno indicato che si tratta di terreno limoso-argilloso con comportamento non drenato a breve termine. Tuttavia, nell'unità sono presenti frequenti lenti sabbiose che, ai fini ingegneristici, riducono notevolmente la lunghezza del percorso idraulico e i tempi consolidazione. Lo spessore di tale unità risulta variabile tra 1 e 2 m, al di sotto dell'unità LSponente (2) presso il settore di alto strutturale del substrato roccioso nella porzione di ponente del tracciato dell'opera.

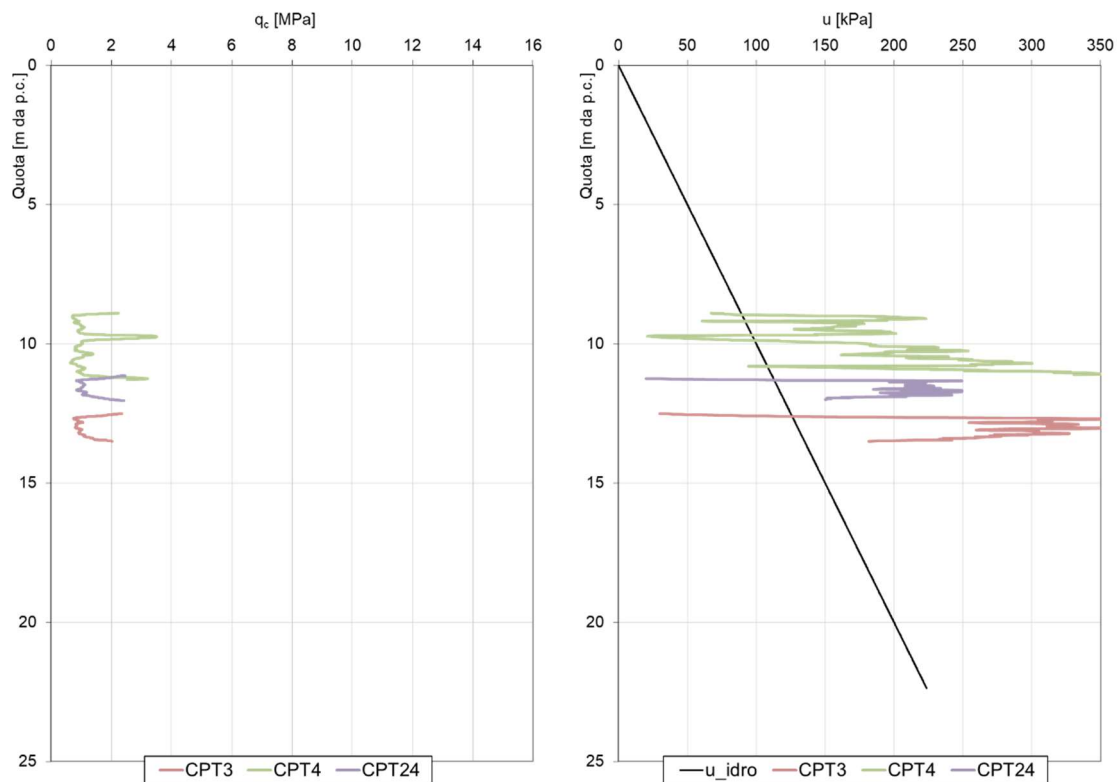


Figura 8-29: Unità LAS – risultato prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

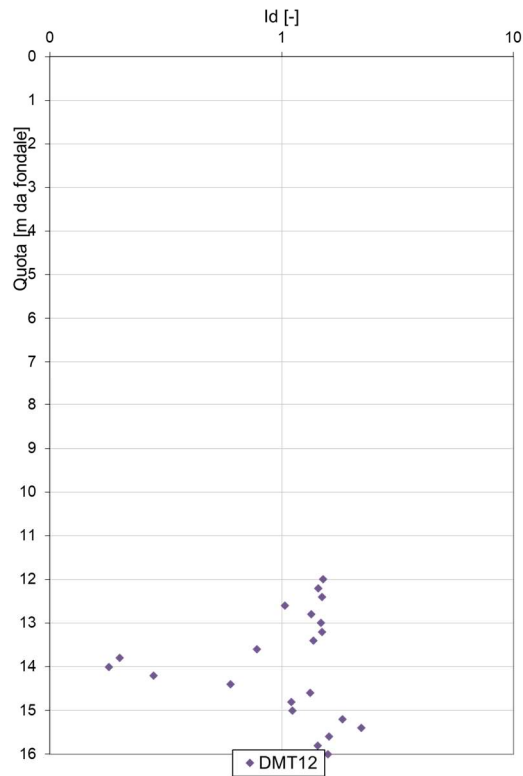


Figura 8-30: Unità LAS – risultato prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

I risultati delle prove in sito sono stati opportunamente interpretati per stimare la resistenza in condizioni non drenate ( $c_u$ ), la deformabilità (modulo edometrico,  $M$ ) e la velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ).

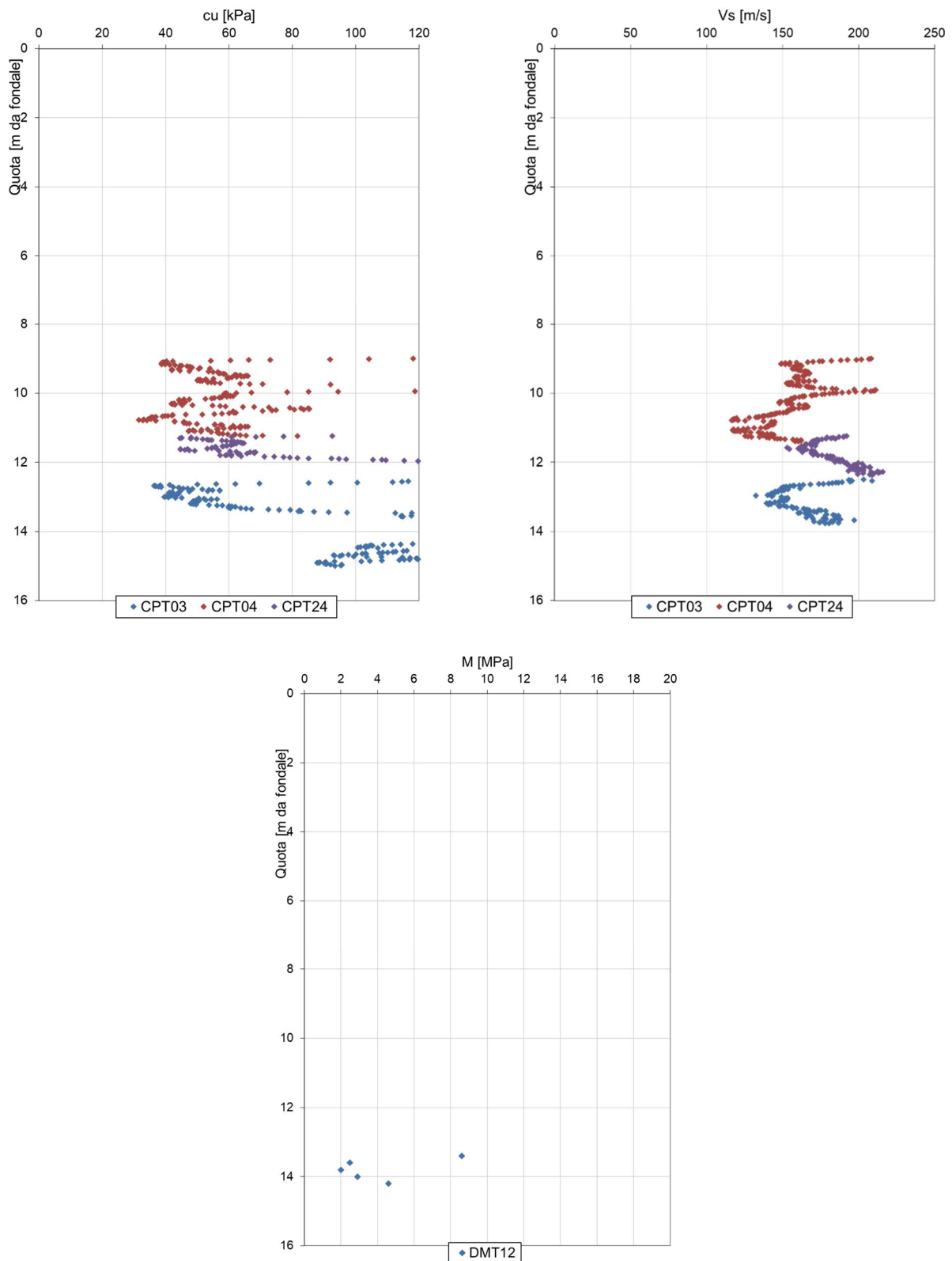


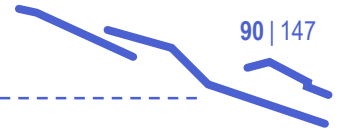
Figura 8-31: Unità LAS – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato da prove DMT



Per ciò che riguarda la resistenza in condizioni non drenate, l'interpretazione delle prove CPTu ha mostrato come la resistenza  $c_u$  sia variabile tra 40 e 60 k nell'esiguo spessore considerato.

Per quanto concerne la deformabilità, l'interpretazione delle prove DMT per la stima del modulo edometrico M ha generalmente fornito valori di 2-4 MPa. I valori di velocità Vs stimati mediante le prove CPTu sono risultati variabili tra 120 e 200 m/s nello spessore considerato.

Non sono disponibili dati sperimentali per la caratterizzazione del terreno dal punto di vista idraulico, ma in considerazione delle caratteristiche del terreno (così come stimate dai risultati delle prove in sito) e in rapporto alle proprietà del terreno dell'unità LA, ben più scadente ed omogeneo, pare ragionevole assumere un coefficiente di permeabilità pari a  $1.0E-8$  m/s.



## 8.8 Caratterizzazione dell'unità "SL"

### 8.8.1 Indagini PE – Prove in sito

L'unità SL è presente con continuità al di sotto dell'unità LA in corrispondenza dei fondali più profondi (CPT 5÷11, DMT 3, 9, 10, 4), ma si esaurisce o si assottiglia presso i settori di settore di alto strutturale del substrato roccioso a levante e a ponente, lasciando posto alle unità LSlevante e LSponente. Lo spessore di tale unità risulta variabile tra 7.0 e 9.0 m all'interno della depressione tettonica riempita dalle argille di Ortovero. Le prove penetrometriche statiche con piezocono della campagna 2023 hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 5 e 15 MPa, con valore medio generalmente pari a 10 MPa e andamento crescente o costante con la profondità, comunque caratterizzato da oscillazioni probabilmente legate all'eterogeneità della composizione granulometrica. I valori di resistenza alla punta maggiori si sono riscontrati alla base dell'unità (CPT 8, 9, 11), ove le indagini PFTE hanno occasionalmente individuato la presenza di terreni incoerenti con frazione ghiaiosa.

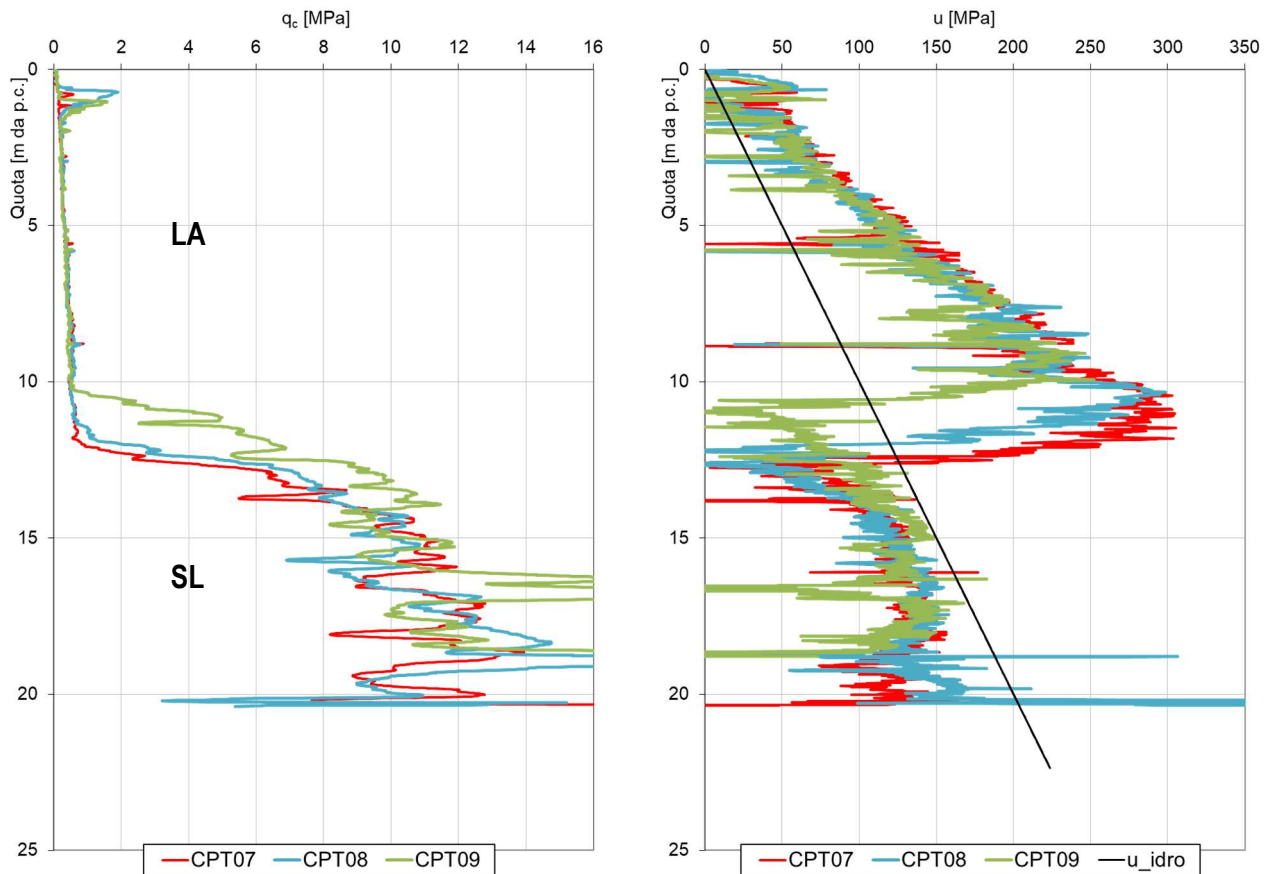


Figura 8-32: Unità SL– risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

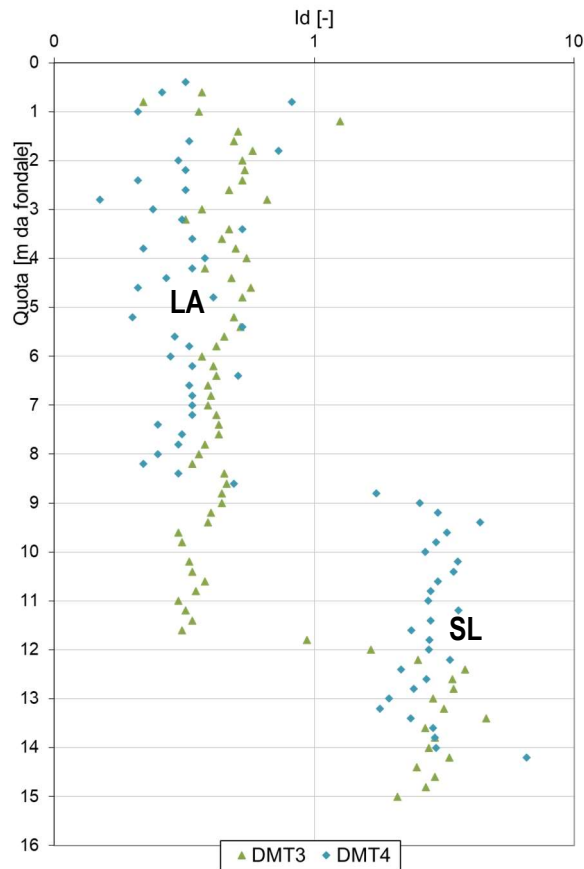


Figura 8-33: Unità SL – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id

Trattandosi di terreni incoerenti, i risultati delle prove sono stati interpretati per determinare la resistenza in condizioni drenate, la deformabilità, la densità relativa e la velocità di propagazione delle onde di taglio (Figure seguenti).

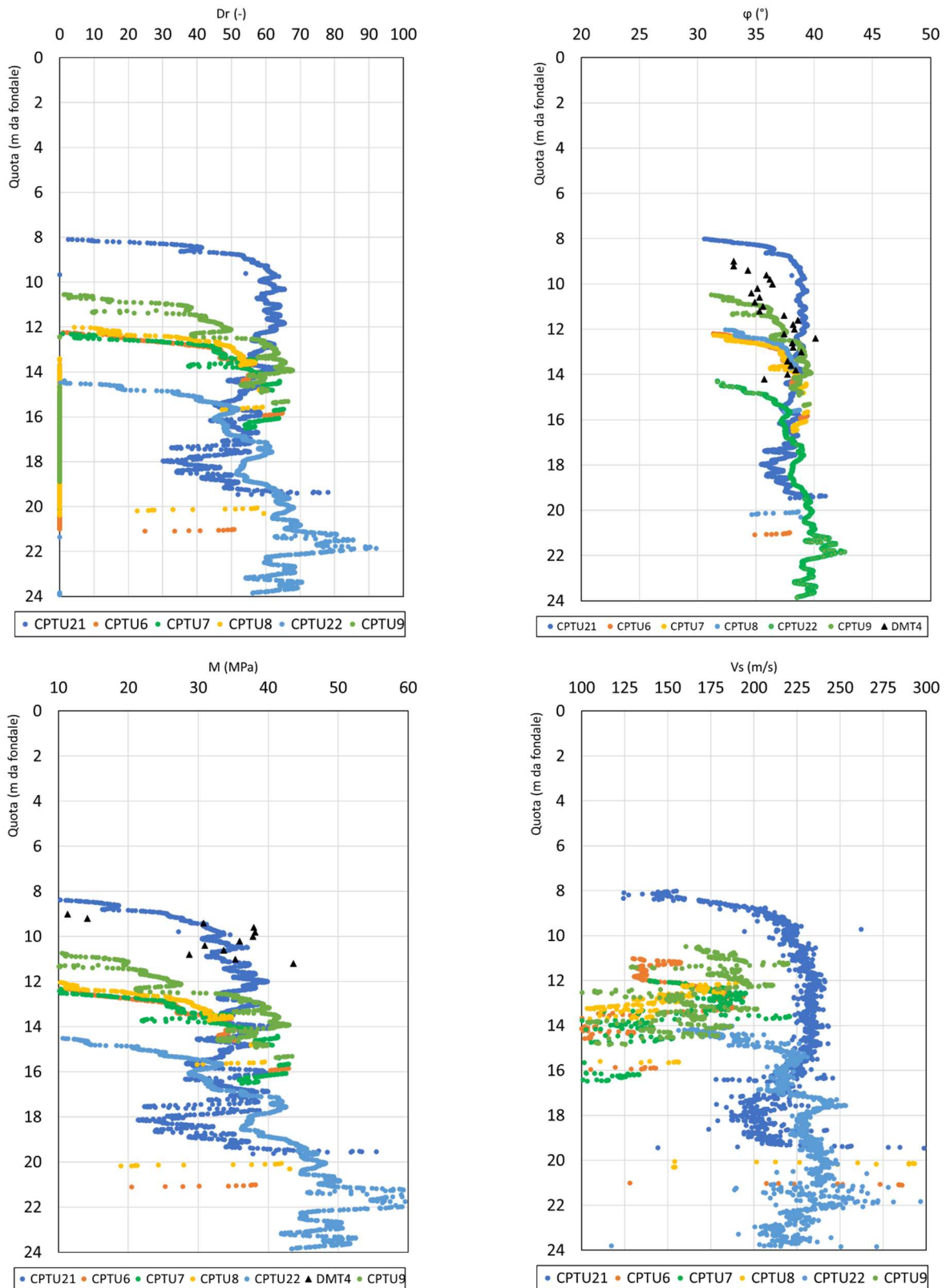


Figura 8-34: Unità SL – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT

Il valore stimato dell'angolo di resistenza al taglio è risultato compreso tra 35 e 39°; la densità relativa,  $D_r$ , è generalmente stimabile nell'intervallo 40-70% (con valori fino a 80%), mentre il modulo di Young  $E$  varia tra 30 e 40 MPa. I valori stimati di velocità  $V_s$  sono risultati variabili tra 150 e 250 m/s in funzione della profondità.

## 8.8.2 Confronto con indagini PFTE – Prove in sito

Per quanto riguarda l'unità SL, i risultati delle prove penetrometriche "PCPT" condotte in sede di PFTE risultano in buon accordo con i risultati delle prove condotte nella campagna 2023, nonostante le non trascurabili differenze tra le attrezzature di prova impiegate. A titolo illustrativo si riportano i risultati in termini di resistenza alla punta della prova CPT 21 eseguita approssimativamente in corrispondenza della prova PCPT 4 del PFTE.

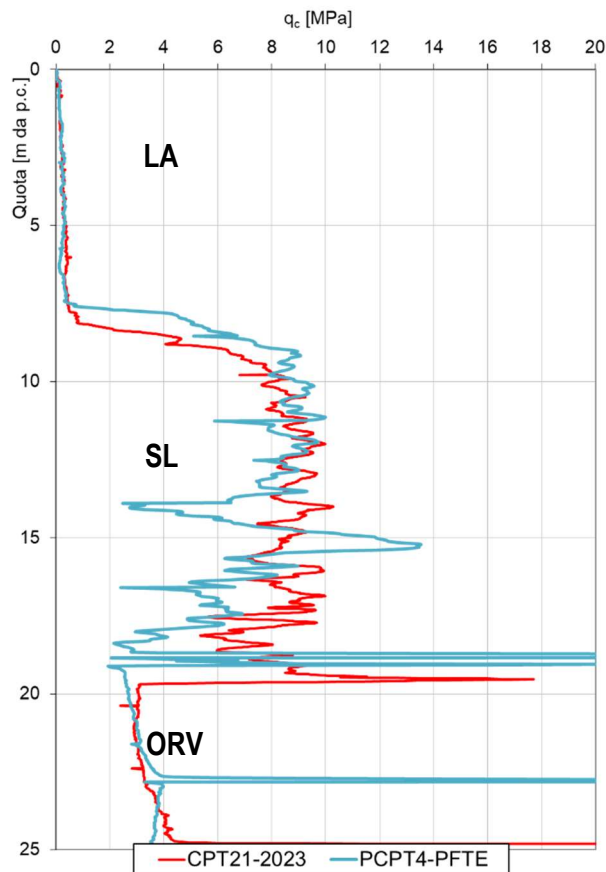


Figura 8-35: Unità SL – confronto prove PCPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto

Le Figure seguenti mostrano l'esito dell'interpretazione delle prove condotte in sede di PFTE per la stima della resistenza in condizioni drenate, della deformabilità, la densità relativa e la velocità di propagazione delle onde di taglio (Figure seguenti). I valori stimati si pongono in buon accordo con l'esito dell'interpretazione delle prove integrative 2023.

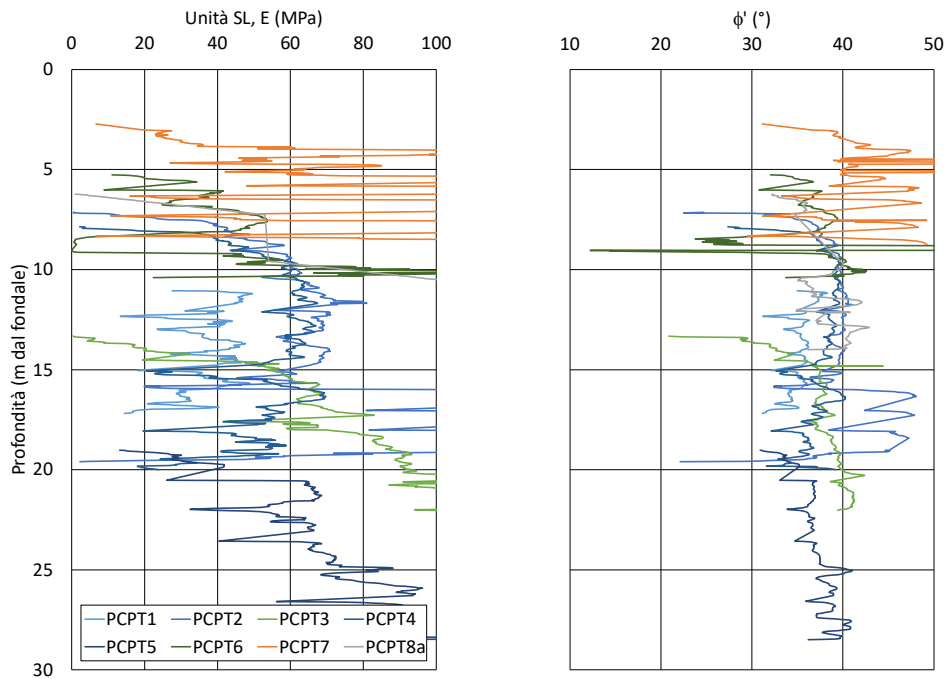


Figura 8-36: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di E e  $\phi'$

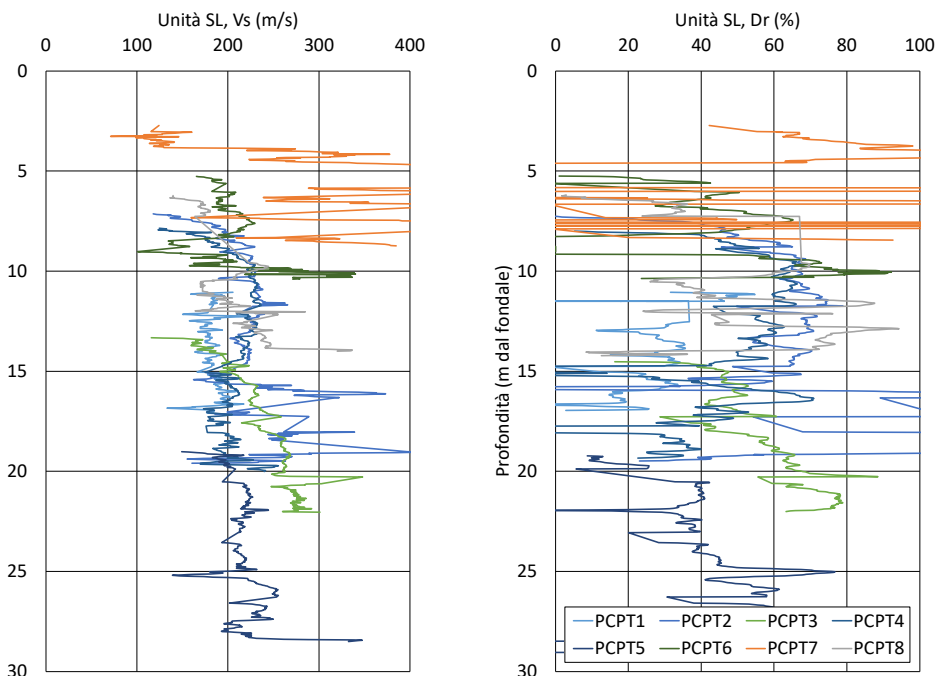


Figura 8-37: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di  $v_s$ , e Dr

Nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche sono state eseguite alcune prove di dissipazione (6), i cui risultati, interpretati con le correlazioni di Perez e Fauriel (1988) e di Energy Mines (1990) hanno restituito valori



del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  e di permeabilità orizzontale  $k_h$  riportati nella Tabella seguente. A causa della natura sabbiosa del terreno, solo una prova ha effettivamente fornito un risultato significativo, la cui rappresentatività del comportamento complessivo del deposito è assai limitata.

Tabella 8-13: Unità SL - risultati interpretazione prove di dissipazione

Unità SL					En-Mines			Parez e Fauriel (1988)	
CPTU	TEST	Profondità (m dal fondale)	Profondità (m. s.l.m.)	$t_{50}$ (s)	$c_h$ ( $m^2/s$ )	$k_h$ min (m/s)	$k_h$ max (m/s)	$c_h$ ( $m^2/s$ )	$k_h$ (m/s)
PCPT2	1	10,5	-63,46	-	-	-	-	-	-
PCPT4	1	13,5	-65,98	-	-	-	-	-	-
PCPT6	2	8,5	-58,81	20	5,0E-05	9,0E-09	3,0E-07	5,0E-05	2,4E-07
PCPT-CC6	2	15	-43,86	-	-	-	-	-	-
PCPT-CC6	3	19	-47,86	-	-	-	-	-	-
PCPT-CC6	4	22	-50,86	-	-	-	-	-	-

### 8.8.3 Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio

Per quanto riguarda la composizione granulometrica, i risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati dall'unità SL hanno indicato che la seguente composizione granulometrica: sabbia 80-90%, contenuto di fine (limo e argilla) 10-20% prevalentemente costituito da limo. Localmente sono state riscontrate delle intercalazioni prevalentemente limose; nella porzione inferiore del deposito, in prossimità del passaggio con le sottostanti unità (Argille di Ortovero, ORV, o substrato roccioso), la frazione sabbiosa è predominante.

Per via della predominante frazione sabbiosa, l'unità SL può essere considerata non plastica.

La sostanza organica è risultata compresa tra 0.6 – 1.5%.

In generale il contenuto d'acqua  $W_n$  è compreso tra 22 e 42%, mediamente tra 25 e 35%; il peso di volume è risultato generalmente compreso tra 18,0 e 19,0  $kN/m^3$ ; l'indice dei vuoti è risultato tra 0,75 e 1,0; il peso specifico dei grani è stato misurato pari a 2,70.

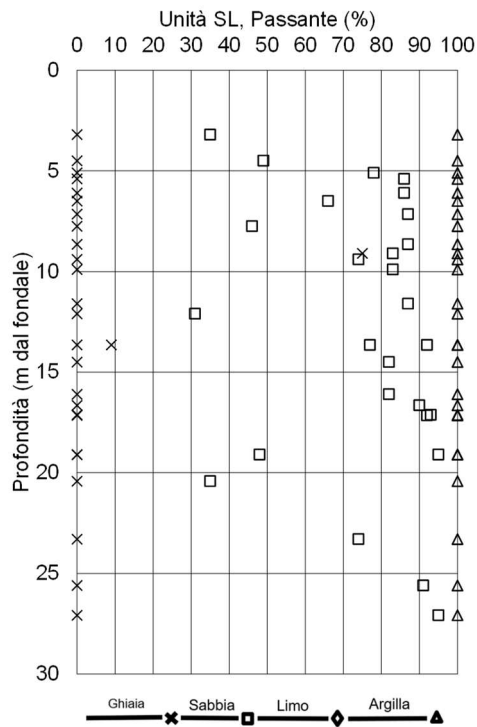


Figura 8-38: Unità SL – distribuzione granulometrica in funzione della profondità

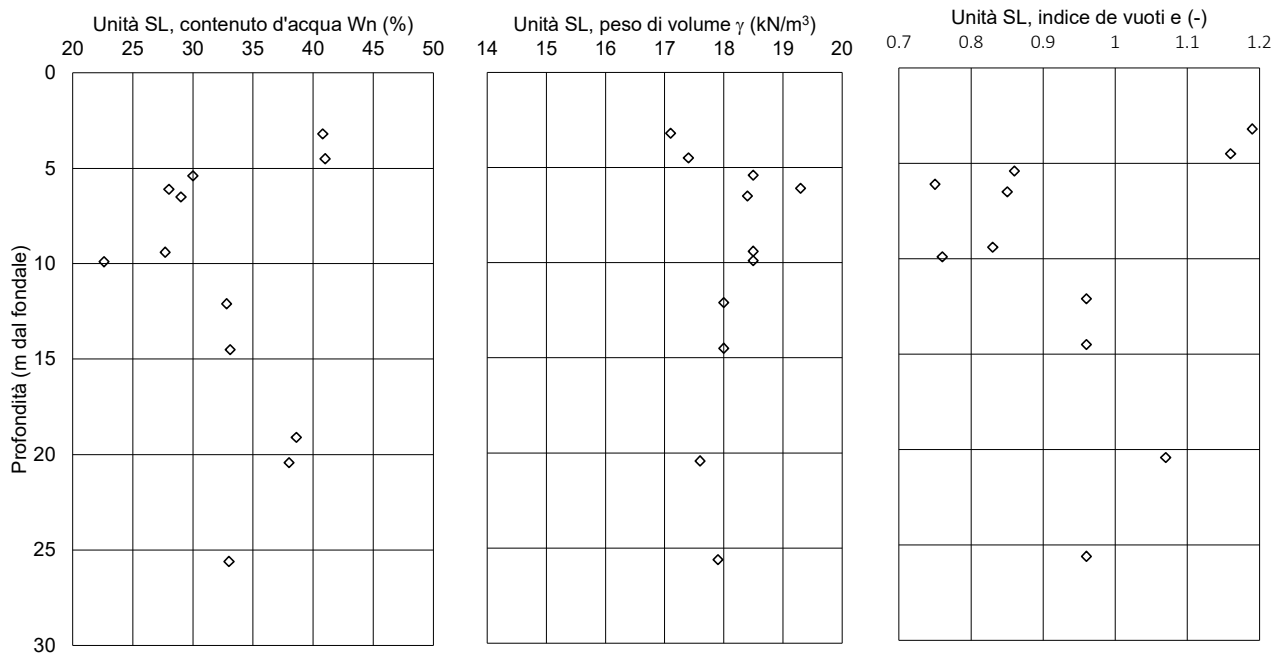


Figura 8-39: Unità SL – variazione del contenuto d'acqua Wn, peso di volume e indice dei vuoti in funzione della profondità

Per quanto riguarda i parametri di resistenza, sono disponibili i risultati di prove in cella triassiale (consolidate e non drenate, CU) e di prove di taglio diretto (TD), la cui interpretazione ha fornito i seguenti parametri in termini di tensioni efficaci: coesione efficace  $c' = 5-10$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 33-37^\circ$ . L'angolo di resistenza al taglio ottenuto dall'interpretazione delle prove di laboratorio sembra porsi al limite inferiore dell'intervallo di valori ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito.

Non sono disponibili prove di laboratorio per la determinazione dei parametri di deformabilità.

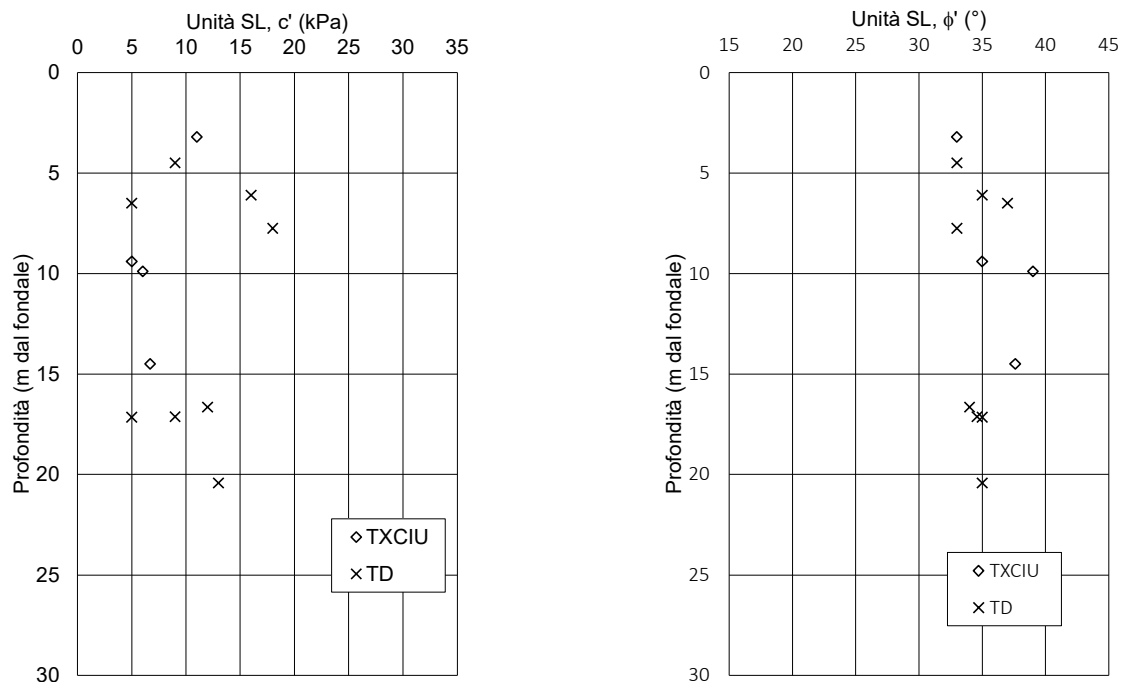


Figura 8-40: Unità SL – parametri di resistenza in condizioni drenate in funzione della profondità

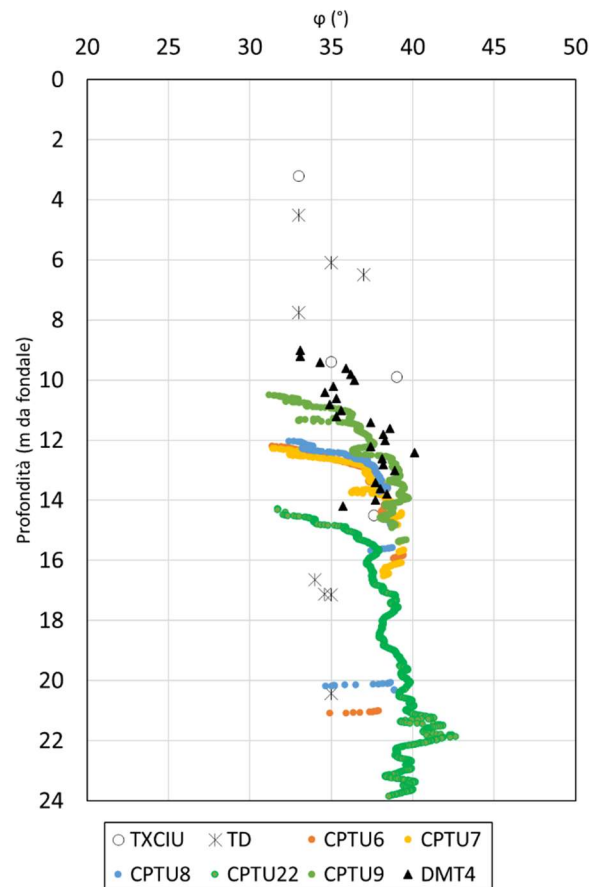


Figura 8-41: Unità SL – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di laboratorio e da prove in sito

Per l'approfondimento delle proprietà dinamiche si rimanda alla relazione sulla risposta sismica locale di progetto.

#### 8.8.4 Sintesi delle proprietà geotecniche

Alla luce dei risultati delle prove CPTu e DMT del 2023 e, ove possibile, sulla base del confronto con i dati di PFTE (sito e laboratorio), nel seguito si riporta una sintesi delle proprietà geotecniche che caratterizzano il terreno dell'unità SL.

##### Granulometria e plasticità

Composizione granulometrica: sabbia 80-90%, contenuto di fine 10-20%.

Plasticità: pressoché non plastico. In base ai risultati delle prove di classificazione, il terreno dell'unità SL è identificato come sabbia, sabbia limosa.

##### Peso di volume, contenuto d'acqua, densità relativa e indice dei vuoti

Il peso di volume del terreno è risultato variabile tra 18,0 e 19,0 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio di 18,5 kN/m<sup>3</sup>. L'indice dei vuoti è variabile tra 0,8 e circa 1,0 in profondità, con valore di riferimento 0,9. Il peso specifico dei grani G<sub>s</sub> è stato misurato pari a 2,70 e la densità relativa è compresa tra 30 e 60 %, mediamente pari a 40%.

### Parametri di resistenza

Riguardo alla resistenza in condizioni drenate, i risultati delle prove di laboratorio (TxCU e TD) si sono collocati al limite inferiore del campo di variabilità fornito dall'interpretazione delle prove CPT ( $\phi' = 35-39^\circ$ ). Pertanto, alla luce dei risultati ottenuti, è possibile adottare valori di coesione efficace  $c' = 0$  kPa, e angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 35^\circ$ .

### Parametri di deformabilità e consolidazione

In base all'interpretazione dei risultati delle prove in sito, si può fare riferimento a un valore del modulo edometrico M pari a 30-40 MPa.

Per definire la deformabilità alle piccole deformazioni, in mancanza di misure dirette, è possibile fare riferimento a un profilo stimato di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs crescente con la profondità nell'intervallo 150-250 m/s.

Nel corso della campagna di indagini non sono state condotte prove (in sito o in laboratorio) per la determinazione della permeabilità; tuttavia, in base alla granulometria e al grado di addensamento del deposito, è ragionevole ipotizzare un valore del coefficiente di permeabilità k pari a  $1,0E-6$  m/s.

## 8.9 Caratterizzazione dell'unità "ORV"

### 8.9.1 Indagini PE – Prove in sito

L'unità ORV giace al di sotto dell'unità SL in corrispondenza dei fondali più profondi, nella porzione di tracciato tra i settori di alto strutturale del substrato roccioso. Tale unità è stata solo marginalmente investigata tramite le indagini della campagna 2023 (CPT 6 e 11) e pertanto, il loro contributo alla caratterizzazione della suddetta unità è modesto.

Le prove penetrometriche statiche con piezocono della campagna 2023 hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 2.0 e 4.0 MPa entro le profondità investigate (ovvero nella porzione più superficiale dell'unità). L'andamento della pressione neutra in eccesso e del rapporto delle resistenze  $f_s/q_c\%$ , hanno indicato che si tratta di terreno limoso-argilloso con comportamento non drenato a breve termine.

### 8.9.2 Indagini PFTE – Prove in sito

Le prove PCPT del PFTE, ovvero prove penetrometriche statiche con piezocono per la misura della pressione neutra (CPTu), hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  generalmente compresi tra 2 e 4 MPa. Pur limitatamente ai dati disponibili, i risultati delle prove penetrometriche condotte in sede di PFTE risultano in buon accordo con i risultati delle prove condotte nella campagna 2023, nonostante le non trascurabili differenze tra le attrezzature di prova impiegate.

I risultati delle prove in sito sono stati interpretati per determinare la resistenza in condizioni non drenate, la deformabilità e la velocità di propagazione delle onde di taglio (Figura seguente).

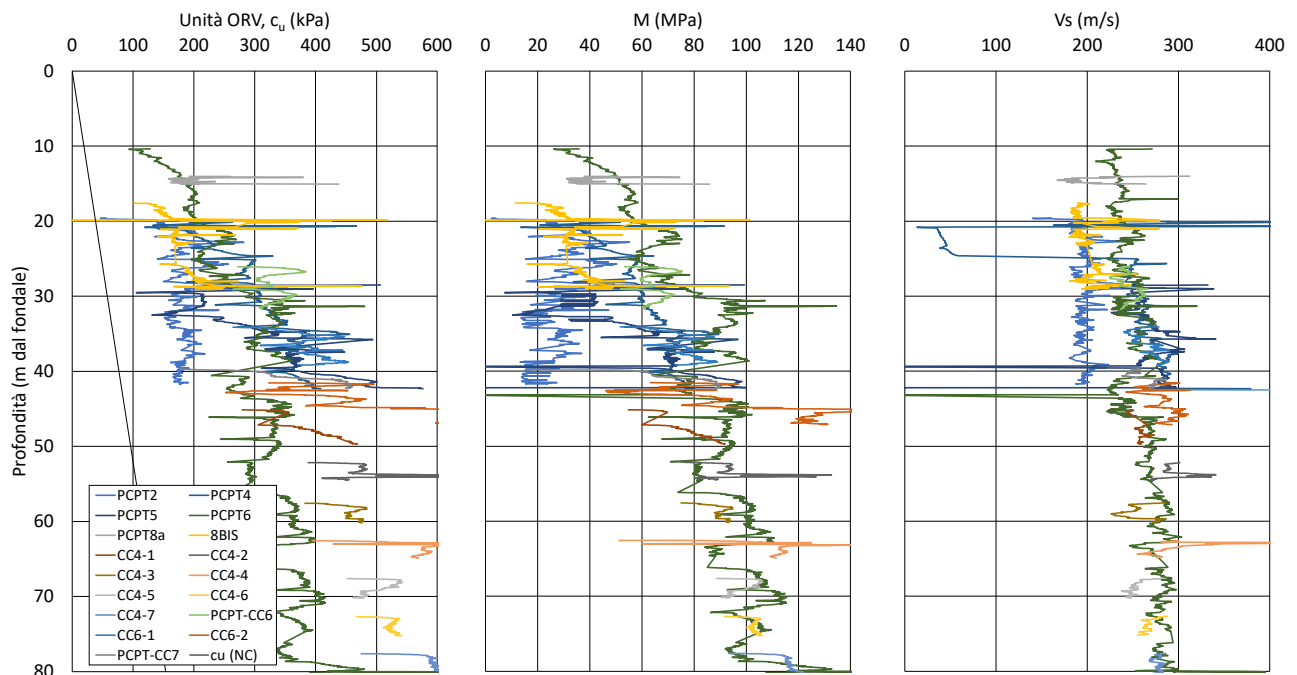


Figura 8-42: Unità ORV - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di  $c_u$ ,  $M$ ,  $v_s$



Sulla base dell'interpretazione delle prove PCTP, l'unità "ORV" è classificabile come limo argilloso/argilla limosa. Per ciò che riguarda la resistenza in condizioni non drenate, l'interpretazione delle prove ha mostrato che la resistenza  $c_u$  cresce con la profondità da circa 100-200 (kPa) fino a 400 (kPa), a testimonianza dell'elevata consistenza del deposito, specie in profondità. Pertanto, anche in accordo con i risultati delle prove di laboratorio, si ritiene che il deposito sia caratterizzato da un non trascurabile grado di sovraconsolidazione.

Il modulo edometrico stimato è risultato variare nell'intervallo 30-100 MPa; i valori stimati di velocità  $v_s$  sono risultati variabili tra 200 e 300 m/s. Tali parametri sono caratterizzati da un andamento crescente con la profondità. I valori stimati si pongono in buon accordo con l'esito dell'interpretazione delle prove integrative 2023.

Nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche sono state eseguite alcune prove di dissipazione (6), i cui risultati, interpretati con le correlazioni di Parez e Fauriel (1988) e di Energy Mines (1990) (vedere Tabella seguente) hanno restituito valori del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  nell'intervallo  $2,0 \div 4,0E-6$  m<sup>2</sup>/s e, conseguentemente, del coefficiente di permeabilità orizzontale  $k_h$  nell'intervallo  $5,0E-9 \div 1,0E-8$  m/s.

Tabella 8-14: Unità ORV - Risultati interpretazione prove di dissipazione

Unità ORV					En-Mines				Parez e Fauriel (1988)	
CPTU	TEST	Profondità (m dal fondale)	Profondità (m. s.l.m.)	$t_{50}$ (s)	$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$k_h$ max (m/s)	$k_h$ min (m/s)	$k_h$ medio (m/s)	$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$k_h$ (m/s)
PCPT4	2	26	-78,48	350	2,9E-06	1,7E-08	5,1E-10	8,8E-9	2,9E-06	6,6E-09
PCPT8a	1	26,9	-78,96	254	3,9E-06	2,4E-08	7,1E-10	1,2E-8	3,9E-06	9,9E-09
CC4	1	49	-101,46	360	2,8E-06	1,7E-08	5,0E-10	8,6E-9	2,8E-06	6,4E-09
CC4	2	65	-117,46	471	2,1E-06	1,3E-08	3,8E-10	6,6E-9	2,1E-06	4,6E-09
CC7	1	40,7	-93,06	250	4,0E-06	2,4E-08	7,2E-10	1,2E-8	4,0E-06	1,0E-08
CC7	2	41,7	-94,06	450	2,2E-06	1,3E-08	4,0E-10	6,9E-9	2,2E-06	4,8E-09

### 8.9.3 Indagini PFTE – Prove di laboratorio

Poiché non sono stati prelevati campioni di terreno dall'unità ORV nel corso delle indagini 2023, non è possibile proporre un confronto con i dati raccolti in sede di PFTE.

Le prove di laboratorio hanno consentito di esaminare un più ampio spettro di proprietà geotecniche del terreno. Per quanto riguarda la composizione granulometrica, l'unità ORV è formata dalle seguenti frazioni granulometriche: sabbia 10% circa (localmente fino al 20-30%), limo 75-80%, argilla 10-15%.

Le caratteristiche di plasticità sono determinate dai seguenti valori: limite liquido LL tra 45 e 55%, limite plastico LP tra 26 e 34%. Sulla base di tali risultati, il terreno dell'unità ORV è classificabile come limo argilloso di media plasticità (vedere la carta di plasticità di Casagrande presentata di seguito).

Riguardo al contenuto naturale di acqua, i risultati delle prove di laboratorio (off- e on-shore) hanno indicato valori generalmente nell'intervallo tra 20-25% e 35%, in diminuzione con la profondità. Contrariamente a quanto riscontrato per le unità LA e LS, i valori di  $W_n$  sono risultati generalmente prossimi ai valori di LP, pertanto si può valutare un indice di consistenza (dato dal rapporto  $(LL-W_n)/IP$ ) prossimo all'unità (consistenza solido-plastica).

Il peso di volume del terreno, definito da prove di laboratorio su campioni indisturbati eseguite off-shore e on-shore, varia tra 18,5 e 19,5 kN/m<sup>3</sup> per i primi metri di deposito, e generalmente nell'intervallo 19-20 kN/m<sup>3</sup> per la restante parte del deposito. L'indice dei vuoti è risultato generalmente nell'intervallo tra 0,7 e 0,9. Il peso specifico dei grani è stato misurato pari a 2,70.

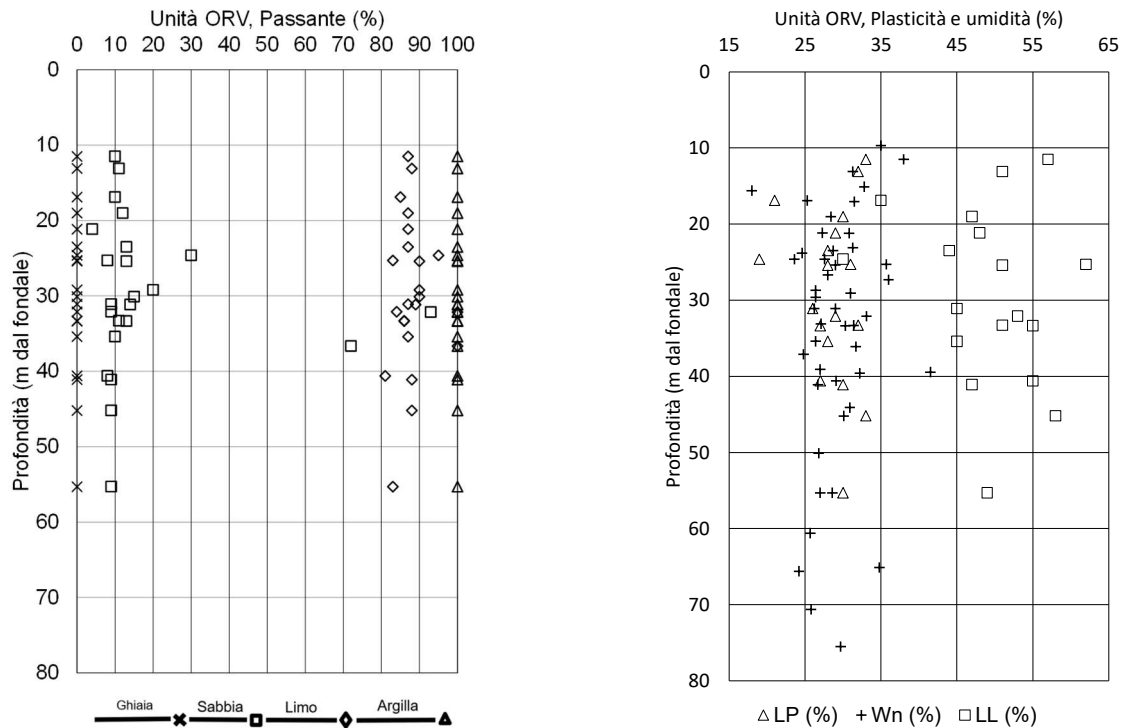


Figura 8-43: Unità ORV – variazione della composizione granulometrica e della plasticità in funzione della profondità

Unità ORV, carta di plasticità di Casagrande

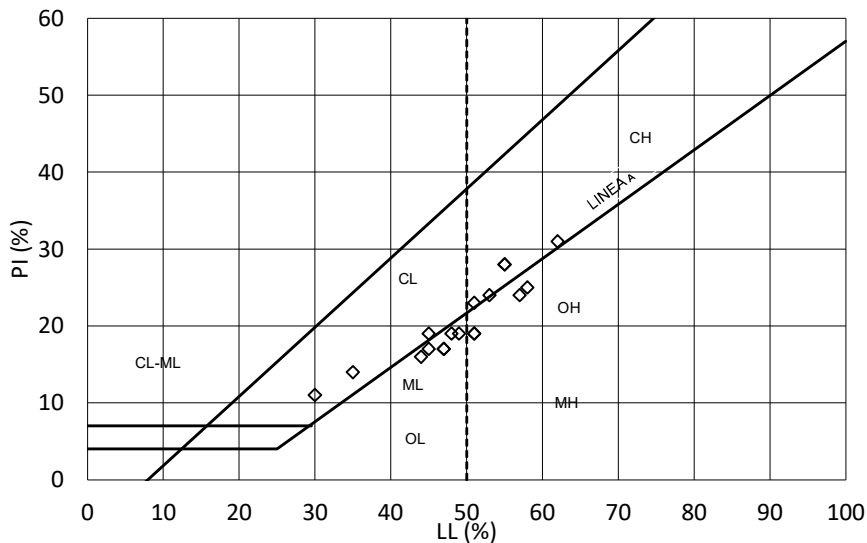


Figura 8-44: Unità ORV - carta di plasticità di Casagrande

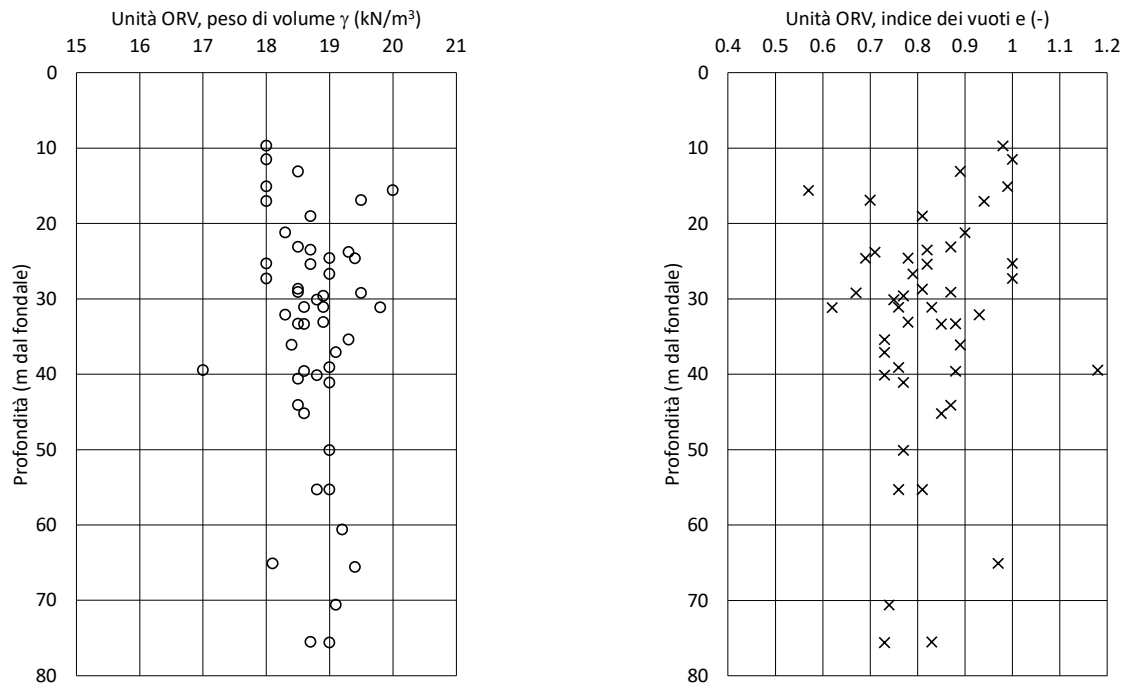


Figura 8-45: Unità ORV – variazione del peso di volume e dell'indice dei vuoti in funzione della profondità

Riguardo alla resistenza in condizioni non-drenate sono disponibili i risultati di prove non consolidate e non drenate in cella triassiale (UU), pocket penetrometer e torvane eseguite nei laboratori offshore e onshore (vedere Figura seguente). Le prove hanno fornito valori di  $c_u$  compresi tra 100-200 kPa nella porzione superiore del deposito, crescenti fino a 300-400 kPa e successivamente costanti con la profondità (da circa 35-40 m di profondità dal fondale). Tale andamento appare congruente con l'interpretazione delle prove CPTu. Come per i valori stimati dalle prove CPTu, i risultati delle prove di laboratorio sono maggiori di quanto ci si attenderebbe da terreni normalconsolidati. Riguardo ai parametri di resistenza in condizioni drenate, è possibile fare riferimento ai risultati di n. 2 prove triassiali consolidate e non drenate (CU), che hanno fornito i seguenti valori (in funzione della composizione granulometrica dei provini): coesione efficace  $c' = 15-20$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 28-34^\circ$  (ove la frazione sabbiosa è maggiore si hanno i valori di coesione efficace minore e angolo di resistenza al taglio maggiore).

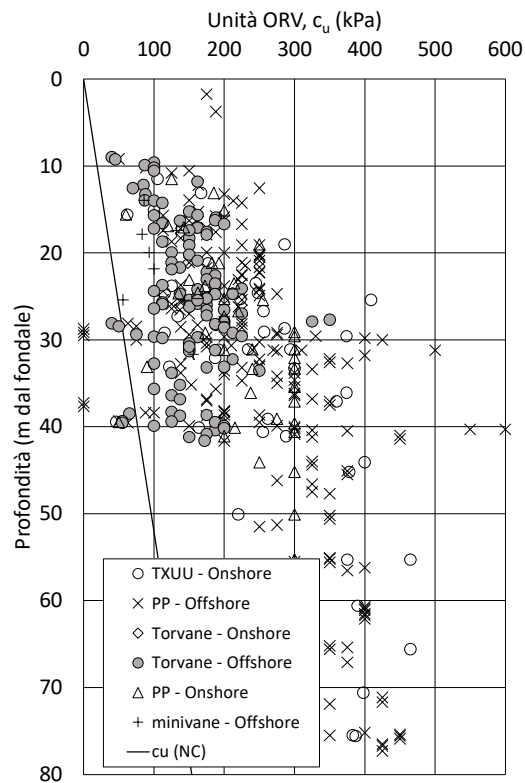


Figura 8-46: Unità ORV – variazione della resistenza non drenata in funzione della profondità da prove di laboratorio

Per la valutazione dei parametri di compressibilità e consolidazione, sono disponibili i risultati di n. 3 prove edometriche (riportati sinteticamente nella Tabella seguente).

Tabella 8-15: Unità ORV – sintesi risultati prove di compressione in edometro

Campione	Prof. (m da fondale)	OCR (-)	Mc (MPa)	Mr (MPa)	CR (-)	RR (-)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$c_{\alpha}$ (-)
PCPT8a-P07Q1	16,9	1,6	2,1	31,0	0,15	0,010	9,0E-7	0,0024
CC6-P091SO3	25,4	3,4	3,1	43,7	0,14	0,010	1,0E-6	0,0027
CC4-PU51Q1	55,3	1,2	7,3	64,0	0,14	0,016	9,0E-7	0,0020

Riguardo alla permeabilità sono disponibili i soli risultati di prove edometriche, opportunamente interpretate mediante la teoria della consolidazione monodimensionale. Tali prove hanno fornito valori di permeabilità verticale generalmente compresi tra 1,0 e 3,0E-10 m/s.

Per l'approfondimento delle proprietà dinamiche si rimanda alla relazione sulla risposta sismica locale di progetto.

#### 8.9.4 Sintesi delle proprietà geotecniche

Alla luce dei risultati delle indagini di PFTE e con il limitato supporto delle indagini 2023, nel seguito si riporta una sintesi delle proprietà geotecniche che caratterizzano il terreno dell'unità ORV.

### Granulometria e plasticità

Composizione granulometrica: sabbia 10% circa (localmente fino al 20-30%), limo 75-80%, argilla 10-15%.

Plasticità: limite liquido LL tra 45 e 55%, limite plastico LP tra 26 e 34%. Sulla base di tali risultati, il terreno dell'unità ORV è classificabile come limo argilloso di media plasticità.

### Peso di volume, contenuto d'acqua, consistenza e indice dei vuoti

Il peso di volume del terreno è risultato variabile tra 18,0 e 20,0 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio di 19,0 kN/m<sup>3</sup>. Il contenuto di acqua naturale, variabile tra 20 e 35%, è risultato generalmente prossimo al valore di LP; l'indice di consistenza è prossimo all'unità (solido-plastica). L'indice dei vuoti è generalmente variabile tra 0,70 e 0,90, con valore di riferimento 0,85. Il peso specifico dei grani G<sub>s</sub> è pari a 2,70.

### Parametri di resistenza

Il confronto tra l'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e il risultato delle prove di laboratorio mostra generalmente una buona corrispondenza dei valori di resistenza non drenata  $c_u$ . Le prove penetrometriche e le prove in sito hanno fornito valori di resistenza crescenti con la profondità, da 100-200 kPa fino a 300-400 kPa (a circa 35-40 m dal fondale), poi pressoché costante.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza in condizioni drenate, in base ai risultati delle prove disponibili è possibile adottare i seguenti valori di riferimento: coesione efficace  $c' = 20$  kPa, angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 30^\circ$ .

### Parametri di deformabilità e consolidazione

Sebbene le prove condotte offrano indicazioni limitate, è possibile affermare che il terreno dell'unità ORV è certamente caratterizzato da un certo grado di sovraconsolidazione e, cautelativamente si può assumere un valore medio di 4.

In base ai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio disponibili, si possono assumere cautelativamente i valori del modulo edometrico  $M = 40$  MPa e del modulo di Young  $E = 30$  MPa.

Per definire la deformabilità alle piccole deformazioni, in mancanza di misure dirette, è possibile fare riferimento a un valore medio stimato della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  pari a 250 m/s.

In base alle prove edometriche e tenendo conto della variabilità della composizione granulometrica, è possibile adottare un coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$  pari a 2,0E-5 m<sup>2</sup>/s e un coefficiente di permeabilità di 1,0E-9 m/s.

## 8.10 Caratterizzazione dell'unità "GS"

Per la caratterizzazione di tale unità geotecnica ci si è basati esclusivamente sui dati raccolti per lo sviluppo del PFTE.

### 8.10.1 Prove in sito

Le prove PCPT, ovvero prove penetrometriche statiche con piezocono per la misura della pressione neutra (CPTu) hanno fornito valori di resistenza alla penetrazione  $q_c$  compresi tra 40 e 70 MPa. Tale valore massimo costituisce un limite imposto dall'esecutore nel corso delle indagini per evitare il possibile danneggiamento della strumentazione di prova.

I risultati delle prove sono stati interpretati per determinare la resistenza in condizioni drenate, la deformabilità e la velocità di propagazione delle onde di taglio (Figura seguente).

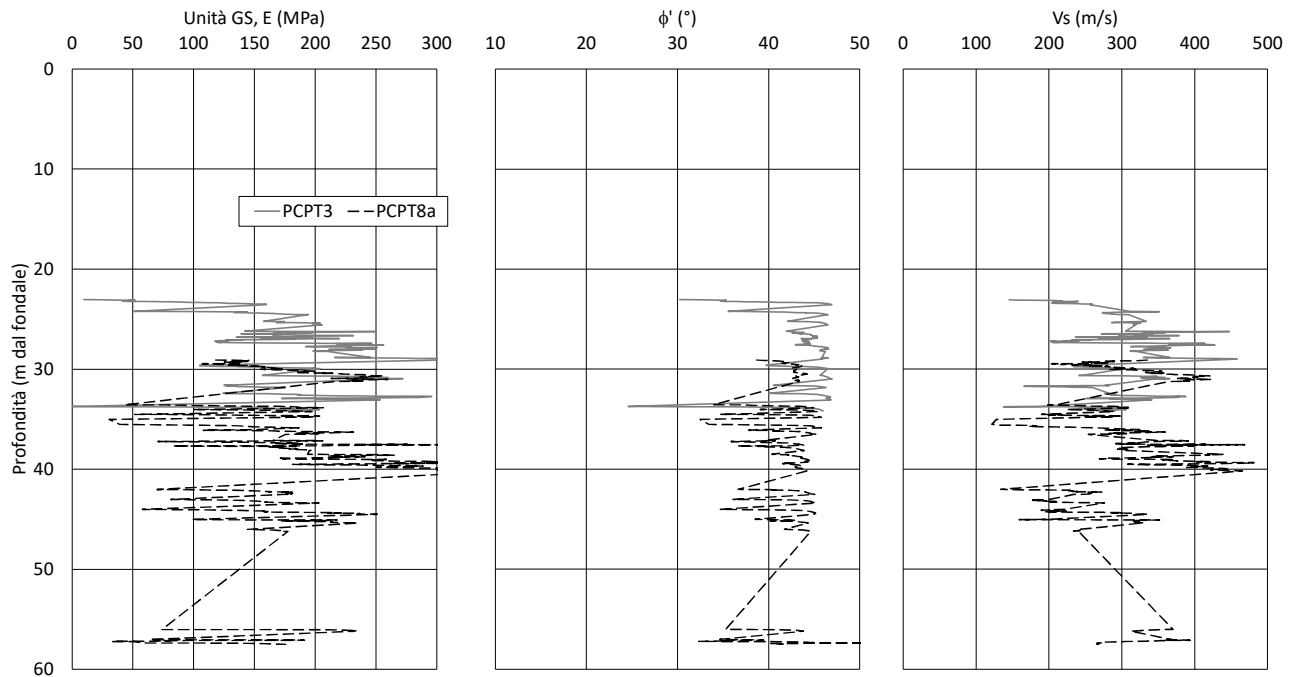


Figura 8-47: Unità GS - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di  $M$ ,  $\phi'$ ,  $v_s$

Sulla base dell'interpretazione delle prove PCTP, l'unità "GS" è risultata classificabile come sabbia ghiaiosa. Il valore stimato dell'angolo di resistenza al taglio è risultato generalmente compreso tra 40 e 45°, mentre il modulo di Young  $E$  varia tra 100 e 200 MPa, crescente con la profondità (pur nel limite dei dati disponibili). I valori stimati di velocità  $V_s$  sono variabili tra 200 e 400 m/s in funzione della profondità, crescente con la profondità (pur nel limite dei dati disponibili).

Data la natura del deposito non sono state eseguite prove di dissipazione.



## 8.10.2 Prove di laboratorio

Per quanto riguarda la composizione granulometrica, alla luce delle prove di laboratorio condotte sul materiale recuperato dai sondaggi, l'unità GS è composta per il 90-100% da ghiaia. Tale valore pare essere stato significativamente condizionato dalle difficoltà di campionamento e non è ritenuto rappresentativo.

Non sono disponibili risultati di altre prove di laboratorio.

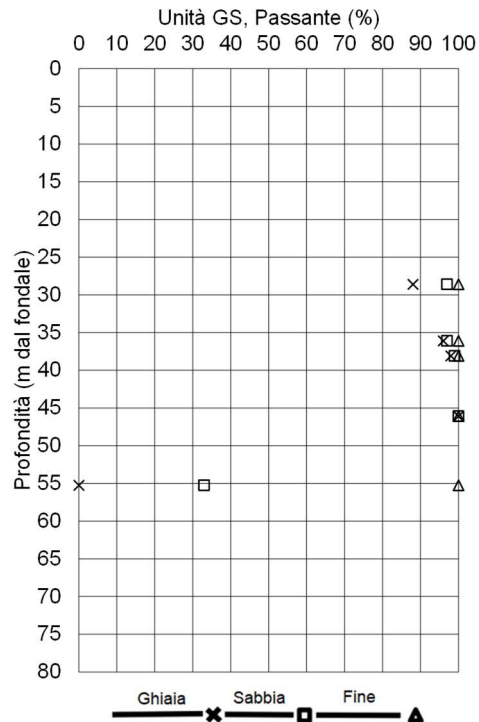
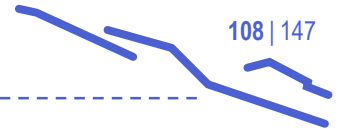


Figura 8-48: Unità GS - distribuzione granulometrica in funzione della profondità



## 8.11 Caratterizzazione del substrato roccioso

Per la caratterizzazione di tale unità geotecnica ci si basa esclusivamente sui dati raccolti per lo sviluppo del PFTE.

### 8.11.1 Prove in sito

Ove incontrato, il substrato è stato investigato mediante perforazioni a carotaggio continuo, spinte per qualche metro all'interno dell'unità. Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati n. 27 campioni con apposito campionatore per roccia.

### 8.11.2 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dal substrato roccioso sono state eseguite prove in laboratorio per la determinazione del peso di volume, prove tipo Point Load test e prove di resistenza a compressione e trazione.

Il peso di volume della roccia è risultato compreso tra 26 e 28 KN/m<sup>3</sup>.

A bordo della nave geotecnica sono state eseguite n.14 prove Point Load, che hanno fornito dei valori di  $Is_{50}$  tra 0.5-4.4 MPa.

La resistenza a compressione uniassiale non confinata della roccia intatta,  $\sigma_{ci}$ , è compresa tra 32 e 69 MPa; la resistenza a trazione,  $\sigma_{ti}$ , è stata misurata nell'intervallo 4,6-5,0 MPa; il rapporto  $\sigma_{ci}/\sigma_{ti}$  è variabile nell'intervallo 7-14.

### 8.11.3 Cenni sulla caratterizzazione geomeccanica

In considerazione della assai limitata rilevanza rispetto al comportamento delle opere in progetto, influenzato prevalentemente dai depositi di materiale sciolto superficiale, si è ritenuto opportuno procedere alla caratterizzazione geomeccanica del substrato roccioso definendo i valori medi delle principali proprietà del materiale e trascurando la distinzione tra le unità geologiche di appartenenza.

L'involuppo di rottura di un ammasso roccioso è definito secondo la teoria di Hoek–Brown tramite la correlazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s_b \sigma_{ci}^2)^a$$

con

$m_b$ : parametro empirico che definisce l'inclinazione dell'involuppo

$s_b$ : parametro empirico che definisce l'intercetta dell'involuppo sull'asse  $\sigma_1$

$\sigma_{ci}$ : resistenza a compressione della roccia intatta

$a$ : esponente empirico dell'involuppo

Le correlazioni di riferimento sono quelle indicate da Hoek et alii nella riformulazione dell'involuppo del 2002:

$$m_b = m_i \exp((GSI - 100)/(28 - 14D))$$

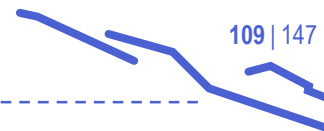
$$s_b = \exp((GSI - 100)/(9 - 3D))$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Con

$m_i$ : parametro empirico che definisce l'inclinazione dell'involuppo della roccia intatta

$D$ : parametro di danneggiamento dell'ammasso in funzione del metodo di scavo



La definizione dell'involuppo di rottura di Hoek – Brown e del modulo di deformabilità si basa sui seguenti parametri di ingresso:

- GSI = 35 (tenuto conto delle caratteristiche strutturali e del grado di fratturazione)
- $\sigma_{ci} = 40$  MPa
- $m_i = 12$
- $\gamma = 24$  KN/m<sup>3</sup> (tenuto conto del grado di fratturazione)
- D = 0

Le Figure seguenti illustrano rispettivamente l'involuppo di rottura e riportano una sintesi dei parametri di ingresso e di quelli applicando le formulazioni sopra indicate. Sulla base di quanto ottenuto, di seguito si riportano i parametri dell'ammasso roccioso di interesse per il progetto:

- Coesione efficace di picco,  $c_p = 170$  kPa
- Angolo di resistenza al taglio di picco,  $\phi_p = 55^\circ$
- Modulo di deformazione E = 2000 MPa

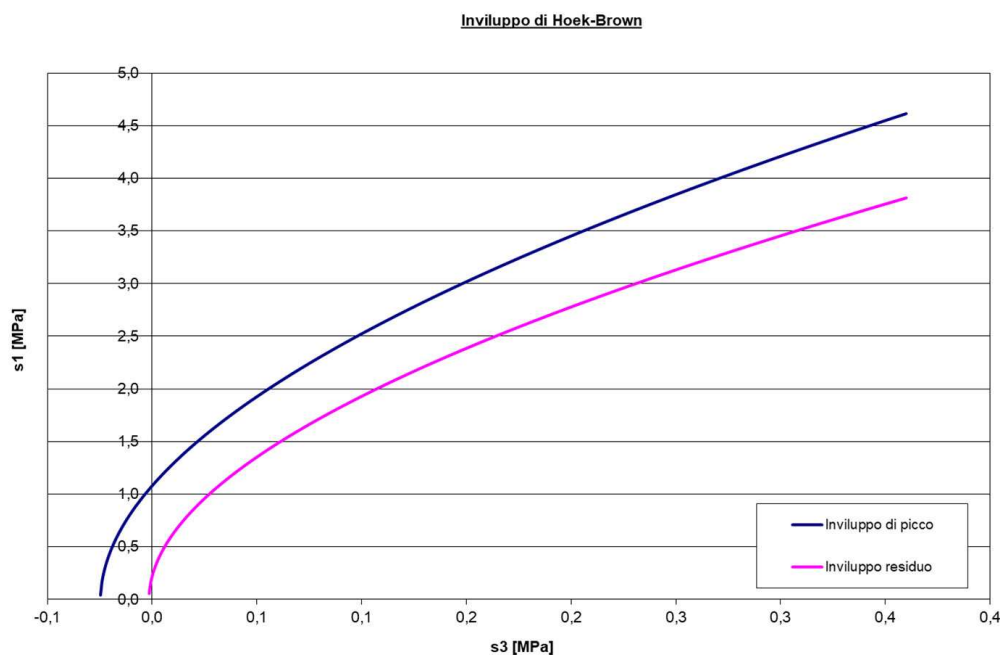


Figura 8-49: Unità substrato roccioso – rappresentazione dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown

copertura		15	m
peso specifico ammasso		24	kN/m <sup>3</sup>

indici caratterizz.	RMR <sub>99</sub>	40	
	BRMR	-	
	Q'	-	
	m <sub>i</sub>	12	
	σ <sub>c</sub>	40	MPa
	σ <sub>v0</sub>	0,36	MPa
	GSI	35,00	

Hoek - Brown	m <sub>p</sub> (di picco)	1,18	
	s <sub>p</sub> (di picco)	7,30E-04	
	m <sub>r</sub> (residuo)	0,82	
	s <sub>r</sub> (residuo)	2,92E-05	

Mohr - Coulomb	copertura	c <sub>p</sub> (di picco)	0,198	MPa
		φ <sub>p</sub> (di picco)	57	°
		c <sub>r</sub> (residuo)	0,139	MPa
		φ <sub>r</sub> (residuo)	55	°
	origine	c <sub>p</sub> (di picco)	0,100	MPa
		φ <sub>p</sub> (di picco)	68	°
		c <sub>r</sub> (residuo)	0,011	MPa
		φ <sub>r</sub> (residuo)	68	°

parametri di resistenza	E	2,57	GPa
	σ <sub>gd</sub>	1,08	MPa
	σ <sub>tg</sub>	-0,02	MPa
	β	0,023	

Figura 8-50: Unità substrato roccioso – parametri dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown

## 8.12 Modellazione geotecnica

Alla luce delle valutazioni precedentemente illustrate sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, il presente paragrafo sintetizza i principali parametri geotecnici di interesse per il progetto della nuova diga del Porto di Genova. La sintesi riguarda sia i terreni naturali, che sono stati effettivamente oggetto delle indagini in sito e delle prove di laboratorio, sia i materiali da costruzione e i terreni trattati mediante colonne in ghiaia.

### 8.12.1 Terreni naturali

La seguente Tabella riporta la sintesi delle proprietà geotecniche dei terreni di fondazione. Tali parametri sono stati individuati sulla base dei risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio, sintetizzando e armonizzando, ove possibile, i dati di PFTE e i dati provenienti dalla campagna di indagini del 2023.

Tabella 8-16: Sintesi delle proprietà geotecniche dei terreni naturali di fondazione

Unità	$q_c$	$\gamma$	$e_0$	OCR	$D_r$	$c_u$	$c'$	$\phi'$	M	E	$\nu$	$c_v$	k	$v_s$
(-)	(MPa)	(kN/m <sup>3</sup> )	(-)	(-)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(m <sup>2</sup> /s)	(m/s)	(m/s)
LA	0.1-0.7	17.0	1.15	1	-	10-30	10	26	1.5	-	0.35	5.0E-7	5.0E-9	90
LS <sub>levante</sub>	1.0-3.0	17.5	-	1	20-30	-	0	30	5.0	-	0.35	5.0E-5	1.0E-7	120
LS <sub>ponente(1)</sub>	1.0-5.0	17.5	-	1	20-40	-	0	30	4.0	-	0.35	-	5.0E-7	130
LS <sub>ponente(2)</sub>			-	1	30-50	-	0	33	8.0	-	0.35	-	5.0E-7	170
LAS <sub>ponente</sub>	0.5-1.0	17.5	-	1	--	40	5	28	3.0	-	0.35	-	1.0E-8	120
SL	5.0-15.0	18.5	-	-	50-60	-	0	35	30	-	0.30	-	1.0E-6	200
ORVs	2.0-4.0	19.0	0.85	>4		100-200	20	30	40	-	0.30	2.0E-5	5.0E-9	250
ORV	-	20.0	0.75	>>4		300-400	40	30	60	-	0.30	6.0E-6	1.0E-9	300
GS	-	20.0	-	-		-	-	42	-	120	0.30	-	-	300
Amm. roccioso	-	24.0	-	-		-	170	55	-	2000	0.25	-	-	-

### 8.12.2 Materiali da costruzione e terreni trattati

La seguente Tabella riporta le principali proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni di fondazione modificati a seguito del trattamento di miglioramento con colonne di ghiaia (affrontato diffusamente nel Capitolo 11).

Riguardo ai materiali da costruzione, in relazione alle caratteristiche granulometriche si possono distinguere tre categorie:

- materiale di scanno, usato lungo tutte le sezioni come rilevato di appoggio del cassone;
- materiale di rinfiacco, usato in alcune sezioni di progetto come protezione frontale al cassone e composto da elementi lapidei di pezzatura medio-grande, salpati dalla demolizione della diga esistente;
- materiale di scogliera/massicciata, costituito da elementi lapidei o in calcestruzzo con dimensioni elevate, che costituiranno l'ultimo strato di protezione dei rilevati di diga.

Il materiale di scanno sarà costituito da un "tout venant" grossolano, composto da massi e ciottoli a matrice ghiaiosa con distribuzione granulometrica ben gradata ed elementi spigolosi. In virtù delle caratteristiche granulometriche, appare ragionevole per tale materiale considerare un angolo di resistenza al taglio pari a 45° ed

un modulo elastico di 30 MPa (considerando la messa in opera a mare con un addensamento legato al solo peso proprio, senza compattazione subacquea).

I rimanenti materiali da costruzione (rinfiacco e massicciata) saranno costituiti da una distribuzione granulometrica meno gradata e più grossolana, in funzione dei requisiti di stabilità marittima legata alle sollecitazioni ondose. Tuttavia, cautelativamente è possibile mantenere le medesime proprietà di resistenza e deformabilità del materiale che costituisce lo scanno. Le caratteristiche di permeabilità indicate sono tipiche di materiali grossolani.

Tabella 8-17: Sintesi delle proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni oggetto di trattamento

Unità	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	M	E	k	$v_s^*$
(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)
LA, con maglia colonne 2,0x2,0 m	17.5	4	36	3,0	-	1,0E-7	150
LA, con maglia colonne 2,5x2,5 m	17.5	5	34	2,4	-		
LS <sub>levante</sub> , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	0	33	5,5	-	1,0E-6	170
LS <sub>ponente (1)</sub> , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	0	33	4,5	-		
LS <sub>ponente (2)</sub> , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	0	35	9,0	-		
LAS <sub>ponente</sub> , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	0	32	3,5	-	1,0E-7	150
Scanno	21.0	2	45	-	30	5,0E-4	-
Filtro	20.0	5	45	-	50	1,0E-2	-
Rinfiacco massicciata	20.0	5	45	-	60	1,0E-2	-

\* valori presunti



## 9 Suscettibilità alla liquefazione

### 9.1 Riferimento normativo

Secondo le NTC 2018 (D.M. 17/01/2018), *“il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate”*.

In base al Paragrafo nelle suddette NTC 2018 n. 7.11.3.4.2 “Esclusione della verifica a liquefazione”, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) di normativa, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$ , e in Fig. 7.11.1(b) di normativa, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

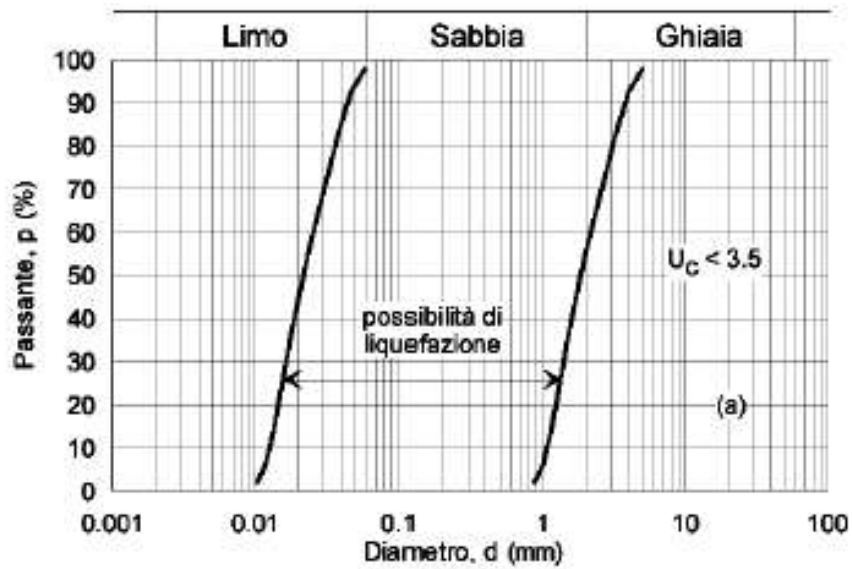
Le prime tre condizioni non sono verificate, mentre la quarta è sempre verificata per l'unità LA/ORVs/ORV a causa della loro composizione granulometrica ed anche del grado di sovraconsolidazione per ORVs/ORV.

Le Figure seguenti illustrano il confronto tra le curve granulometriche dei campioni prelevati in LA, LS<sub>ponente</sub> e SL ed i limiti del fuso potenzialmente liquefacibile da NTC18, all'interno del quale con linea a tratteggio è stato indicato il fuso con elevato potenziale, come indicato in AGI (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida”.

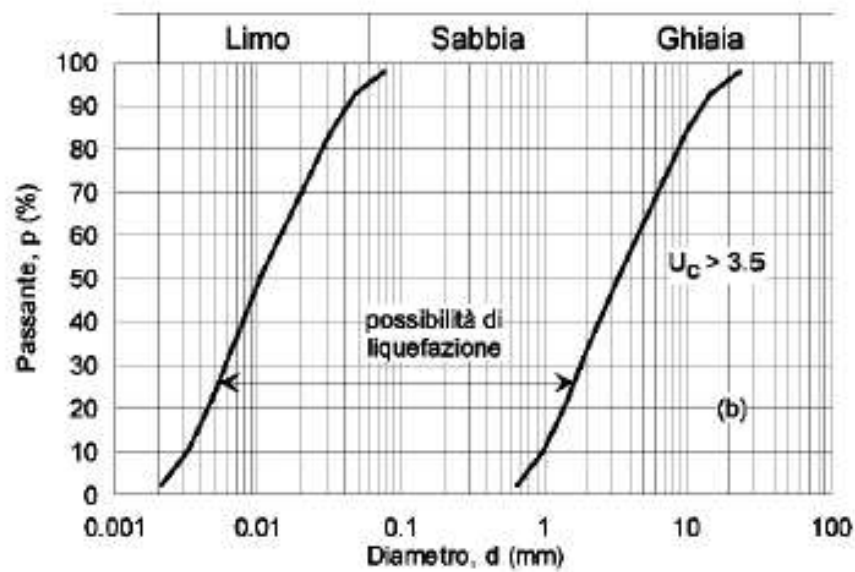
La granulometria di LA ricade in corrispondenza del limite esterno del fuso potenzialmente liquefacibile e sempre al di fuori di quello a maggiore potenziale. Non si riporta il fuso per ORVs/ORV in virtù del loro importante grado di sovraconsolidazione, che le esclude dall'essere liquefacibili. Per quanto riguarda l'unità LS questa ricade all'interno del fuso potenzialmente liquefacibile, così come l'unità SL.

Le unità LA e LS (ponente e levante) saranno oggetto di un diffuso intervento di miglioramento mediante colonne in ghiaia, attività che di fatto esclude il rischio potenziale di liquefazione per tali unità dal momento che è ragionevole ipotizzare che le colonne agiscano come dei dreni, riducendo sensibilmente le sovrappressioni prodotte dal sisma e garantendo la loro rapida dissipazione.

Per quanto detto, dunque, l'analisi del rischio alla liquefazione viene eseguita solo per l'unità SL, composta da sabbie limose, ricadenti all'interno del fuso granulometrico potenzialmente liquefacibile e che non saranno oggetto di alcun trattamento di miglioramento.



a)



b)

Figura 9-1: NTC 2018 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

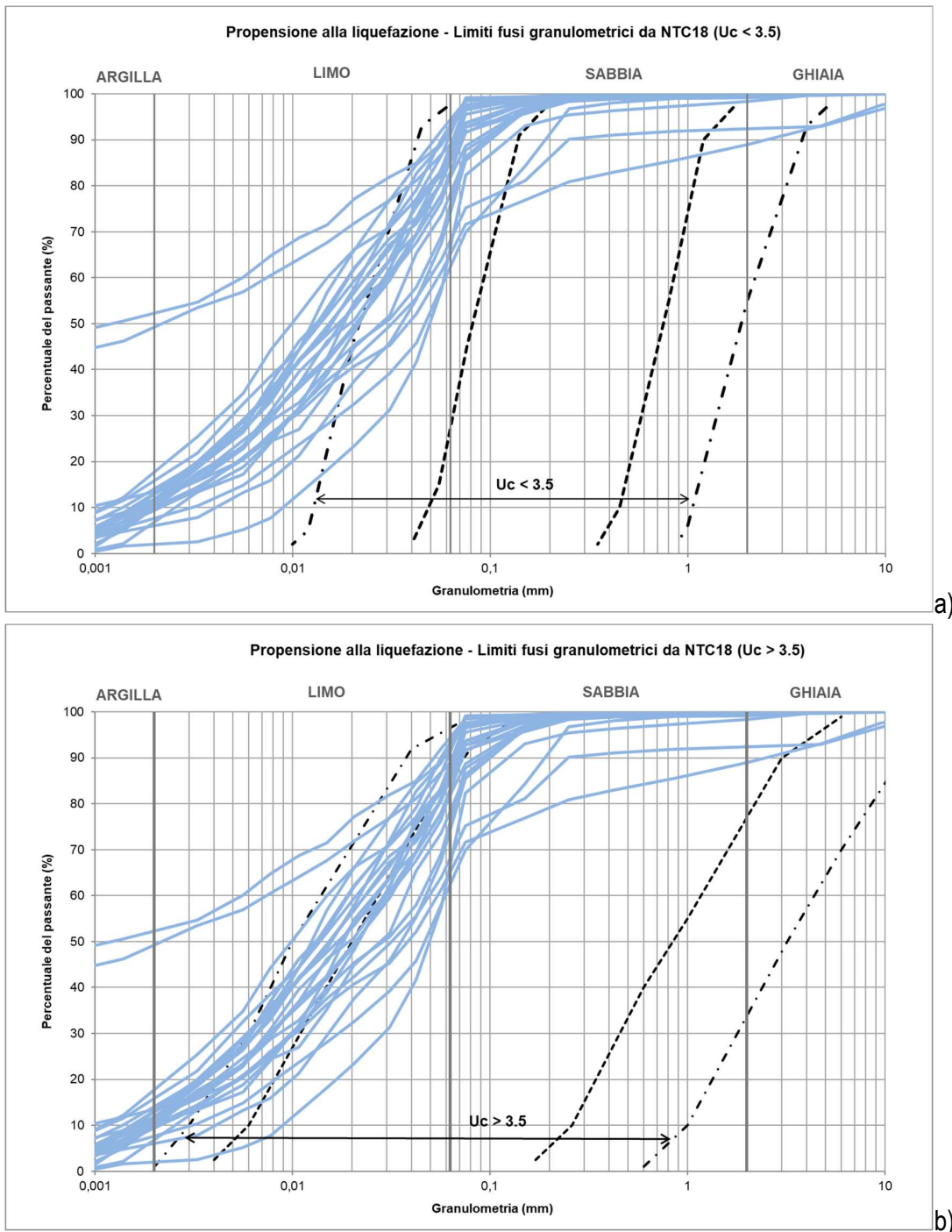


Figura 9-2: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LA: a) Fusso granulometrico con  $U_c < 3.5$ ; b) Fusso granulometrico con  $U_c > 3.5$

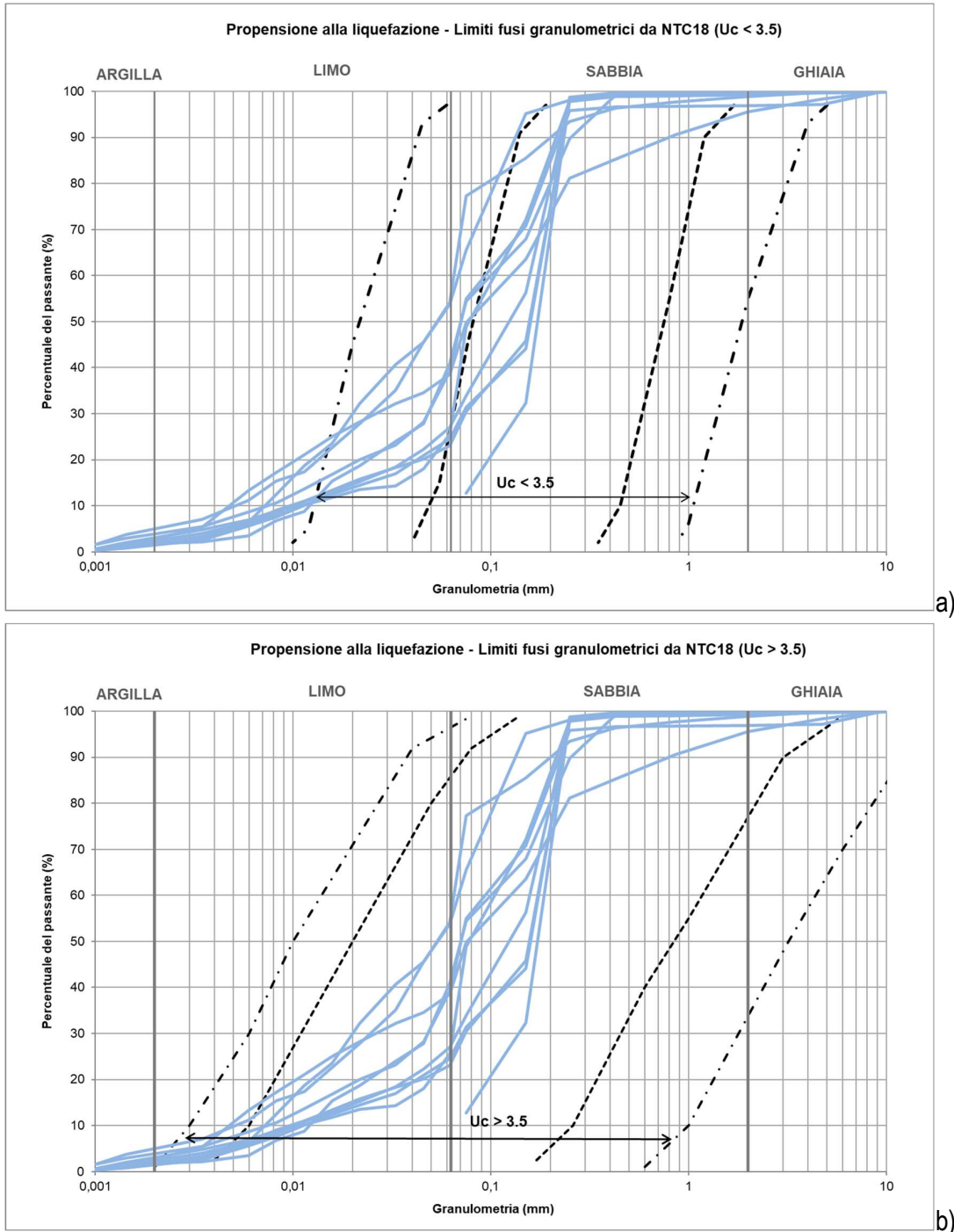


Figura 9-3: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LS: a) Fuso granulometrico con  $U_c < 3.5$ ; b) Fuso granulometrico con  $U_c > 3.5$

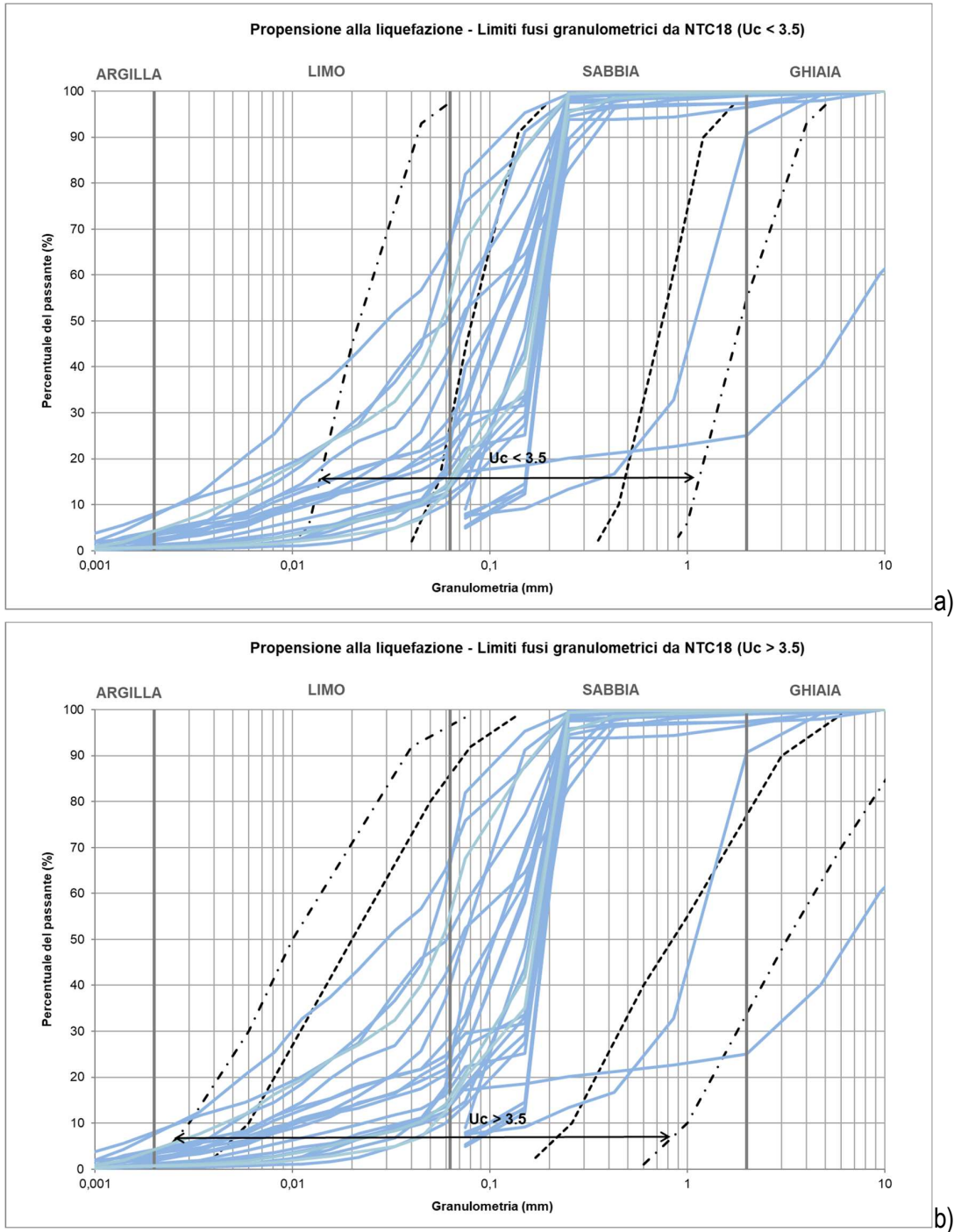


Figura 9-4: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità SL: a) Fuso granulometrico con  $U_c < 3.5$ ; b) Fuso granulometrico con  $U_c > 3.5$



## 9.2 Verifica di liquefazione mediante risultati di prove CPT

La verifica di liquefazione del terreno dell'unità SL è stata eseguita sulla base delle correlazioni sviluppate da Idriss & Boulanger (2014) per l'impiego dei risultati delle prove penetrometriche statiche continue (CPT), sulla base di un aggiornato data base mondiale di siti dove si è manifestato il fenomeno della liquefazione dei terreni.

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FS) viene generalmente espresso dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (rapporto di resistenza ciclica CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (rapporto di tensione ciclica CSR).

$$FS = CRR / CSR$$

Con riferimento al metodo sviluppato per utilizzare i risultati delle prove CPT, il valore della resistenza ciclica CRR corrispondente a una magnitudo  $M=7.5$  è calcolato mediante la correlazione empirica di Idriss & Boulanger (2014):

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left[ \frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Dove  $q_{c1Ncs}$  viene calcolato iterativamente secondo la procedura di Idriss e Boulanger (2008):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \left( 11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left( 1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left( \frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right)$$

$$q_{c1N} = C_N q_{cN}$$

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 1.338 - 0.249 \times (q_{c1Ncs})^{0.264}$$

$$q_{cN} = q_t / p_a$$

$$q_t = q_c + u(1 - a)$$

Con:

- FC = contenuto di fine;
- $P_a$  = pressione atmosferica.

Il valore di CRR viene infine corretto con la relazione seguente:



$$CRR = CRR_{(M=7,5)} \times MSF$$

per rapportarlo alla magnitudo del sisma di progetto attraverso la relazione:

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

Per quanto riguarda invece il rapporto di tensione ciclica CSR, secondo Idriss & Boulanger può essere generalmente espresso come:

$$CSR = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v}$$

dove il valore di  $\tau_{max}$  può essere derivato da un'analisi di risposta sismica locale. Qualora tale grandezza non sia disponibile, è possibile ricorrere alla seguente relazione:

$$CSR = 0.65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times r_d$$

Dove  $r_d$ , coefficiente riduttivo dell'azione sismica, è determinato secondo la relazione di Idriss (1999):

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z) \times M$$

Dove:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \times \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \times \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Con z=profondità in metri.

### 9.3 Esito verifiche di liquefazione

Le verifiche di liquefazione del terreno dell'unità SL sono state svolte mediante il programma di calcolo SETTLE 3D (Rocscience, Canada) che implementa le formule di Idriss & Boulanger (2014) ed è in grado di calcolare i valori di CRR e CSR in base ai risultati delle prove CPT.

Il calcolo è stato condotto in corrispondenza delle verticali di indagine ritenute più significative, ovvero presso l'ubicazione delle prove CPT 5, 6, 7, 8, 9 e 11.

Per la sola verticale in corrispondenza della prova CPT 7 è stato anche utilizzato il profilo di sforzo di taglio massimo indotto dal sisma,  $\tau_{max}$ , ottenuto come risultato dell'analisi di risposta sismica locale. In questo caso il programma di calcolo SETTLE 3D è stato utilizzato solo per il calcolo di CRR.

Per lo svolgimento delle verifiche sono state assunte le seguenti ipotesi:

- Magnitudo  $M_w = 5$
- $a_{gmax} = 0.142g$
- frazione fine (limo+argilla) = 15%
- presenza dello scanno di imbasamento.

I grafici riportati nelle Figure seguenti illustrano rispettivamente il confronto tra CSR e CRR in funzione della profondità, calcolato in corrispondenza della prova CPT7 (ove CSR è stato calcolato a partire dal profilo di  $\tau_{max}$  ottenuto da analisi di risposta sismica locale), e il calcolo del coefficiente di sicurezza alla liquefazione per le restanti verticali di prova precedentemente elencate. Come detto, in tutte le verifiche il calcolo di CRR è stato condotto considerando il contributo di tensione efficace dovuto al peso dello scanno di imbasamento.

Per tutte le prove esaminate il rapporto CRR/CSR è risultato ampiamente superiore al valore 1.25 fissato dall'Eurocodice EC08.

I risultati delle suddette verifiche sono ulteriormente confortati dall'esito delle prove triassiali cicliche di laboratorio e dalle considerazioni scaturite dallo studio di risposta sismica locale, al quale si rimanda per ulteriore approfondimento.

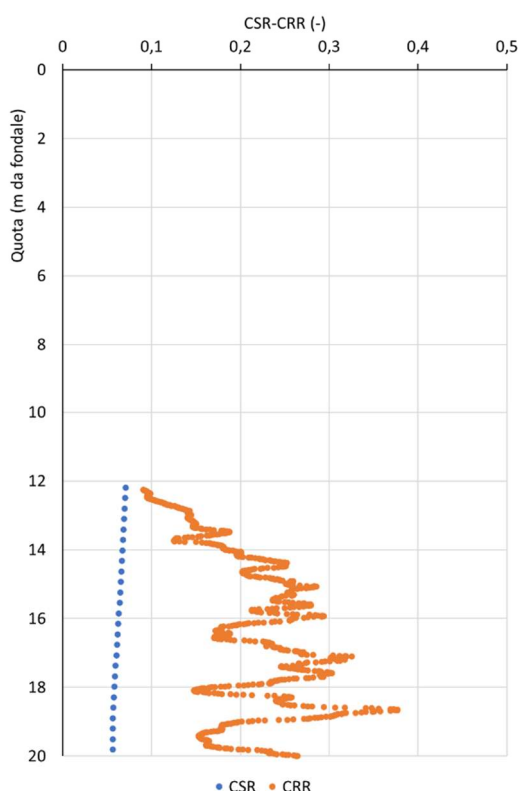


Figura 9-5: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR (da  $\tau_{max}$  ottenuto da analisi di risposta sismica locale) e CRR in funzione della profondità in corrispondenza della verticale di prova CPT7

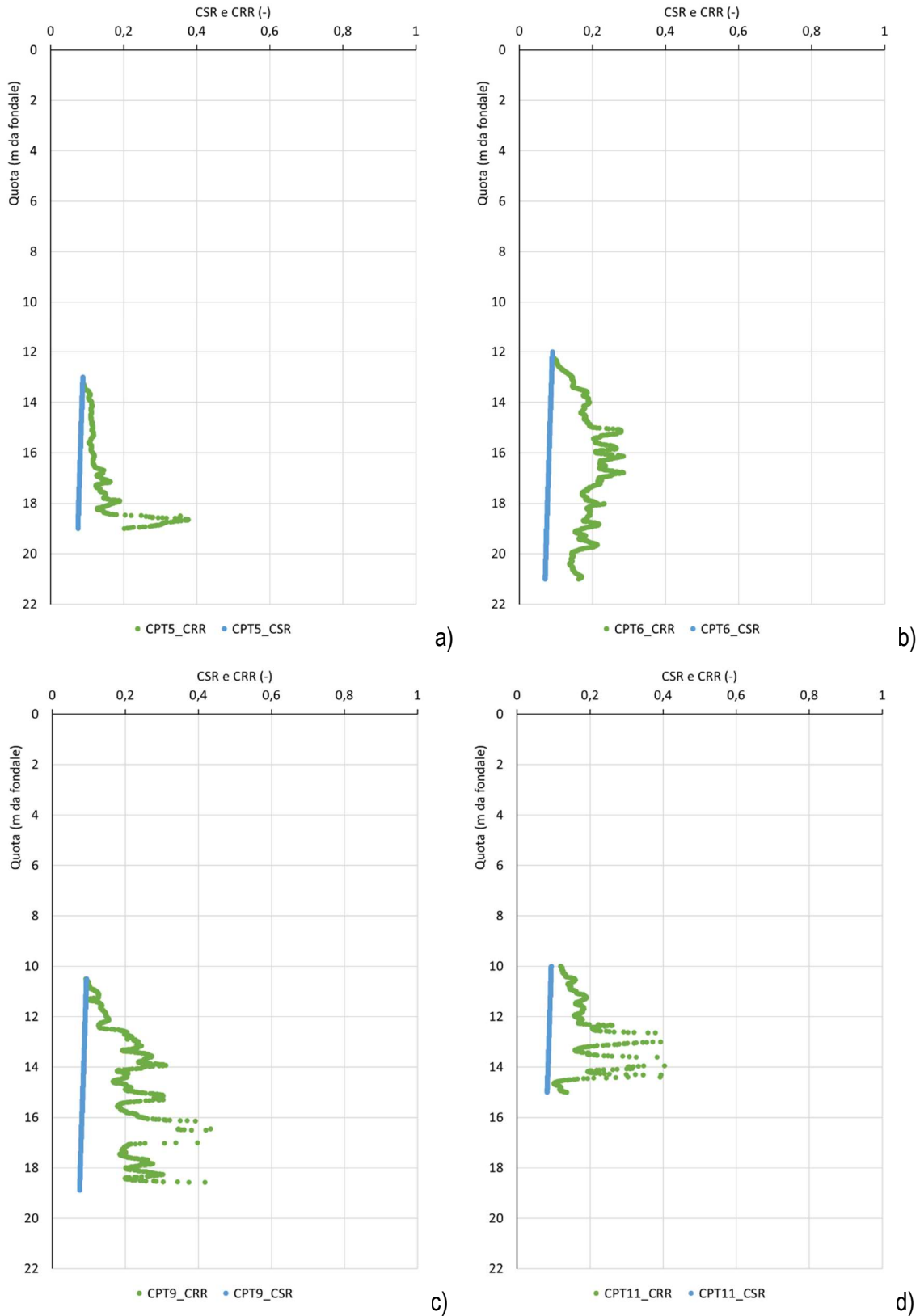


Figura 9-6: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR E CRR da prove CPT

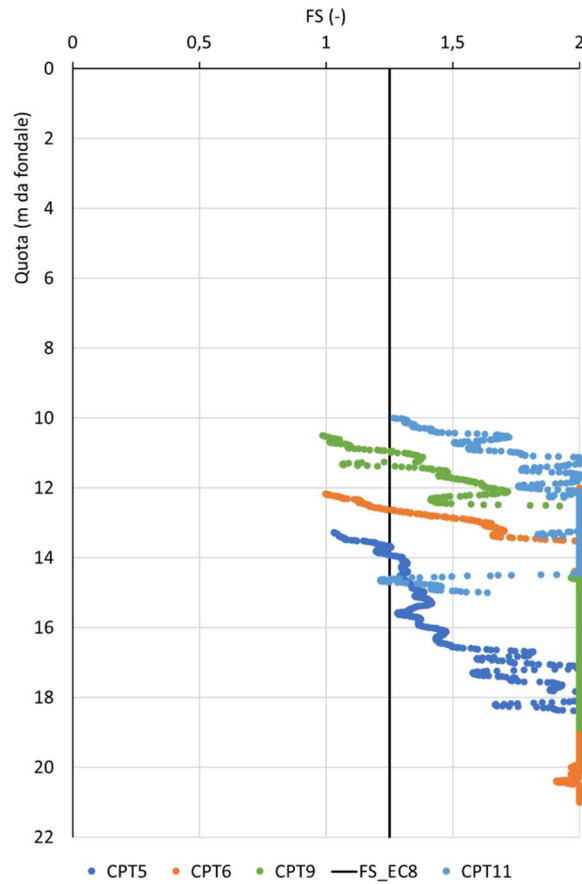


Figura 9-7: Suscettibilità alla liquefazione – calcolo del rapporto CRR/CSR in funzione della profondità

## 10 Miglioramento dei terreni di fondazione tramite colonne in ghiaia

### 10.1 Premesse

Per garantire la stabilità locale e globale dell'opera, limitare l'entità dei cedimenti e la loro evoluzione nel tempo, le analisi di progetto PFTE hanno indicato la necessità di provvedere al trattamento di miglioramento delle caratteristiche dei terreni di fondazione superficiali e prevalentemente limosi, ovvero le unità LA e LS levante/ponente e LAS, caratterizzati da proprietà geotecniche di resistenza e deformabilità scadenti.

Per raggiungere tale obiettivo è previsto il trattamento del terreno mediante la formazione di colonne in ghiaia tramite la tecnica "wet top feed – blanket method".

Nel presente capitolo si illustrano la tecnica realizzativa, i metodi analitici teorici per la previsione delle proprietà geotecniche dei terreni oggetto di trattamento e la loro applicazione ai terreni di fondazione della nuova diga di Genova. Per meglio comprendere e approfondire gli effetti del trattamento colonnare sulla deformabilità e sulla permeabilità dei terreni di fondazione si è ritenuto opportuno integrare le valutazioni derivate dall'approccio semi-empirico con valutazioni numeriche mediante analisi FEM. Le valutazioni scaturite dal presente approfondimento circa l'effetto del miglioramento dei terreni mediante trattamento colonnare dovranno trovare riscontro nei campi prova previsti dal progetto.

### 10.2 Tecnica realizzativa

A causa delle profondità dei fondali da cui eseguire il trattamento, il processo di formazione delle colonne in ghiaia mediante la tecnica "Wet Top Feed – Blanket Method" prevede la stesura di uno strato di materiale granulare sul fondale, con spessore variabile tra 3-4 m ("blanket"). Tale materiale fornisce un confinamento iniziale al terreno da trattare, a garanzia di un miglior risultato in termini di formazione della colonna. Le colonne vengono successivamente realizzate tramite una batteria di aste con vibratore, che viene calata tramite gru a fune operante su pontone. L'utensile, infisso con vibrazione e tramite getto di acqua, creano il foro che viene gradualmente riempito dal materiale del materasso granulare ("blanket"). Non tutto il materiale del materasso si trasferisce in colonna, ma parte rimane sul fondale, permettendo di ridurre le perdite legate alla compenetrazione del materiale per la formazione dello scanno.

Generalmente il metodo prevede l'utilizzo di materiale granulare con gradazione 5-80 mm, fino anche a 100 mm: la presenza di una matrice sabbiosa all'interno del fuso granulometrico può essere favorevole, in quanto garantisce miglior compatibilità granulometrica con il materiale di fondazione. Uno schema illustrativo del metodo è presentato nella Figura seguente.

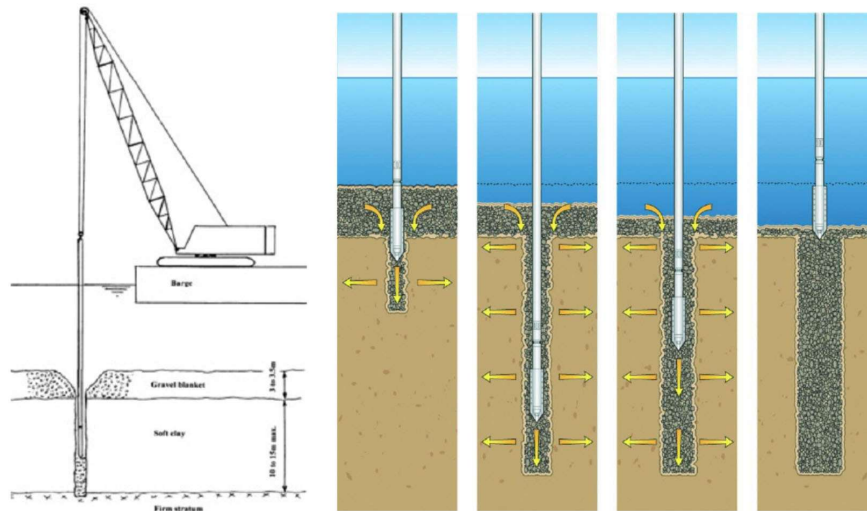


Figura 10-1: Miglioramento dei terreni di fondazione - colonne in ghiaia – schema “blanket method”

### 10.3 Metodi teorici per la stima degli effetti del trattamento

La vibrosostituzione colonnare consiste nella realizzazione, all'interno del terreno da trattare, di colonne in materiale granulare. Gli effetti di questa tecnica di consolidamento dipendono dalle caratteristiche dei terreni trattati, oltre che ovviamente dall'energia e dalla quantità di materiale granulare utilizzato.

Il riferimento principale e diffusamente utilizzato per il progetto di colonne in ghiaia è il metodo semi-empirico di Priebe (1995), ripreso in maniera integrale anche da Sonderman-Wehr (2004) e basato sui risultati di numerose prove di carico su terreni oggetto di vibrosostituzione colonnare.

Secondo il metodo messo a punto da Priebe, le caratteristiche del sistema terreno naturale ed elementi di rinforzo vengono determinate sulla base di un fattore di miglioramento “n”, che è funzione del rapporto di area tra la colonna ed il terreno circostante, oltre che dall'angolo d'attrito del terreno granulare costituente le colonne.

Tale fattore, inizialmente “n<sub>0</sub>”, viene in seguito corretto per tener conto del rapporto di rigidezza tra il terreno naturale e le colonne, ottenendo il fattore “n<sub>1</sub>”.

Le ipotesi alla base del metodo di Priebe per la determinazione del fattore di miglioramento “n<sub>0</sub>” (di prima approssimazione) sono le seguenti:

- terreno da trattare con estensione in pianta illimitata;
- sistema di colonne omogeneo e illimitatamente esteso;
- colonne attestate su substrato rigido;
- colonne di materiale incompressibile.

Il fattore di miglioramento “n<sub>0</sub>” viene determinato come segue:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{\frac{1}{2} + f \left( v_s, \frac{A_c}{A} \right)}{K_{ac} \times f \left( v_s, \frac{A_c}{A} \right)} - 1 \right]$$



Con:

$$K_{ac} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

$$f \left( \nu_s, \frac{A_c}{A} \right) = \frac{(1 - \nu_s) \left( 1 - \frac{A_c}{A} \right)}{1 - 2\nu_s + \frac{A_c}{A}}$$

Dove:

- $A_c$  è l'area della sezione della colonna;
- $A$  l'area di influenza della singola colonna;
- $\nu_s$  il coefficiente di Poisson del terreno circostante la colonna;
- $K_{ac}$  il coefficiente di spinta attiva del materiale costituente la colonna;
- $\varphi_c$  rappresenta l'angolo di attrito interno del materiale costituente la colonna.

Il grafico nella Figura seguente esprime la relazione tra il fattore di miglioramento "n", il rapporto  $A/A_c$  e l'angolo di resistenza al taglio del materiale costituente la colonna.

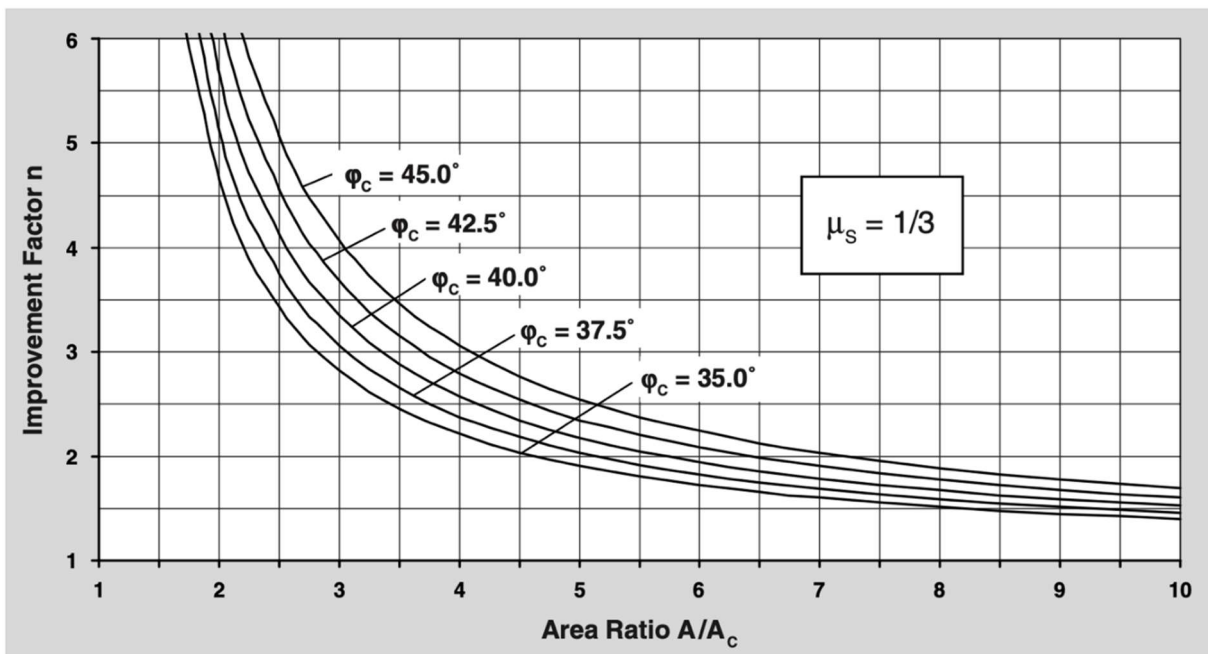


Figura 10-2: Variazione del fattore di miglioramento in funzione del rapporto  $A/A_c$  e del materiale costituente la colonna

A partire dalla determinazione del fattore di miglioramento " $n_0$ " di prima approssimazione, risulta possibile superare l'ipotesi di materiale incompressibile per le colonne, giungendo ad un nuovo fattore di miglioramento " $n_1$ ", attraverso le equazioni seguenti.

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{4K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16K_{ac}(n_0 - 1)}{4K_{ac} - 1}}$$

$$\Delta\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1$$

$$\overline{\left(\frac{A_c}{A}\right)} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A_c}{A}\right)}$$

$$n_1 = 1 + \overline{\left(\frac{A_c}{A}\right)} \left[ \frac{\frac{1}{2} + f(v_s, \overline{\left(\frac{A_c}{A}\right)})}{K_{ac} \times f(v_s, \overline{\left(\frac{A_c}{A}\right)})} - 1 \right]$$

Allo stesso risultato per il fattore “n<sub>1</sub>” cui si giunge con la procedura analitica sopradescritta è possibile pervenire anche per via grafica attraverso il diagramma della Figura seguente: in questo caso il valore di input in ascissa dovrà tenere conto anche del rapporto  $\Delta\left(\frac{A_c}{A}\right)$ , determinabile sempre per via grafica a partire dal rapporto  $\frac{D_c}{D_s}$  tra il modulo confinato della colonna (D<sub>c</sub>) e del terreno naturale (D<sub>s</sub>).

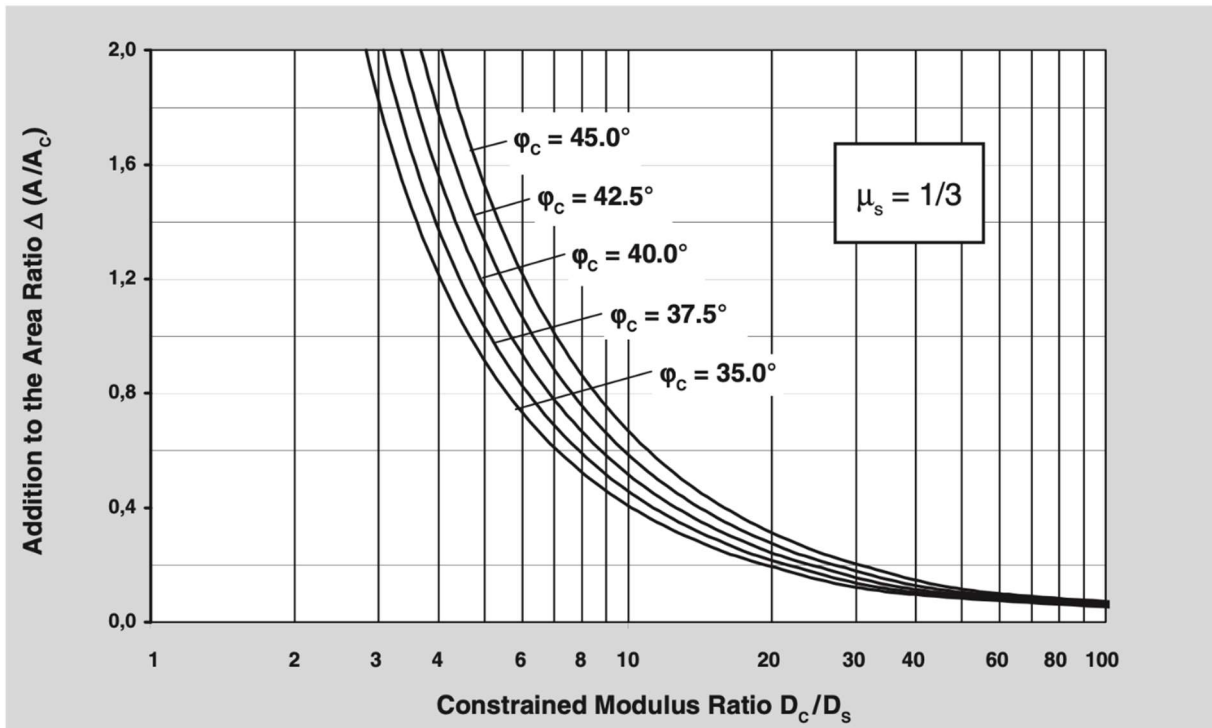


Figura 10-3: Diagramma per tenere conto della compressibilità della colonna nella determinazione del fattore di miglioramento n<sub>1</sub>

Una volta determinato il fattore di miglioramento, risulta possibile valutare il comportamento del mezzo omogeneizzato composto da colonne in ghiaia e terreno in posto tramite il coefficiente  $m$ :

$$m = \frac{n - 1 + \overline{(A_c/A)}}{n}$$

È tuttavia possibile operare una semplificazione, come suggerito dallo stesso Priebe (1995), trascurando la riduzione del volume di terreno circostante la colonna per effetto del “bulging” (“rigonfiamento”) della colonna stessa, determinando un fattore  $m'$  come segue:

$$m' = \frac{n - 1}{n}$$

Tale procedura semplificata risulta inoltre cautelativa ai fini del dimensionamento (vedere anche la Figura seguente), in quanto si assume che il suolo naturale riceva una porzione maggiore di carico.

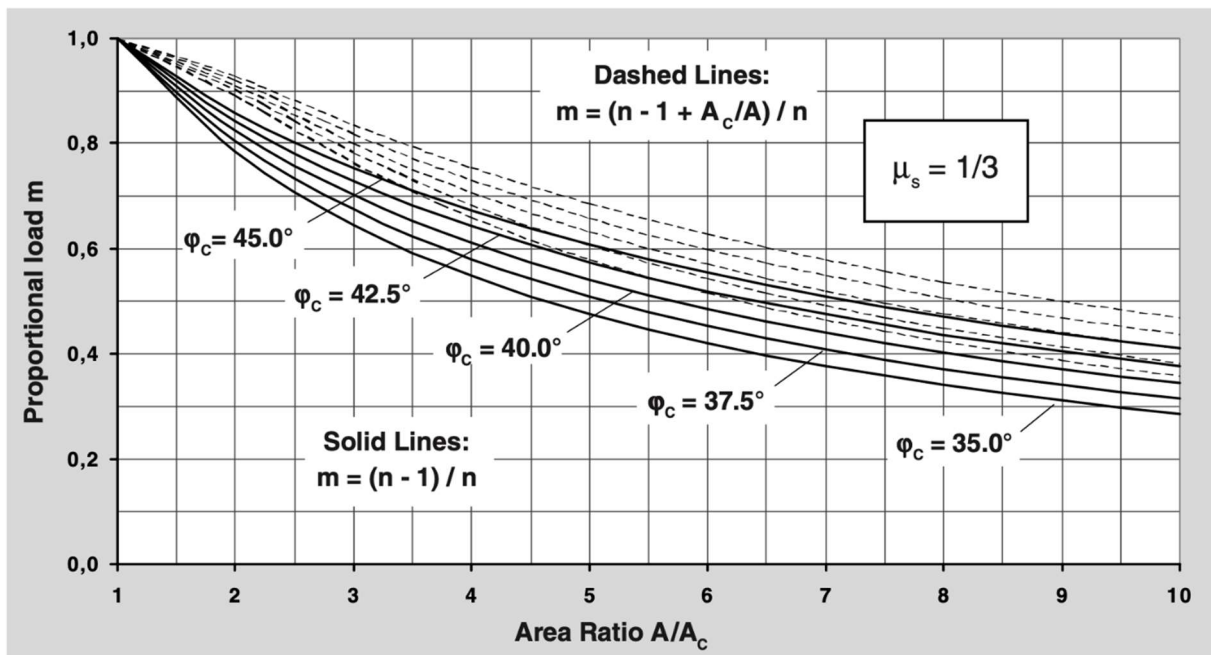


Figura 10-4: Determinazione del fattore  $m$

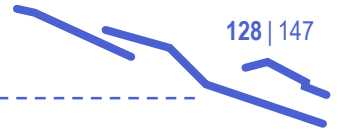
I parametri geotecnici del terreno migliorato (insieme terreno e colonne) vengono quindi determinati come segue:

$$\tan \bar{\varphi} = m' \times \tan \varphi_c + (1 - m') \times \tan \varphi_s$$

$$c' = (1 - m')c_s$$

Dove:

- $\bar{\varphi}$  è l'angolo di attrito del terreno migliorato;



- $\varphi_c$  l'angolo di attrito del materiale costituente la colonna;
- $\varphi_s$  l'angolo di attrito del terreno naturale;
- $c'$  la coesione efficace del terreno migliorato;
- $c_s$  la coesione efficace del terreno naturale.

Per quanto riguarda la rigidità del terreno trattato si può assumere che il modulo edometrico sia pari a:

$$M' = \overline{(A_c/A)} \times M_c + (1 - \overline{(A_c/A)}) \times M_s$$

Dove:

- $M'$  è il modulo edometrico del terreno migliorato;
- $M_c$  il modulo edometrico delle colonne;
- $M_s$  il modulo edometrico del terreno naturale.

Per l'approfondimento del metodo analitico di Priebe si rimanda alla bibliografia geotecnica contenuta nel capitolo dei Riferimenti.

## 10.4 Stima degli effetti del trattamento

### 10.4.1 Approccio teorico-analitico

Con riferimento ai parametri dei terreni naturali che costituiscono le unità geotecniche LA, LSlevante e LSponente e LAS, nel seguito si riportano i risultati dei calcoli condotti con la teoria di Priebe per la stima degli effetti del consolidamento con colonne in ghiaia.

I calcoli sono stati condotti con le seguenti ipotesi:

- Parametri geotecnici terreni LA e LSlevante e LSponente e LAS: come definiti sulla base dei risultati delle indagini geotecniche disponibili (vedere paragrafo sulla Modellazione geotecnica).
- Proprietà del materiale per la formazione delle colonne:
  - Materiale incoerente riconducibile a ghiaia e ciottoli (10-80 mm) (rif. Figura seguente)
  - Peso di volume 19 kN/m<sup>3</sup>
  - Parametri di resistenza:  $c' = 0$  kPa,  $\phi' = 42^\circ$
  - Deformabilità: modulo edometrico  $M = 18$  MPa, coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$
  - Permeabilità  $k = 1,0E-4$  m/s

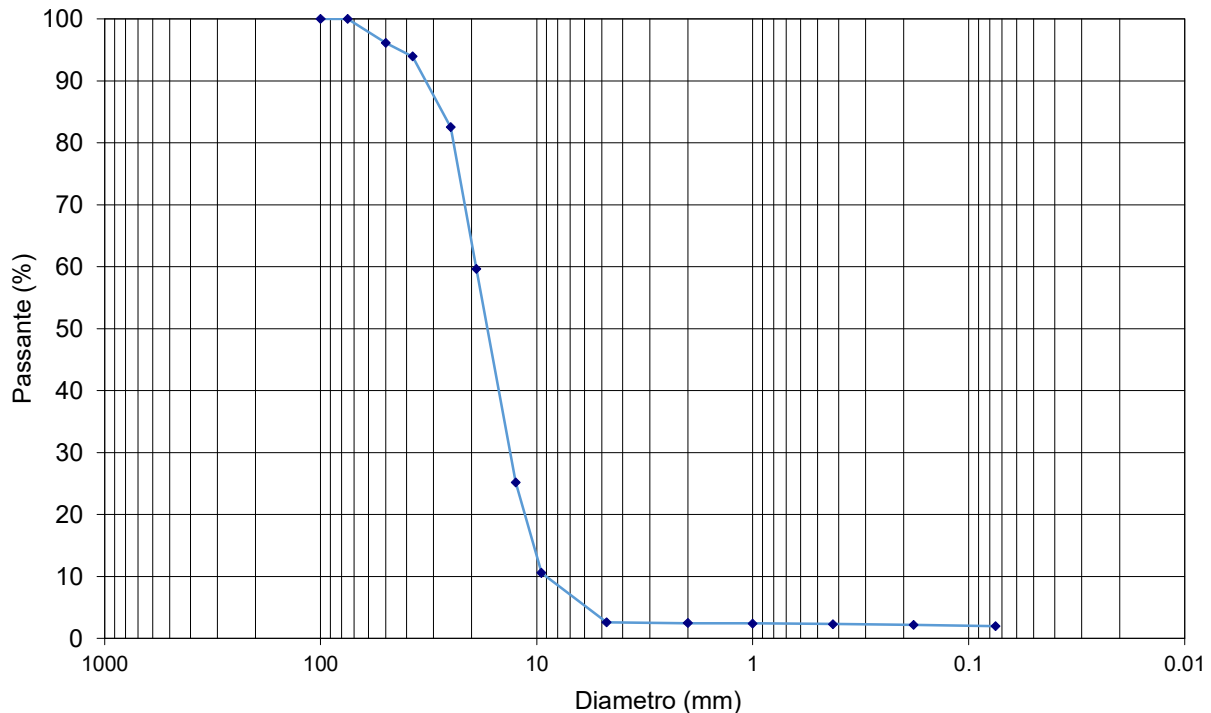


Figura 10-5: Miglioramento dei terreni di fondazione – curva granulometrica materiale per formazione colonne

- Per l'unità LA si è ipotizzato di realizzare colonne in ghiaia con diametro reso finito non inferiore a 1,1 m secondo una disposizione di colonne a maglia quadrata, di lato pari a 2 m al di sotto del cassone, e pari a 2,5 m al di sotto delle scarpate dello scanno di imbasamento. Con riferimento allo scenario stratigrafico n. 4, lo spessore del terreno da trattare è variabile da 3,0 m fino a 13,0 m lungo il tracciato dell'opera (generalmente pari a 12-13 m nella porzione con fondali maggiori).
- Per l'unità LSlevante/ponente si è ipotizzato di realizzare colonne in ghiaia con diametro reso finito non inferiore a 1,1 m secondo una disposizione di colonne a maglia quadrata, di lato pari a 3,0 m. Con riferimento allo scenario stratigrafico n. 1, lo spessore del terreno da trattare è variabile da 6,0 m fino a 15,0 m lungo il tracciato dell'opera.
- Per il terreno dell'unità LAS si sono ipotizzate colonne in ghiaia con la medesima spaziatura di LS levante e LS ponente. Lo spessore di tale strato è dell'ordine di 1-2 m, posizionato generalmente al di sotto di LS ponente.

INPUT DATA				
<b>UNTREATED SOIL</b>		<b>COLUMN MATERIAL</b>		
Name: <b>layer LA (clayey silt)</b>		Type: <b>Crushed gravel and cobbles (20--80 mm)</b>		
Unit weight	$\gamma_s$ 17 [kN/m <sup>3</sup> ]	Unit weight	$\gamma_c$ 19 [kN/m <sup>3</sup> ]	
Drained cohesion	$c'_s$ 10 [kPa]	Drained cohesion	$c'_c$ 0 [kPa]	
Friction Angle	$\phi_s$ 26 [°]	Friction Angle	$\phi_c$ 42 [°]	
Undrained shear strenght	$c_{u,s}$ 20 [kPa]	Undrained shear strenght	$c_{u,c}$ 0 [kPa]	
Poisson ratio	$\nu_s$ 0,4 [-]	Poisson ratio	$\nu_c$ 0,3 [-]	
Oedometric Modulus	$M_s$ 1,5 [Mpa]	Oedometric Modulus	$M_c$ 18 [Mpa]	
Young Elastic Modulus	$E_s$ 0,7 [Mpa]	Young Elastic Modulus	$E_c$ 13,4 [Mpa]	
Permeability	$k_s$ 5,00E-09 [m/s]	Permeability	$k_c$ 1,00E-04 [m/s]	
Length	$L_c$ 12,00 [m]	<b>TREATMENT GEOMETRY</b>		
<b>PRESSURE</b>		Column diameter	$D_c$ 1,10 [m]	
Pressure	$p$ 400 [kPa]	Column Length	$L_c$ 12,00 [m]	
		Friction Angle	Ggrid <b>Square</b>	
		Spacing	$S_p$ 2,00 [m]	
		Influence Area	$A$ 4,00 [m]	
		Column Area	$A_c$ 0,95 [m]	
		Aereal ratio	$\alpha=A_c/A$ 0,238 [m]	
		Permeability	$1/\alpha=A/A_c$ 4,209 [m]	
PRELIMINARY CHECKS				
Undrained shear strenght should be higher than 5 kPa (Sonderman-Wehr 2004)		$c_u$	20,00 <b>OK</b>	
Elastic modulus ratio should be generally limited to 20 (Ng-Than 2015)		$E_c/E_s$	19,10 <b>OK</b>	
Ratio between permeabilities should be max 10'000		$k_c/k_s$	20.000,00 <b>NO</b>	
SHEAR RESISTANCE COMPUTATION				
According to Priebe's method (1995)				
coefficient of earth pressure (at rest)	$k_{oc}$ 0,331 [-]	$\rightarrow K_{oc} = 1 - \sin \phi_c$	BASIC IMPROVEMENT FACTOR	
coefficient of earth pressure (active)	$k_{ac}$ 0,198 [-]	$\rightarrow K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$		
coefficient of earth pressure (passive)	$k_{pc}$ 5,045 [-]			
Poisson's ratio	$\mu_s$ 0,333 [-]		BASIC IMPROVEMENT FACTOR	
	$f(\mu, A_c/A)$ 0,890 [-]	$\rightarrow f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$		
Basic improvement ratio	<b>no</b> 2,634 [-]	$\rightarrow n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$	Consideration of the COLUMN COMPRESSIBILITY	
computed with equation, graphically checked on Fig1 (Priebe)				
Corrected area ratio for compressib.	$\alpha=(A_c/A)_1$ 0,780	$\rightarrow \left( \frac{A_c}{A} \right)_1 = \frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{oc} - 1}} + \frac{16 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{oc} - 1}$		
Additional area ratio for compressib.	$\Delta(A/A_c)$ 0,282	$\rightarrow \frac{\Delta(A/A_c)}{A_c} = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$	Consideration of the OVERBURDEN	
	$\frac{A_c}{A}$ 0,223	$\rightarrow \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$		
Corrected improvement Ratio (n1)	$f(\mu, A_c/A)$ 0,932 [-]	$\rightarrow n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
graphically checked on Fig1 (Priebe)				
	$W_c$ 228,00 [kPa]	$\rightarrow W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d)$	Consideration of the OVERBURDEN	
	$W_s$ 204,00 [kPa]	$\rightarrow W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$		
	$pc/ps$ 7,75 [-]	$\rightarrow \frac{pc}{ps} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)}$		
	$pc$ 1239	$\rightarrow pc = \frac{p}{A} \cdot \frac{1 - A_c/A}{pc/ps}$		
	$fd$ 1,46	$\rightarrow f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - W_s \cdot W_c}{pc}}$	Consideration of the OVERBURDEN	
Corrected improvement Ratio (n2)	<b>n2</b> 3,648 [-]	$\rightarrow n_2 = f_d \times n_1$		
	<b>nmax</b> 5,301	$\rightarrow n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right)$		
No account Overburden correction (conservative assumption)				
Increased portion of load on column	$m$ 0,69	$\rightarrow m = (n - 1 + A_c/A)/n$		
Corrected m (reduced)	$m'$ 0,60	$\rightarrow m' = (n - 1)/n$		
Friction angle of improved material	$\phi_{equival}$ 36,3 [°]	$\rightarrow \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$		
Cohesion of improved material	$c'_{equival}$ 4,0 [kPa]	$\rightarrow c' = (1 - m') \cdot c_s$		

Figura 10-6: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,0 m)



INPUT DATA			
<b>UNTREATED SOIL</b>		<b>COLUMN MATERIAL</b>	
Name: <b>layer LA (clayey silt)</b>		Type: <b>Crushed gravel and cobbles (20--80 mm)</b>	
Unit weight	$\gamma_s$ 17 [kN/m <sup>3</sup> ]	Unit weight	$\gamma_c$ 19 [kN/m <sup>3</sup> ]
Drained cohesion	$c'_s$ 10 [kPa]	Drained cohesion	$c'_c$ 0 [kPa]
Friction Angle	$\phi_s$ 26 [°]	Friction Angle	$\phi_c$ 42 [°]
Undrained shear strenght	$c_{u,s}$ 20 [kPa]	Undrained shear strenght	$c_{u,c}$ 0 [kPa]
Poisson ratio	$\nu_s$ 0,4 [-]	Poisson ratio	$\nu_c$ 0,3 [-]
Oedometric Modulus	$M_s$ 1,5 [Mpa]	Oedometric Modulus	$M_c$ 18 [Mpa]
Young Elastic Modulus	$E_s$ 0,7 [Mpa]	Young Elastic Modulus	$E_c$ 13,4 [Mpa]
Permeability	$k_s$ 5,00E-09 [m/s]	Permeability	$k_c$ 1,00E-04 [m/s]
Length	$L_c$ 12,00 [m]	<b>TREATMENT GEOMETRY</b>	
<b>PRESSURE</b>		Column diameter	$D_c$ 1,10 [m]
Pressure	$p$ 400 [kPa]	Column Length	$L_c$ 12,00 [m]
		Friction Angle	Ggrid <b>Square</b>
		Spacing	$S_p$ 2,50 [m]
		Influence Area	$A$ 6,25 [m <sup>2</sup> ]
		Column Area	$A_c$ 0,95 [m <sup>2</sup> ]
		Aereal ratio	$\alpha=A_c/A$ 0,152 [-]
		Permeability	$1/\alpha=A/A_c$ 6,577 [-]
PRELIMINARY CHECKS			
Undrained shear strenght should be higher than 5 kPa (Sonderman-Wehr 2004)		$c_u$	20,00 <b>OK</b>
Elastic modulus ratio should be generally limited to 20 (Ng-Than 2015)		$E_c/E_s$	19,10 <b>OK</b>
Ratio between permeabilities should be max 10'000		$k_c/k_s$	20.000,00 <b>NO</b>
SHEAR RESISTANCE COMPUTATION			
According to Priebe's method (1995)			
coefficient of earth pressure (at rest)	$k_{0c}$ 0,331 [-]	$\rightarrow K_{0c} = 1 - \sin \phi_c$	BASIC IMPROVEMENT FACTOR
coefficient of earth pressure (active)	$k_{ac}$ 0,198 [-]	$\rightarrow K_{0c} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$	
coefficient of earth pressure (passive)	$k_{pc}$ 5,045 [-]		
Poisson's ratio	$\mu_s$ 0,333 [-]		BASIC IMPROVEMENT FACTOR
	$f(\mu, A_c/A)$ 1,165 [-]	$\rightarrow f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$	
Basic improvement ratio	<b>no</b> 1,944 [-]	$\rightarrow n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{0c} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$	Consideration of the COLUMN COMPRESSIBILITY
computed with equation, graphically checked on Fig1 (Priebe)			
Corrected area ratio for compressib.	$\alpha=(A_c/A)_1$ 0,780	$\rightarrow \left( \frac{A_c}{A} \right)_1 = \frac{4 \cdot K_{0c} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot K_{0c} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{0c} - 1} + \frac{16 \cdot K_{0c} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{0c} - 1}}$	Consideration of the COLUMN COMPRESSIBILITY
Additional area ratio for compressib.	$\Delta(A/A_c)$ 0,282	$\rightarrow \Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$	
	$\frac{A_c}{A}$ 0,146	$\rightarrow \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$	
Corrected improvement Ratio (n1)	$f(\mu, A_c/A)$ 1,189 [-]	$\rightarrow n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{0c} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$	
	<b>n1</b> 1,899 [-]		Consideration of the OVERBURDEN
graphically checked on Fig1 (Priebe)			
	$W_c$ 228,00 [kPa]	$\rightarrow W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d)$	Consideration of the OVERBURDEN
	$W_s$ 204,00 [kPa]	$\rightarrow W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$	
	$pc/ps$ 7,17 [-]	$\rightarrow \frac{pc}{ps} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{0c} \cdot f(\mu_s, A_c/A)}$	
	$pc$ 1509	$\rightarrow pc = \frac{p}{A} \cdot \frac{1 - A_c/A}{pc/ps}$	
	$fd$ 1,35	$\rightarrow fd = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - W_s \cdot W_c}{pc}}$	Consideration of the OVERBURDEN
Corrected improvement Ratio (n2)	<b>n2</b> 2,557 [-]	$\rightarrow n_2 = fd \times n_1$	
	<b>nmax</b> 3,752	$\rightarrow n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right)$	
No account Overburden correction (conservative assumption)			
Increased portion of load on column	$m$ 0,55	$\rightarrow m = (n - 1 + A_c/A)/n$	
Corrected m (reduced)	$m'$ 0,47	$\rightarrow m' = (n - 1)/n$	
Friction angle of improved material	$\phi_{equival}$ 34,3 [°]	$\rightarrow \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$	
Cohesion of improved material	$c'_{equival}$ 5,3 [kPa]	$\rightarrow c' = (1 - m') \cdot c_s$	

Figura 10-7: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,5 m)

INPUT DATA				
UNTREATED SOIL		COLUMN MATERIAL		
Name: <b>layer LS (silty sand)</b>		Type: <b>Crushed gravel and cobbles (20--80 mm)</b>		
Unit weight	$\gamma_s$ <b>17,5</b> [kN/m <sup>3</sup> ]	Unit weight	$\gamma_c$ <b>19</b> [kN/m <sup>3</sup> ]	
Drained cohesion	$c'_s$ <b>0</b> [kPa]	Drained cohesion	$c'_c$ <b>0</b> [kPa]	
Friction Angle	$\phi_s$ <b>30</b> [°]	Friction Angle	$\phi_c$ <b>42</b> [°]	
Undrained shear strenght	$c_{u,s}$ <b>0</b> [kPa]	Undrained shear strenght	$c_{u,c}$ <b>0</b> [kPa]	
Poisson ratio	$\nu_s$ <b>0,35</b> [-]	Poisson ratio	$\nu_c$ <b>0,3</b> [-]	
Oedometric Modulus	$M_s$ <b>6</b> [Mpa]	Oedometric Modulus	$M_c$ <b>18</b> [Mpa]	
Young Elastic Modulus	$E_s$ <b>8,1</b> [Mpa]	Young Elastic Modulus	$E_c$ <b>13,4</b> [Mpa]	
Permeability	$k_s$ <b>5,00E-07</b> [m/s]	Permeability	$k_c$ <b>1,00E-04</b> [m/s]	
Length	$L_c$ <b>6,00</b> [m]	<b>TREATMENT GEOMETRY</b>		
<b>PRESSURE</b>		Column diameter	$D_c$ <b>1,10</b> [m]	
Pressure	$p$ <b>400</b> [kPa]	Column Length	$L_c$ <b>6,00</b> [m]	
		Friction Angle	$G_{grid}$ <b>Square</b>	
		Spacing	$S_p$ <b>3,00</b> [m]	
		Influence Area	$A$ <b>9,00</b> [m]	
		Column Area	$A_c$ <b>0,95</b> [m]	
		Aereal ratio	$\alpha=A_c/A$ <b>0,106</b> [m]	
		Permeability	$1/\alpha=A/A_c$ <b>9,470</b> [m]	
PRELIMINARY CHECKS				
Undrained shear strenght should be higher than 5 kPa (Sonderman-Wehr 2004)		$c_u$	0,00 <b>NO</b>	
Elastic modulus ratio should be generally limited to 20 (Ng-Than 2015)		$E_c/E_s$	1,65 <b>OK</b>	
Ratio between permeabilities should be max 10'000		$k_c/k_s$	200,00 <b>OK</b>	
SHEAR RESISTANCE COMPUTATION				
According to Priebe's method (1995)				
coefficient of earth pressure (at rest)	$k_{oc}$ <b>0,331</b> [-]	$\rightarrow K_{oc} = 1 - \sin \phi_c$	BASIC IMPROVEMENT FACTOR	
coefficient of earth pressure (active)	$k_{ac}$ <b>0,198</b> [-]	$\rightarrow K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$		
coefficient of earth pressure (passive)	$k_{pc}$ <b>5,045</b> [-]			
Poisson's ratio	$\mu_s$ <b>0,333</b> [-]		BASIC IMPROVEMENT FACTOR	
	$f(\mu, A_c/A)$ <b>1,358</b> [-]	$\rightarrow f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1-\mu_s)(1-A_c/A)}{1-2\mu_s + A_c/A}$		
Basic improvement ratio	<b>no 1,623</b> [-]	$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$	Consideration of the COLUMN COMPRESSIBILITY	
computed with equation, graphically checked on Fig1 (Priebe)				
Corrected area ratio for compressib.	$\alpha=(A_c/A)_1$ <b>0,110</b>	$\rightarrow \left( \frac{A_c}{A} \right)_1 = \frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{oc} - 1} + \frac{16 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{oc} - 1}}}$		
Additional area ratio for compressib.	$\Delta(A/A_c)$ <b>8,109</b>	$\rightarrow \Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$		
	$\frac{A_c}{A}$ <b>0,057</b>	$\rightarrow \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$	Consideration of the OVERBURDEN	
Corrected improvement Ratio ( $n_1$ )	$f(\mu, A_c/A)$ <b>1,611</b> [-]	$\rightarrow n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
	<b>n1 1,319</b> [-]		Consideration of the OVERBURDEN	
	$W_c$ <b>114,00</b> [kPa]	$\rightarrow W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d)$	Consideration of the OVERBURDEN	
	$W_s$ <b>105,00</b> [kPa]	$\rightarrow W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$		
	$pc/ps$ <b>6,61</b> [-]	$\rightarrow \frac{pc}{ps} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)}$		
	$pc$ <b>2004</b>	$\rightarrow pc = \frac{p}{A} \cdot \frac{1 - A_c/A}{pc/ps}$		
	$fd$ <b>1,11</b>	$\rightarrow f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - W_s \cdot W_c}{K_{oc} \cdot pc}}$	Consideration of the OVERBURDEN	
Corrected improvement Ratio ( $n_2$ )	<b>n2 1,468</b> [-]	$\rightarrow n_2 = f_d \times n_1$		
	<b>nmax 1,069</b>	$\rightarrow n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right)$		
No account Overburden correction (conservative assumption)				
Increased portion of load on column	$m$ <b>0,29</b>	$\rightarrow m = (n - 1 + A_c/A)/n$		
Corrected $m$ (reduced)	$m'$ <b>0,24</b>	$\rightarrow m' = (n - 1)/n$		
Friction angle of improved material	$\phi_{equival}$ <b>33,2</b> [°]	$\rightarrow \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$		
Cohesion of improved material	$c'_{equival}$ <b>0,0</b> [kPa]	$\rightarrow c' = (1 - m') \cdot c_s$		

Figura 10-8: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LS<sub>levante</sub> e LS<sub>ponente1</sub> per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m)

INPUT DATA			
UNTREATED SOIL		COLUMN MATERIAL	
Name: <b>layer LS (silty sand)</b>		Type: <b>Crushed gravel and cobbles (20--80 mm)</b>	
Unit weight	$\gamma_s$ <b>17,5</b> [kN/m <sup>3</sup> ]	Unit weight	$\gamma_c$ <b>19</b> [kN/m <sup>3</sup> ]
Drained cohesion	$c'_s$ <b>0</b> [kPa]	Drained cohesion	$c'_c$ <b>0</b> [kPa]
Friction Angle	$\phi_s$ <b>33</b> [°]	Friction Angle	$\phi_c$ <b>42</b> [°]
Undrained shear strenght	$c_{u,s}$ <b>0</b> [kPa]	Undrained shear strenght	$c_{u,c}$ <b>0</b> [kPa]
Poisson ratio	$\nu_s$ <b>0,35</b> [-]	Poisson ratio	$\nu_c$ <b>0,3</b> [-]
Oedometric Modulus	$M_s$ <b>6</b> [Mpa]	Oedometric Modulus	$M_c$ <b>18</b> [Mpa]
Young Elastic Modulus	$E_s$ <b>8,1</b> [Mpa]	Young Elastic Modulus	$E_c$ <b>13,4</b> [Mpa]
Permeability	$k_s$ <b>5,00E-07</b> [m/s]	Permeability	$k_c$ <b>1,00E-04</b> [m/s]
Length	$L_c$ <b>6,00</b> [m]		
PRESSURE		TREATMENT GEOMETRY	
Pressure	$p$ <b>400</b> [kPa]	Column diameter	$D_c$ <b>1,10</b> [m]
		Column Length	$L_c$ <b>6,00</b> [m]
		Friction Angle	$G_{grid}$ <b>Square</b>
		Spacing	$S_p$ <b>3,00</b> [m]
		Influence Area	$A$ <b>9,00</b> [m]
		Column Area	$A_c$ <b>0,95</b> [m]
		Aereal ratio	$\alpha=A_c/A$ <b>0,106</b> [m]
		Permeability	$1/\alpha=A/A_c$ <b>9,470</b> [m]
PRELIMINARY CHECKS			
Undrained shear strenght should be higher than 5 kPa (Sonderman-Wehr 2004)	$c_u$	0,00	<b>NO</b>
Elastic modulus ratio should be generally limited to 20 (Ng-Than 2015)	$E_c/E_s$	1,65	<b>OK</b>
Ratio between permeabilities should be max 10'000	$k_c/k_s$	200,00	<b>OK</b>
SHEAR RESISTANCE COMPUTATION			
According to Priebe's method (1995)			
coefficient of earth pressure (at rest)	$k_{0c}$	0,331 [-]	$K_{0c} = 1 - \sin \phi_c$
coefficient of earth pressure (active)	$k_{ac}$	0,198 [-]	$K_{0c} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$
coefficient of earth pressure (passive)	$k_{pc}$	5,045 [-]	
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,333 [-]	
	$f(\mu, A_c/A)$	1,358 [-]	$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1-\mu_s)(1-A_c/A)}{1-2\mu_s + A_c/A}$
Basic improvement ratio	<b>no</b>	<b>1,623</b> [-]	$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{0c} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$
computed with equation, graphically checked on Fig1 (Priebe)			
Corrected area ratio for compressib.	$\alpha=(A_c/A)_1$	<b>0,110</b>	$\left( \frac{A_c}{A} \right)_1 = \frac{4 \cdot K_{0c} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{4 \cdot K_{0c} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{0c} - 1} + \frac{16 \cdot K_{0c} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{0c} - 1}}}$
Additional area ratio for compressib.	$\Delta(A/A_c)$	8,109	$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$
	$\frac{A_c}{A}$	0,057	$\frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$
Corrected improvement Ratio (n1)	$f(\mu, A_c/A)$	1,611 [-]	
graphically checked on Fig1 (Priebe)	<b>n1</b>	<b>1,319</b> [-]	$n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{0c} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$
	$W_c$	114,00 [kPa]	$W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d)$
	$W_s$	105,00 [kPa]	$W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$
	$pc/ps$	6,61 [-]	$\frac{pc}{ps} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{0c} \cdot f(\mu_s, A_c/A)}$
	$pc$	2004	$pc = \frac{p}{A} \cdot \frac{1 - A_c/A}{pc/ps}$
	$fd$	1,11	$fd = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - W_s \cdot W_c}{pc}}$
Corrected improvement Ratio (n2)	<b>n2</b>	<b>1,468</b> [-]	$n_2 = fd \times n_1$
	<b>nmax</b>	<b>1,069</b>	$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right)$
No account Overburned correction (conservative assumption)			
Increased portion of load on column	$m$	0,29	$m = (n - 1 + A_c/A)/n$
Corrected m (reduced)	$m'$	0,24	$m' = (n - 1)/n$
Friction angle of improved material	$\phi_{equival}$	<b>35,4</b> [°]	$\tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$
Cohesion of improved material	$c'_{equival}$	<b>0,0</b> [kPa]	$c' = (1 - m') \cdot c_s$

Figura 10-9: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LS<sub>sponte2</sub> per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m)



INPUT DATA				
<b>UNTREATED SOIL</b>		<b>COLUMN MATERIAL</b>		
Name: <b>layer LS (silty sand)</b>		Type: <b>Crushed gravel and cobbles (20--80 mm)</b>		
Unit weight	$\gamma_s$ <b>17,5</b> [kN/m <sup>3</sup> ]	Unit weight	$\gamma_c$ <b>19</b> [kN/m <sup>3</sup> ]	
Drained cohesion	$c'_s$ <b>5</b> [kPa]	Drained cohesion	$c'_c$ <b>0</b> [kPa]	
Friction Angle	$\phi_s$ <b>28</b> [°]	Friction Angle	$\phi_c$ <b>42</b> [°]	
Undrained shear strenght	$c_{u,s}$ <b>40</b> [kPa]	Undrained shear strenght	$c_{u,c}$ <b>0</b> [kPa]	
Poisson ratio	$\nu_s$ <b>0,35</b> [-]	Poisson ratio	$\nu_c$ <b>0,3</b> [-]	
Oedometric Modulus	$M_s$ <b>3</b> [Mpa]	Oedometric Modulus	$M_c$ <b>18</b> [Mpa]	
Young Elastic Modulus	$E_s$ <b>8,1</b> [Mpa]	Young Elastic Modulus	$E_c$ <b>13,4</b> [Mpa]	
Permeability	$k_s$ <b>5,00E-08</b> [m/s]	Permeability	$k_c$ <b>1,00E-04</b> [m/s]	
Length	$L_c$ <b>2,00</b> [m]	<b>TREATMENT GEOMETRY</b>		
<b>PRESSURE</b>		Column diameter	$D_c$ <b>1,10</b> [m]	
Pressure	$p$ <b>400</b> [kPa]	Column Length	$L_c$ <b>2,00</b> [m]	
		Friction Angle	$G_{grid}$ <b>Square</b>	
		Spacing	$S_p$ <b>3,00</b> [m]	
		Influence Area	$A$ <b>9,00</b> [m]	
		Column Area	$A_c$ <b>0,95</b> [m]	
		Aereal ratio	$\alpha=A_c/A$ <b>0,106</b> [m]	
		Permeability	$1/\alpha=A/A_c$ <b>9,470</b> [m]	
PRELIMINARY CHECKS				
Undrained shear strenght should be higher than 5 kPa (Sonderman-Wehr 2004)		$c_u$	40,00 <b>OK</b>	
Elastic modulus ratio should be generally limited to 20 (Ng-Than 2015)		$E_c/E_s$	1,65 <b>OK</b>	
Ratio between permeabilities should be max 10'000		$k_c/k_s$	2.000,00 <b>OK</b>	
SHEAR RESISTANCE COMPUTATION				
According to Priebe's method (1995)				
coefficient of earth pressure (at rest)	$k_{oc}$ <b>0,331</b> [-]	$\rightarrow K_{oc} = 1 - \sin \phi_c$	BASIC IMPROVEMENT FACTOR	
coefficient of earth pressure (active)	$k_{ac}$ <b>0,198</b> [-]	$\rightarrow K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$		
coefficient of earth pressure (passive)	$k_{pc}$ <b>5,045</b> [-]			
Poisson's ratio	$\mu_s$ <b>0,333</b> [-]		BASIC IMPROVEMENT FACTOR	
	$f(\mu, A_c/A)$ <b>1,358</b> [-]	$\rightarrow f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1-\mu_s)(1-A_c/A)}{1-2\mu_s + A_c/A}$		
Basic improvement ratio	<b>no 1,623</b> [-]	$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$	Consideration of the COLUMN COMPRESSIBILITY	
computed with equation, graphically checked on Fig1 (Priebe)				
Corrected area ratio for compressib.	$\alpha=(A_c/A)_1$ <b>0,110</b>	$\rightarrow \left( \frac{A_c}{A} \right)_1 = \frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{oc} - 1}} + \frac{16 \cdot K_{oc} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{oc} - 1}$		
Additional area ratio for compressib.	$\Delta(A/A_c)$ <b>8,109</b>	$\rightarrow \Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$	Consideration of the COLUMN COMPRESSIBILITY	
	$\frac{A_c}{A}$ <b>0,057</b>	$\rightarrow \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$		
Corrected improvement Ratio ( $n_1$ )	$f(\mu, A_c/A)$ <b>1,611</b> [-]	$\rightarrow n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
graphically checked on Fig1 (Priebe)				
	$W_c$ <b>38,00</b> [kPa]	$\rightarrow W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d)$	Consideration of the OVERBURDEN	
	$W_s$ <b>35,00</b> [kPa]	$\rightarrow W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$		
	$pc/ps$ <b>6,61</b> [-]	$\rightarrow \frac{pc}{ps} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)}$		
	$pc$ <b>2004</b>	$\rightarrow pc = \frac{p}{A} \cdot \frac{1 - A_c/A}{pc/ps}$		
	$fd$ <b>1,04</b>	$\rightarrow f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - W_s \cdot W_c}{pc}}$	Consideration of the OVERBURDEN	
Corrected improvement Ratio ( $n_2$ )	<b>n2 1,365</b> [-]	$\rightarrow n_2 = f_d \times n_1$		
	<b>nmax 1,069</b>	$\rightarrow n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right)$		
No account Overburden correction (conservative assumption)				
Increased portion of load on column	$m$ <b>0,29</b>	$\rightarrow m = (n - 1 + A_c/A)/n$		
Corrected $m$ (reduced)	$m'$ <b>0,24</b>	$\rightarrow m' = (n - 1)/n$		
Friction angle of improved material	$\phi_{equival}$ <b>31,8</b> [°]	$\rightarrow \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$		
Cohesion of improved material	$c'_{equival}$ <b>3,8</b> [kPa]	$\rightarrow c' = (1 - m') \cdot c_s$		

Figura 10-10: Stima dei parametri di resistenza dell'unità LAS per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m)

EQUIVALENT STIFFNESS COMPUTATION			
A preliminary calculation is done with Priebe's method without considering the overburden ratio n2 but using n1			
Then the actual reference calculation is done according to Ng. Tan (2015), which starts from Priebe 1995 and other and applies some corrections based on FEM analyses			
<b>Priebe (1995)</b>			
Depth	d	7,00	[m]
Column diameter	Dc	1,10	[m]
depth ratio	d/Dc	6,36	[-]
For d/D<6	Short columns		For d/D<6 Long columns
	Bulging is over all length Failure is for base resistance		Bulging is concentrated on upper region Failure is for base resistance
Applied stress	p	320	[KPa]
Settlement in natural soil	s <sub>0</sub>	1,00	[m]
Settlement in treated mat	s <sup>∞</sup>	0,426	[m]
	s/s <sup>∞</sup>	0,88	
	s	0,374	
Oedom Mod equivalent	M <sub>equiv</sub>	5982	[Mpa] → si determina E
Young Mod equivalent	E <sub>equiv</sub>	2792	[Mpa]
$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$			

Figura 10-11: Stima dei parametri di deformabilità dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,0 m)

EQUIVALENT STIFFNESS COMPUTATION			
A preliminary calculation is done with Priebe's method without considering the overburden ratio n2 but using n1			
Then the actual reference calculation is done according to Ng. Tan (2015), which starts from Priebe 1995 and other and applies some corrections based on FEM analyses			
<b>Priebe (1995)</b>			
Depth	d	7,00	[m]
Column diameter	Dc	1,10	[m]
depth ratio	d/Dc	6,36	[-]
For d/D<6	Short columns		For d/D<6 Long columns
	Bulging is over all length Failure is for base resistance		Bulging is concentrated on upper region Failure is for base resistance
Applied stress	p	120	[KPa]
Settlement in natural soil	s <sub>0</sub>	0,50	[m]
Settlement in treated mat	s <sup>∞</sup>	0,224	[m]
	s/s <sup>∞</sup>	0,88	
	s	0,197	
Oedom Mod equivalent	M <sub>equiv</sub>	4267	[Mpa] → si determina E
Young Mod equivalent	E <sub>equiv</sub>	1991	[Mpa]
$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$			

Figura 10-12: Stima dei parametri di deformabilità dell'unità LA per effetto del consolidamento (interasse colonne 2,5 m)

EQUIVALENT STIFFNESS COMPUTATION				
A preliminary calculation is done with Priebe's method without considering the overburden ratio n2 but using n1				
Then the actual reference calculation is done according to Ng, Tan (2015), which starts from Priebe 1995 and other and applies some corrections based om FEM analyses				
<b>Priebe (1995)</b>				
Depth	d	11,00	[m]	
Column diameter	D <sub>c</sub>	1,10	[m]	
depth ratio	d/D <sub>c</sub>	10,00	[-]	
For d/D<6	Short columns	For d/D<6 Long columns		
	Bulging is over all length Failure is for base resistance	Bulging is concentrated on upper region Failure is for base resistance		
Applied stress	p	290	[KPa]	
Settlement in natual soil	s <sub>0</sub>	0,90	[m]	n2= 1,976
Settlement in treated mat	s <sub>∞</sub>	0,455	[m]	
	s/s <sub>∞</sub>	0,83		
	s	0,378		
Oedom Mod equivalent	M <sub>equiv</sub>	8438	[Mpa]	→ si determina E
Young Mod equivalent	E <sub>equiv</sub>	5258	[Mpa]	$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$

Figura 10-13: Stima dei parametri di deformabilità delle unità LS per effetto del consolidamento (interasse colonne 3,0 m)

La Tabella seguente riassume i parametri dei terreni LA e LS modificati per effetto del trattamento così come stimati con il metodo di Priebe.

Tabella 10-1: Sintesi parametri geotecnici terreni LA e LS ottenuti dal calcolo con il metodo di Priebe

Unità	γ	c'	φ'	M
(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(MPa)
LA, con maglia colonne 2,0x2,0 m	17,5	4.0	36.3	5
LA, con maglia colonne 2,5x2,5 m	17,5	5.3	34.3	4
LS (levante/ponente), con maglia colonne 3,0x3,0 m	17,7	0	33.2-35.4	8
LAS, con maglia colonne 3,0x3,0 m	17,7	3.8	31.8	-

#### 10.4.2 Approccio numerico – unità LA

Per definire in modo più completo gli effetti del trattamento sulla deformabilità dell'unità LA sono state svolte alcune analisi numeriche mediante il programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D.

Per quanto riguarda la valutazione degli effetti del trattamento sulla deformabilità dell'insieme colonna-terreno, sono state condotte un primo gruppo di analisi FEM 2D del complesso cassone-scanno-terreni di fondazione, nelle quali i terreni oggetto del consolidamento sono stati modellati simulando la presenza delle colonne in ghiaia, dotate delle stesse caratteristiche di resistenza e deformabilità assunte nei calcoli secondo Priebe.

I cedimenti degli strati di terreno consolidato ottenuti dalle suddette simulazioni numeriche sono stati confrontati con i risultati di un secondo gruppo di analisi numeriche, analoghe alle prime ma eseguite sostituendo il terreno



naturale e le colonne in ghiaia con un terreno dotato di rigidità equivalente (modulo edometrico equivalente,  $M_{eq}$ ), tale da ottenere la stessa risposta deformativa del terreno trattato.

Per quanto concerne l'unità LA, le analisi sono state svolte con le seguenti ipotesi e assunzioni:

- Caratteristiche sezione di calcolo di riferimento: cassone sezione Tipo 1, scenario stratigrafico n. 5
- Proprietà geotecniche dei terreni naturali e dei materiali da costruzione (ad eccezione di LA) come da caratterizzazione geotecnica
- Proprietà del materiale delle colonne in ghiaia coerenti con le ipotesi dei calcoli condotti con la teoria di Priebe
- Proprietà del terreno naturale tra le colonne e sotto allo strato di ghiaia depositato sul fondale: si è ipotizzato che il terreno naturale manifesti una riduzione dell'indice dei vuoti per effetto della formazione delle colonne in ghiaia che costituiscono il consolidamento, con conseguente aumento della rigidità rispetto allo stato "indisturbato". In base al diametro della singola colonna (1,1 m), all'interasse tra le colonne (maglia 2,0 m x 2,0 m oppure maglia 2,5 m x 2,5 m sotto alle scarpate dello scanno) e in virtù del rapporto tra l'area della singola colonna (0,95 m<sup>2</sup>) e l'area di terreno trattato (4,0 m<sup>2</sup>/colonna e 6,25 m<sup>2</sup>/colonna sotto alle scarpate dello scanno) è stato possibile stimare una variazione dell'indice dei vuoti pari a circa 15-25%. In base ai risultati delle prove edometriche disponibili per la caratterizzazione geotecnica del sito, tale variazione dell'indice dei vuoti (indicativamente dal valore iniziale di circa 1,15 a quello finale di circa 0,90-0,95) porta a un incremento del modulo edometrico di circa 1,0-1,5 MPa. Ipotizzando un valore iniziale (del terreno indisturbato) pari a  $M_i = 1,5$  MPa (come da caratterizzazione geotecnica), si pertanto è ritenuto opportuno adottare un valore del modulo edometrico finale (per effetto della presenza delle colonne) pari a  $M_f = 2,5-3,0$  MPa.

A titolo illustrativo, le immagini che seguono mostrano il modello di calcolo ove, al di sotto dello scanno, è presente il terreno naturale LA con le colonne in ghiaia (nell'immagine sono indicati in rosso i punti di controllo per il calcolo dei cedimenti del terreno trattato) e il risultato dell'analisi in termini di cedimenti verticali. Successivamente sono illustrati il modello di calcolo con terreno equivalente e i relativi risultati in termini di cedimenti verticali. I risultati di tutte le analisi sono raccolti nella successiva Tabella, con il confronto tra i cedimenti delle analisi condotte in presenza delle colonne e le analisi svolte sostituendo il terreno naturale e le colonne con un terreno equivalente, in funzione del valore iniziale assegnato al modulo edometrico del terreno LA tra le colonne (nell'intervallo tra il valore di 1,5 MPa, relativo alla condizione "indisturbata", sino a 3,0 MPa).

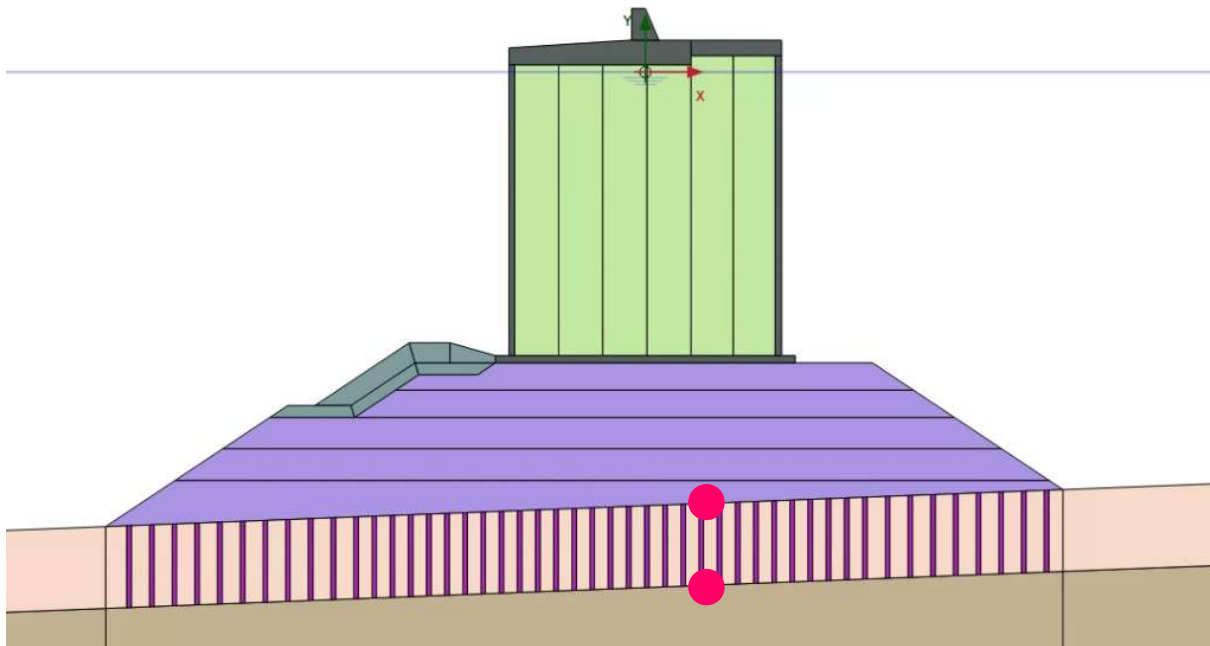


Figura 10-14: Dettaglio modello numerico per la determinazione della rigidezza del terreno LA trattato mediante colonne in ghiaia: approccio con la modellazione delle singole colonne

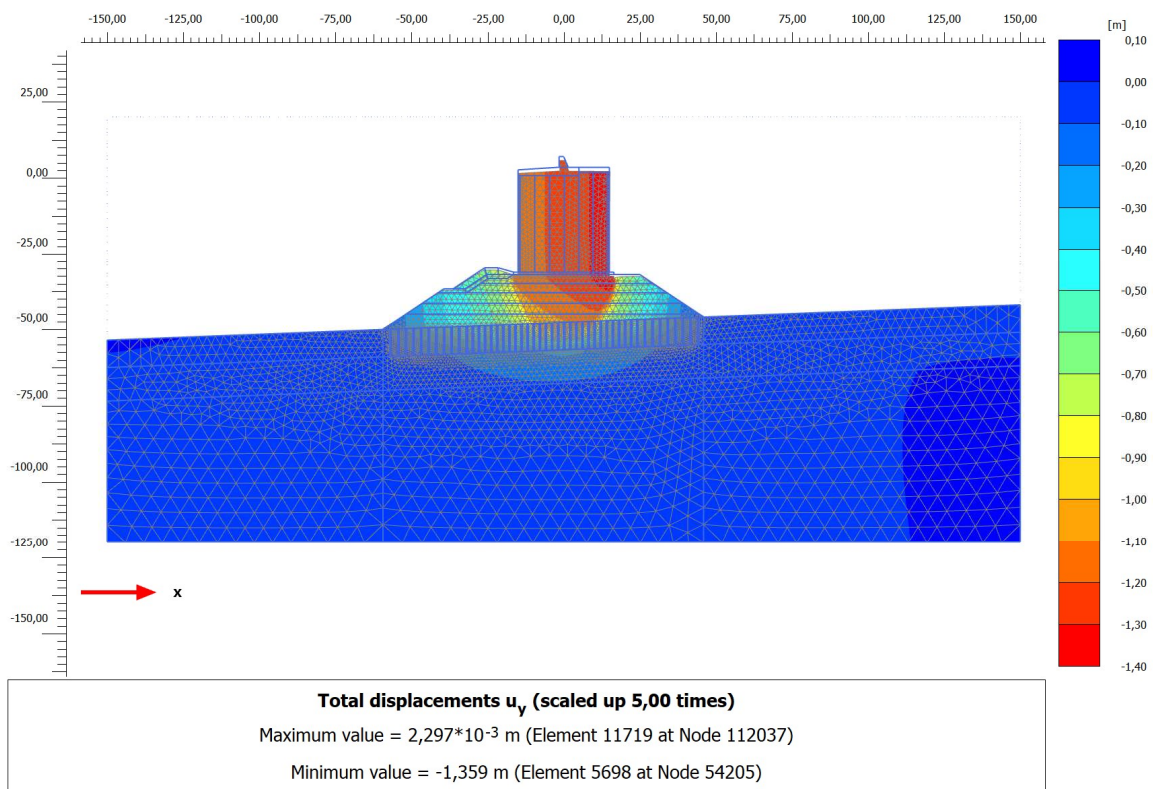


Figura 10-15: Cedimenti verticali da analisi numeriche per valutazione effetto trattamento colonnare unità LA: approccio con la modellazione delle singole colonne

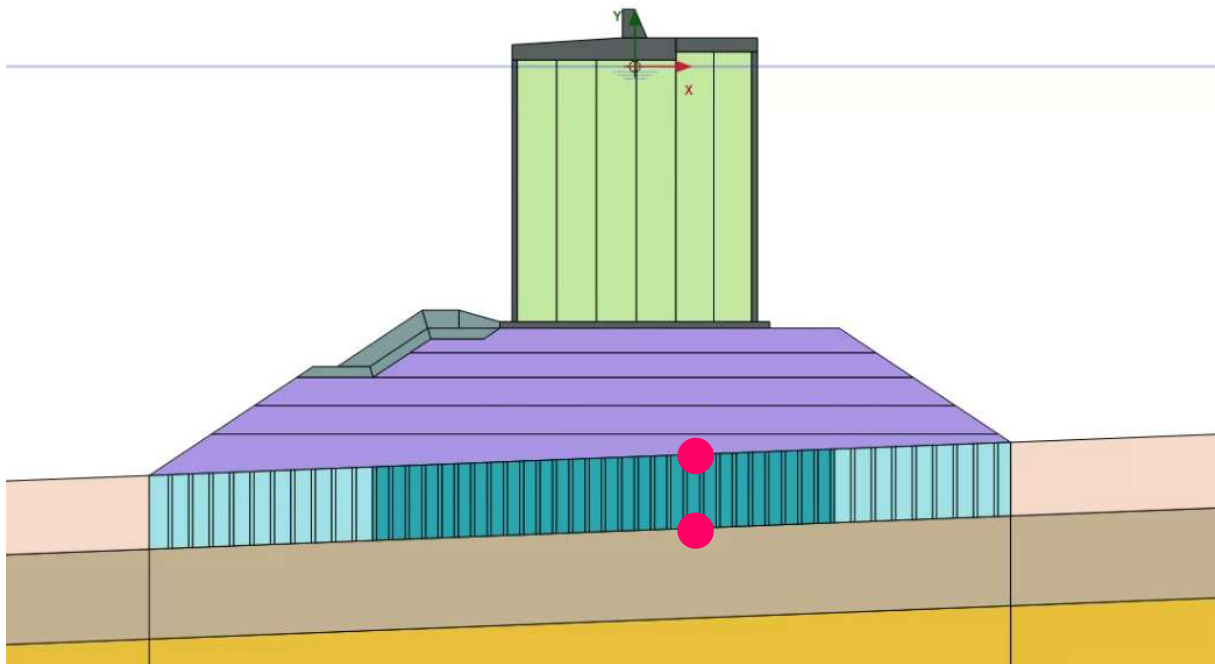


Figura 10-16: Dettaglio modello numerico per la determinazione della rigidezza del terreno LA trattato mediante colonne in ghiaia: approccio con terreno omogeneo equivalente

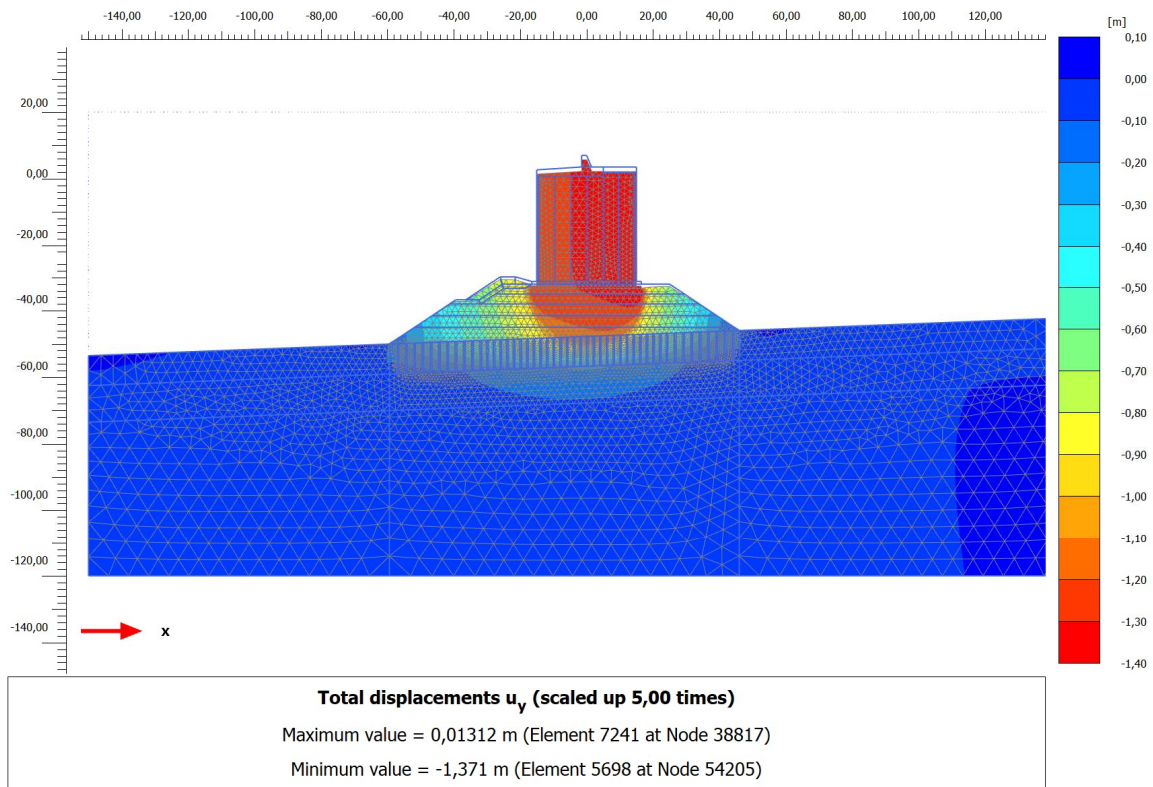


Figura 10-17: Cedimenti verticali da analisi numeriche per valutazione effetto trattamento colonnare unità LA: approccio con terreno omogeneo equivalente

Tabella 10-2: Confronto tra risultati di analisi di cedimento del terreno LA trattato con colonne per la determinazione del modulo edometrico equivalente

Modello con terreno LA e colonne in ghiaia			Modello con terreno LA equivalente	
Modulo edo. LA (kPa)	Modulo edo. colonne (kPa)	Cedimento strato LA con colonne (m)	Cedimento strato LA equivalente (m)	Modulo edometrico equivalente, $M_{eq}$ (kPa)
1500	18000	1,53	1,56	2250
2500	18000	0,98	0,98	3750
3000	18000	0,85	0,83	4500

Sulla base del confronto tra i risultati delle analisi numeriche è possibile stimare un valore del modulo edometrico equivalente per il terreno LA pari a 4,0 MPa. Tuttavia, in considerazione delle incertezze legate alla complessità del trattamento, si ritiene opportuno fare riferimento a un valore del modulo edometrico equivalente  $M = 3$  MPa. Analogamente per quanto riguarda la porzione di terreno trattato con maglia di colonne 2,5x2,5 m, sulla scorta delle considerazioni illustrate è possibile stimare un valore del modulo edometrico equivalente pari a 3,2 MPa. Tuttavia, per quanto già detto, si ritiene opportuno fare riferimento a un valore del modulo edometrico equivalente  $M = 2.4$  MPa.

#### 10.4.3 Approccio numerico – unità LS ponente e LS levante

In analogia con quanto svolto per il terreno LA, per i terreni delle unità LS le analisi sono state svolte con le seguenti ipotesi semplificate:

- Caratteristiche sezione di calcolo di riferimento: cassone sezione Tipo 3, scenario stratigrafico n. 2
- Proprietà geotecniche dei terreni naturali e dei materiali da costruzione (ad eccezione di LS) come da caratterizzazione geotecnica
- Proprietà del materiale delle colonne in ghiaia coerenti con le ipotesi dei calcoli condotti con la teoria di Priebe
- Proprietà del terreno naturale tra le colonne e al di sotto dello strato di ghiaia depositato sul fondale: si è ipotizzato che il terreno naturale manifesti una riduzione dell'indice dei vuoti per effetto della formazione delle colonne in ghiaia che costituiscono il consolidamento, con conseguente aumento della rigidità rispetto allo stato "indisturbato". In base al diametro della singola colonna (1,1 m), all'interasse tra le colonne (maglia 3,0 m x 3,0 m) e in virtù del rapporto tra l'area della singola colonna (0,95 m<sup>2</sup>) e l'area di terreno trattato (9,0 m<sup>2</sup>/colonna) è stato possibile stimare una variazione dell'indice dei vuoti pari a circa 5-10%. In base ai risultati delle prove edometriche disponibili per la caratterizzazione geotecnica del sito, tale variazione dell'indice dei vuoti (indicativamente dal valore iniziale di circa 0,90 a quello finale di circa 0,80) porta a un incremento del modulo edometrico limitato, pari a circa 0,5-1,0 MPa. Ipotizzando un valore iniziale (del terreno indisturbato) pari a  $M_i = 3,5$  MPa (come da caratterizzazione geotecnica), è possibile adottare un valore del modulo edometrico finale (per effetto della presenza delle colonne) pari a  $M_f = 4,0$  MPa.

I risultati di tutte le analisi sono raccolti nella successiva Tabella, con il confronto tra i cedimenti delle analisi condotte in presenza delle colonne e le analisi svolte sostituendo il terreno naturale e le colonne con un terreno

equivalente, in funzione del valore iniziale assegnato al modulo edometrico del terreno LS tra le colonne (nell'intervallo tra il valore di 3,5 MPa, relativo alla condizione "indisturbata", sino a 4,5 MPa).

Tabella 10-3: Confronto tra risultati di analisi di cedimento del terreno LS trattato con colonne per la determinazione del modulo edometrico equivalente

Modello con terreno LS e colonne in ghiaia			Modello con terreno LS equivalente	
Modulo edom. LS (kPa)	Modulo edo. colonne (kPa)	Cedimento strato LS con colonne (m)	Cedimento strato LS equivalente (m)	Modulo edometrico equivalente, $M_{eq}$ (kPa)
3500	18000	0,40	0,40	4000
4000	18000	0,30	0,30	4600
4500	18000	0,28	0,28	5200

Sulla base del confronto tra i risultati delle analisi numeriche è possibile stimare un valore del modulo edometrico equivalente per il terreno LA pari a 5,0 MPa. Tuttavia, in considerazione delle incertezze legate alla complessità del trattamento, si ritiene opportuno fare riferimento a un valore del modulo edometrico equivalente  $M = 4.5$  MPa.

#### 10.4.4 Effetto del trattamento sulla permeabilità/consolidazione dei terreni trattati

Per valutare l'effetto del trattamento sulla permeabilità del terreno LA sono state svolte alcune analisi numeriche FEM. In questo caso è stata condotta una prima analisi, per la simulazione della costruzione del solo scanno di imbasamento e valutazione del tempo necessario per ottenere una consolidazione del 90%, con terreno naturale e in presenza delle colonne in ghiaia. Il risultato di tale analisi è stato confrontato con l'esito di un'altra analisi numerica, analoga alla prima ma eseguita sostituendo il terreno naturale e le colonne in ghiaia con un terreno dotato di permeabilità equivalente, tale da ottenere la stessa durata della consolidazione.

Le analisi sono state svolte con le seguenti ipotesi e assunzioni:

- Caratteristiche sezione di calcolo di riferimento: cassone sezione Tipo 1, scenario stratigrafico n. 5
- Proprietà geotecniche dei terreni naturali e dei materiali da costruzione come da caratterizzazione geotecnica
- Proprietà del materiale delle colonne in ghiaia coerenti con le ipotesi dei calcoli condotti con la teoria di Priebe, in particolare con permeabilità ipotizzata  $k = 1,0E-4$  m/s.

A titolo illustrativo, le immagini che seguono mostrano il modello di calcolo ove, al di sotto dello scanno, è presente il terreno naturale LA con le colonne in ghiaia e il risultato dell'analisi in termini di spostamenti del piano di posa dello scanno maturati a tempo infinito  $u_{y,\infty}$  (0,47 m) e di spostamenti, sempre del piano di posa dello scanno, maturati con analisi di consolidazione protratta per un tempo  $t_{90}$  (15 giorni) tale da maturare il 90% di  $u_{y,\infty}$  (0,42 m); viene per completezza presentata anche la distribuzione della pressione neutra in eccesso residua nello strato LA al termine del calcolo di consolidazione.



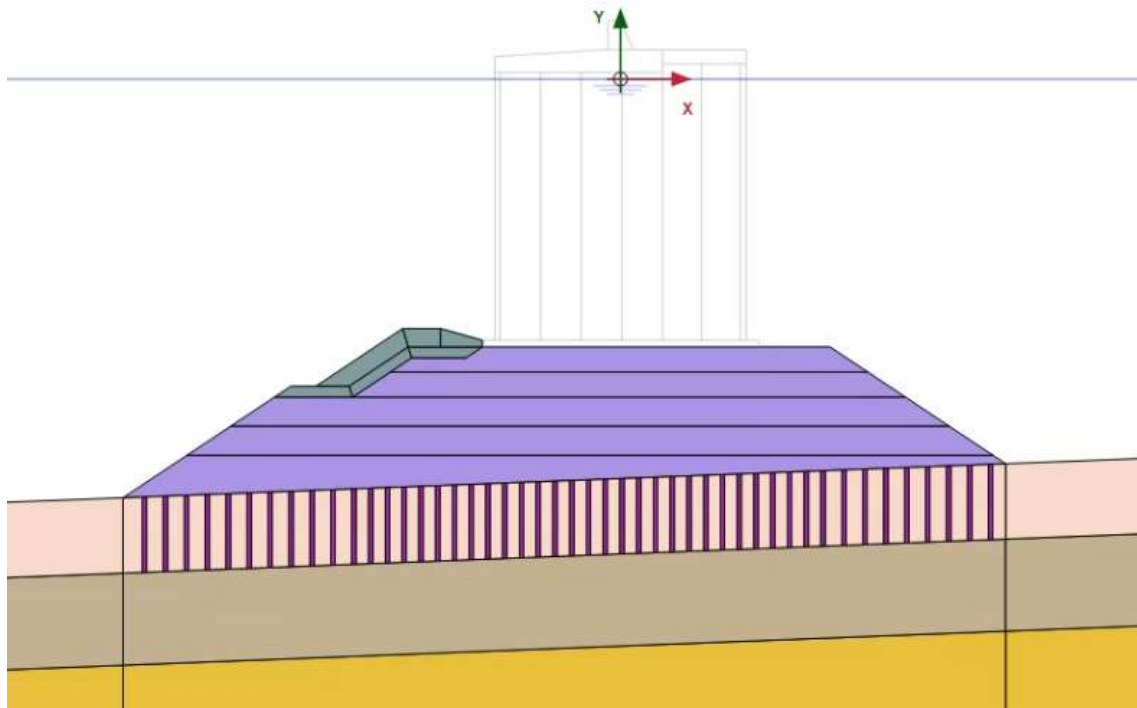


Figura 10-18: Modello di calcolo predisposto per l'analisi di consolidazione

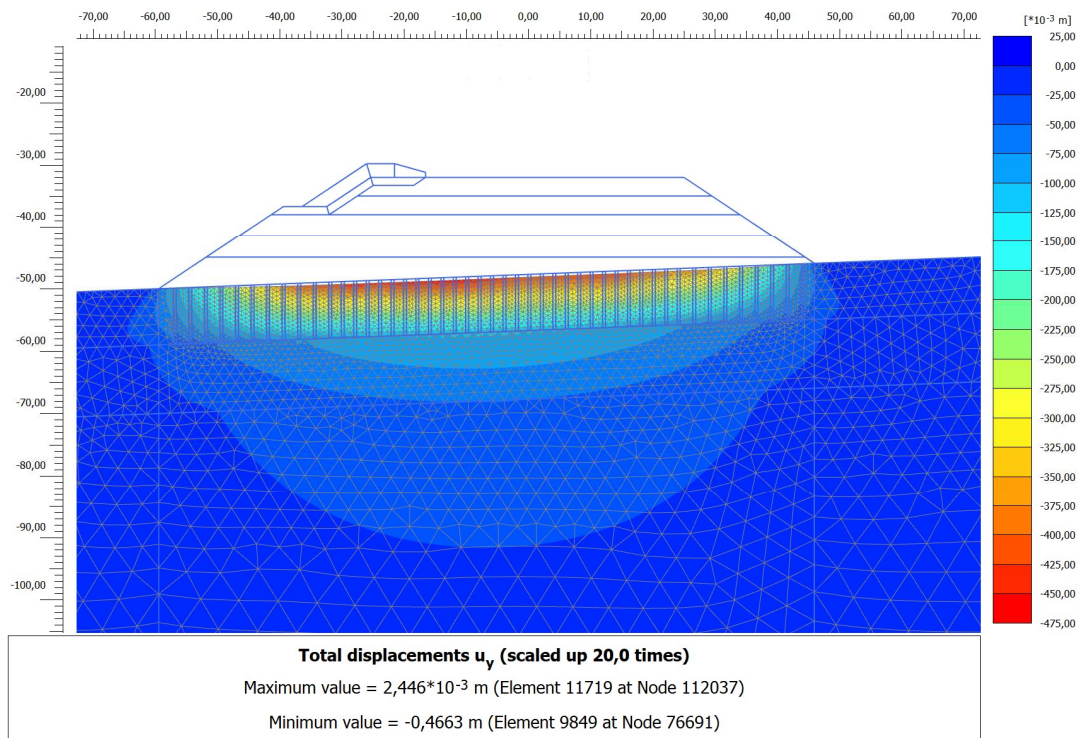


Figura 10-19: Cedimenti del piano di posa dello scanno, a tempo infinito, al di sotto del peso dello scanno



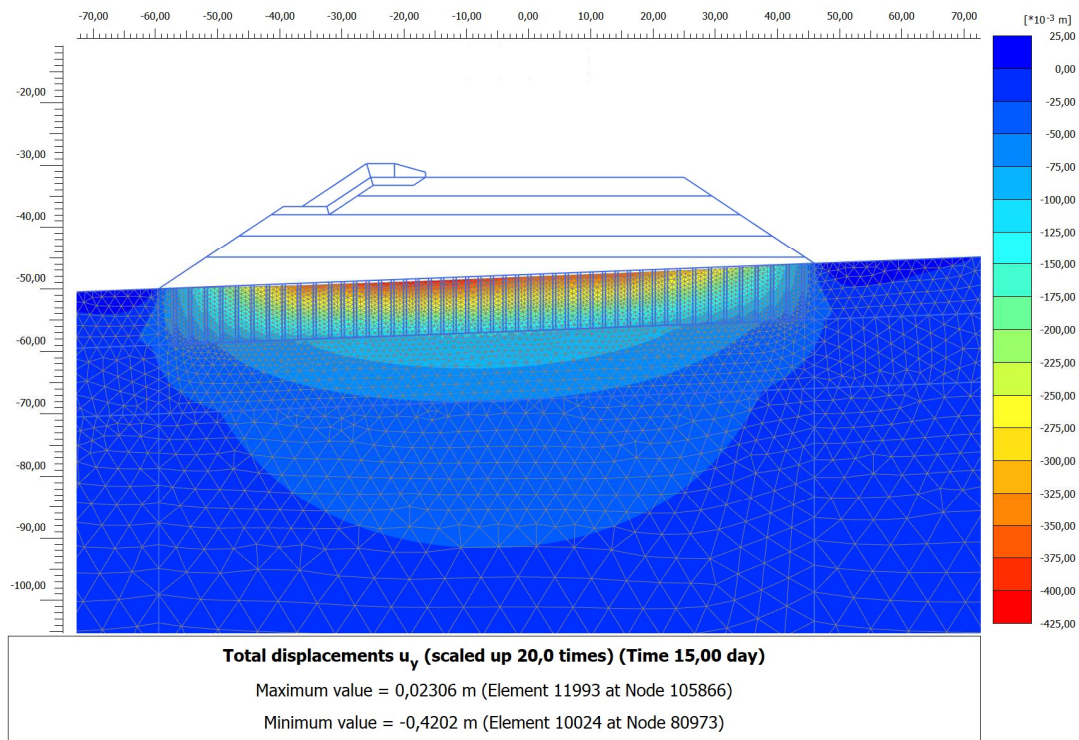


Figura 10-20: Cedimenti del piano di posa dello scanno, con analisi di consolidazione a tempo  $t_{90} = 15$  gg, al di sotto dello scanno

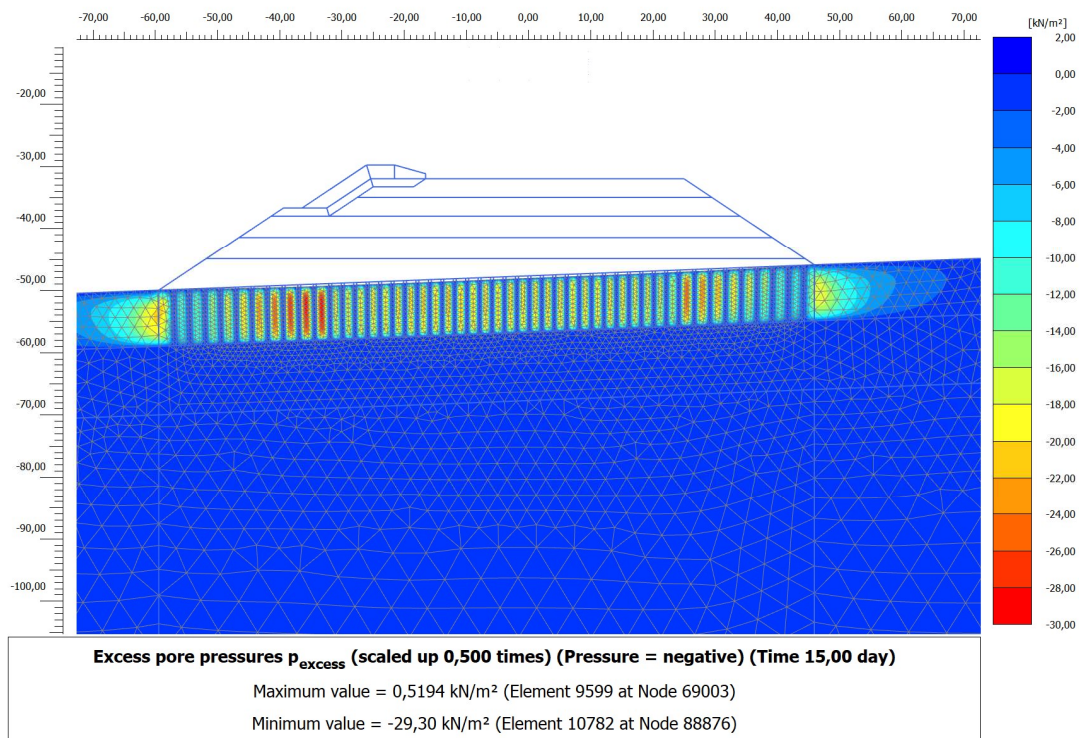
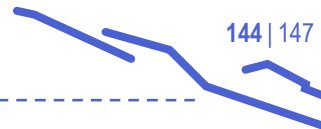


Figura 10-21: Distribuzione della pressione neutra in eccesso residua nello strato LA al termine del calcolo di consolidazione



Vengono di seguito presentati gli stessi risultati ottenuti con il secondo modello di calcolo, in cui il terreno trattato con colonne è modellato con uno strato omogeneo “equivalente” la cui permeabilità ( $k_{\text{equivalente}}$ ) è stata tarata in modo da ottenere gli stessi tempi di consolidazione  $t_{90}$ . I risultati delle analisi sono raccolti nella Tabella successiva che mostra il confronto tra i tempi di consolidazione al 90% del modello con le colonne e del modello con terreno con permeabilità equivalente.

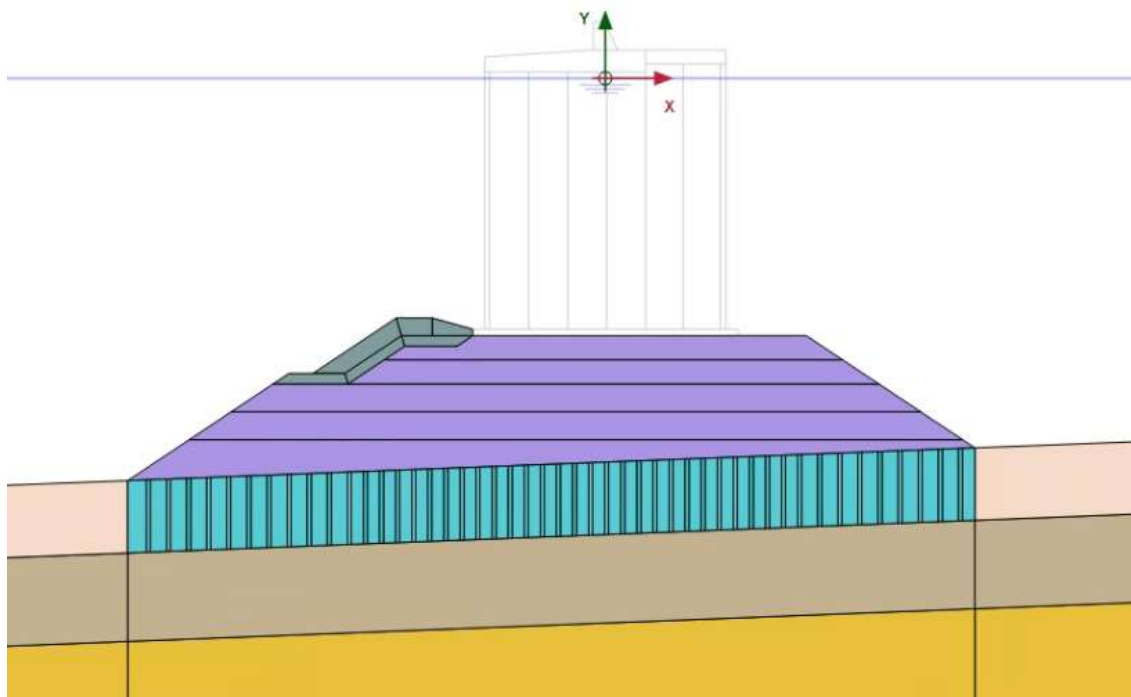


Figura 10-22: Modello di calcolo predisposto per l'analisi di consolidazione con strato omogeneo equivalente

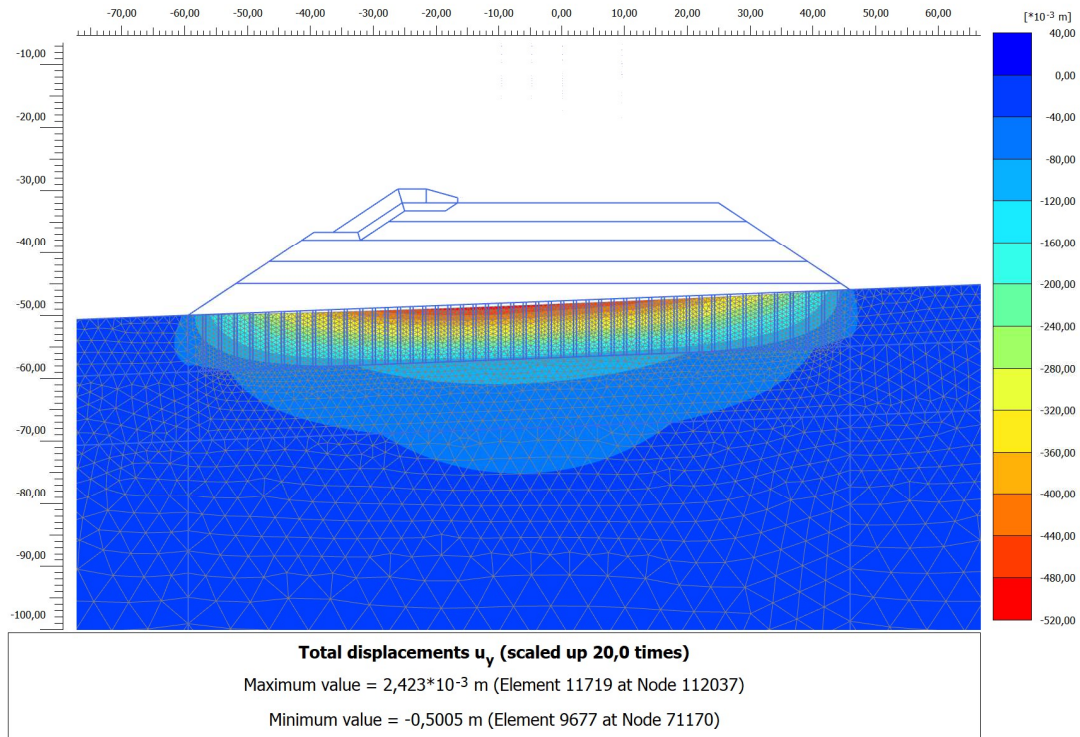


Figura 10-23: Cedimenti del piano di posa dello scanno, a tempo infinito, al di sotto dello scanno (con strato omogeneo equivalente)

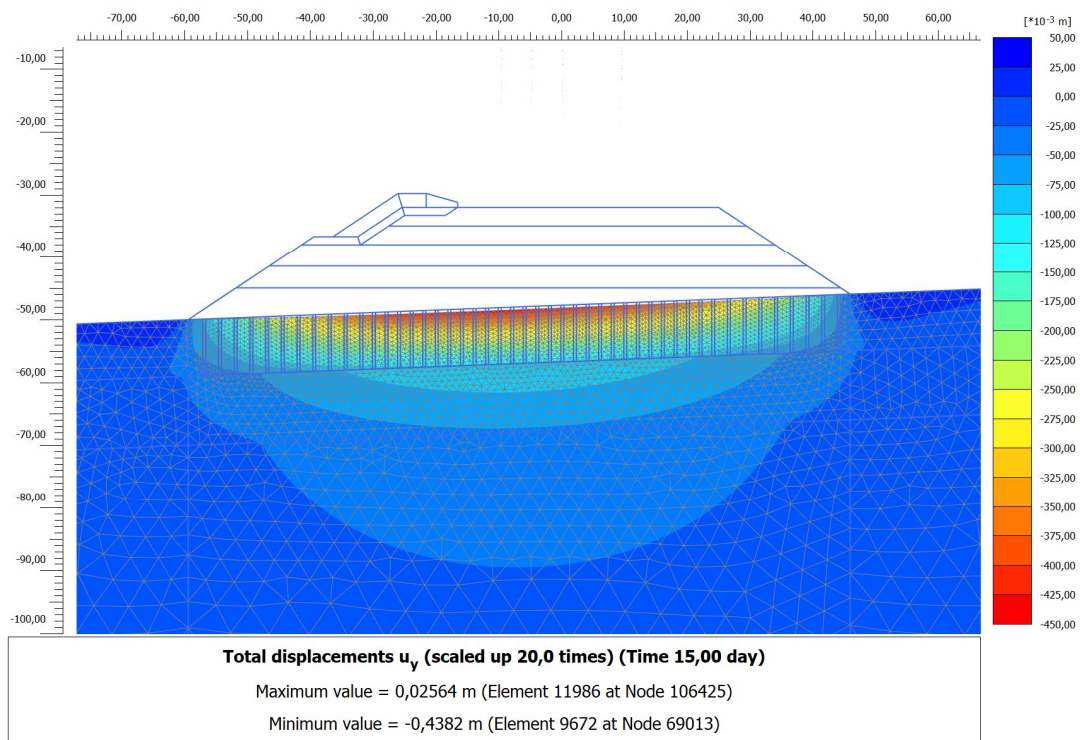


Figura 10-24: Cedimenti del piano di posa dello scanno, con analisi di consolidazione a tempo  $t_{90} = 15$  gg, al di sotto dello scanno (con strato omogeneo equivalente)



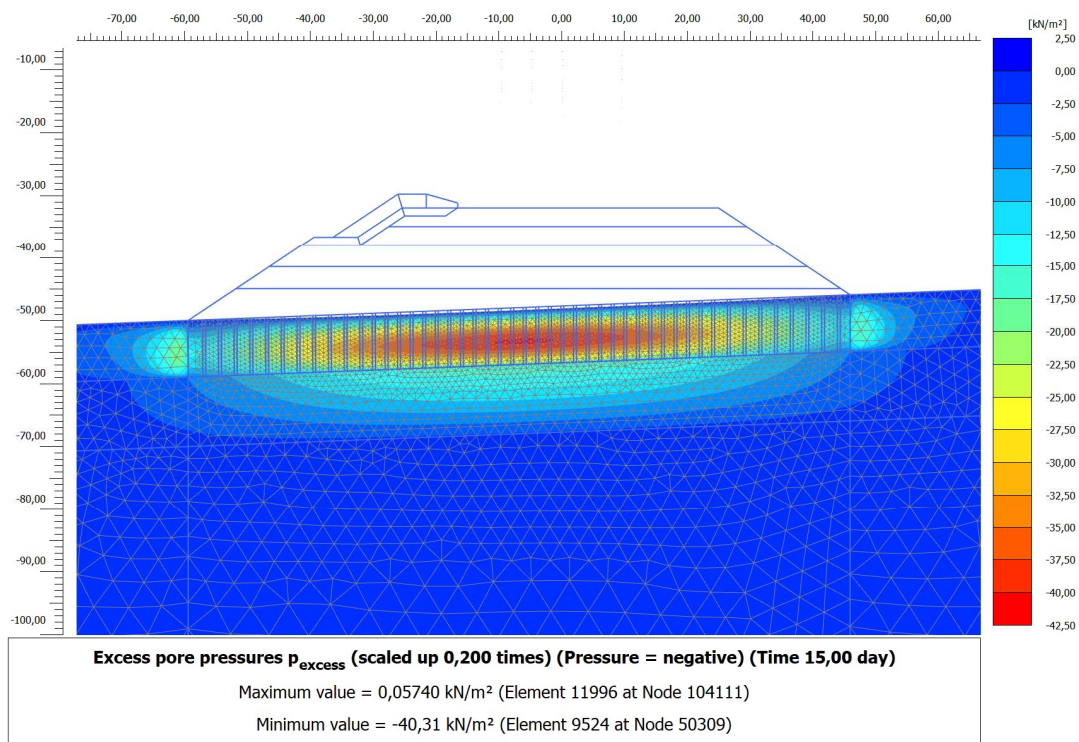


Figura 10-25: Distribuzione della pressione neutra in eccesso residua nello strato LA al termine del calcolo di consolidazione (con strato omogeneo equivalente)

Dalle analisi numeriche è risultato innanzitutto che, per effetto del trattamento colonnare, il tempo  $t_{90}$  necessario per giungere al 90% della consolidazione del terreno LA migliorato è pari a circa 15gg. Inoltre, dal confronto tra i risultati delle suddette analisi, il terreno LA trattato con colonne in ghiaia può essere nel suo complesso caratterizzato con una permeabilità  $k_{\text{equivalente}} = 1,0E-7$  m/s.

In virtù di quanto sin qui esposto per l'unità LA di limo argilloso, riguardo ai terreni delle unità LS, tenuto conto della permeabilità assunta per la condizione di terreno naturale ( $1,0E-7$  m/s) e dell'effetto benefico delle colonne (con interasse previsto di 3,0x3,0 m), si può preliminarmente ipotizzare un valore di permeabilità equivalente pari a  $1,0E-6$  m/s, con tempi di consolidazione  $t_{90}$  inferiori a 15 gg.

### 10.4.5 Sintesi delle proprietà dei terreni trattati con colonne in ghiaia

In base alle valutazioni precedentemente illustrate riguardo effetti del trattamento colonnare sui terreni LA e LS (metodi analitici e numerici), la Tabella seguente riassume i parametri dei terreni LA e LS modificati per effetto del trattamento.

Tabella 10-4: Sintesi parametri geotecnici terreni dei terreni trattati mediante colonne in ghiaia

Unità	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	M	k
(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(MPa)	(m/s)
<b>LA, con maglia colonne 2,0x2,0 m</b>	17.5	4	36	3,0	1,0E-7
<b>LA, con maglia colonne 2,5x2,5 m</b>	17.5	5	34	2,4	
<b>LS<sub>levante</sub>, con maglia colonne 3,0x3,0 m</b>	17.7	0	33	5,5	1,0E-6
<b>LS<sub>ponente (1)</sub>, con maglia colonne 3,0x3,0 m</b>	17.7	0	33	4,5	
<b>LS<sub>ponente (2)</sub>, con maglia colonne 3,0x3,0 m</b>	17.7	0	35	9,0	
<b>LAS<sub>ponente</sub>, con maglia colonne 3,0x3,0 m</b>	17.7	0	32	3,5	1,0E-7

### 10.5 Campi prova e monitoraggio

In generale, lo scopo dei campi prova è quello di valutare l'efficacia del trattamento e verificare i parametri di resistenza e di deformabilità delle colonne e del volume di terreno trattato, determinati con gli approcci semi-empirici e numerici condotti sulla base dei risultati delle indagini in situ e delle prove di laboratorio.

Nel dettaglio quindi, in considerazione delle caratteristiche dell'intervento di consolidamento e delle difficili condizioni ambientali, sono previsti opportuni Campi Prova dedicati, che dovranno perseguire le seguenti finalità:

- Verificare la fattibilità dei metodi indicati e/o la fattibilità di metodi alternativi, nelle condizioni di progetto (alti fondali e mare aperto);
- Definire le fasi operative, i mezzi d'opera necessari e le produttività;
- Verificare i risultati raggiungibili con continuità rispetto alle assunzioni e obiettivi progettuali (eg. Diametri ottenuti, permeabilità del terreno trattato etc.), tramite controlli durante l'esecuzione e monitoraggi postumi;
- Affinare le modalità di controllo, che dovranno poi essere estesamente utilizzate durante il lavoro.

Per lo svolgimento di tali attività si faccia riferimento alla documentazione progettuale specifica (Campo di taratura e campi prova lungo l'opera di progetto).