

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
03	10/04/2023	QUARTA EMISSIONE	R. Bullo/F. Moro	L. Masiero	T. Tassi
04	13/04/2023	AGGIORNAMENTO PER OTTEMPERANZA	R. Bullo/F. Moro	L. Masiero	T. Tassi
05	19/05/2023	AGGIORNAMENTO PER OTTEMPERANZA	R. Bullo/F. Moro	L. Masiero	T. Tassi

CODICE PROGETTO	CODICE ELABORATO	NOME FILE
P3062	GL-G-0006	P3062_E-GL-G-0006_05.pdf

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

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

Sommario

1	INTRODUZIONE	10
1.1	Aggiornamento documento	10
2	OGGETTO E SCOPO	11
2.1	Organizzazione del lavoro	11
3	RIFERIMENTI	12
3.1	Normative di riferimento	12
3.2	Documentazione di riferimento	12
3.3	Riferimenti bibliografici	13
4	AMBITO E OBIETTIVO DELL'INTERVENTO	16
4.1	Area di intervento	16
4.2	Obiettivo dell'intervento	16
5	INDAGINI GEOTECNICHE	19
5.1	Premesse	19
5.2	Indagini progetto PFTE	19
5.2.1	Indagini pregresse	19
5.2.2	Campagna di indagini geotecniche	22
5.2.3	Campagna di indagini geofisiche	25
5.3	Indagini geotecniche campagna 2023	27
5.3.1	Premesse	27
5.3.2	Campagna di indagini geotecniche	28
5.3.3	Campagna di indagini geofisiche	35
6	METODI INTERPRETATIVI DELLE PROVE IN SITO	37
6.1	Interpretazione dei risultati della prova CPT	37
6.1.1	Misure e classificazione del terreno investigato	37
6.1.2	Stima dei parametri geotecnici	39

6.1.2.1	<i>Velocità delle onde di taglio</i>	39
6.1.2.2	<i>Rigidezza del terreno</i>	39
6.1.2.3	<i>Resistenza al taglio drenata</i>	40
6.1.2.4	<i>Densità relativa</i>	40
6.1.2.5	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	40
6.2	Interpretazione dei risultati della prova DMT	41
6.2.1	Misure corrette	42
6.2.2	Parametri intermedi	42
6.2.3	Stima dei parametri geotecnici	44
7	RISULTATI DELLE INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO	48
7.1	Premesse	48
7.2	Unità stratigrafiche	48
7.3	Scenari stratigrafici	49
7.4	Caratterizzazione dell'unità "LA"	55
7.4.1	Indagini PE – Prove in sito	55
7.4.2	Confronto con indagini PFTE – Prove in sito	60
7.4.3	Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio	62
7.4.4	Sintesi delle proprietà geotecniche	70
7.5	Caratterizzazione dell'unità "LS_{levante}"	74
7.5.1	Indagini PE – Prove in sito	74
7.5.2	Confronto con indagini PFTE – Prove in sito	77
7.5.3	Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio	77
7.5.4	Sintesi delle proprietà geotecniche	77
7.6	Caratterizzazione dell'unità "LS_{ponente}"	80
7.6.1	Indagini PE – Prove in sito	80
7.6.2	Confronto con indagini PFTE	83
7.6.3	Sintesi delle proprietà geotecniche	87
7.7	Caratterizzazione dell'unità "LAS"	91
7.7.1	Indagini PE – Prove in sito	91

7.8	Caratterizzazione dell'unità "SL"	95
7.8.1	Indagini PE – Prove in sito	95
7.8.2	Confronto con indagini PFTE – Prove in sito	98
7.8.3	Confronto con indagini PFTE – Prove di laboratorio	100
7.8.4	Sintesi delle proprietà geotecniche	103
7.9	Caratterizzazione dell'unità "ORV"	106
7.9.1	Indagini PE – Prove in sito	106
7.9.2	Indagini PFTE – Prove in sito	106
7.9.3	Indagini PFTE – Prove di laboratorio	107
7.9.4	Sintesi delle proprietà geotecniche	110
7.10	Caratterizzazione dell'unità "GS"	113
7.10.1	Prove in sito	113
7.10.2	Prove di laboratorio	114
7.11	Caratterizzazione del substrato roccioso	115
7.11.1	Prove in sito	115
7.11.2	Prove di laboratorio	115
7.11.3	Cenni sulla caratterizzazione geomeccanica	115
7.12	Parametrizzazione geotecnica	118
7.12.1	Terreni naturali	118
7.12.2	Materiali da costruzione e terreni trattati	118
8	CENNI SULLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	120
8.1	Premessa	120
8.2	Pericolosità sismica	120
8.3	Valutazioni sulla risposta sismica locale di PFTE	120
8.3.1	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	120
8.3.2	Azione sismica di progetto (PFTE)	122
8.4	Sintesi dello studio di risposta sismica locale di PE	123
8.4.1	Modalità dell'analisi dinamica	123
8.4.2	Accelerogrammi di eccitazione e loro spettri di risposta	123

8.4.3	Stralcio dall'inquadramento geologico dell'area.....	126
8.4.4	Rappresentazione profili stratigrafici.....	127
8.4.5	Modelli costitutivi	132
8.4.6	Sintesi dei risultati.....	133
9	SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	138
9.1	Riferimento normativo e considerazioni sulla suscettibilità dei terreni in sito	138
9.2	Verifica di liquefazione mediante risultati di prove CPT	143
9.3	Esito verifiche di liquefazione	144

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: Ubicazione indagini pregresse a levante (a) e ponente (b) dell'area di progetto.....	21
Figura 5-2: Ubicazione indagini del progetto di fattibilità tecnico economica.....	23
Figura 5-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geofisica - planimetria di ubicazione (poligono blu).....	26
Figura 5-4: Ubicazione indagini integrative 2023 – prove CPT	30
Figura 5-5: Ubicazione indagini integrative 2023 – prove DMT e sondaggi CH 1 e CH 2	31
Figura 5-6: Dettagli del “seabed penetrometer” tipo “Manta” utilizzato per l'esecuzione delle prove CPT e DMT 2023	32
Figura 5-7: Dettagli del “seabed penetrometer” tipo “Manta” utilizzato per l'esecuzione delle prove CPT e DMT 2023	33
Figura 5-8: Definizione della tripletta nella CH01-CPT17	35
Figura 5-9: Definizione della tripletta nella CH02-CPT18	36
Figura 6-1: Classificazione dei terreni dalla prova CPTU (Robertson et al. 1986).....	38
Figura 7-1: Planimetria area di progetto, traccia del profilo stratigrafico P1 e indicazione schematica scenari stratigrafici.....	49
Figura 7-2: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera (sezioni da T1 a T4) - ponente	50
Figura 7-3: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera (sezioni da T1 a T4) - levante	51
Figura 7-4: Unità LA – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra	55
Figura 7-5: Unità LA – risultato prove DMT in termini di Material Index Id e Pore pressure Index Ud	56
Figura 7-6: 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 7-7: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da CPT e DMT	59
Figura 7-8: Unità LA – confronto prove CPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto di indagine	60
Figura 7-9: Unità LA - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di c_u , M, v_s	61
Figura 7-10: Unità LA - frazioni granulometriche, plasticità e contenuto d'acqua, in funzione della profondità ...	62
Figura 7-11: Unità LA - carta di plasticità di Casagrande	63
Figura 7-12: Unità LA - indice dei vuoti e peso di volume (da prove on-shore e off-shore)	63
Figura 7-13: Unità LA - risultati prove di laboratorio in termini di resistenza non drenata	65
Figura 7-14: Unità LA – confronto tra valori di resistenza non drenata da prove di laboratorio e prove in sito	66
Figura 7-15: Unità LA - parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci	66
Figura 7-16: Unità LA – confronto valori di OCR da prove edometriche di laboratorio e prove DMT	67
Figura 7-17: 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 7-18: Unità LA - Variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali	69
Figura 7-19: Unità LA – confronto tra valori di resistenza non drenata da prove di laboratorio e prove in sito	71

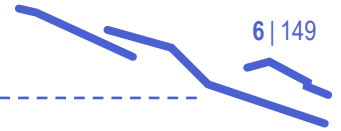


Figura 7-20: Unità LA - parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci	72
Figura 7-21: Unità LA – confronto tra valori del modulo edometrico M (modulo confinato) da prove DMT e da prove edometriche di laboratorio nell'intervallo di tensioni di interesse	73
Figura 7-22: Unità LA – confronto tra valori di velocità Vs da interpretazione prove PCPT di PFTE, CPTU di PE e prova di colonna risonante in laboratorio.....	73
Figura 7-23: Unità LS levante – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra .	74
Figura 7-24: Unità LS levante – risultato prove DMT in termini di Material Index Id e Pore pressure Index Ud ..	75
Figura 7-25: 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	76
Figura 7-26: Unità LS levante – stima dell'angolo di resistenza al taglio da prove CPT e da prove DMT	78
Figura 7-27: Unità LS levante – stima del modulo di deformazione da prove CPT e da prove DMT	79
Figura 7-28: Unità LS ponente – risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra	80
Figura 7-29: Unità LS ponente – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id e Pore Pressure Index Ud	81
Figura 7-30: 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	82
Figura 7-31: Unità LS ponente – distribuzione granulometrica in funzione della profondità	84
Figura 7-32: Unità LS ponente – variazione del contenuto d'acqua e peso di volume in funzione della profondità	84
Figura 7-33: Unità LS ponente – variazione dell'indice dei vuoti in funzione della profondità	85
Figura 7-34: Unità LS ponente – parametri di resistenza non drenata (c_u) e drenata (c' , ϕ').....	86
Figura 7-35: Unità LS ponente - variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali.....	87
Figura 7-36: Unità LS ponente – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove in sito e da prove di laboratorio.....	88
Figura 7-37: Unità LS ponente – stima del modulo edometrico da prove CPT e da prove DMT	89
Figura 7-38: Unità LS ponente – confronto tra valori di velocità Vs da interpretazione prove CPTU, prove cross-hole e prova di colonna risonante in laboratorio	89
Figura 7-39: Unità LAS – risultato prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra	91
Figura 7-40: Unità LAS – risultato prove DMT in termini di material index e pore pressure index.....	92
Figura 7-41: Unità LAS – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato da prove DMT	93
Figura 7-42: Unità SL– risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra	95
Figura 7-43: Unità SL – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id	96
Figura 7-44: 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	97
Figura 7-45: Unità SL – confronto prove PCPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto di indagine	98
Figura 7-46: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di E e ϕ'	99
Figura 7-47: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di v_s , e D_r	99

Figura 7-48: Unità SL – distribuzione granulometrica in funzione della profondità	101
Figura 7-49: Unità SL – variazione del contenuto d'acqua W_n , peso di volume e indice dei vuoti in funzione della profondità	101
Figura 7-50: Unità SL – parametri di resistenza in condizioni drenate in funzione della profondità	102
Figura 7-51: Unità SL – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di laboratorio e da prove in sito	103
Figura 7-52: Unità SL – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di laboratorio e da prove in sito con indicazione del valore caratteristico adottato per lo strato	104
Figura 7-53: Unità SL – confronto tra valori del modulo di deformazione ottenuto da prove in sito con indicazione del valore caratteristico adottato per lo strato	105
Figura 7-54: Unità SL – confronto tra valori di velocità V_s da interpretazione prove PCPT di PFTE, CPTU di PE e prove di laboratorio	105
Figura 7-55: Unità ORV - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di c_u , M , v_s	106
Figura 7-56: Unità ORV – variazione della composizione granulometrica e della plasticità in funzione della profondità	108
Figura 7-57: Unità ORV - carta di plasticità di Casagrande	108
Figura 7-58: Unità ORV – variazione del peso di volume e dell'indice dei vuoti in funzione della profondità	109
Figura 7-59: Unità ORV – variazione della resistenza non drenata in funzione della profondità da prove di laboratorio	110
Figura 7-60: Unità ORV – variazione della resistenza non drenata in funzione della profondità da prove di laboratorio e in sito	112
Figura 7-61: Unità GS - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di M , ϕ' , v_s	113
Figura 7-62: Unità GS - distribuzione granulometrica in funzione della profondità	114
Figura 7-63: Unità substrato roccioso – rappresentazione dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown	116
Figura 7-64: Unità substrato roccioso – parametri dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown	117
Figura 8-1: Azione sismica di progetto – valori stimati di V_s per ciascuna unità geotecnica (interpretazione prove PFTE)	121
Figura 8-2: Studio di risposta sismica locale - Spettri di risposta elastici ($\xi = 0.05$) degli 8 accelerogrammi pre-selezionati e spettro di risposta target A (sopra) e B (sotto)	125
Figura 8-3: Studio di risposta sismica locale - Spettri di risposta elastici ($\xi = 0.05$) adattati degli accelerogrammi selezionati	126
Figura 8-4: Domini sismici individuati da geofisica a riflessione lungo una rotta Sparker parallela alla costa in corrispondenza del canyon sepolto del Polcevera	127
Figura 8-5: Traccia planimetrica delle sezioni di calcolo P1-P1', 5-5' e 7-7'	128
Figura 8-6: Sezione geotecnica di calcolo 5-5'	129
Figura 8-7: Sezione geotecnica di calcolo 7-7'	130
Figura 8-8: Sezione geotecnica di calcolo P1-P1'	131
Figura 8-9: Modello Plaxis 2D per la sezione geotecnica di calcolo 5-5'	132
Figura 8-10: Modello Plaxis 2D per la sezione geotecnica di calcolo 7-7'	132
Figura 8-11: Modello Plaxis 2D per la sezione geotecnica di calcolo P1-P1'	133

Figura 8-12: Andamento della PGA alla quota fondale sezione P1-P1' ottenuto dall'analisi di risposta sismica in 2d mediante Plaxis considerando l'amplificazione dovuta alla presenza dello scanno	134
Figura 8-13: Sezione P1-P1': storia temporale dell'indice r_u nello strato SL: a) in P1 (quarto punto di controllo); b) in P1 (quinto punto di controllo); c) in P7 (quarto punto di controllo); d) in P7 (quinto punto di controllo); e) in P12 (quarto punto di controllo)	137
Figura 9-1: NTC 2018 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione	139
Figura 9-2: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LA: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$	140
Figura 9-3: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LS: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$	141
Figura 9-4: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità SL: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$	142
Figura 9-5: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR (da τ_{max} ottenuto da analisi di risposta sismica locale) e CRR in funzione della profondità in corrispondenza delle verticali di prova CPT7 (a) e CPT3 (b)	146
Figura 9-6: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR E CRR da prove CPT5 (a), CPT6 (b), CPT9 (c), CPT11 (d), CPT23 (e) e CPT24 (f)	147
Figura 9-7: Suscettibilità alla liquefazione – calcolo del rapporto CRR/CSR in funzione della profondità	148
Figura 9-8: Potenziale di liquefazione LPI calcolato per la prova CPT24	149

Indice delle tabelle

Tabella 5-1: Indagini di PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle indagini geotecniche in sito	22
Tabella 5-2: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio a bordo della nave geotecnica	24
Tabella 5-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di classificazione	25
Tabella 5-4: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di resistenza, deformabilità e permeabilità	25
Tabella 5-5: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – prove CPT	28
Tabella 5-6: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – prove DMT	29
Tabella 5-7: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica – sondaggi geognostici CH sulla diga esistente	29
Tabella 5-8: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove di laboratorio (presso il laboratorio SOCOTEC)	34
Tabella 5-9: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove di laboratorio (presso il laboratorio ISMGEO)	34
Tabella 6-1: Classificazione della tipologia di terreno in funzione dei parametri q_c , f_s ed u adimensionalizzati ..	37
Tabella 6-2: 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)	41
Tabella 7-1: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 1	52
Tabella 7-2: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 2	52
Tabella 7-3: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 3	52

Tabella 7-4: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 4	53
Tabella 7-5: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 5	53
Tabella 7-6: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 6	53
Tabella 7-7: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 7	53
Tabella 7-8: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 8	54
Tabella 7-9: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 9	54
Tabella 7-10: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da CPT	58
Tabella 7-11: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da DMT	59
Tabella 7-12: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione	61
Tabella 7-13: Unità LA - sintesi risultati prove TXUU	64
Tabella 7-14: Unità LA - sintesi risultati prove edometriche	69
Tabella 7-15: Unità LA - risultati prove di permeabilità in cella triassiale	69
Tabella 7-16: Unità SL - risultati interpretazione prove di dissipazione	100
Tabella 7-17: Unità ORV - Risultati interpretazione prove di dissipazione	107
Tabella 7-18: Unità ORV – sintesi risultati prove di compressione in edometro	110
Tabella 7-19: Sintesi delle proprietà geotecniche dei terreni naturali di fondazione	118
Tabella 7-20: Sintesi delle proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni oggetto di trattamento	119
Tabella 8-1: Azione sismica di progetto – Definizione della pericolosità sismica.....	120
Tabella 8-2: Azione sismica di progetto – risultati prove di colonna risonante	122
Tabella 8-3: Studio di risposta sismica locale – accelerogrammi naturali selezionati.....	124

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 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 5.3.1, 5.3.2, 5.3.3, 7.2, 7.3, 7.4.1, 7.4.2, 7.4.3, 7.4.4, 7.5, 7.6, 7.7, 7.8.1, 7.8.2, 7.8.3, 7.8.4, 7.9.1, 7.9.2, 7.9.3, 7.9.4, 7.12, 9.1, 9.2, 9.3, 10.3, 10.4.
- in riscontro all'istruttoria P0027010-2-H18_rev00 sono stati rivisti i paragrafi 5.3, 6.1, 7.4.3, 7.5, 7.6, 7.12.
- in riscontro all'istruttoria IT21086AR-00P-SP-0005-0_Geotecnica sono stati rivisti i paragrafi 5.3.3, 6, 7.2, 7.3, 7.4, 7.5, 7.6, 7.7, 7.12, 8.
- in riscontro all'istruttoria P0027010-2-H18_rev02 sono stati rivisti i capitoli 6, 7, 8 e 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 illustra le campagne indagini disponibili.

Dopo la descrizione dei metodi interpretativi delle prove in sito (CPT e DMT) nel capitolo 6, i risultati delle indagini integrative del 2023 e di PFTE sono presentati ed esaminati nel capitolo 7, dedicato alla modellazione geotecnica del sito. In considerazione della complessità delle caratteristiche stratigrafiche e dell'estensione dell'opera, il modello geotecnico del sito è costituito dall'individuazione delle principali unità geotecniche, dalla caratterizzazione delle principali proprietà geotecniche, e, infine, dall'individuazione di un certo numero di scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera con indicazione delle unità geotecniche presenti e dei relativi spessori. Per quanto riguarda la caratterizzazione delle proprietà geotecniche delle varie unità, per ogni unità stratigrafica sono presentati i risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio disponibili e, infine, la sintesi della caratterizzazione geotecnica. I risultati del lavoro di interpretazione 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 8 sintetizza i principali aspetti della sismicità dell'area e, infine, il capitolo 9 si occupa della suscettibilità dei terreni di fondazione al fenomeno della liquefazione in condizioni sismiche.

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):
 - o Fase 1 - Rapporto indagini geofisiche ed elaborati grafici;
 - o Fase 2 - Rapporto indagine geotecnica a mare – Field Report;
 - o Fase 2 - Rapporto indagine geotecnica a mare – Factual Report;
 - o Fase 2 - Rapporto prove di laboratorio geotecnico a terra.
- Indagini condotte per il Progetto esecutivo 2023:
 - o Rapporto indagini integrative 2023 (doc. "P3062_E-GL-G-0008")
 - o n.24 prove penetrometriche statiche continue con piezocono (CPT-U o PCPT) a mare.
 - o n.16 prove dilatometriche (DMT) a mare.
 - o Sondaggi CH1 e CH2
 - o Prove di laboratorio (fisiche, meccaniche e dinamiche) su campioni di terreno prelevati all'interno dei sondaggi CH1 e CH2.

- Indagini geofisiche Cross Hole nei sondaggi CH1-2.
- Indagini geofisiche superficiali nell'area di progetto (Side Scan Sonar, Sparker, Sub Bottom Profiler).

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.
- V. Choa ; Bo Myint Win ; M. F. Chang ; Laifa Cao (1997) – "Overconsolidation ratio of a seabed clay from in-situ tests" - 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg)
- Ground property characterization by means of in-situ tests
- 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.
- Richart, F. E. - "Review of the Theories for Sand Drains" - Transactions of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 124, 1959, pp. 709-739.
- 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.
- Yasuhara, K., Hirao, K., Fujiwara, H., U-He, S. (1984). Undrained Shear Behaviour of Quasi-overconsolidated Seabed Clay Induced by Cyclic Loading. In: Denness, B. (eds) Seabed Mechanics. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-009-4958-4_3.
- 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.

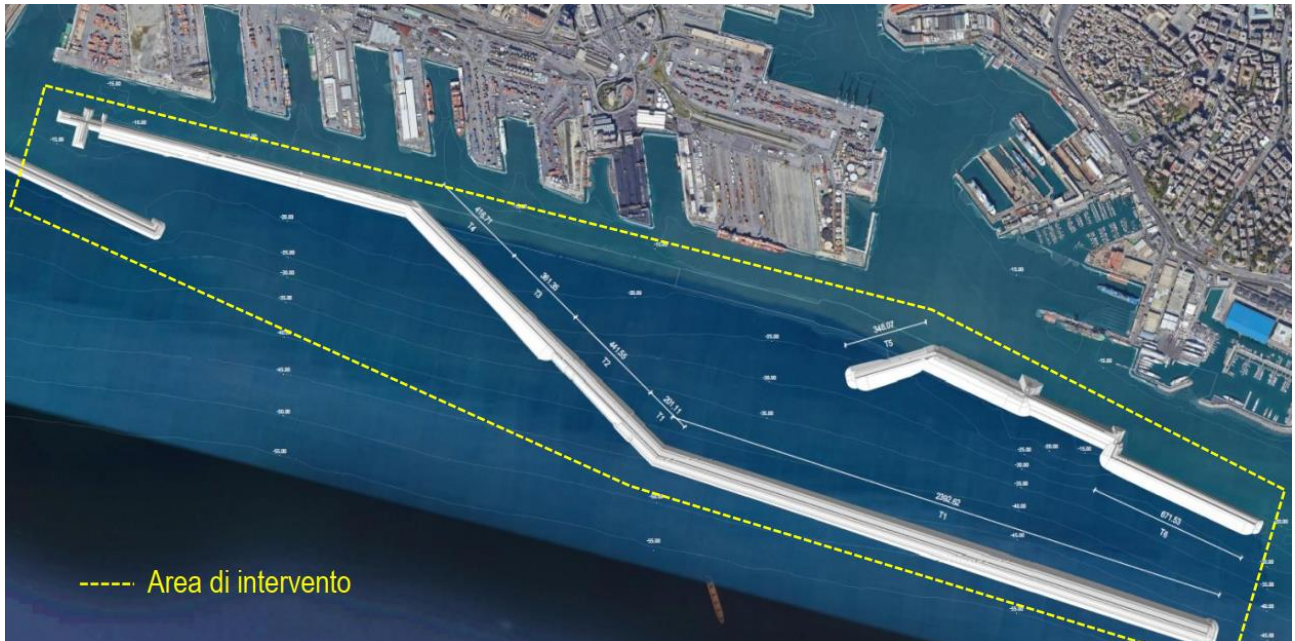


Figura 4-3: Inquadramento generale dell'area – Stato di progetto (Fase A)

5 Indagini geotecniche

5.1 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. In sede di PFTE, l'esito di tali attività è stato integrato in un più ampio quadro di informazioni e conoscenze già disponibili ("indagini pregresse"), derivate dalla costruzione di numerose opere realizzate negli anni presso il tratto di mare antistante la città di Genova.

Per l'approfondimento della caratterizzazione geotecnica del sito, nel periodo tra febbraio e marzo 2023 è stata condotta una estesa campagna di indagini geotecniche integrative lungo il tracciato dell'opera, oltre che a una campagna di indagini geofisiche.

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

5.2 Indagini progetto PFTE

5.2.1 Indagini pregresse

Per la redazione del progetto di PFTE sono stati reperiti i risultati di numerose indagini pregresse, 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)

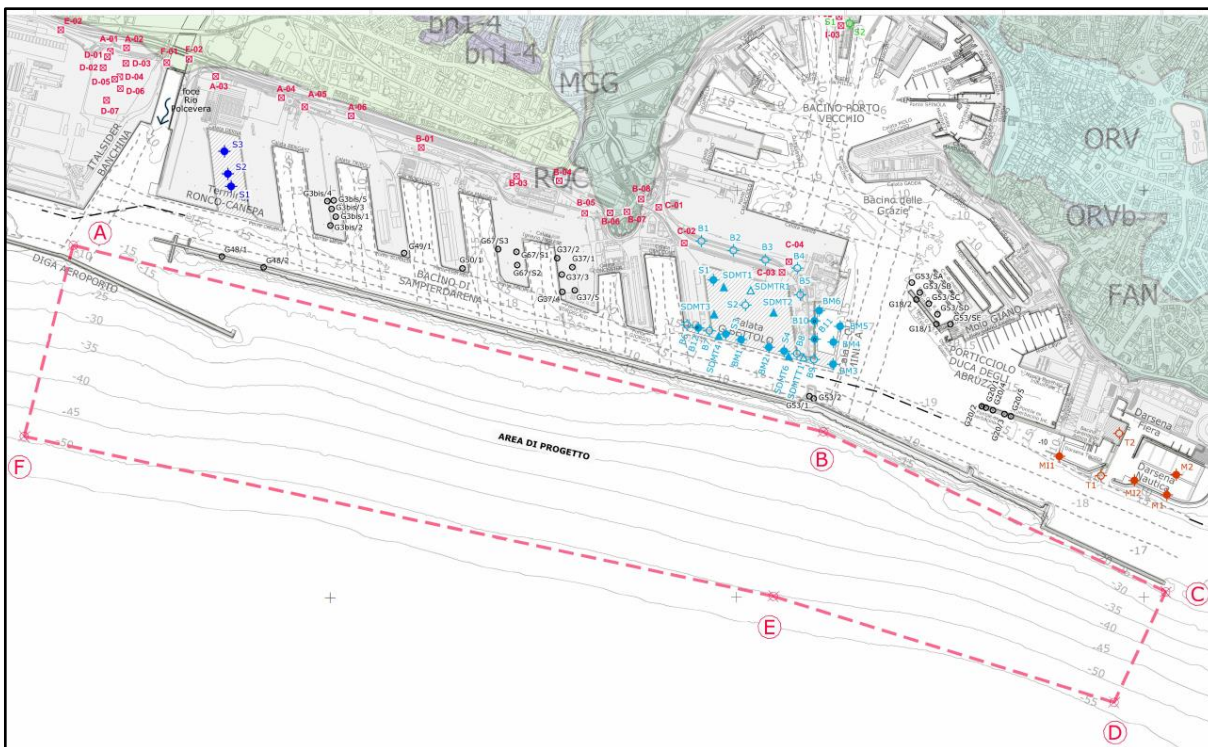
Per il progetto del molo nel 1959 sono stati eseguiti n.2 sondaggi a mare lunghi 15 e 20 m con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni disturbati per prove di laboratorio. Nel 2003 si sono realizzati n.4 sondaggi a mare e n.1 sondaggio a terra profondi tra 20 e 40 m con prove SPT.

Indagine diga Sampierdarena (1987 e 2001)

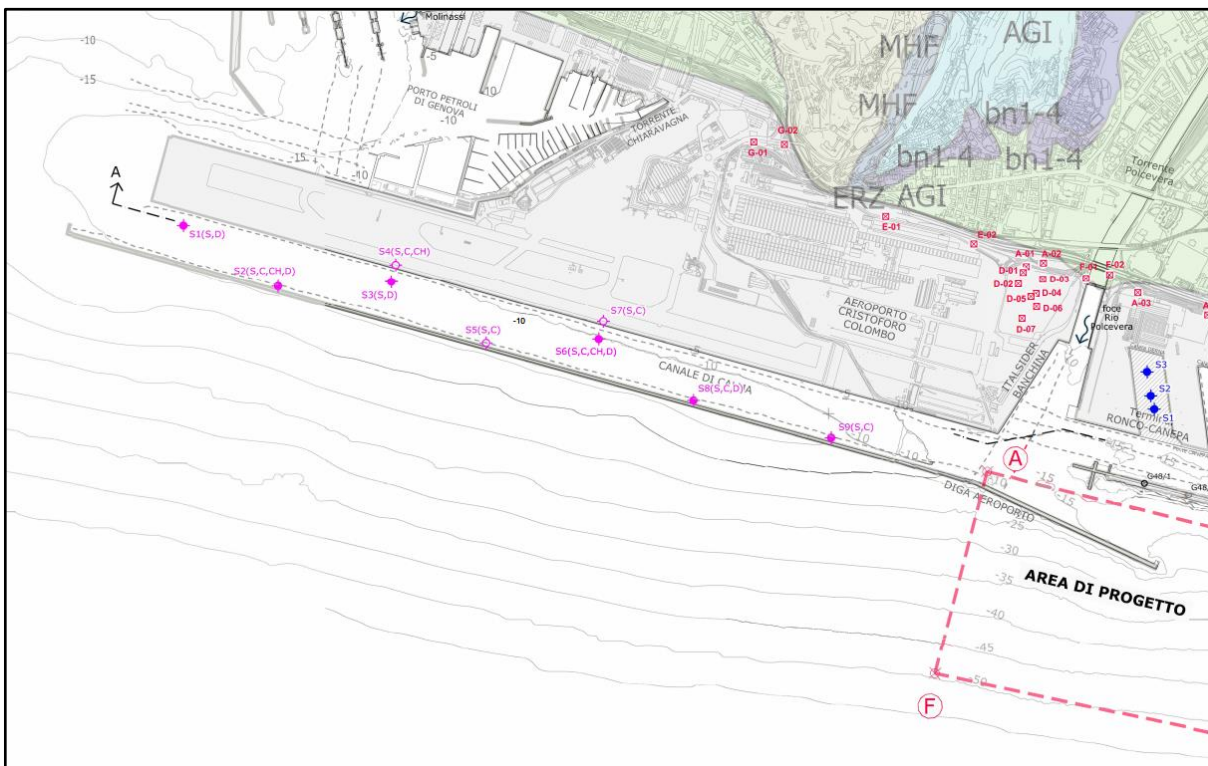
Da tale indagine sono stati recuperati n.2 sondaggi profondi 30 m circa con prove SPT, realizzati nel 1987 sulla diga presso ponte Ronco – Canepa. Nel corso del 2001 sono stati condotti n.2 sondaggi da 36 m circa con prove SPT in corrispondenza del punto antistante Calata Bettolo, dove la diga Sampierdarena 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.

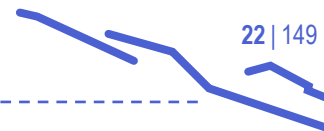


a)



b)

Figura 5-1: Ubicazione indagini pregresse a levante (a) e ponente (b) dell'area di progetto



5.2.2 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 conosciuta 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 5-1: 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

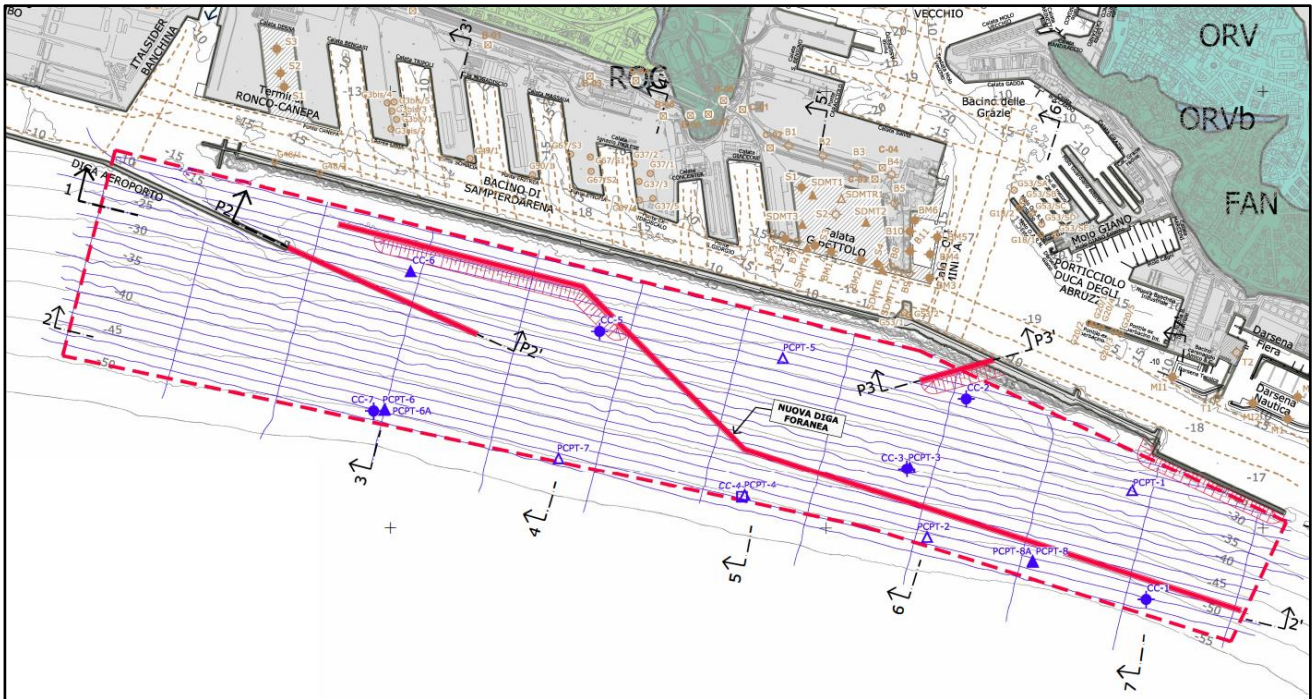


Figura 5-2: Ubicazione indagini del progetto di fattibilità tecnico economica

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 "brasiliiana", 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 5-2: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio a bordo della nave geotecnica

Verticale	γ	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 5-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove del laboratorio di terra – prove di classificazione

Verticale	P.P.	γ	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 5-4: 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.

5.2.3 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.

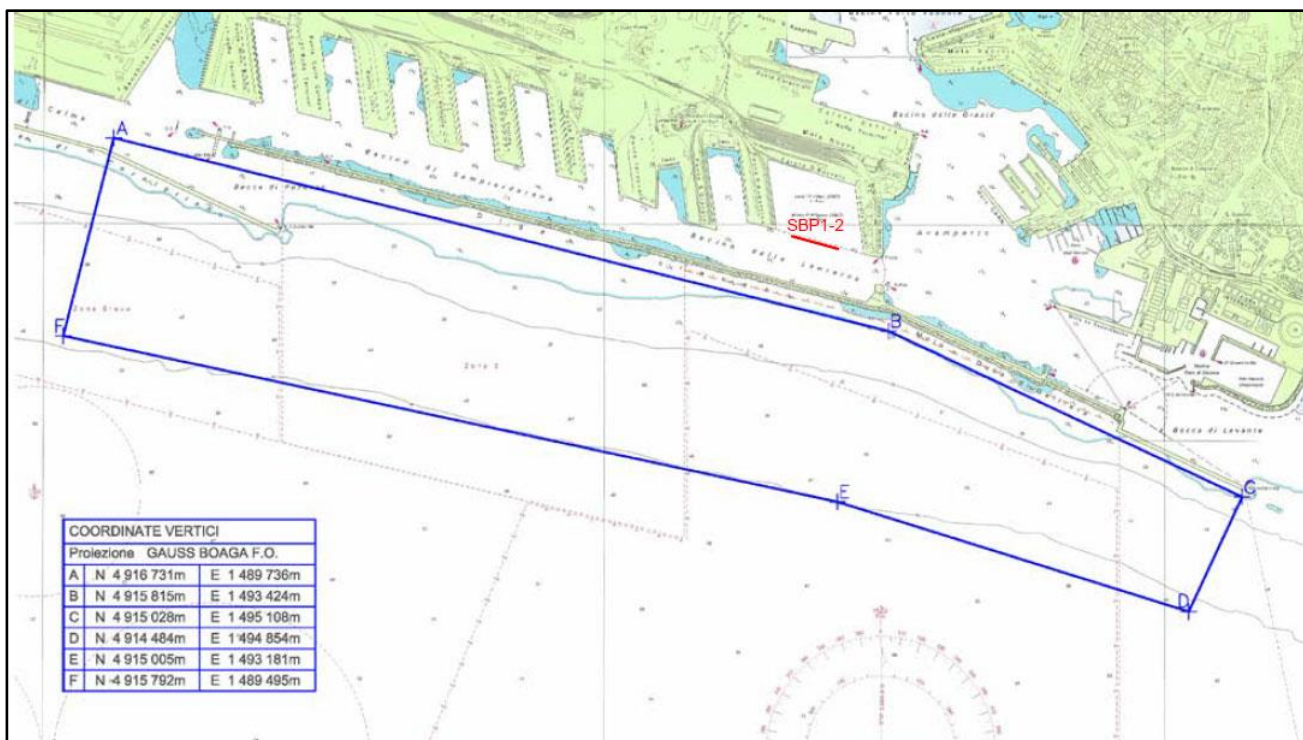


Figura 5-3: Indagini di progetto PFTE - indagine geofisica - planimetria di ubicazione (poligono blu)

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.

I risultati delle indagini geofisiche 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.

5.3 Indagini geotecniche campagna 2023

5.3.1 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 rapidamente e con continuità lungo le verticali di indagine informazioni di tipo stratigrafico, di resistenza, di deformabilità e sullo stato/storia tensionale dei depositi indagati. Entrambe le prove sono in grado di fornire profili pressoché 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 è minimamente disturbato ed è in grado di conservare le proprie caratteristiche meccaniche originarie rispetto al prelevamento di campioni, che sono invece asportati per essere analizzati in uno stato/condizione diversi da quelli in cui si trovano (senza contare che anche le attività di preparazione dei provini possono contribuire al disturbo del materiale). Le prove CPTU e DMT sono stabilmente standardizzate e intensivamente impiegate a livello internazionale, poiché permettono di ottenere stime accurate dei principali parametri geotecnici indispensabili per la progettazione.

Inoltre, 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, ove la curva di decadimento della tensione totale in funzione del tempo è associata alla 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, in aggiunta a quelli usualmente forniti dall'interpretazione delle prove CPT e DMT, sono di particolare rilevanza per i terreni 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 e verticale 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 operazioni di prova devono essere indipendenti dal moto ondoso, per evitare effetti di disturbo sui parametri misurati e che potrebbero generare significative incertezze dei risultati delle prove e dell'interpretazione dei parametri geotecnici.

Le tecniche per minimizzare l'effetto del moto ondoso sull'esecuzione delle prove 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 sondaggi a carotaggio, più che di prove CPT e DMT in continuo, con prelievo di campioni ed esecuzione di 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.

5.3.2 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 5-5: 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 1-1a	23.50	20.00	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	Non eseguita	-	1493477.8892	4915982.8769
CPT 26	9.88	18.00	1494586.2322	4915376.4260

Tabella 5-6: 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	21.00	21.60	1490758.4856	4916391.9237
DMT 2	19.00	17.20	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 8-8a	9.0-19.40	26.00	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	11.00	21.60	1492206.1957	4915561.9752
DMT 14	19.80	31.00	1492418.3956	4915774.0394
DMT 15	19.60	51.00	1493178.9023	4915018.9177
DMT 16	12.80	42.50	1494509.8239	4914903.1483

Tabella 5-7: 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"

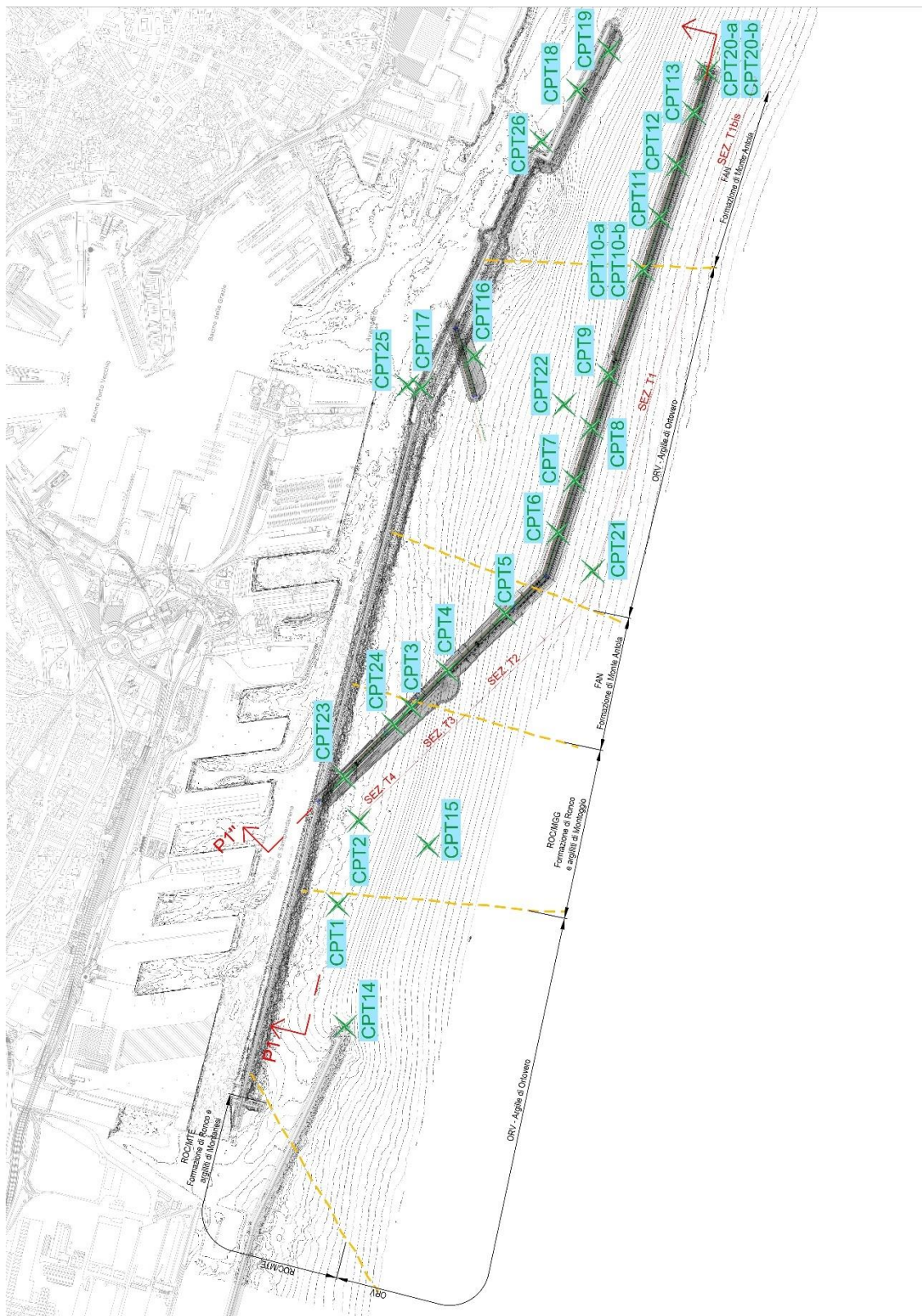


Figura 5-4: Ubicazione indagini integrative 2023 – prove CPT

Per l'esecuzione delle prove CPT e DMT è stato impiegato un "Seabed Penetrometer" di tipo "Manta", prodotto dal 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 5-6: 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 5-7: 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.

I sondaggi geognostici CH 1 e CH 2 sono stati eseguiti presso la diga esistente, a partire dalla sovrastruttura attuale (vedere Figura 5-5 per ubicazione). Le operazioni di sondaggio hanno previsto la perforazione a distruzione di nucleo per l'attraversamento del corpo diga esistente e dell'eventuale scanno di imbasamento, fino a circa 25 m di profondità dalla sommità dell'opera. Al termine della perforazione attraverso il corpo diga-scanno e prima dell'esecuzione dei sondaggi geognostici, sono state eseguite le prove CPTu n. 17 e n. 18. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati alcuni campioni rimaneggiati e indisturbati per l'esecuzione di prove geotecniche in laboratorio.

Al termine delle operazioni di sondaggio di CH1 e CH 2 (dopo aver eseguito altre due perforazioni per punto di indagine, ubicate a pochi metri di distanza dalla prima, per un totale di 3 fori per punto di ubicazione, disposti a trinagolo) sono state eseguite alcune prove geofisiche tipo Cross-hole (3 misure per punto di ubicazione).

Le Tabelle seguenti riportano il dettaglio delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici. Le prove sono state eseguite nei laboratori di SOCOTEC srl (Avellino) e ISMGEO srl (Bergamo).

Tabella 5-8: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove di laboratorio (presso il laboratorio SOCOTEC)

Sondaggio	Campione	Riconoscimento	Limiti Atterberg	Analisi granulometrica	Compressione edometrica	Taglio diretto	Triassiale-CIU
CH1	CR1	X	X	X			
CH1	CR2	X	X	X			
CH1	CR3	X	X	X		X	
CH1	CR4	X	X	X		X	
CH1	CR5	X	X	X		X	
CH1	CR6	X	X	X		X	
CH1	CR7	X	X	X		X	
CH1	SC1	X	X	X	X		X
CH1	SC2	X	X	X	X		X
CH1	SC3	X	X	X	X		X
CH2	CR1	X	X	X		X	
CH2	CR2	X	X	X			
CH2	CR3	X	X	X		X	
CH2	CR4	X	X	X		X	
CH2	CR5	X	X	X			

Tabella 5-9: Indagini di progetto PE - indagine geotecnica - quantità e tipologia delle prove di laboratorio (presso il laboratorio ISMGEO)

Sondaggio	Campione	Analisi granulometrica	Determinazione emin/emax	Colonna risonante	Taglio Torsionale ciclico	Taglio Torsionale ciclico con Colonna risonante nel primo tratto	Triassiale-CIU	Triassiale ciclica non drenata	Triassiale ciclica drenata
CH1	CR3	X							
CH1	CR4	X				X(2)			
CH1	CR5	X							
CH1	CR7	X			X(2)			X	
CH1	CR5bis	X							
CH1	CR6bis	X				X(2)			
CH1	CR7bis	X							
CH2	SC2	X		X					
CH2	CR4	X							
CH2	CR5	X	X			X(2)	X(3)	X(5)	X

5.3.3 Campagna di indagini geofisiche

A partire dalla sommità della diga esistente sono state eseguite due distinte campagne di indagine, una prettamente geotecnica e geofisica e una prettamente ambientale.

L'indagine geotecnica-geofisica è consistita in due "triple" di fori a profondità di 80 metri dalla sommità della diga, finalizzati alla l'installazione di altrettanti tubi in PVC atossico diametro 3" per l'esecuzione (entro i tubi) di indagini geofisiche cross-hole.

Il primo foro (nelle due triple) è stato eseguito a distruzione di nucleo e a carotaggio continuo a partire dalla quota di fondo della diga fino a 80 m, entro il foro è stato installato il tubo PVC.

Il secondo foro a distruzione di nucleo fino alla quota di fondo della diga, successivamente è stata eseguita una prova CPTU alla massima profondità raggiungibile, dopo di che il foro è stato riperforato e si è proceduto all'installazione del tubo PVC 3".

Il terzo foro è stato eseguito a distruzione di nucleo, solo per l'installazione del tubo PVC 3".

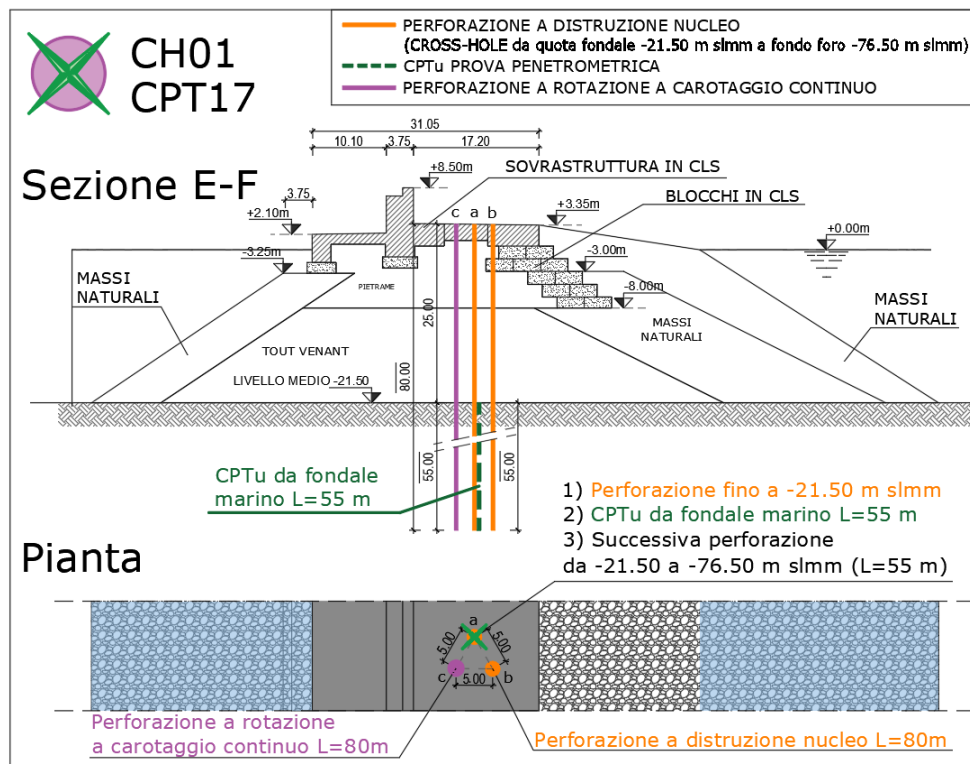


Figura 5-8: Definizione della tripletta nella CH01-CPT17

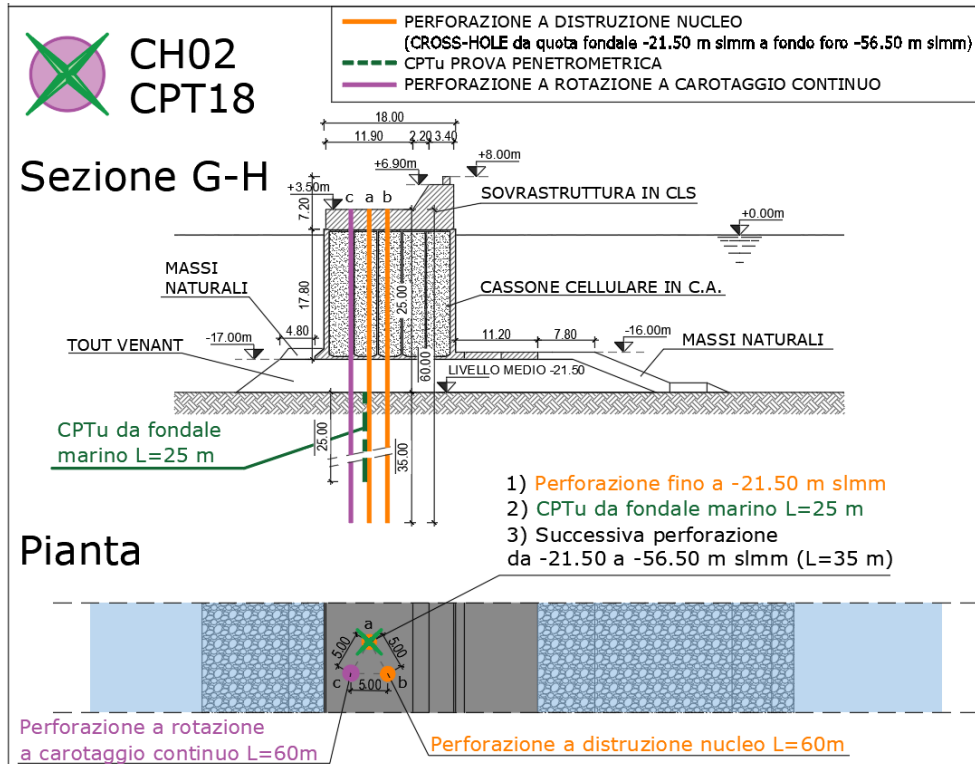


Figura 5-9: Definizione della tripletta nella CH02-CPT18

6 Metodi interpretativi delle prove in sito

6.1 Interpretazione dei risultati della prova CPT

6.1.1 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 6-1: 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	$I_c < 1.25$

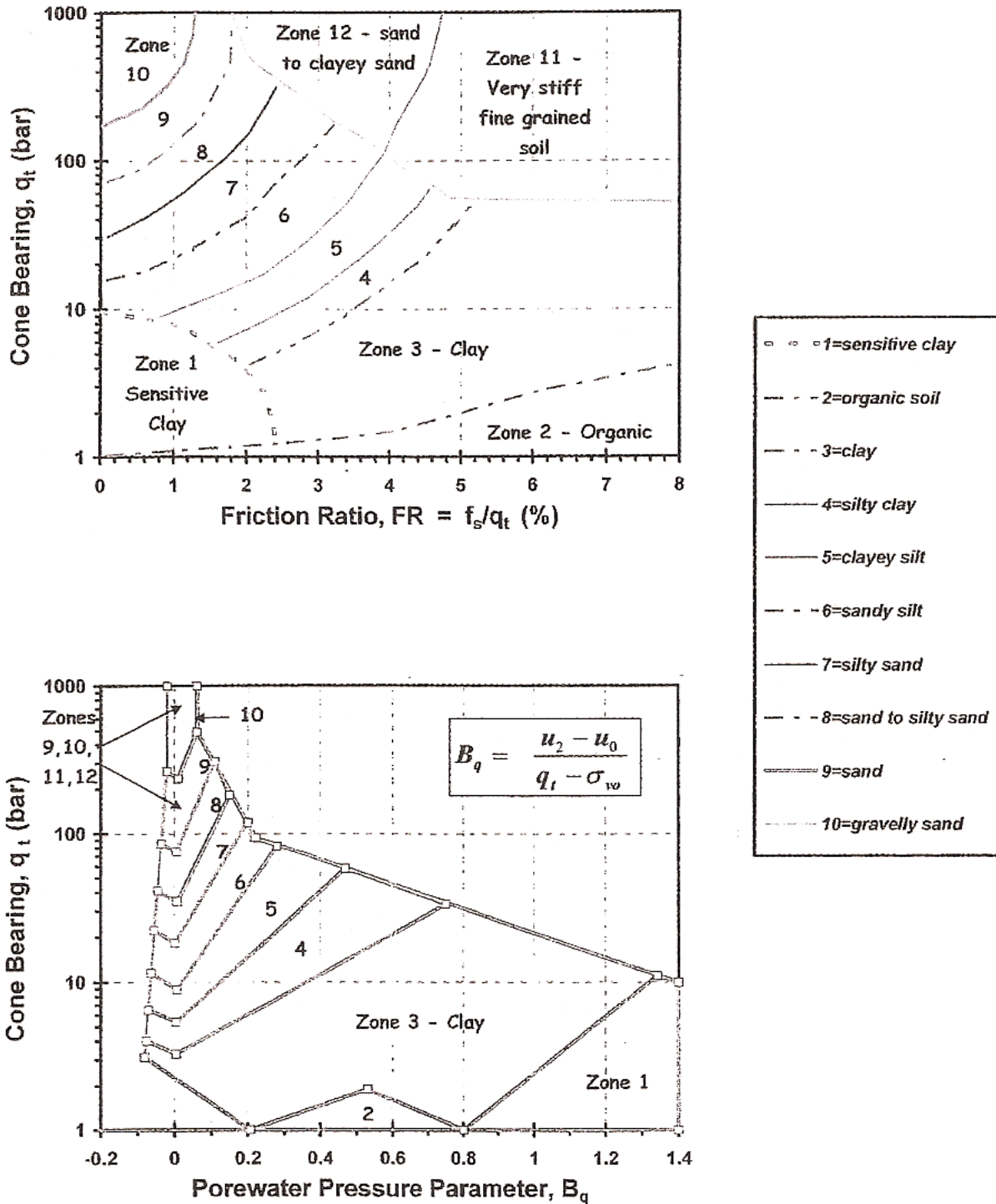
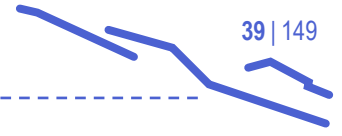


Figura 6-1: Classificazione dei terreni dalla prova CPTU (Robertson et al. 1986)



6.1.2 Stima dei parametri geotecnici

6.1.2.1 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.

6.1.2.2 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:

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

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

6.1.2.3 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 φ' , 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:

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

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

6.1.2.4 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 σ'_{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).

6.1.2.5 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 $N_c=14$.

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

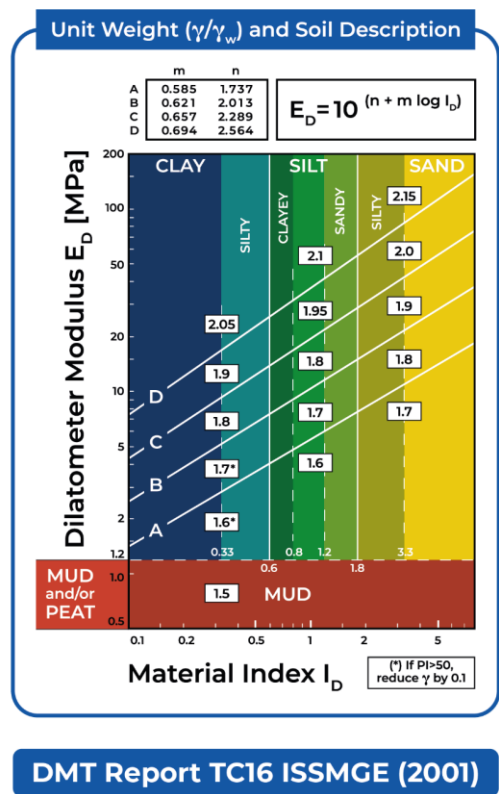
6.2 Interpretazione dei risultati della prova DMT

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 6-2: 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
Corrected Readings	[T, A]	Dissipation Test Readings	A-readings with time (at specific depth)
	P ₀	Corrected First Reading	$P_0 = 1.05 (A + \Delta A) - 0.05 (B - \Delta B)$
	P ₁	Corrected Second Reading	$P_1 = B - \Delta B$
Intermediate Parameters	P ₂	Corrected Third Reading	$P_2 = C + \Delta A$
	I _D	Material Index	$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - U_0)$
	K _D	Horizontal Stress Index	$K_D = (P_0 - U_0) / \sigma'_{v0}$
	E _D	Dilatometer Modulus	$E_D = 34.7 (P_1 - P_0)$
	U _D	Pore Pressure Index	$U_D = (P_2 - U_0) / (P_0 - U_0)$
	T _{Flex}	Dissipation Flex Point	
	γ	Unit weight	see unit weight chart
	K ₀	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	$Su_{DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$ $I_D \leq 1.2$
Interpreted Geotechnical Parameters	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 _h	Coefficient of Consolidation	$C_{h\ DMT} = 7\ \text{cm}^2 / T_{Flex}$
	K _h	Coefficient of Permeability	$K_{h\ DMT} = C_{h\ DMT} \gamma_w / M_h$ ($M_h \approx K_{0\ DMT} M_{DMT}$)
	U ₀	Equilibrium Pore Pressure	$U_0 \approx P_2$ for drained layers only



6.2.1 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

ΔA , ΔB = correzioni determinate mediante calibrazione della membrana.

6.2.2 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 6-2. 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 6-2.

Per utilizzare le formule è necessario fornire i valori della pressione neutra di equilibrio in sito u_0 e della tensione verticale efficace σ'_{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 6-2 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 σ'_{v0} .

I parametri geotecnici per cui la prova DMT fornisce un'interpretazione (Tabella 6-2) 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 ϕ (in sabbia)
- peso di volume γ 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 $0.6 < I_D < 1.8$

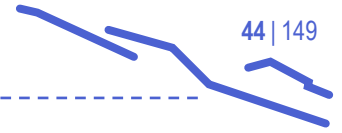
sabbia $1.8 < I_D < (10)$

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 σ'_{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.

6.2.3 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, Jendebay 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, ϕ , 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 σ'_{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 σ_h . Il coefficiente di consolidazione orizzontale c_h viene interpretato in base alla velocità di decadimento di σ_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 σ_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 σ_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 σ_h in funzione del tempo (quindi il fattore di tempo teorico T_{flex} per il punto di flesso). Un'analoga teoria per il decadimento nel tempo di σ_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 cm^2 tra c_h e t_{flex} nella Eq. 14 è stato determinato mediante calibrazione sperimentale. (Determinare 7 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.

7 Risultati delle indagini e modello geotecnico

7.1 Premesse

In questa sezione si riportano i risultati delle indagini geotecniche 2023, si propone la loro interpretazione e 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 definire il modello geotecnico, ovvero per l'individuazione delle principali unità stratigrafiche, per la definizione degli scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera di nuova costruzione (fase A) e per la caratterizzazione geotecnica delle anzidette unità. I risultati delle indagini in sito sono stati esaminati utilizzando i più diffusi metodi interpretativi di letteratura per terreni coesivi e incoerenti (rif.: capitolo 6 Metodi interpretativi delle prove in sito).

7.2 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. Utilizzando i risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio, le suddette unità sono state identificate e definite in base alle principali proprietà fisiche (natura del terreno, 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 e geotecnico.

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_{levante}** (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_{ponente}** (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:
 - **LS_{ponente}(1)**, presente in prevalenza negli strati superiori sotto il fondale marino, dotato di caratteristiche meccaniche modeste;
 - **LS_{ponente}(2)**, generalmente presente al di sotto di LS_{ponente}1, 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 LS_{ponente};
- **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.

7.3 Scenari stratigrafici

Sulla base dei risultati delle indagini e in considerazione dell'estensione dell'opera sono stati definiti alcuni scenari stratigrafici lungo lo sviluppo delle opere di fase A. Gli scenari da n. 1 a n. 6 sono riferiti alle sezioni di progetto da T1 a T4; lo scenario n. 7 è riferito alla sezione di progetto T5 e gli scenari n. 8 e n. 9 sono riferiti alla sezione di progetto T6.

Gli scenari stratigrafici da n. 1 a n. 6 sono presentati nelle Figure seguenti (profilo stratigrafico lungo il tracciato dell'opera dalla sezione tipo T1 alla sezione tipo T4) e nelle Tabelle riportate di seguito; gli scenari da n. 7 a n. 9 sono schematicamente illustrati nelle relative Tabelle seguenti. 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.

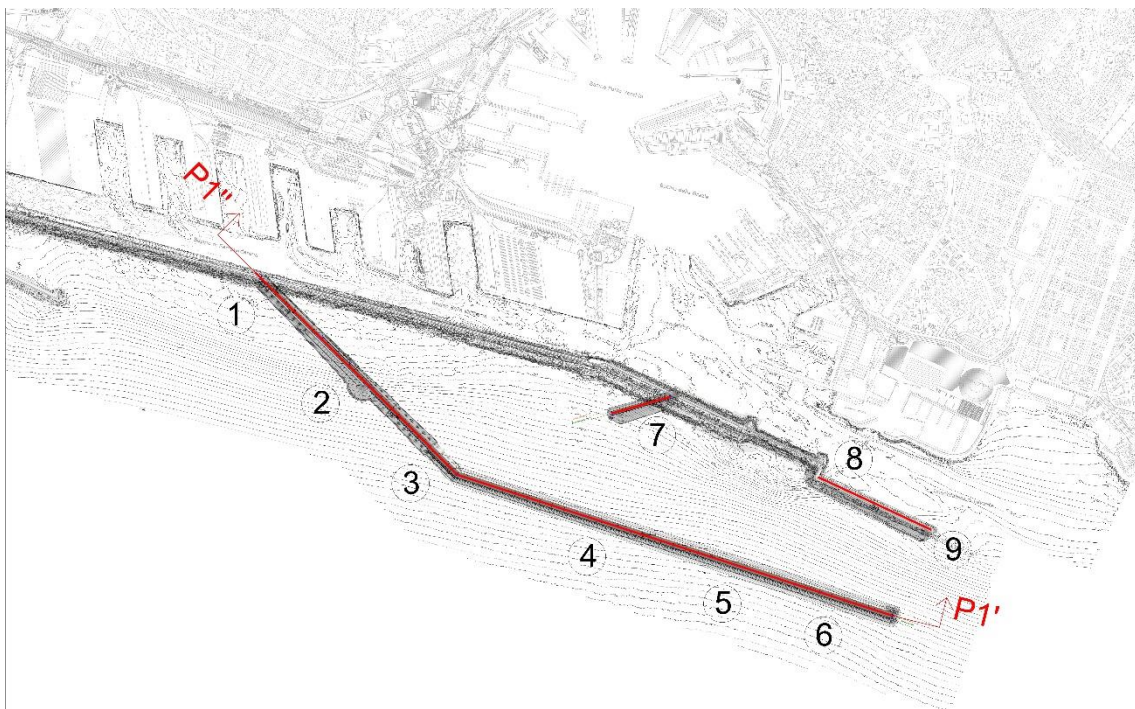


Figura 7-1: Planimetria area di progetto, traccia del profilo stratigrafico P1 e indicazione schematica scenari stratigrafici

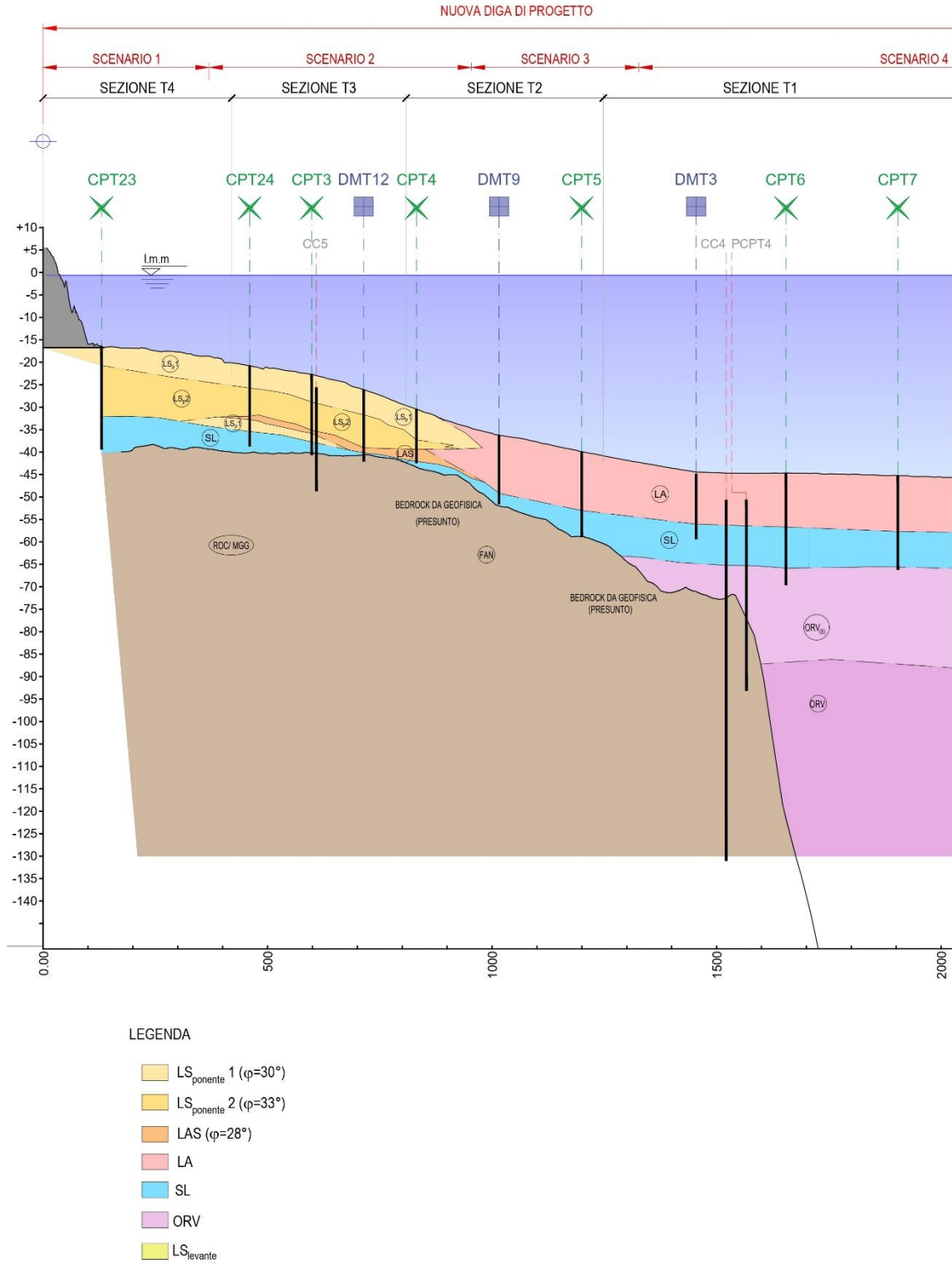
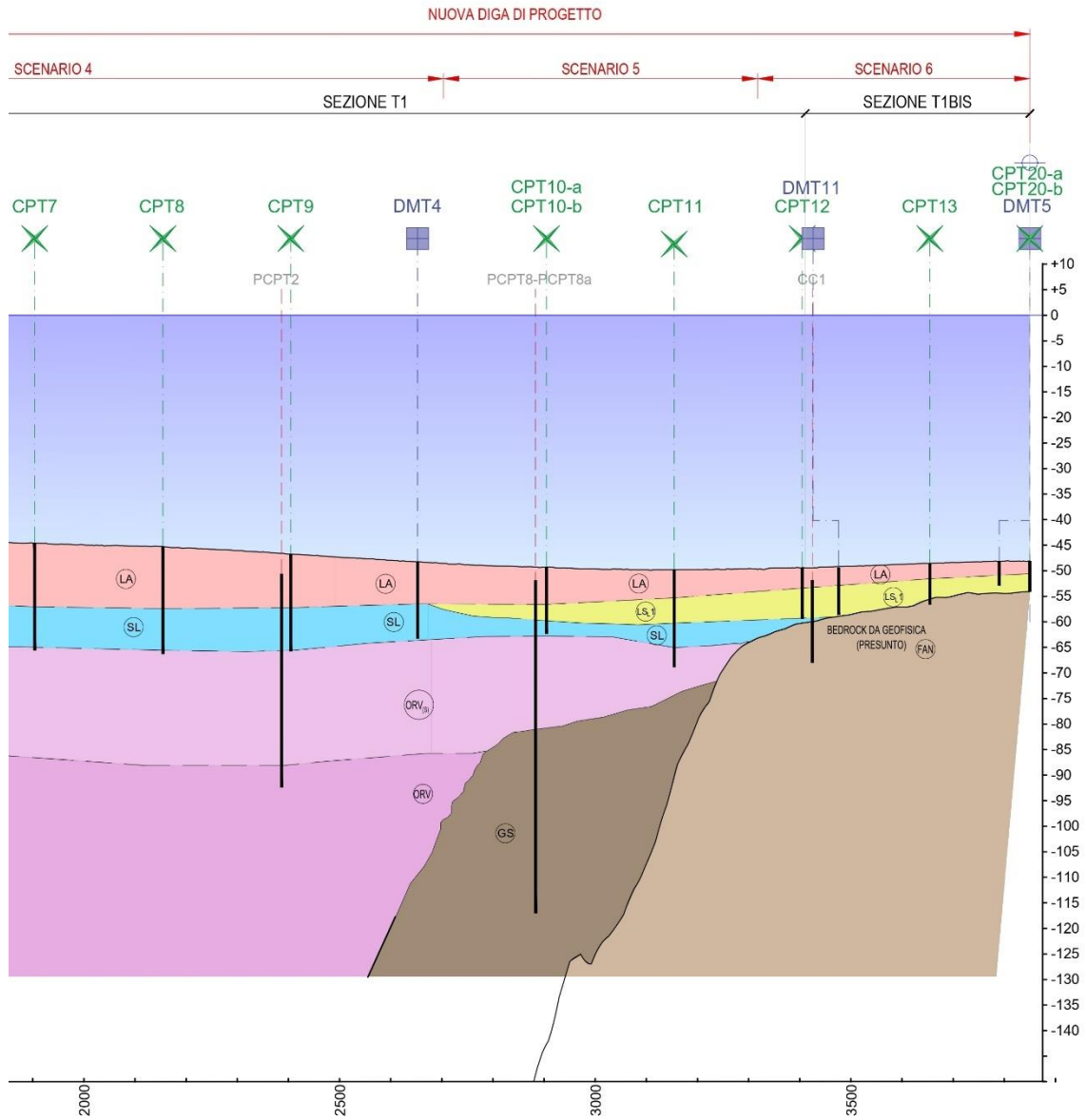


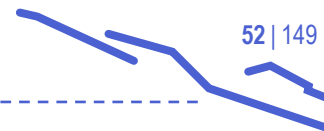
Figura 7-2: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera (sezioni da T1 a T4) - ponte



LEGENDA

- LS_{ponente 1} ($\varphi=30^\circ$)
- LS_{ponente 2} ($\varphi=33^\circ$)
- LAS ($\varphi=28^\circ$)
- LA
- SL
- ORV
- LS_{levante}

Figura 7-3: Profilo e scenari stratigrafici lungo il tracciato dell'opera (sezioni da T1 a T4) - levante



Scenario 1

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

Tabella 7-1: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 1

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LS _{ponente1}	fondale	4.5	4.5
LS _{ponente2}	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 7-2: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 2

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LS _{ponente1}	fondale	6.0	6.0
LS _{ponente2}	6.0	12.0	6.0
LAS	12.0	13.0	1.0
LS _{ponente1}	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 7-3: 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 7-4: 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 7-5: 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 _{levante}	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 7-6: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 6

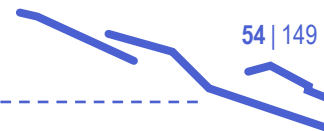
Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	Fondale	3.0	3.0
LS _{levante}	3.0	8.0	5.0
FAN	>8.0	-	-

Scenario 7 (per sezione T5)

Profondità fondale: da -30 a -26 m s.l.m. circa

Tabella 7-7: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 7

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	Fondale	21.0	21.0
SL	21.0	30.0	9.0
ORV	>30.0	-	-



Scenario 8 (per sezione T6 “ovest”)

Profondità fondale: circa -26.0 m s.l.m.

Tabella 7-8: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 8

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA	Fondale	4.0	4.0
LS _{ievante}	4.0	11.0	7.0
LA	11.0	13.0	2.0
SL	13.0	20.0	7.0
FAN	>20.0	-	-

Scenario 9 (per sezione T6 “est”)

Profondità fondale: circa -26.0 m s.l.m.

Tabella 7-9: Stratigrafia di riferimento per lo Scenario 9

Unità (-)	Da (m da fondale)	A (m da fondale)	Spessore (m)
LA/sedimenti recenti	Fondale	1.5	1.5
LS _{ievante}	1.5	13.5	12.0
SL	13.5	20.0	6.5
FAN	>20.0	-	-

7.4 Caratterizzazione dell'unità "LA"

7.4.1 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 prevalentemente limoso-argilloso. 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.

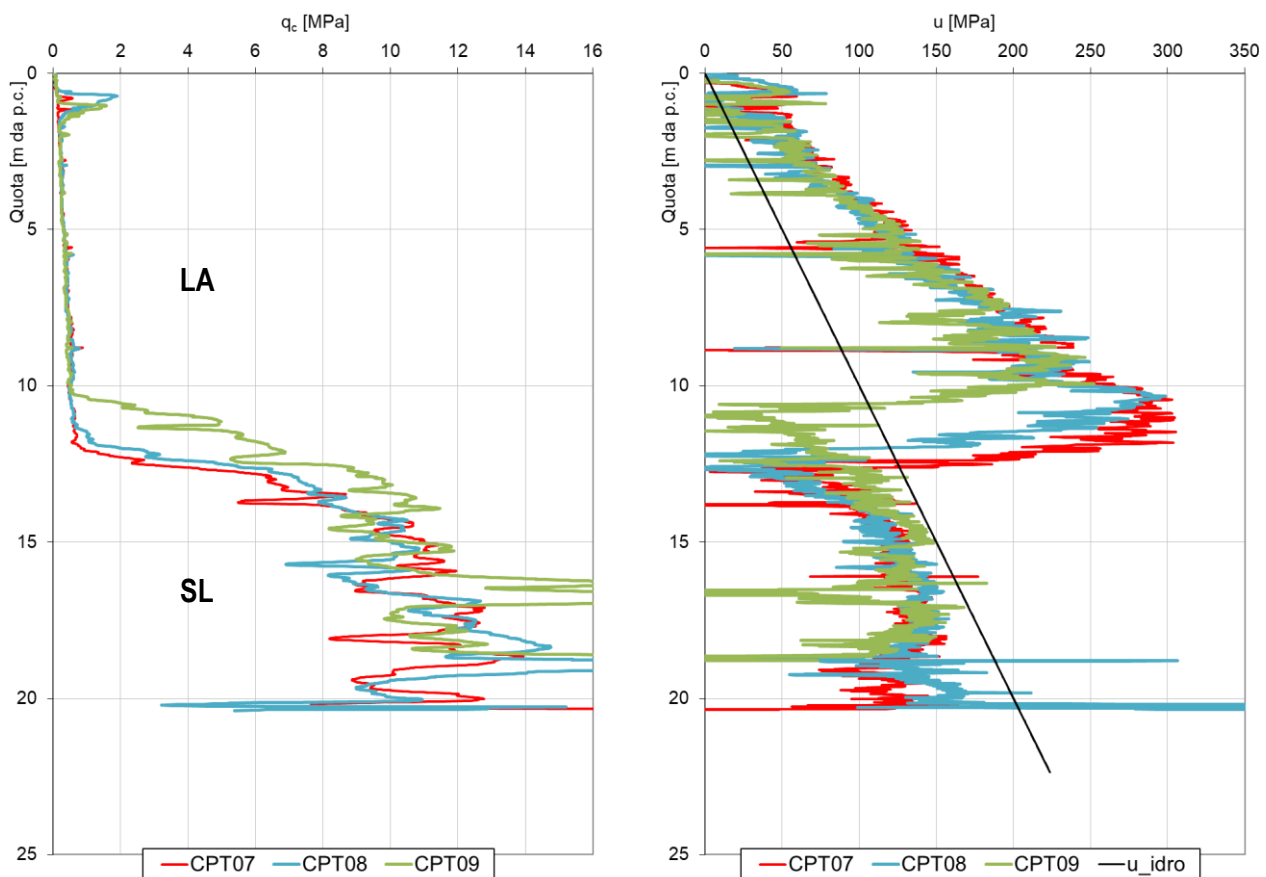


Figura 7-4: Unità LA – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

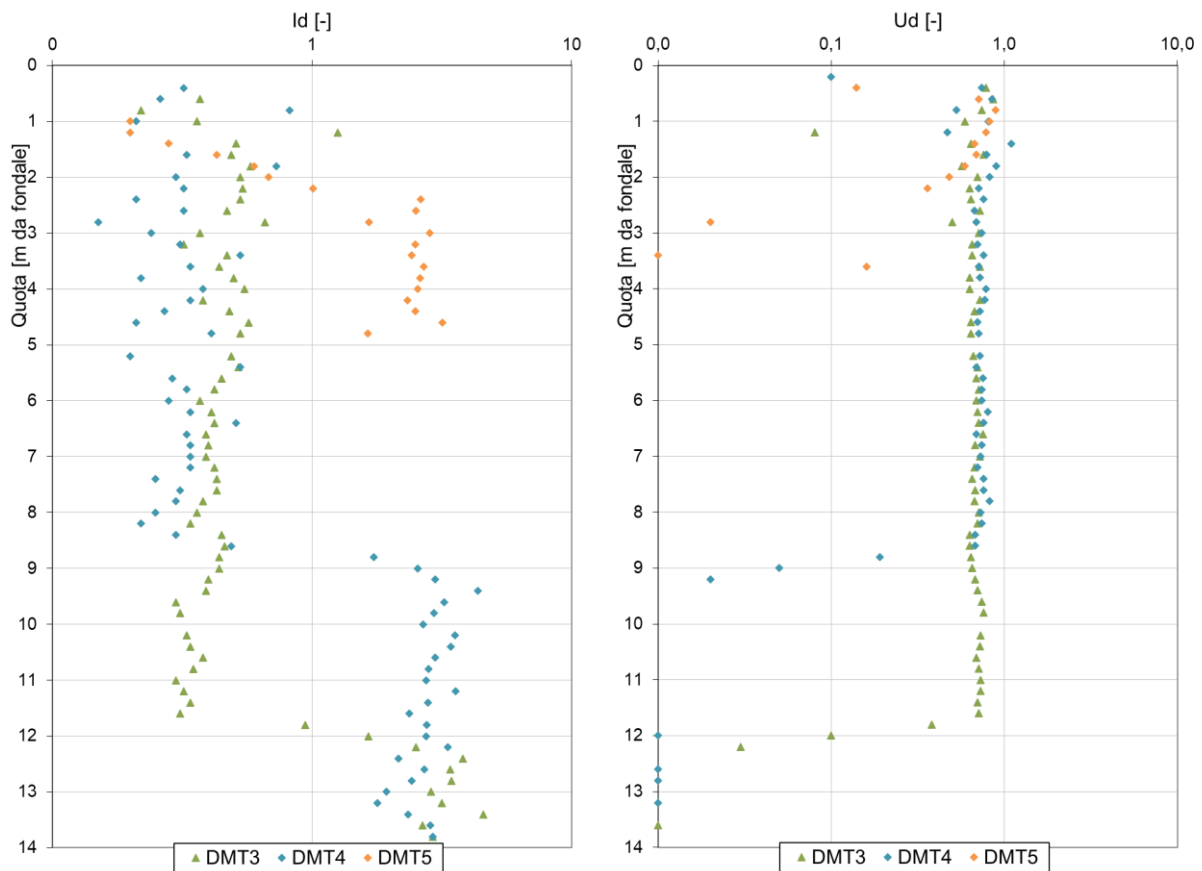


Figura 7-5: Unità LA – risultato prove DMT in termini di Material Index Id e Pore pressure Index Ud

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 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.

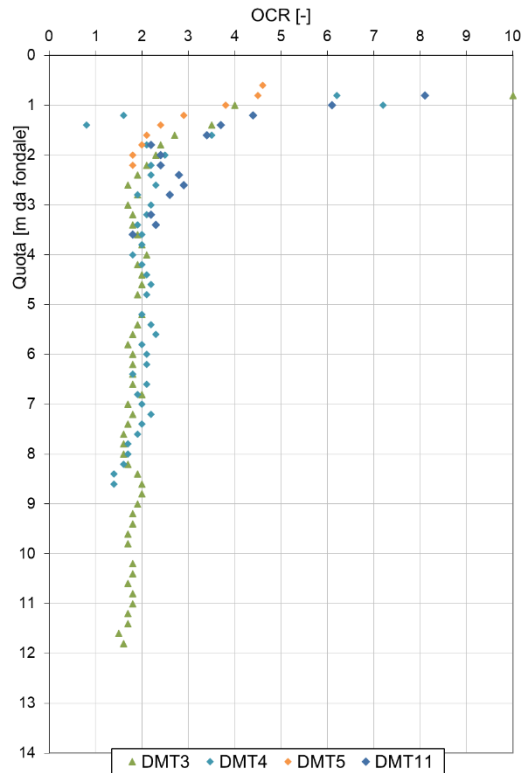
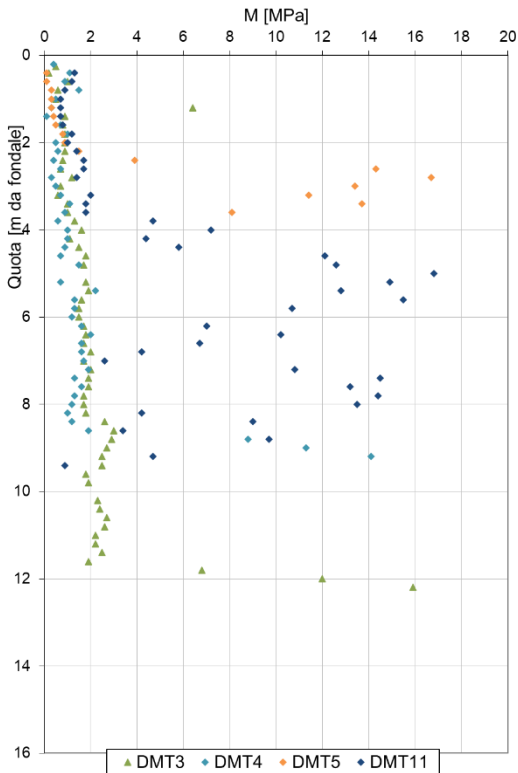
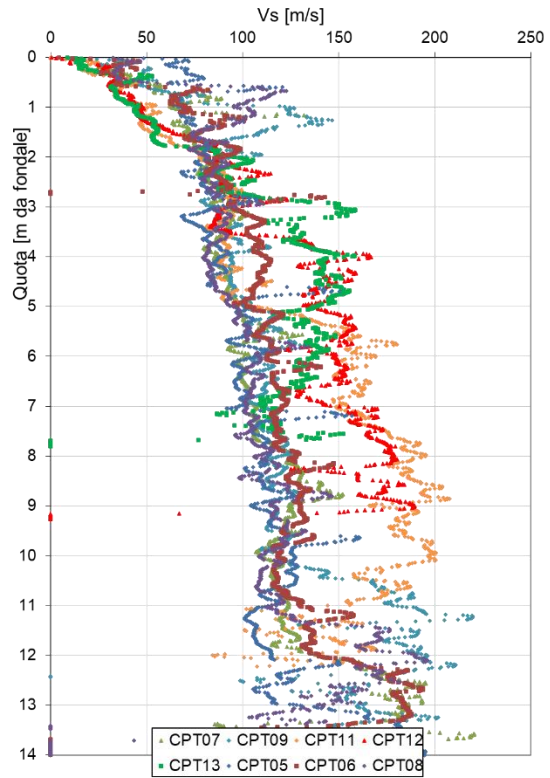
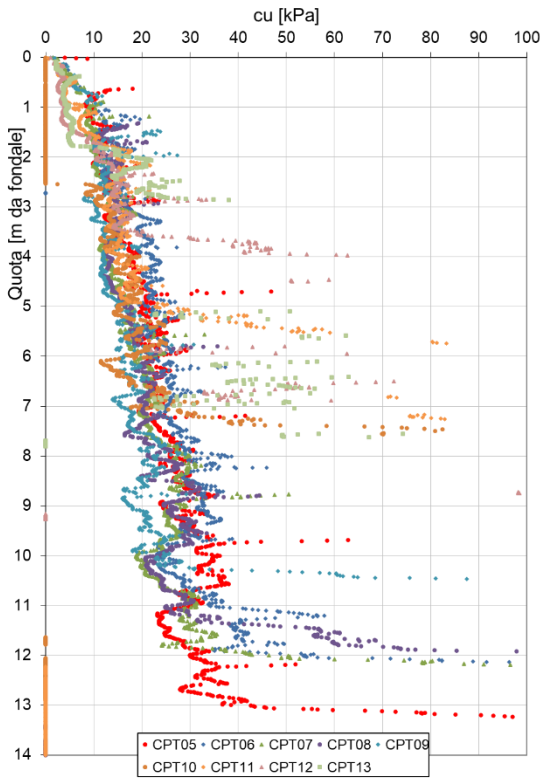
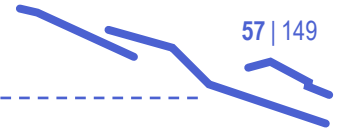


Figura 7-6: Unità LA – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato e OCR da prove DMT

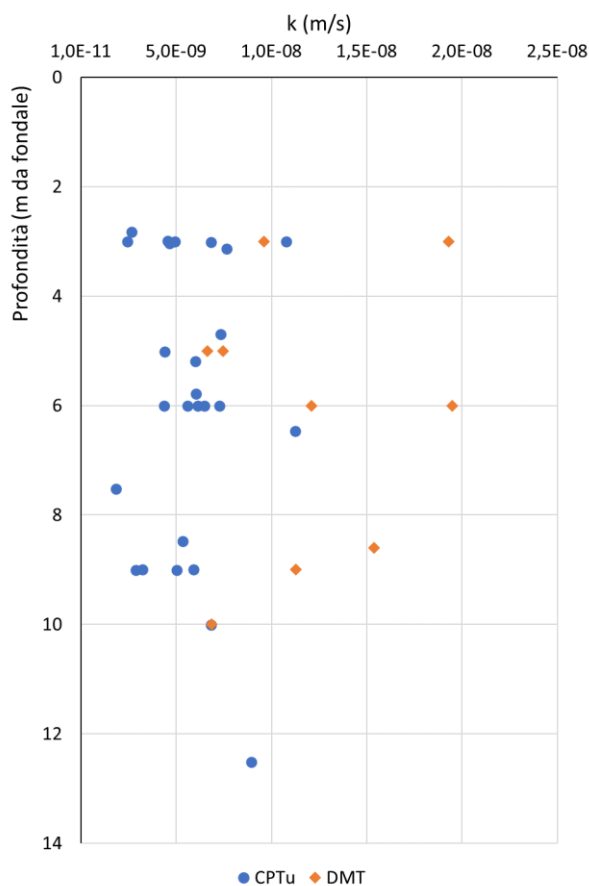
Durante l'esecuzione delle prove CPTu e DMT sono state condotte numerose prove di dissipazione. In particolare, sono disponibili i risultati di n. 41 prove di dissipazione da CPTu e di n. 19 prove di dissipazione da DMT. I risultati dell'interpretazione sono forniti nelle Tabelle seguenti. In base all'interpretazione 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 7-10: Unità LA - risultati interpretazione prove di dissipazione da CPT

Unità LA					
CPTu	Prova n.	Profondità	t ₅₀	C _h	k
		(m dal fondale)	(s)	(m ² /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 7-11: 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 ² /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



7.4.2 Confronto con indagini PFTE – Prove in sito

Per quanto riguarda l'unità LA, i risultati delle prove penetrometriche "PCPT" (ovvero prove penetrometriche statiche con piezocono) 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 e tra le procedure di prova impiegate. A titolo illustrativo si riportano i risultati in termini di resistenza alla punta della prova CPT 22 di PE eseguita approssimativamente in corrispondenza della prova PCPT 3 di PFTE.

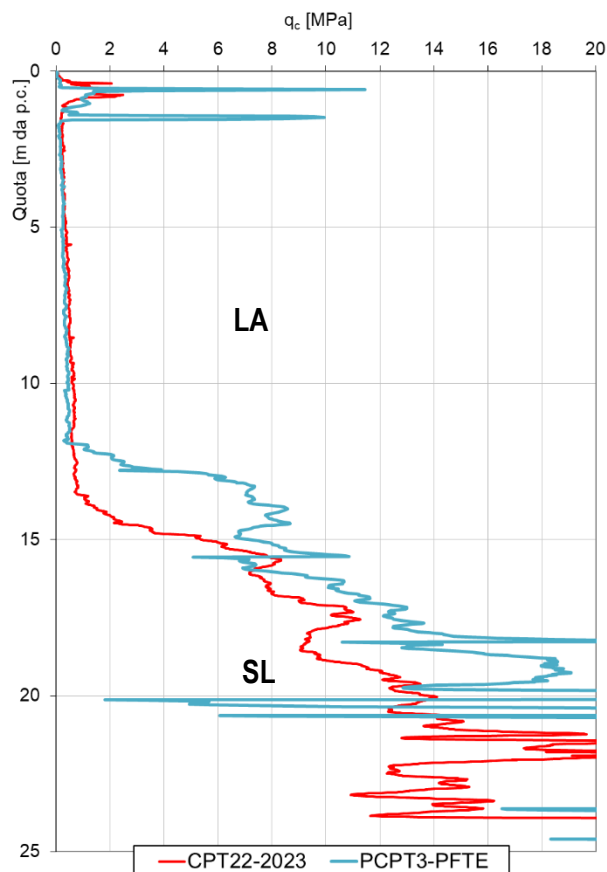


Figura 7-8: Unità LA – confronto prove CPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto di indagine

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.

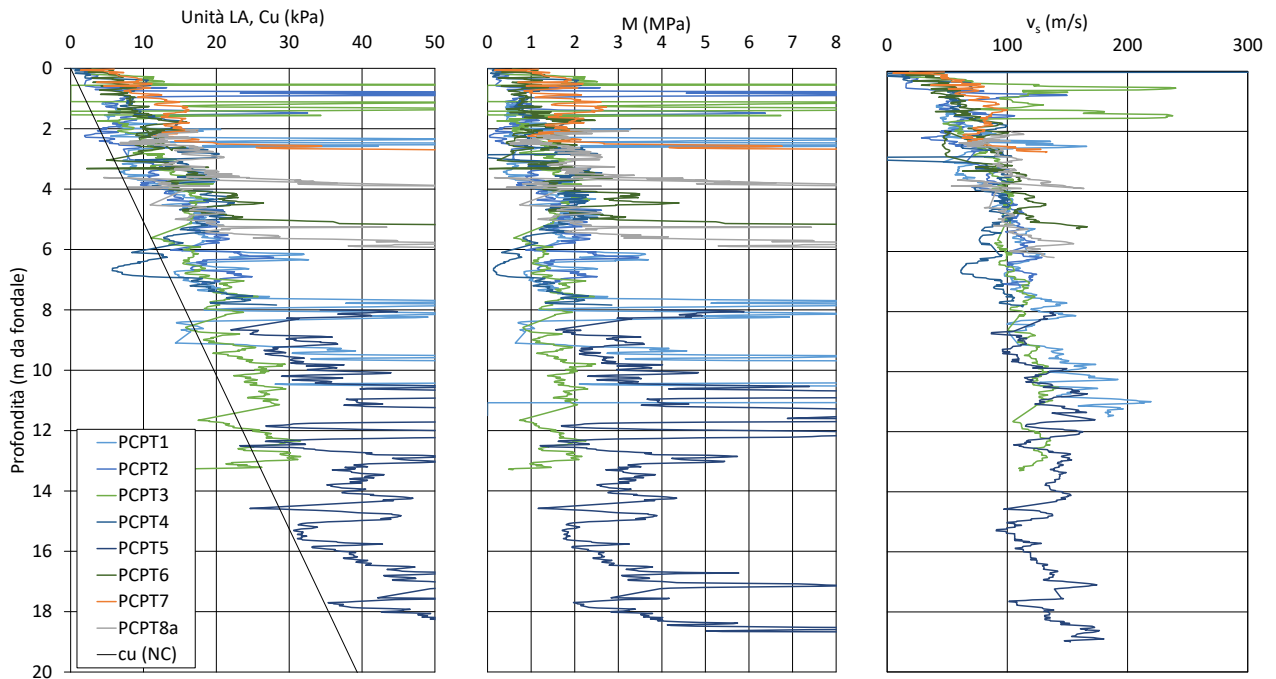


Figura 7-9: Unità LA - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di c_u , M , v_s

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 (Figura 7-6).

Nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche PCPT del PFTE sono state eseguite alcune prove di dissipazione (5), i cui risultati hanno restituito valori del coefficiente di consolidazione orizzontale c_h nell'intervallo $8,5E-7 \div 2,0E-5$ m²/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 7-12: 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

7.4.3 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/m³; 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.

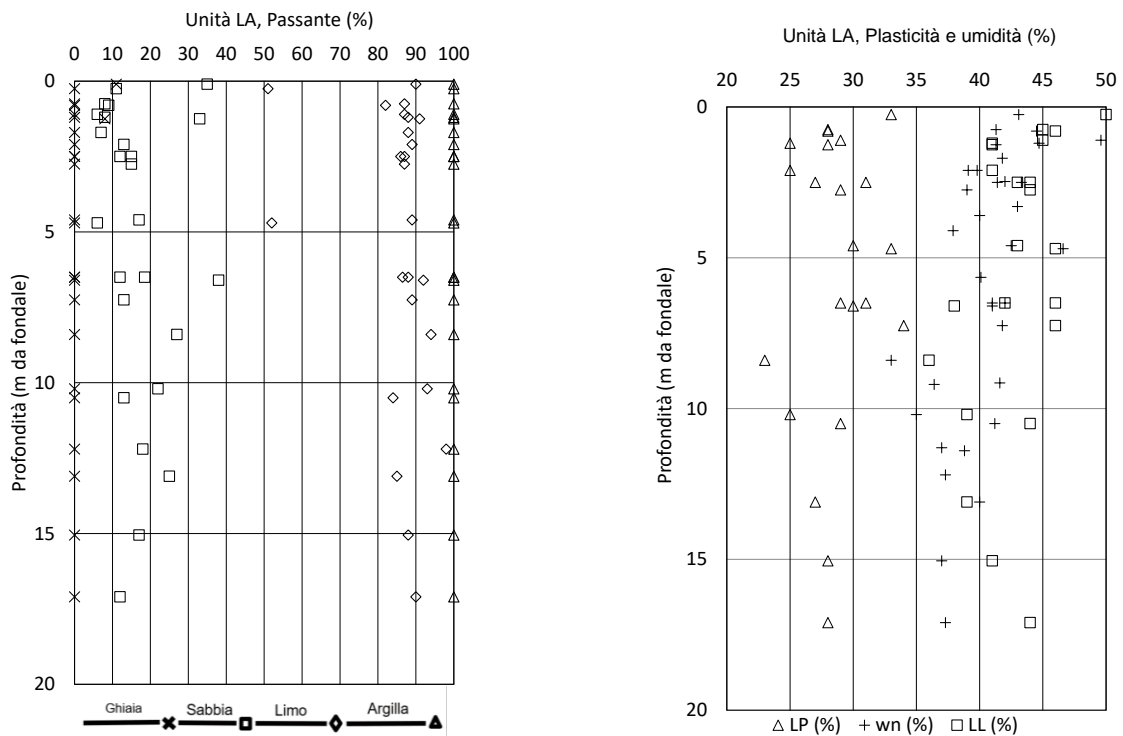


Figura 7-10: Unità LA - frazioni granulometriche, plasticità e contenuto d'acqua, in funzione della profondità

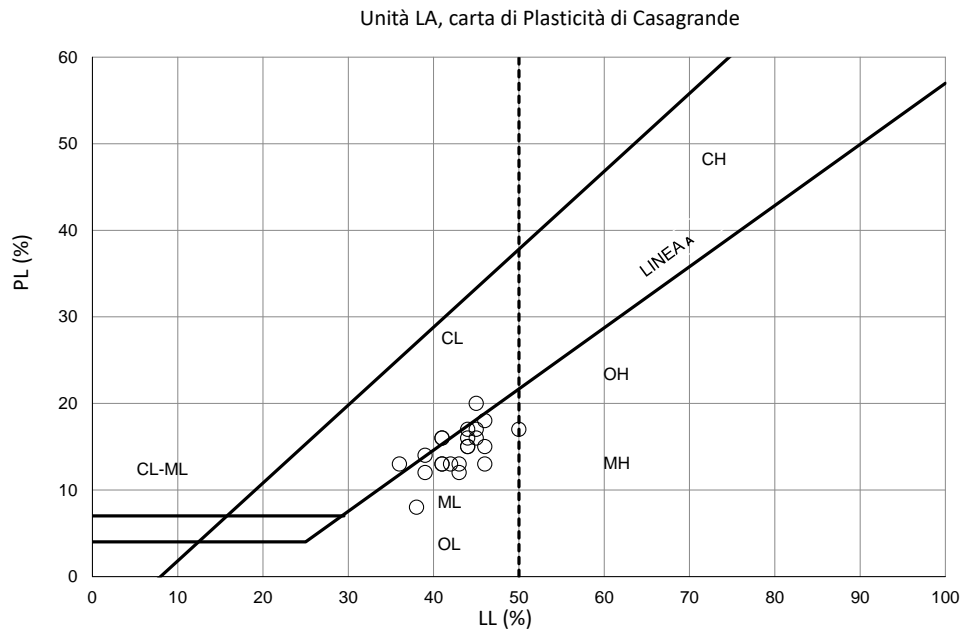


Figura 7-11: Unità LA - carta di plasticità di Casagrande

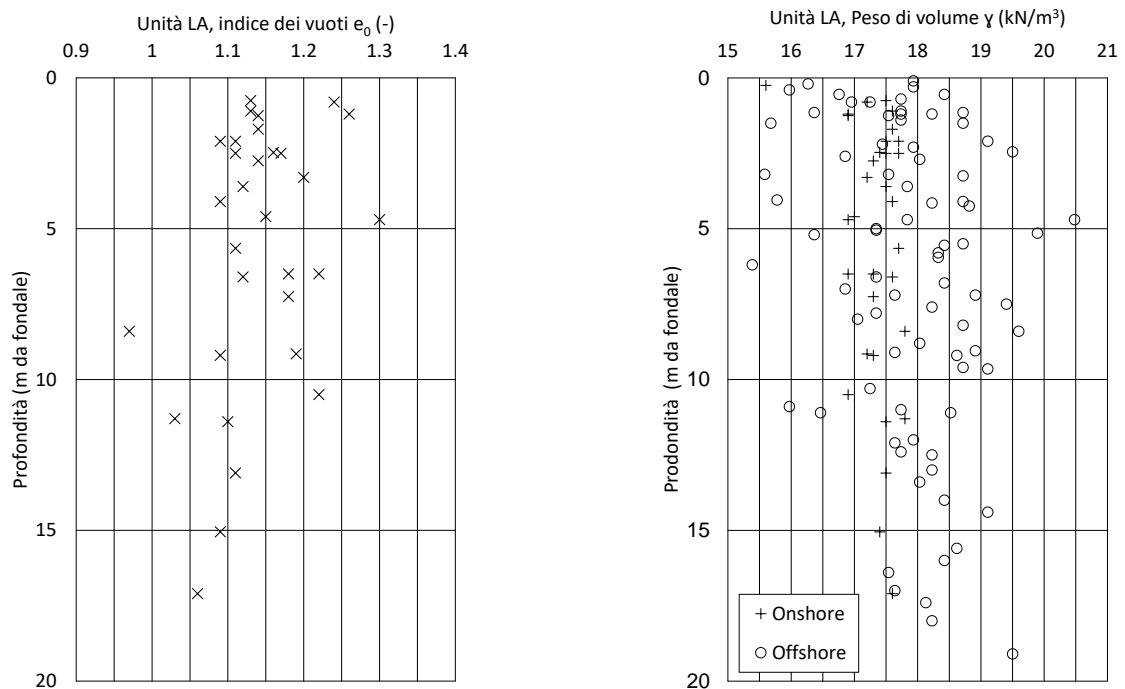


Figura 7-12: Unità LA - indice dei vuoti e peso di volume (da prove on-shore e off-shore)

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 a 12-14 m di profondità. 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 7-13: 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 $\phi' = 22-32^\circ$.

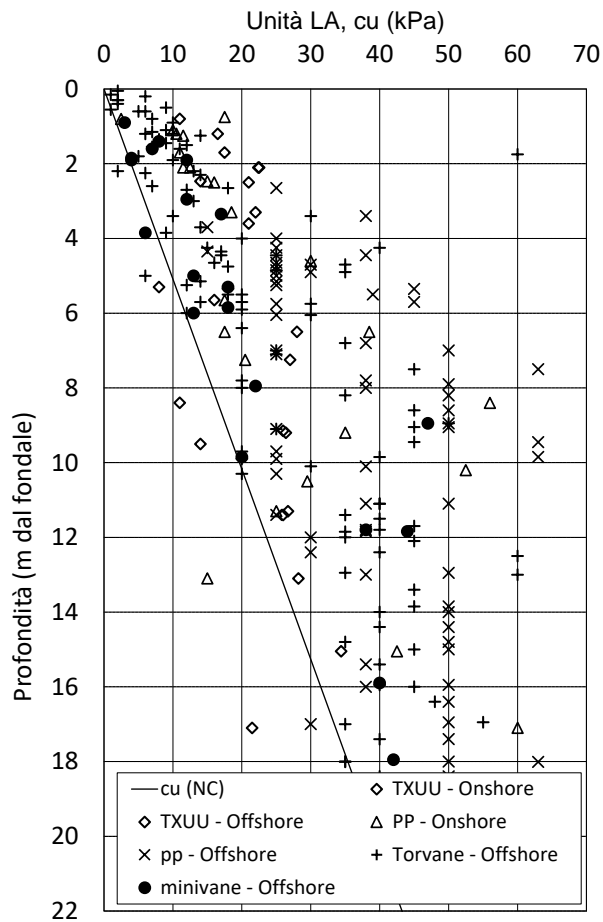


Figura 7-13: Unità LA - risultati prove di laboratorio in termini di resistenza non drenata

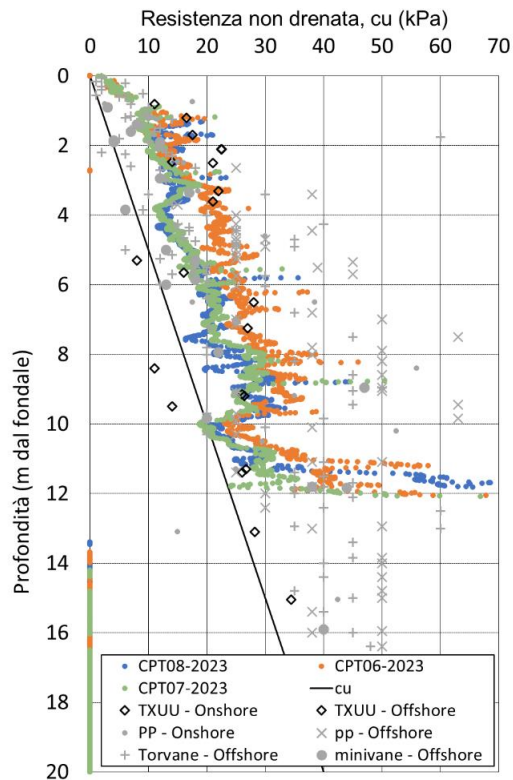


Figura 7-14: Unità LA – confronto tra valori di resistenza non drenata da prove di laboratorio e prove in sito

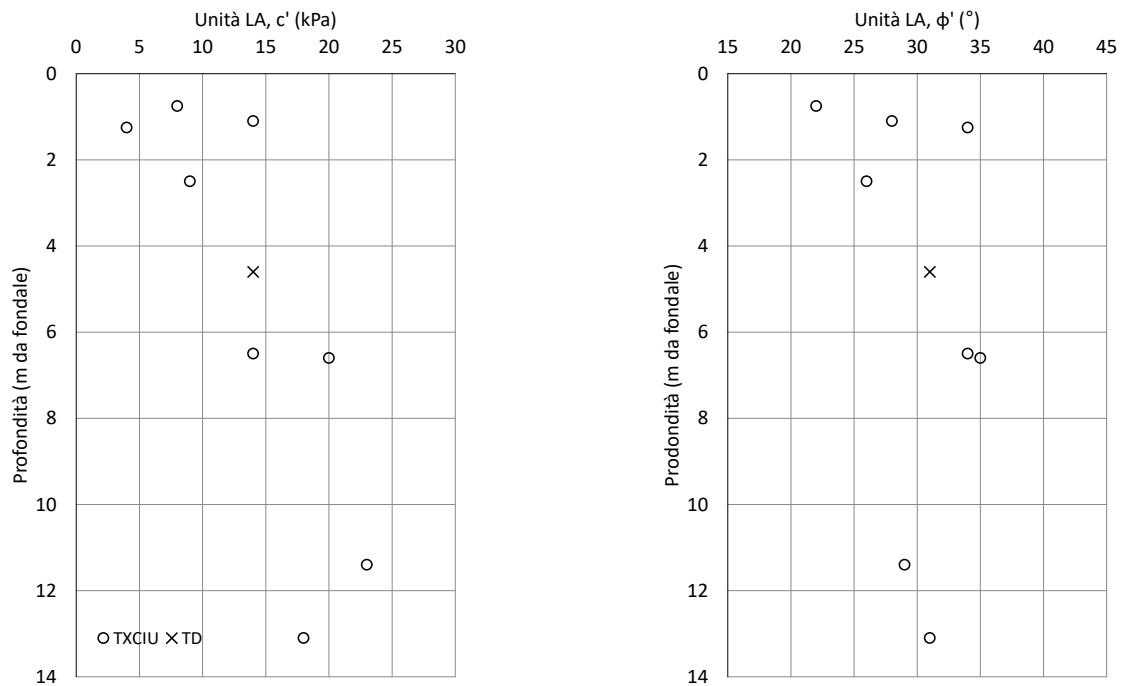


Figura 7-15: Unità LA - parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci

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 (nell'intervallo di tensioni di interesse), crescente con la profondità. Come indicato nella relazione geotecnica di PFTE (documento "MI046R-PF-D-G-R-011-01") e testimoniato da alcuni contributi nella letteratura scientifica di settore (Yasuhara et al. 1984, Chang et al. 1997) il leggero grado di sovraconsolidazione riscontrato sperimentalmente mediante l'interpretazione dei risultati di prove in sito e da prove di laboratorio potrebbe essere associato all'azione del moto ondoso, che ha compattato il terreno durante le sue fasi di deposizione e di progressivo incremento del livello marino.

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_{α} può essere ottenuta impiegando la relazione proposta da Nakase et alii (1988): $c_{\alpha} = 0.00168 + 0.00033 IP$. Il valore dell'indice di plasticità IP del terreno LA è compreso tra 12 – 18%, pertanto i corrispondenti valori di c_{α} 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.

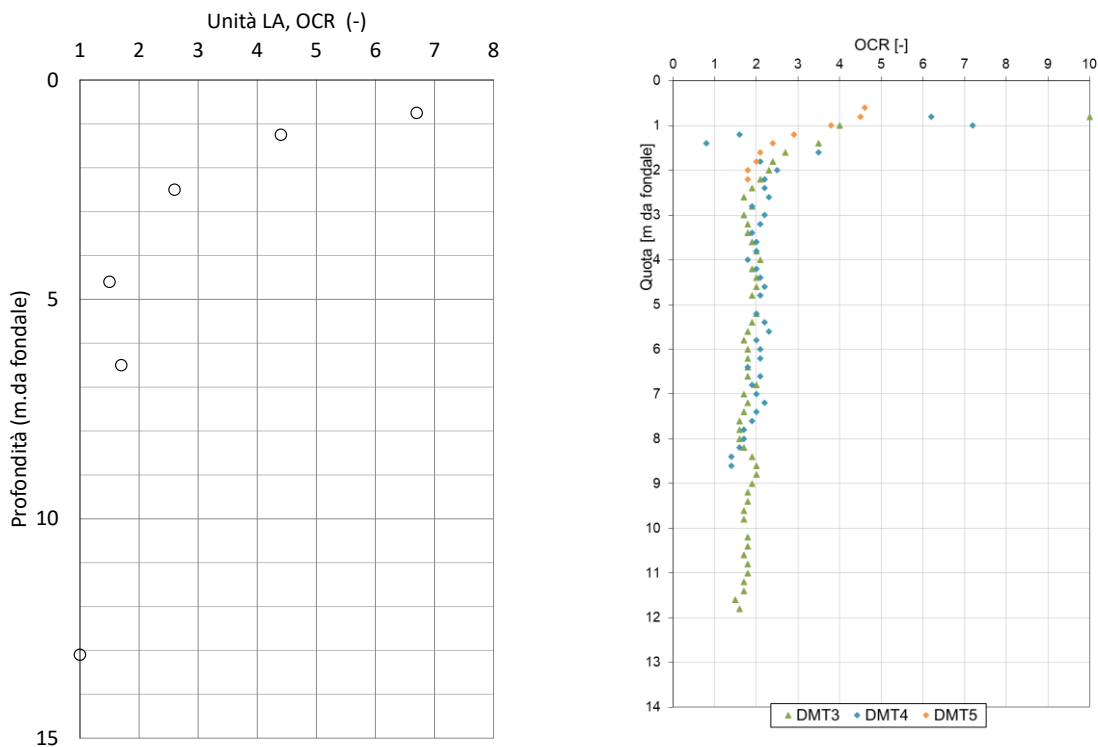


Figura 7-16: Unità LA – confronto valori di OCR da prove edometriche di laboratorio e prove DMT

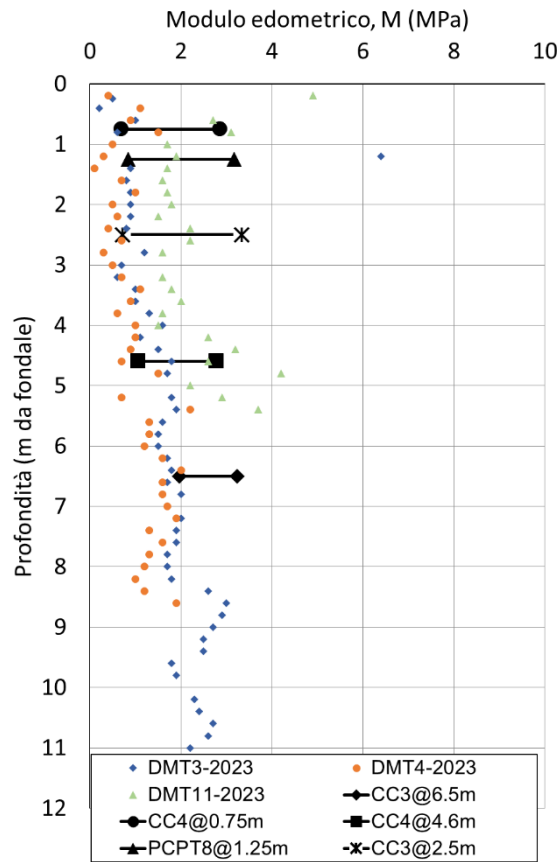


Figura 7-17: Unità LA – confronto tra valori del modulo edometrico M (modulo confinato) da prove DMT e da prove edometriche di laboratorio nell'intervallo di tensioni di interesse

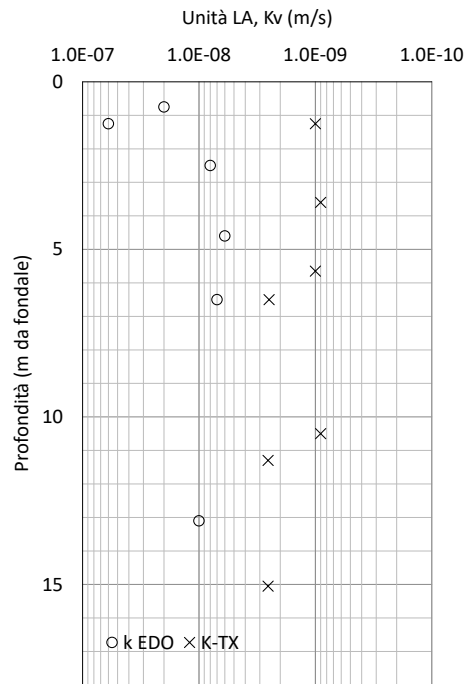


Figura 7-18: Unità LA - Variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali

Tabella 7-14: Unità LA - sintesi risultati prove edometriche

Prova edometrica	Modulo edometrico, M (MPa)	Coefficiente, Cv (m ² /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 ⁻⁹	L 52% - S42% - A5% WL 37 – WP 27 – IP 10
CC2 (-13.10) Limo sabbioso argilloso	3.98	6.5E-7	2.5x10 ⁻¹⁰	L 64% - S24% - A11%
CC3 (-6.50) Limo sabbioso argilloso	1.96-3.23	4.0E-7	2x10 ⁻⁹	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 ⁻⁹	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 ⁻⁹	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 ⁻⁹	L 58% - S25% - A9% WL 41 – WP 28 – IP 13

Tabella 7-15: 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 quanto riguarda le proprietà dinamiche del terreno dell'unità LA sono disponibili i risultati di n.1 prova di colonna risonante e n.1 prova triassiale ciclica su campioni indisturbati, conservati all'interno della fustella metallica, prelevati dal sondaggio CC3 di PFTE. La rilevanza di tali risultati ai fini progettuali è ritenuta modesta a causa della limitata disponibilità di prove e tenuto conto del fatto che il terreno dell'unità LA sarà interamente trattato mediante formazione di colonne in ghiaia ottenute per vibroflottazione. Per l'approfondimento delle proprietà dinamiche dei terreni di fondazione si rimanda ai report delle prove di laboratorio di PFTE e alla relazione sulla risposta sismica locale di progetto, ove tali dati sono stati effettivamente utilizzati per lo svolgimento delle considerazioni relative alla determinazione delle azioni sismiche di progetto.

7.4.4 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/m³, con valore medio di 17,0 kN/m³. 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_s 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 ha mostrato generalmente una buona corrispondenza dei valori di resistenza non drenata c_u . 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_u è dell'ordine di 26-28 kPa.

In base a tali valutazioni, si ritiene di poter adottare valori di c_u linearmente crescenti da 10 kPa a 30 kPa dal fondale alla base dello strato (10-12 m di profondità) (Figura 7-19).

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 $\phi' = 26-28^\circ$ (Figura 7-20).

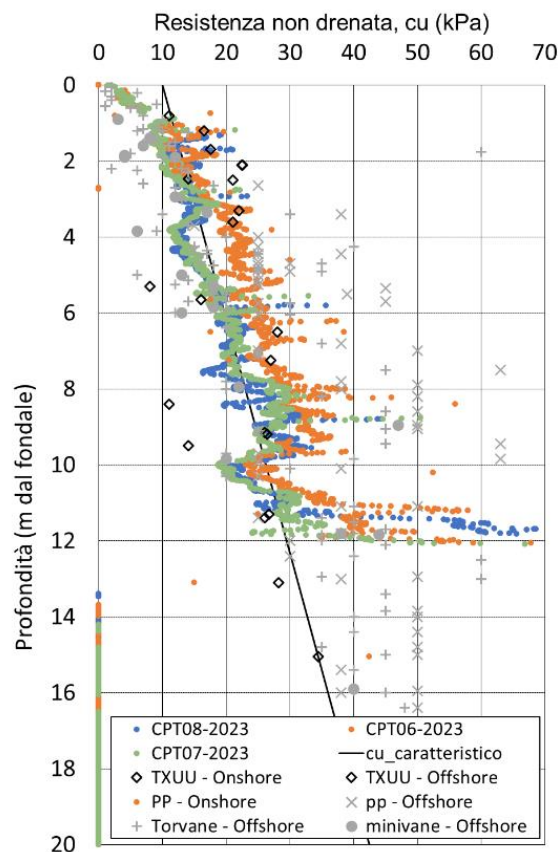


Figura 7-19: Unità LA – confronto tra valori di resistenza non drenata da prove di laboratorio e prove in sito

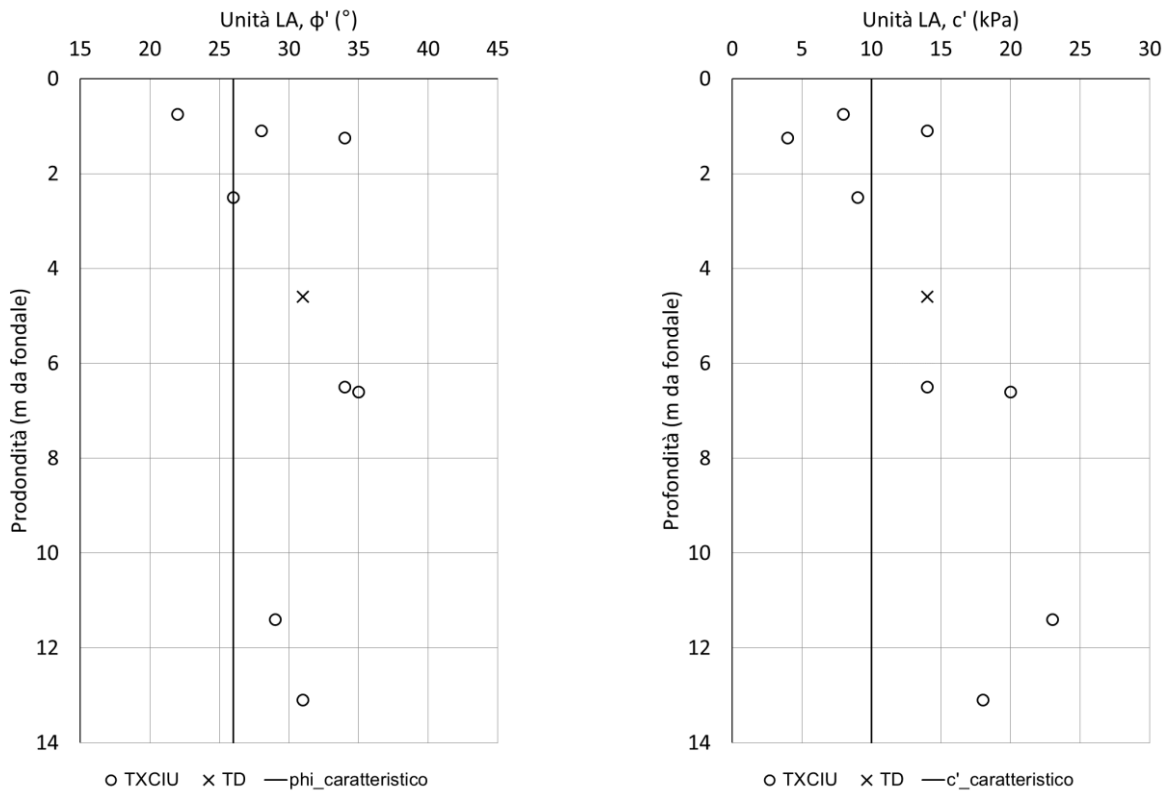


Figura 7-20: Unità LA - parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci

Parametri di deformabilità e consolidazione

Il rapporto OCR è risultato tra variabile tra 5-6 e 1,5-2 a partire dal fondale e sino a 5-7 m di profondità.

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 (Figura 7-21). 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 tra 50 e 120 m/s tra la quota del fondale e la profondità di 10-12 m (Figura 7-22).

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_α 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 $5,0E-7$ m²/s.

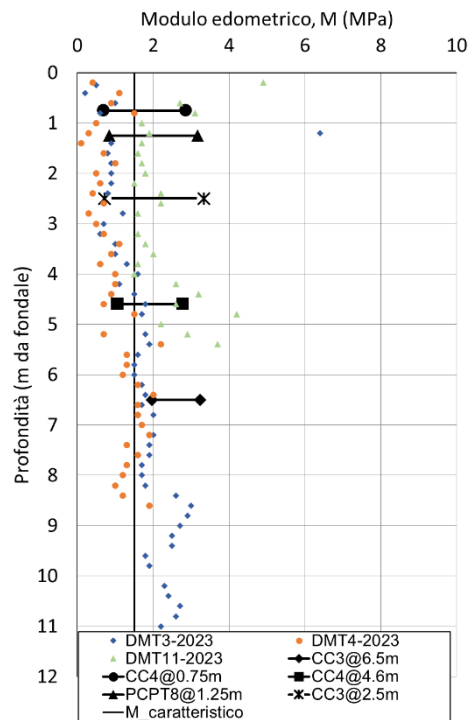


Figura 7-21: Unità LA – confronto tra valori del modulo edometrico M (modulo confinato) da prove DMT e da prove edometriche di laboratorio nell'intervallo di tensioni di interesse

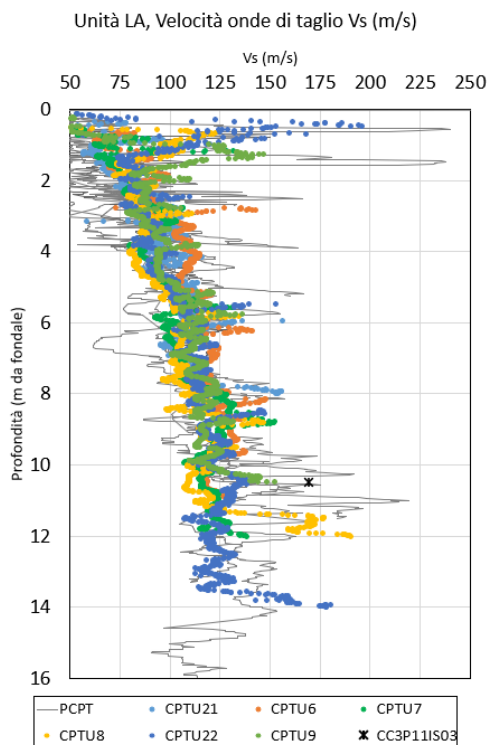
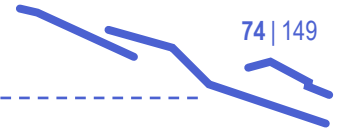


Figura 7-22: Unità LA – confronto tra valori di velocità Vs da interpretazione prove PCPT di PFTE, CPTU di PE e prova di colonna risonante in laboratorio



7.5 Caratterizzazione dell'unità "LS_{levante}"

7.5.1 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. Lo spessore di tale unità risulta variabile tra 3.0 e 5.0 m circa nel tratto di tracciato compreso tra le prove CPT10-11 e le prove CPT 13-20.

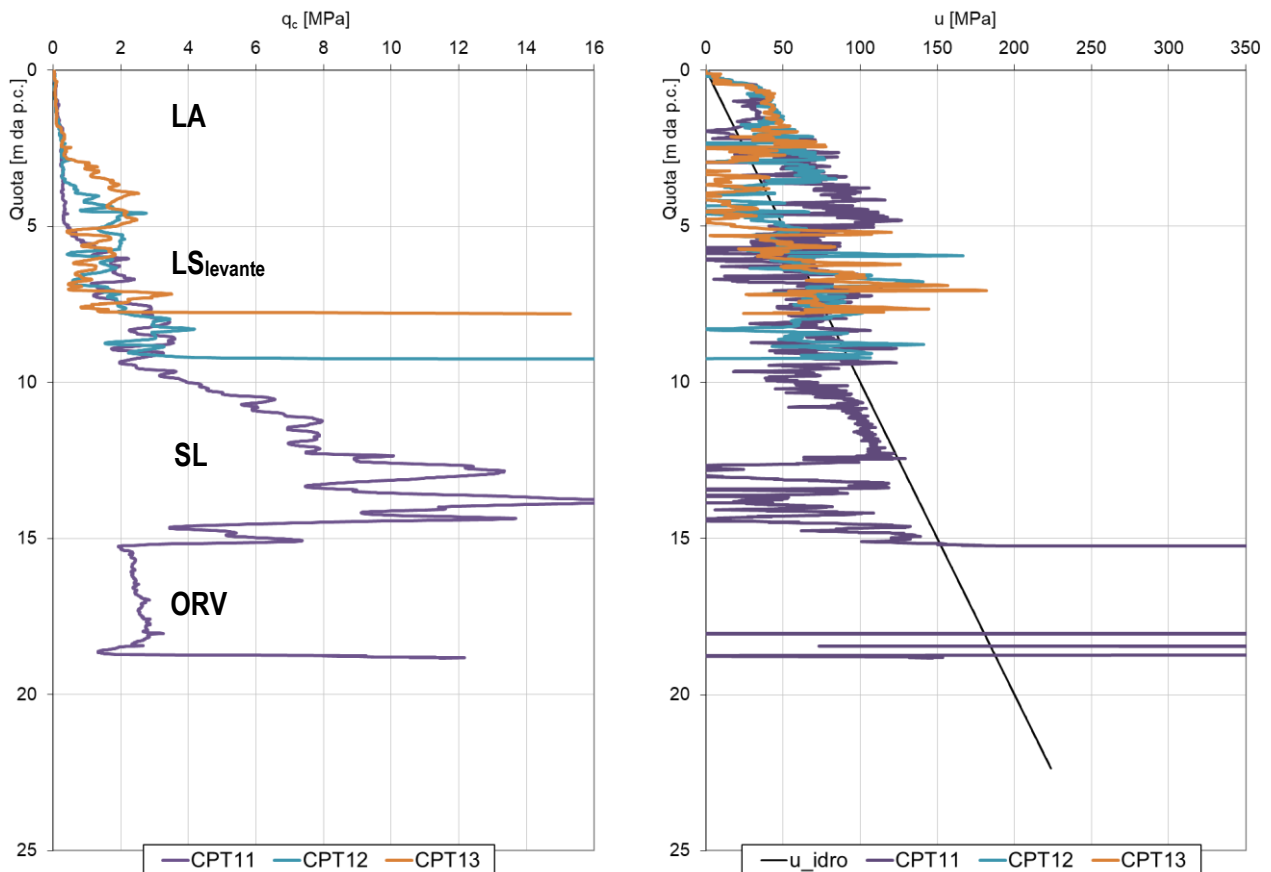


Figura 7-23: Unità LS_{levante} – risultato di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

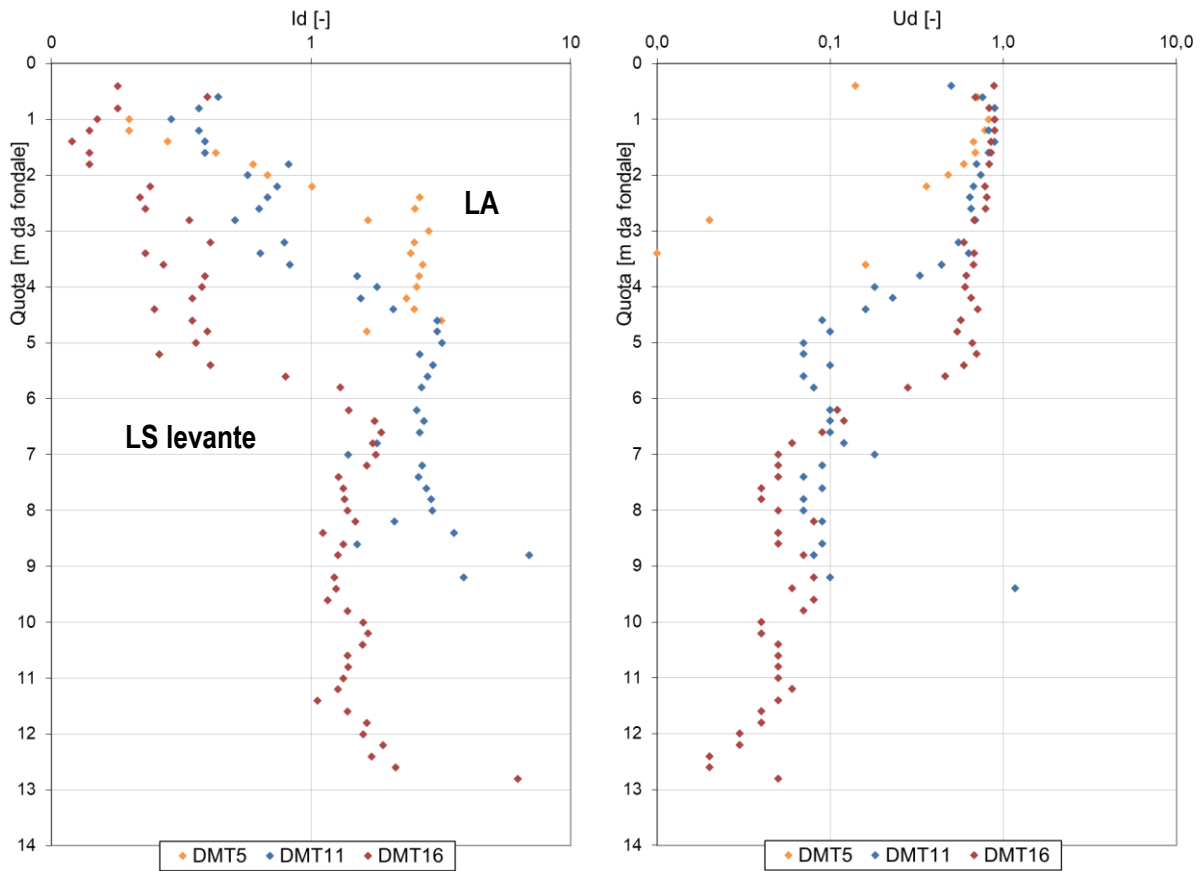


Figura 7-24: Unità LS levante – risultato prove DMT in termini di Material Index Id e Pore pressure Index Ud

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

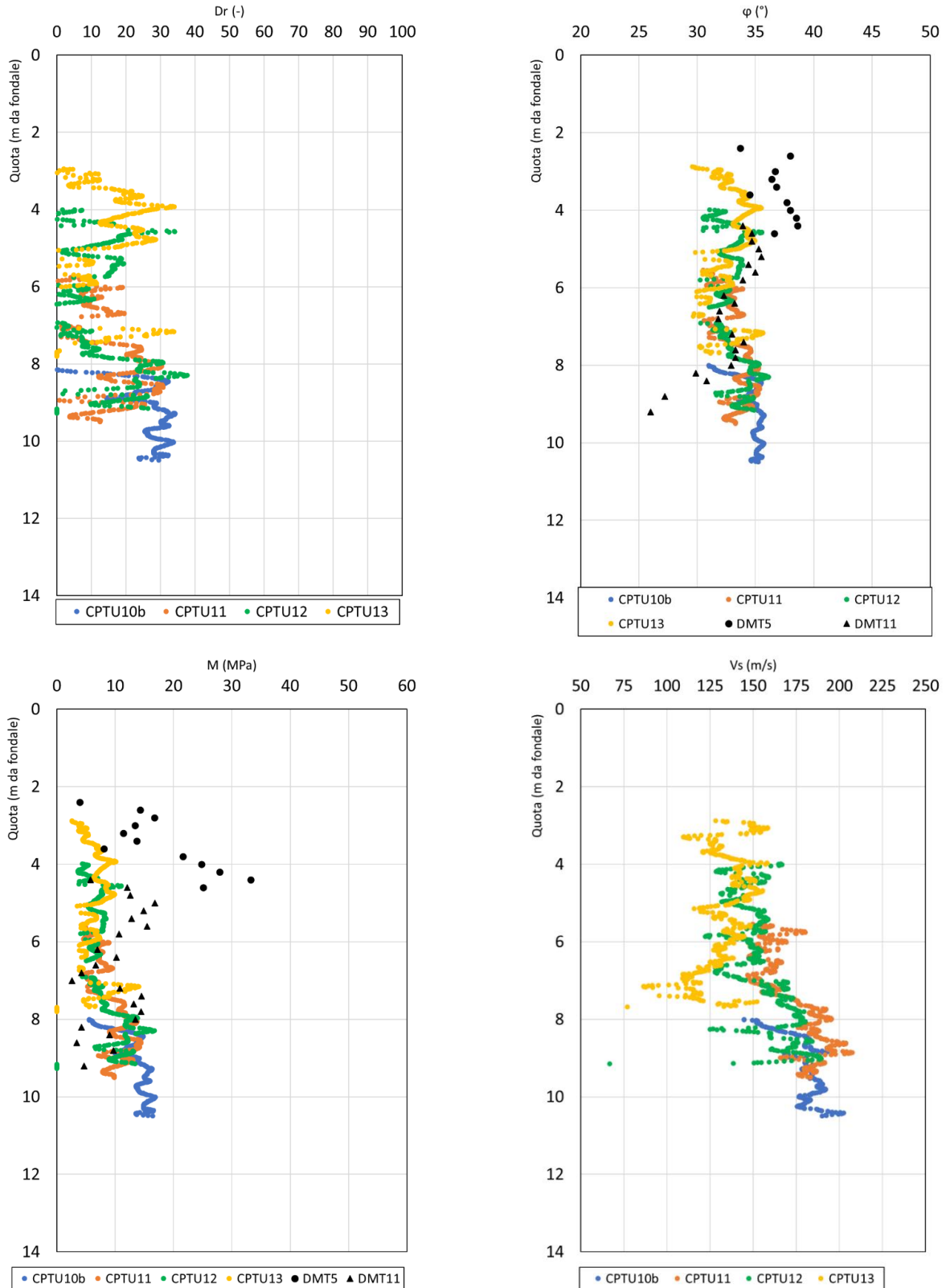


Figura 7-25: Unità LS levante – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT

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 è risultato variabile 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.

7.5.2 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.

7.5.3 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.

7.5.4 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% (dati desunti dalle prove di laboratorio di PFTE disponibili e ritenute significative).

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/m³, con valore medio di 17,5 kN/m³. 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 (dati desunti dalle prove di laboratorio di PFTE disponibili e ritenute significative).

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 $\phi' = 30-35^\circ$ (Figura 7-26).

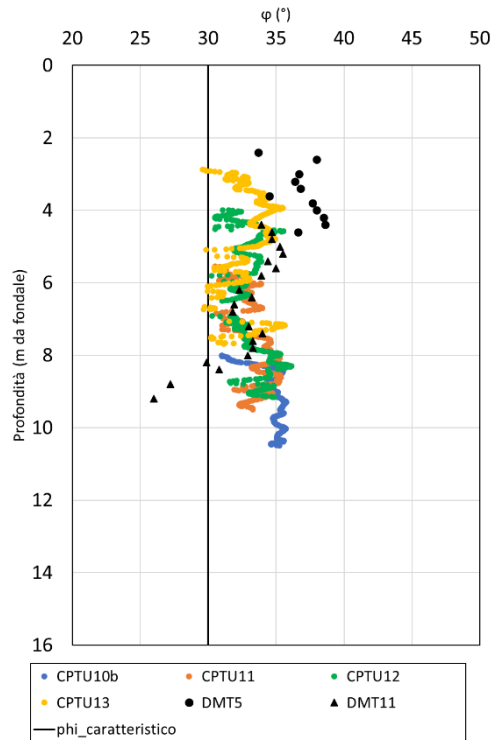


Figura 7-26: Unità LS levante – stima dell'angolo di resistenza al taglio da prove CPT e da prove DMT

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 da 110 a 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 $5,0E-5$ m²/s.

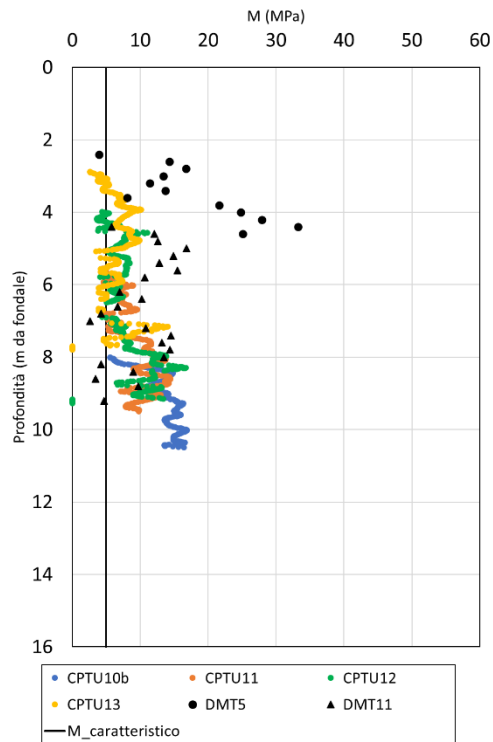


Figura 7-27: Unità LS levante – stima del modulo di deformazione da prove CPT e da prove DMT

7.6 Caratterizzazione dell'unità "LS_{ponente}"

7.6.1 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 ponente (Figura 7-2). 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 Id), hanno indicato che si tratta di terreno limoso-sabbioso o sabbioso-limoso. Lo spessore di tale unità risulta variabile nell'intervallo da 9 a 18 m tra le verticali delle prove CPT4 e CPT 23. Le prove tra la verticale CPT4 e la CPT24 hanno inoltre individuato con continuità un sottile strato di terreno prevalentemente coesivo denominato LAS (la cui caratterizzazione è illustrata in paragrafo 7.7).

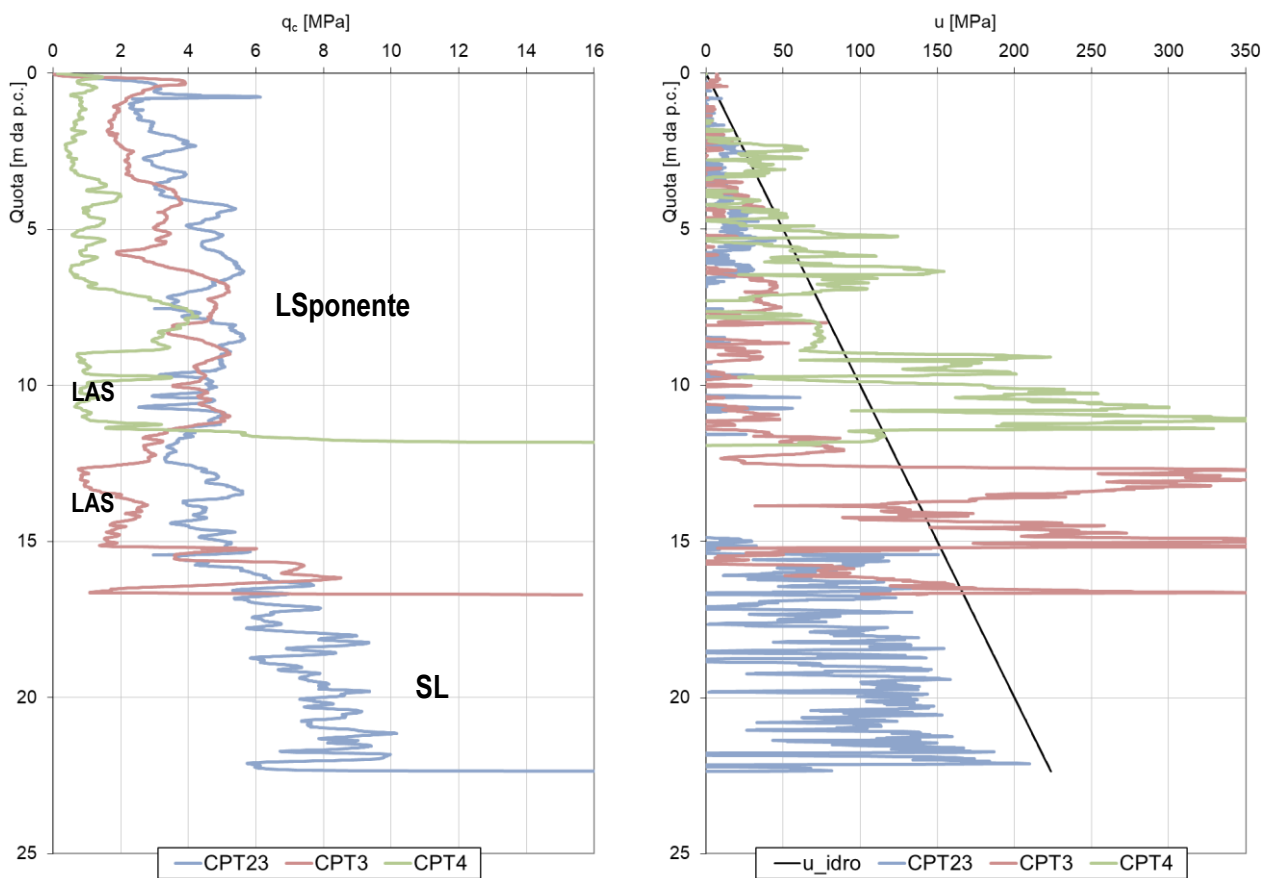


Figura 7-28: Unità LS_{ponente} – risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

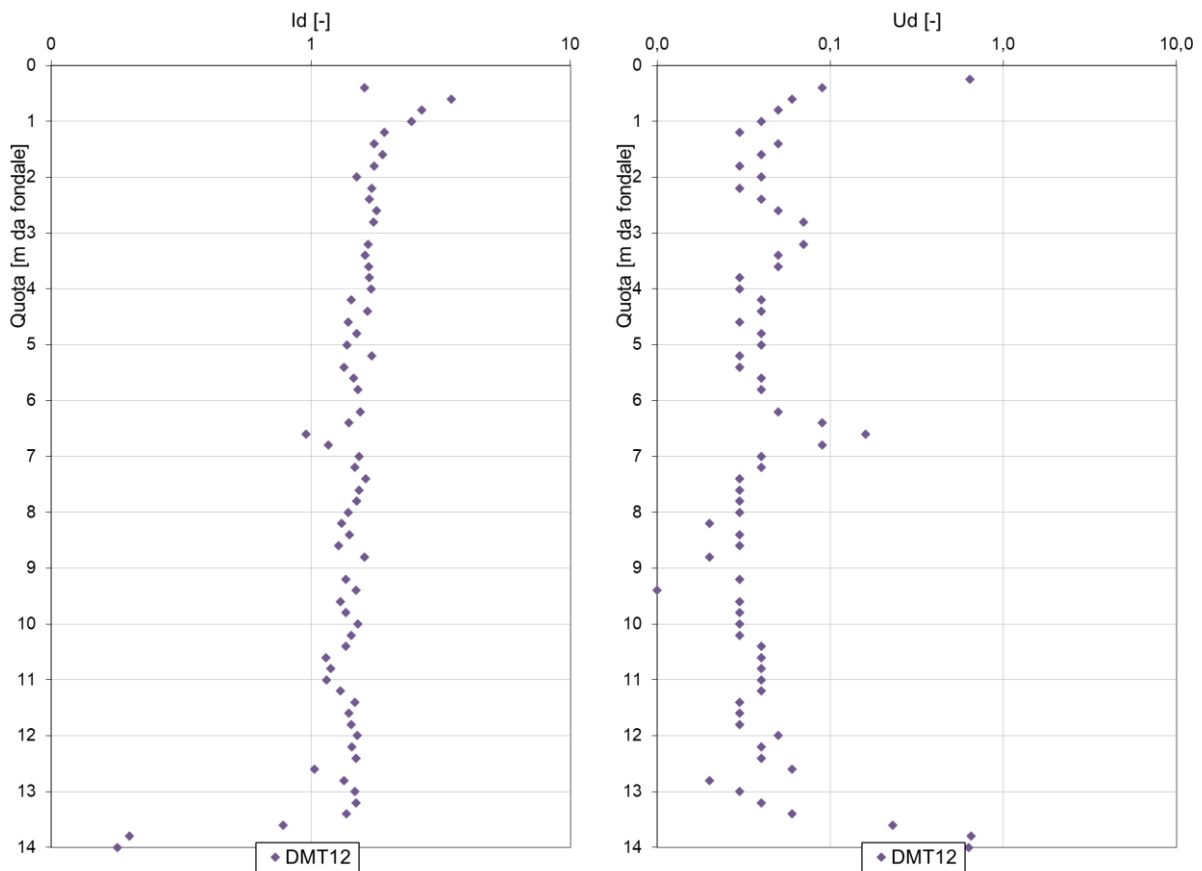


Figura 7-29: Unità LS ponente – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id e Pore Pressure Index Ud

I risultati delle prove CPT e DMT sono stati opportunamente interpretati per stimare la densità relativa (D_r), l'angolo di resistenza al taglio (ϕ'), la deformabilità (modulo edometrico, M) e la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) (rif. Figure seguenti). Riguardo al parametro di velocità di propagazione delle Onde S, si sottolinea che sono disponibili anche i risultati delle prove geofisiche in sito (prove cross-hole) eseguite in corrispondenza della diga esistente nei fori di sondaggio CH1 e CH2. Sebbene molto distanti dal tracciato della nuova diga, al di sotto della diga esistente i suddetti sondaggi hanno identificato terreni di fondazione riconducibili ad un'alternanza di terreni limoso-sabbiosi. I risultati delle prove cross-hole sono presentati in Figura 7-38.

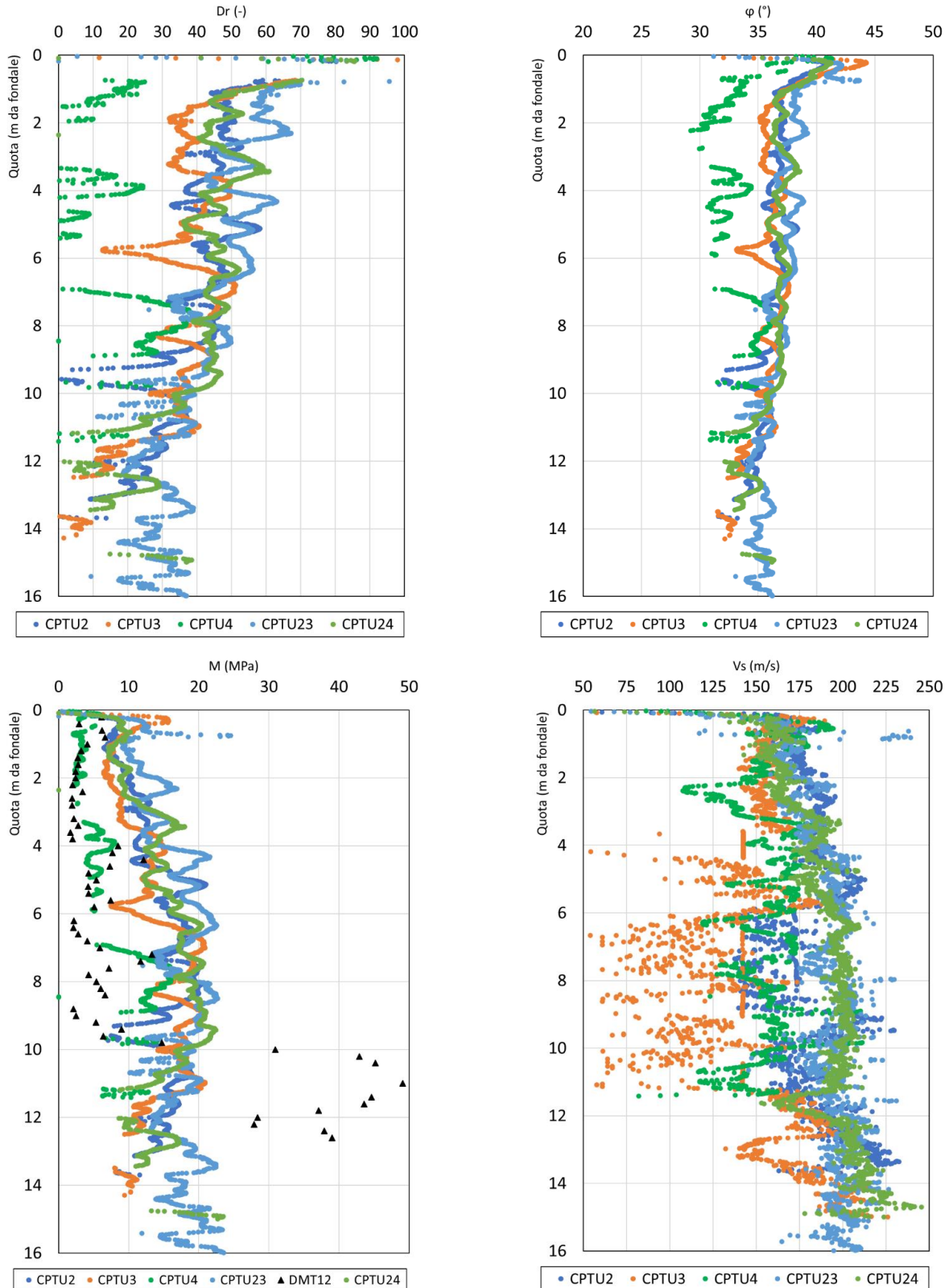


Figura 7-30: Unità LS ponente – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT

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 è risultato variabile 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.

7.6.2 Confronto con indagini PFTE

Nonostante la limitatezza di dati 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.

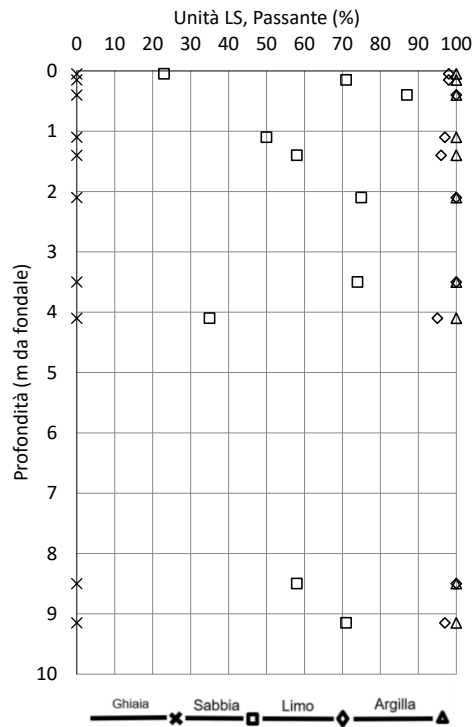


Figura 7-31: Unità LS ponente – distribuzione granulometrica in funzione della profondità

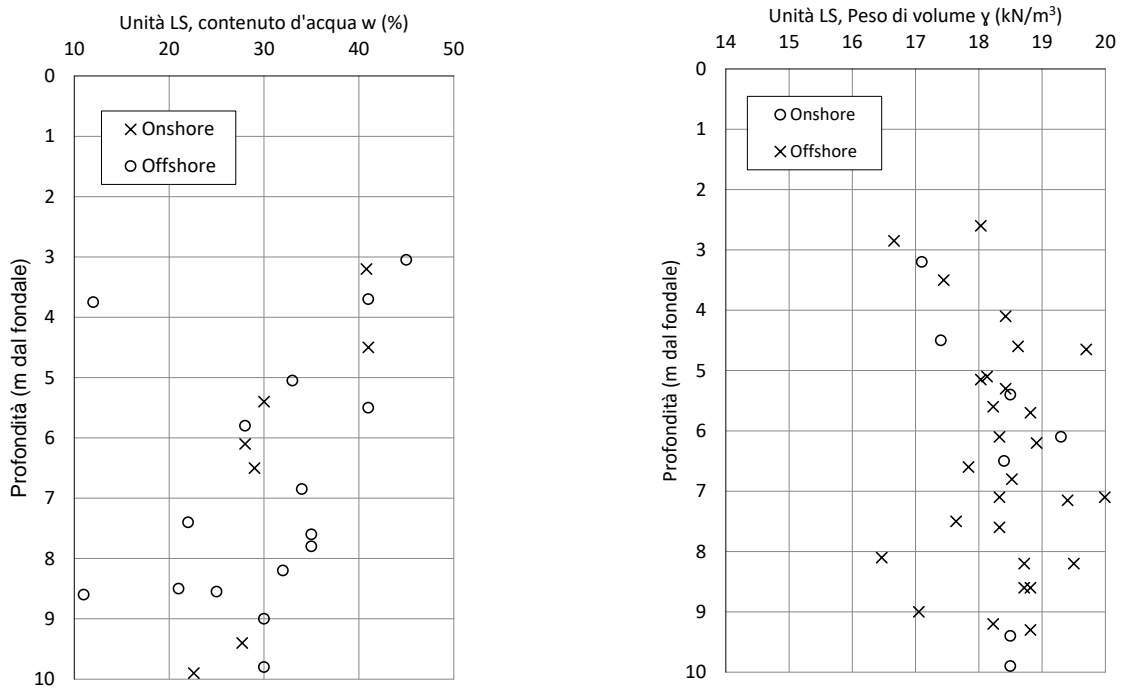


Figura 7-32: Unità LS ponente – variazione del contenuto d'acqua e peso di volume in funzione della profondità

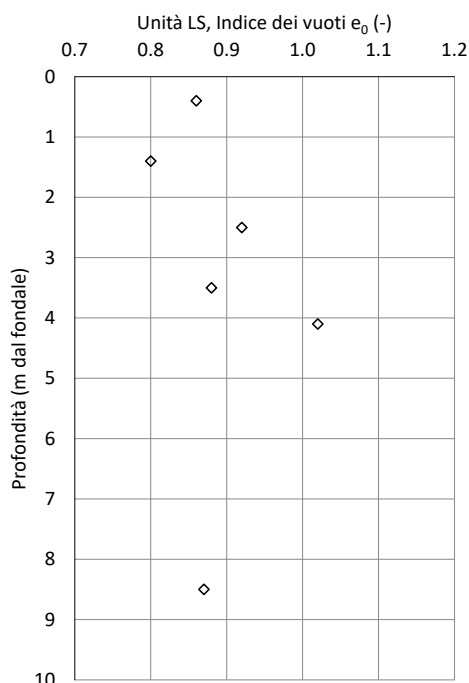


Figura 7-33: Unità LS ponente – variazione dell'indice dei vuoti in funzione della profondità

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 alcune 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 $\phi' = 30-35^\circ$.

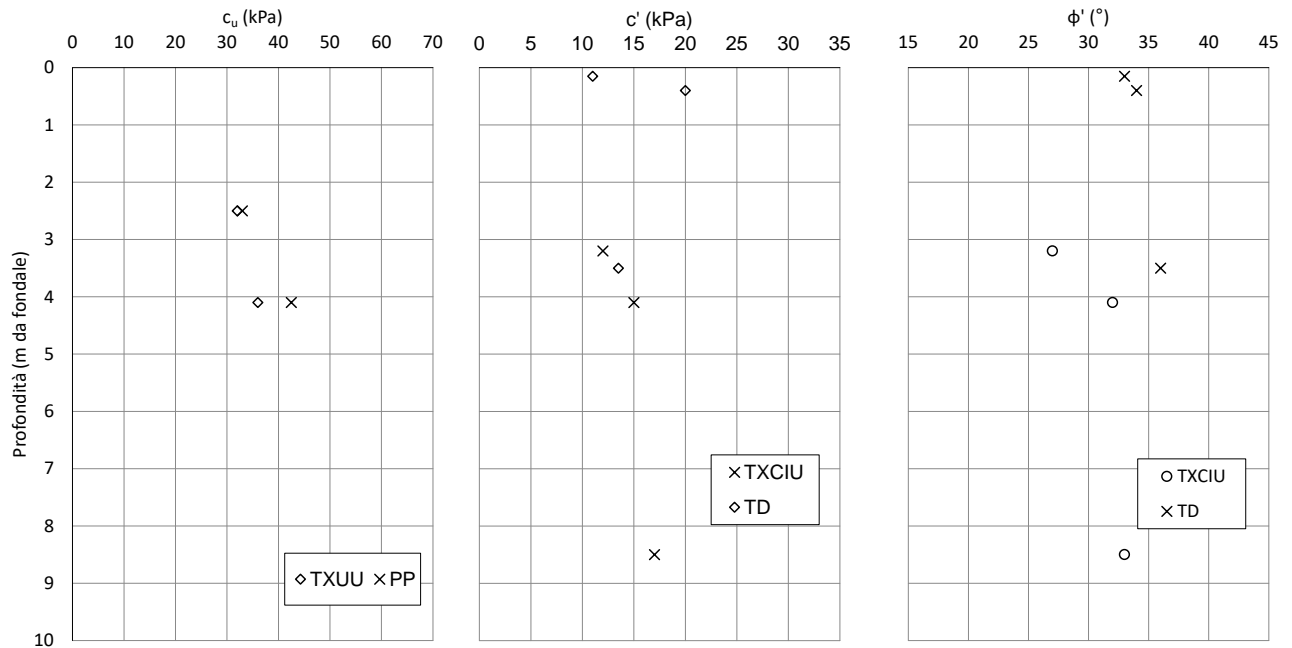


Figura 7-34: Unità LS ponente – parametri di resistenza non drenata (c_u) e drenata (c' , ϕ')

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.

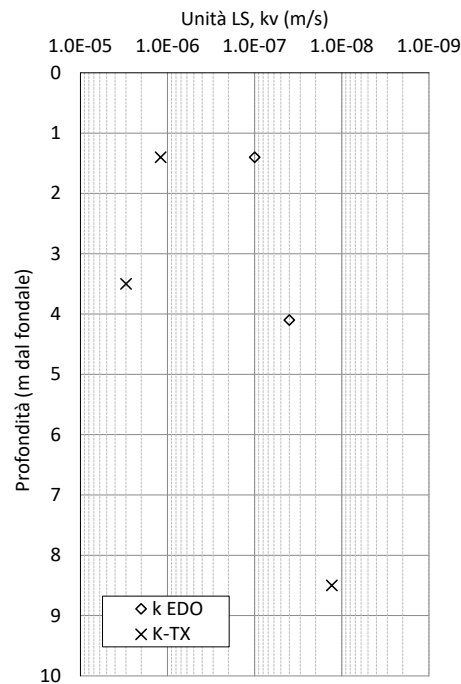


Figura 7-35: Unità LS ponente - variazione della permeabilità verticale in funzione della profondità, da prove edometriche e triassiali

7.6.3 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_{ponente}.

Si sottolinea che si tratta di una unità con caratteristiche marcatamente eterogenee in termini di grado di addensamento e composizione granulometrica, costituita 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 LSponente(1), 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/m³, con valore medio di 17,5 kN/m³.

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 (Figura 7-36):

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

- **LSponente(2)**, coesione efficace $c' = 0$ kPa, angolo di resistenza al taglio $\phi' = 33^\circ$.

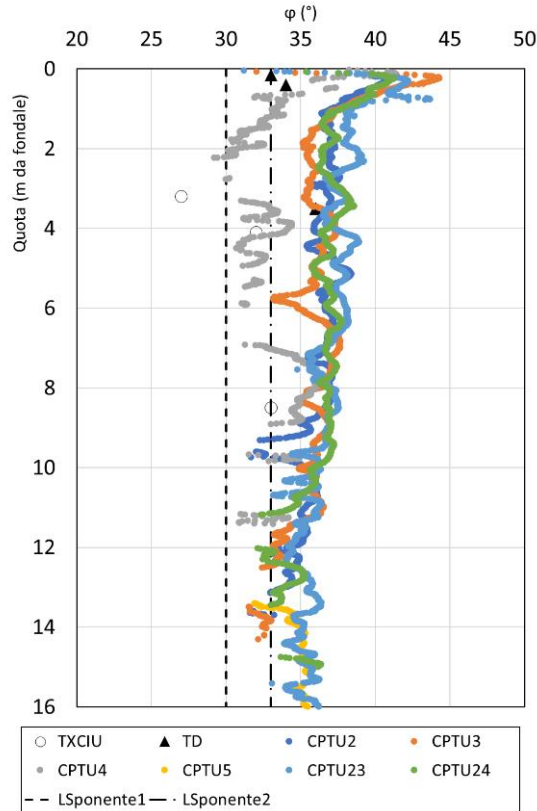


Figura 7-36: Unità LS ponente – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove in sito e da prove di laboratorio

Parametri di deformabilità e consolidazione

LSponente(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 (Figura 7-37). 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 (Figura 7-38).

LSponente(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 (Figura 7-37). 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 (Figura 7-38).

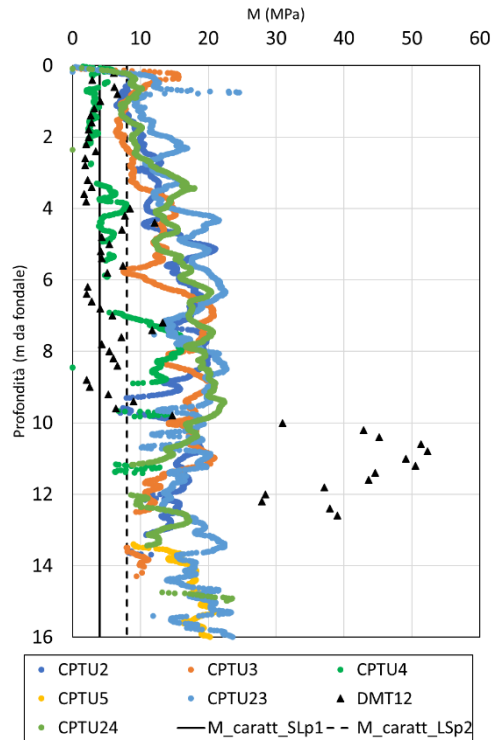


Figura 7-37: Unità LS ponente – stima del modulo edometrico da prove CPT e da prove DMT

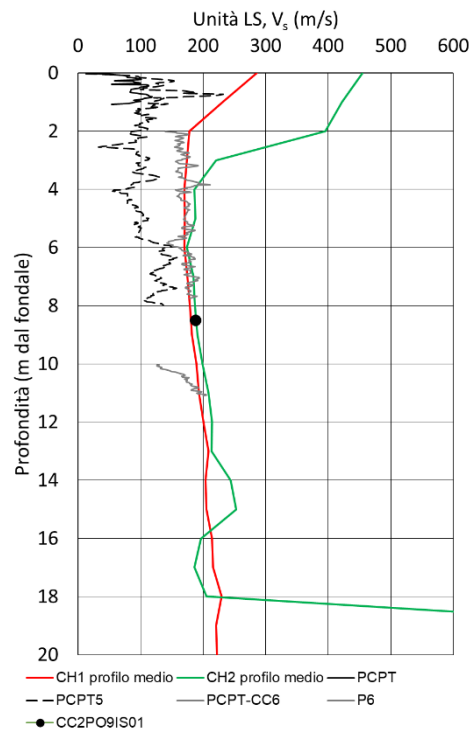
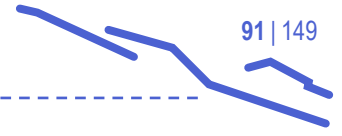


Figura 7-38: Unità LS ponente – confronto tra valori di velocità Vs da interpretazione prove CPTU, prove cross-hole e prova di colonna risonante in laboratorio

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.



7.7 Caratterizzazione dell'unità "LAS"

7.7.1 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. 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.

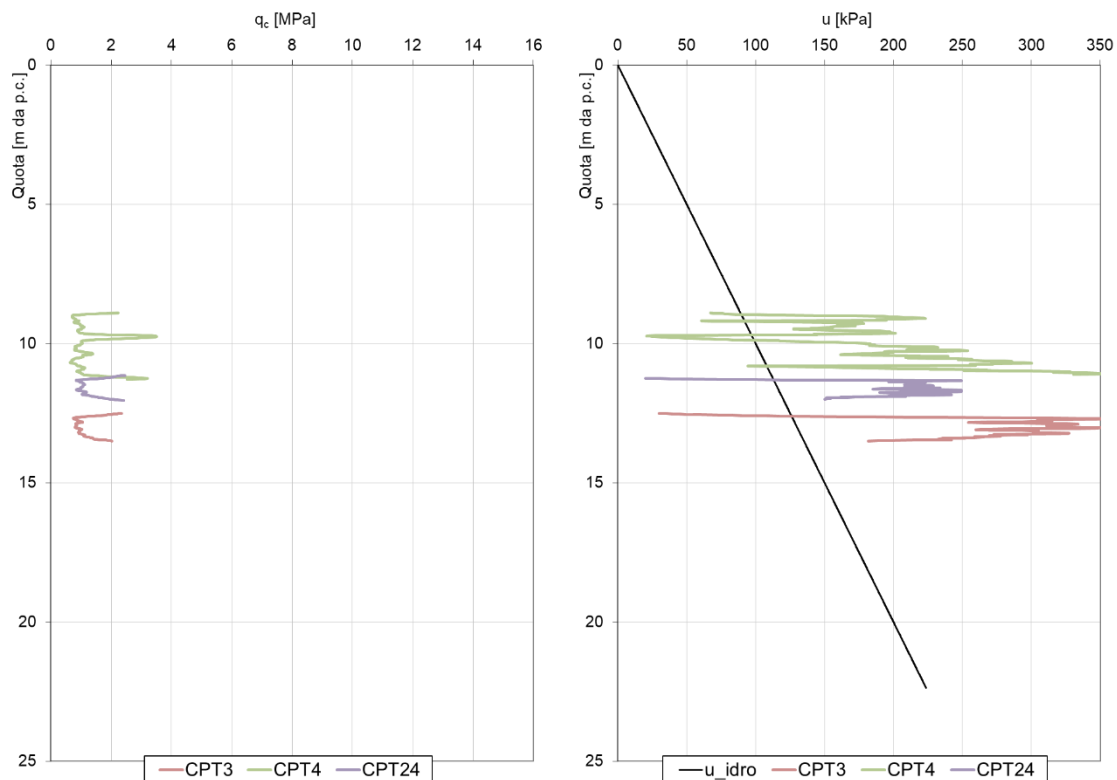


Figura 7-39: Unità LAS – risultato prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

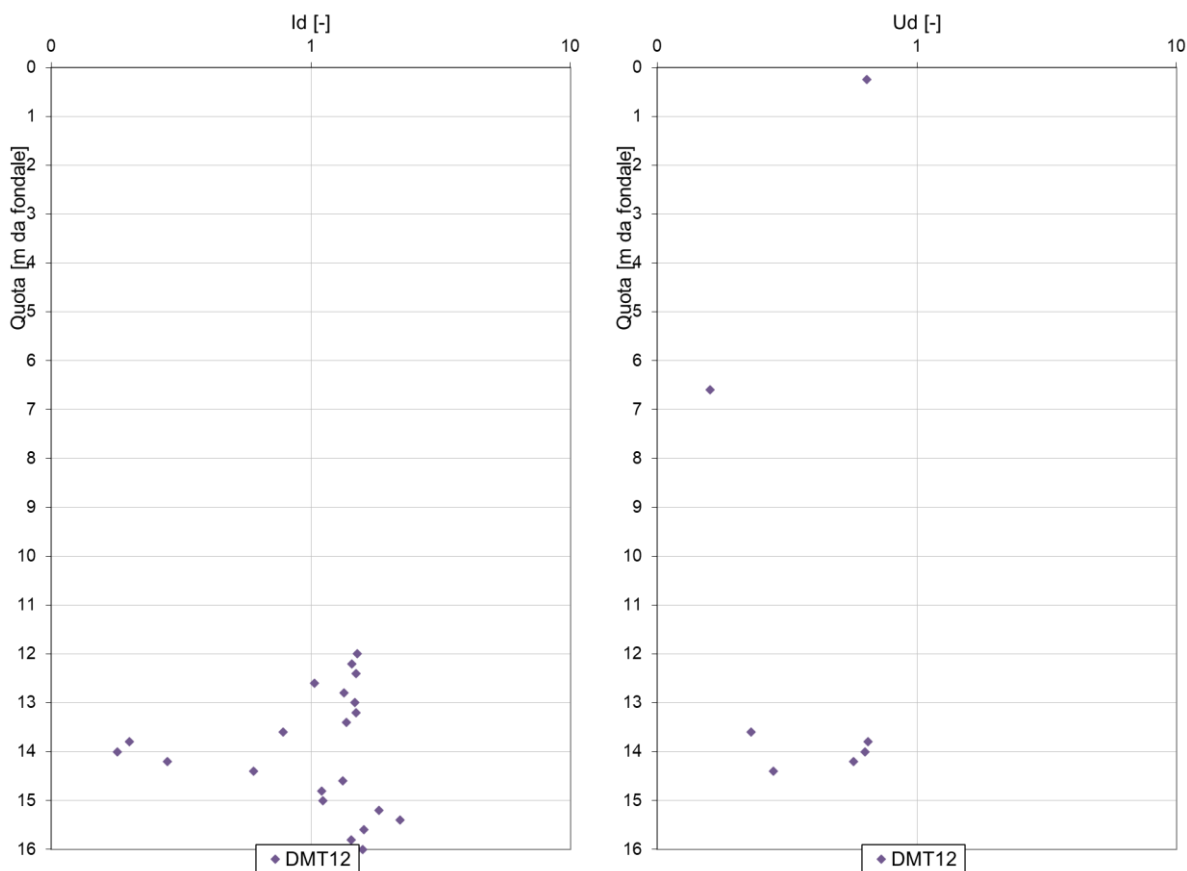


Figura 7-40: Unità LAS – risultato prove DMT in termini di material index e pore pressure index

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).

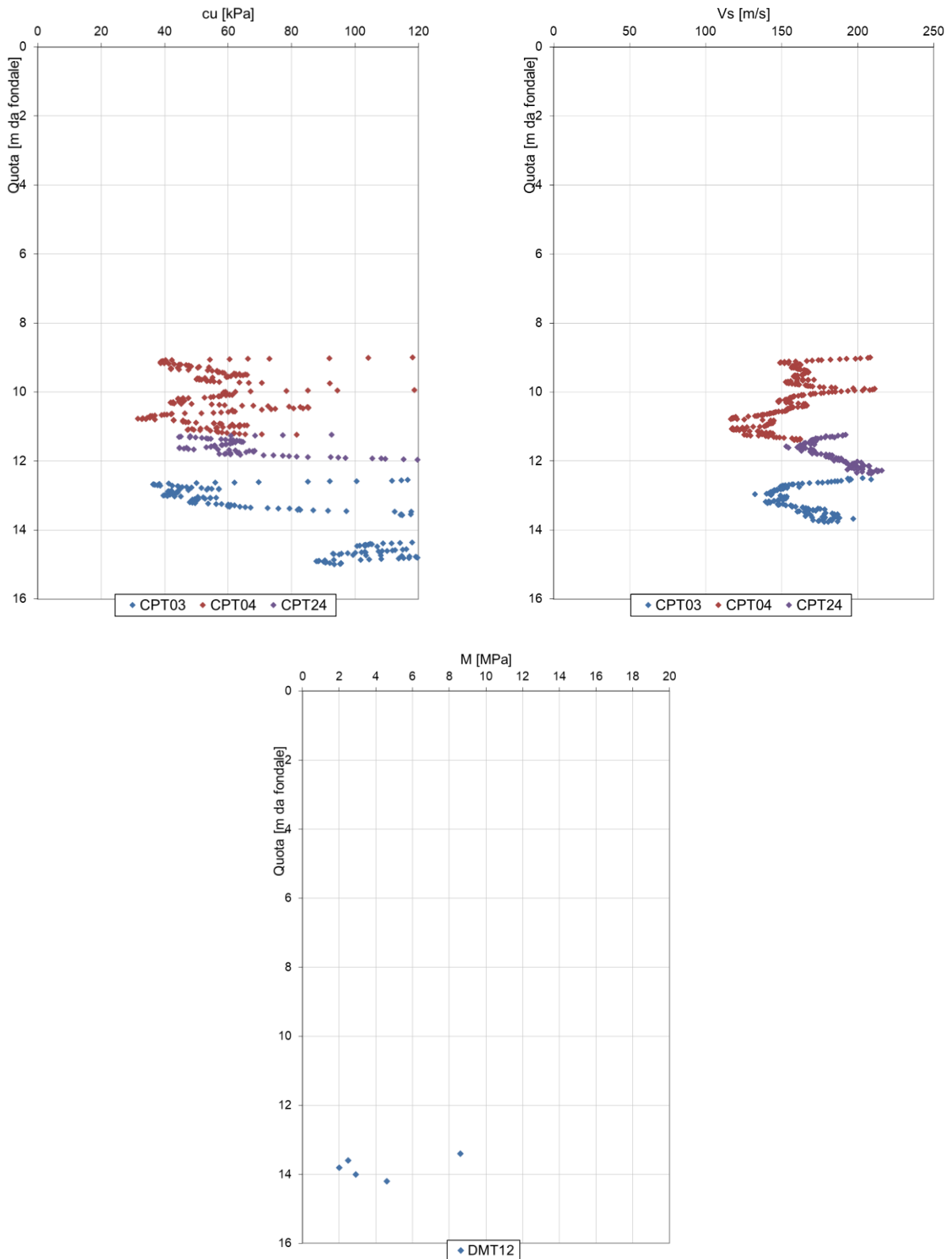


Figura 7-41: Unità LAS – stima della resistenza non drenata e della velocità delle onde S da prove CPT, e del modulo confinato da prove DMT

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; si tratta di valori maggiori di quelli ottenuti dalle prove in sito e di laboratorio per la caratterizzazione dell'unità LA.

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 base al confronto con le proprietà del terreno dell'unità LA, più scadente ed omogeneo (pressoché privo di intercalazioni sabbiose), pare ragionevole assumere un coefficiente di permeabilità pari a $1.0E-8$ m/s.

7.8 Caratterizzazione dell'unità "SL"

7.8.1 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 di riferimento generalmente pari a 10-12 MPa e andamento crescente o costante con la profondità, comunque caratterizzato da oscillazioni probabilmente legate all'eterogeneità della composizione granulometrica e al grado di addensamento. 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.

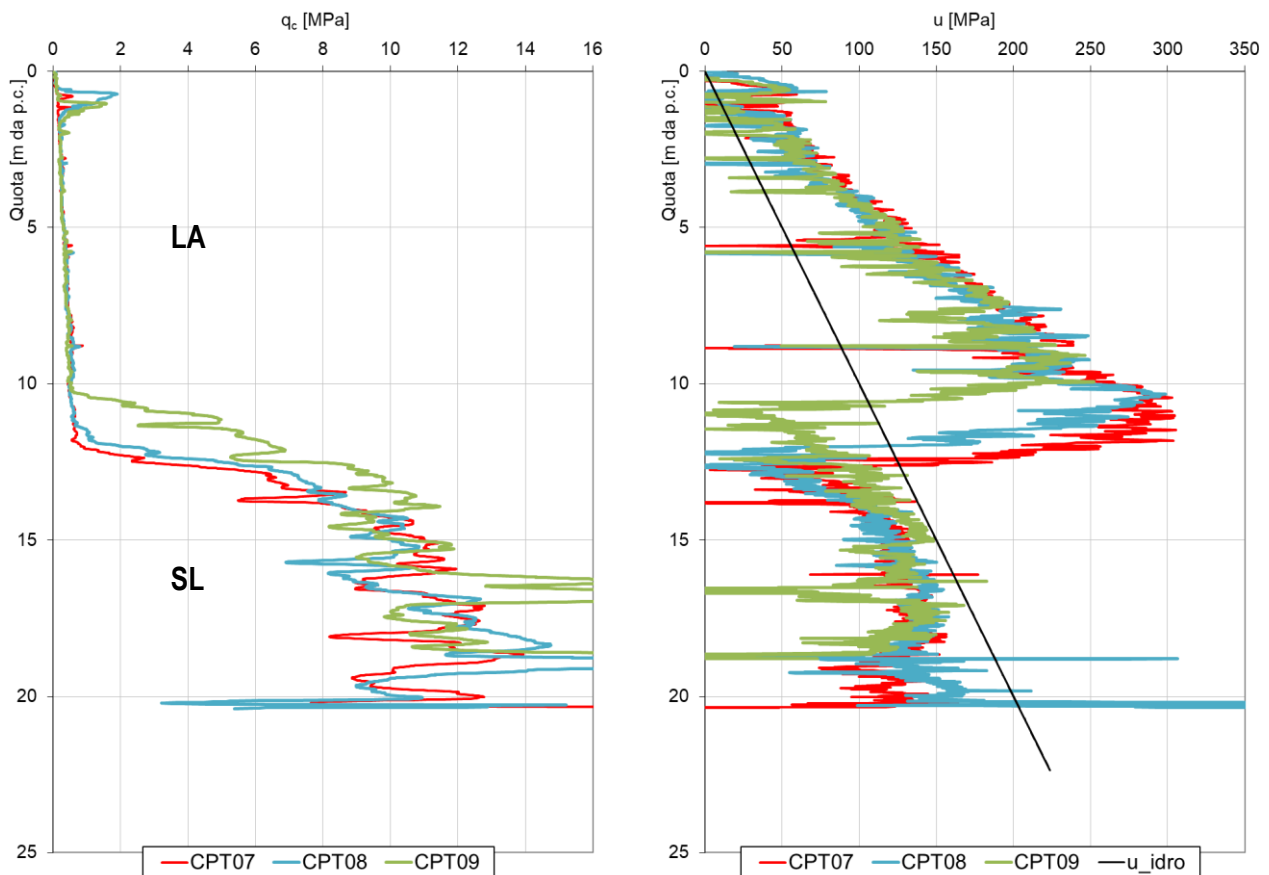


Figura 7-42: Unità SL– risultato tipico di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra

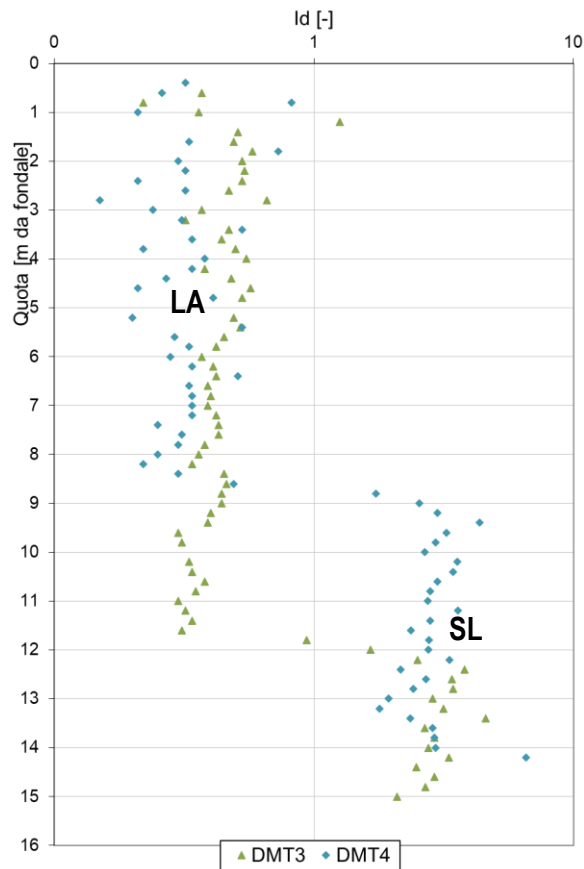


Figura 7-43: Unità SL – risultato tipico prove DMT in termini di Material Index Id

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).

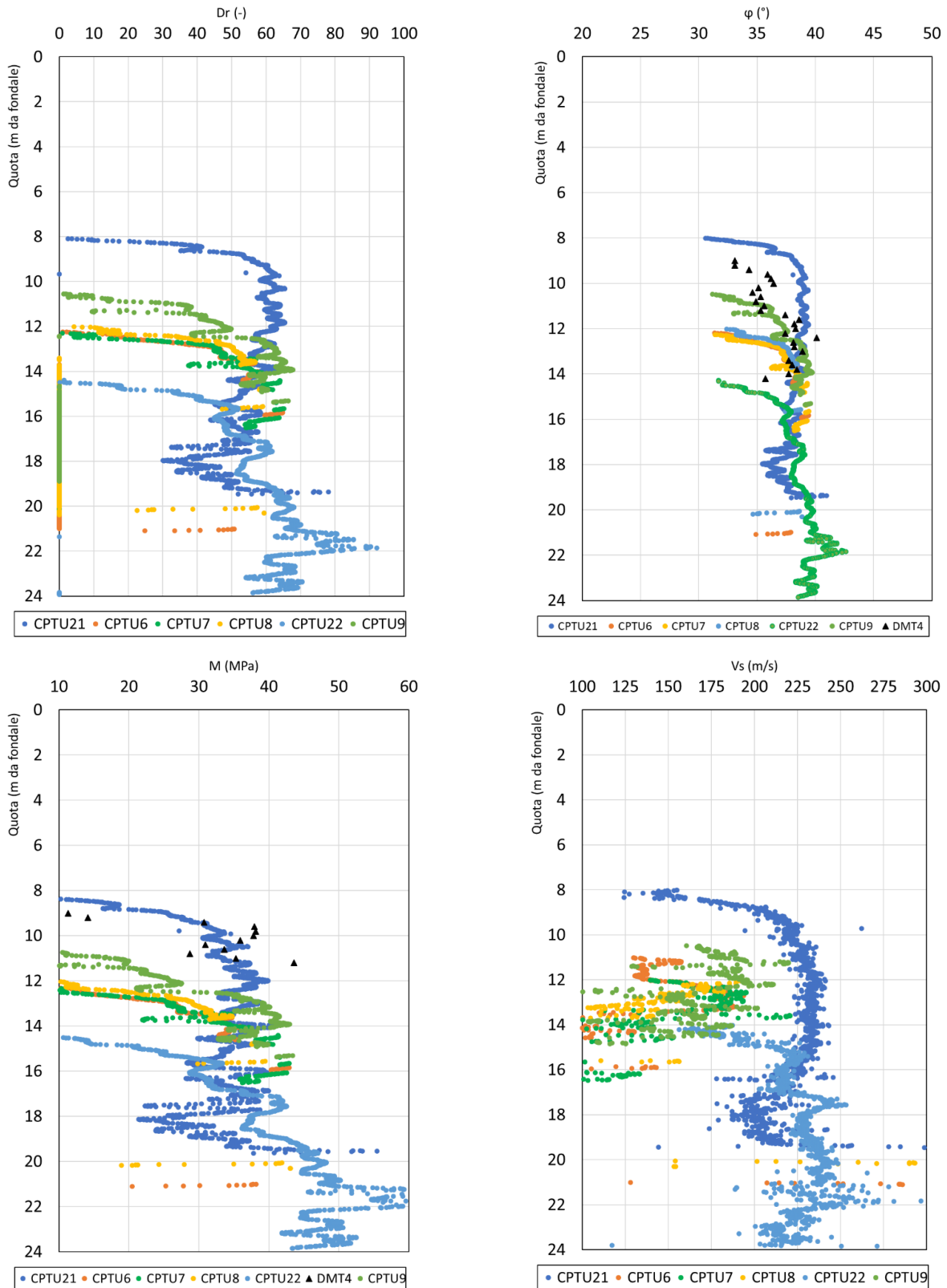


Figura 7-44: Unità SL – stima della densità relativa, dell'angolo di resistenza al taglio, del modulo edometrico e della velocità delle onde S da prove CPT e da prove DMT

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.

7.8.2 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 e tra le procedure 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.

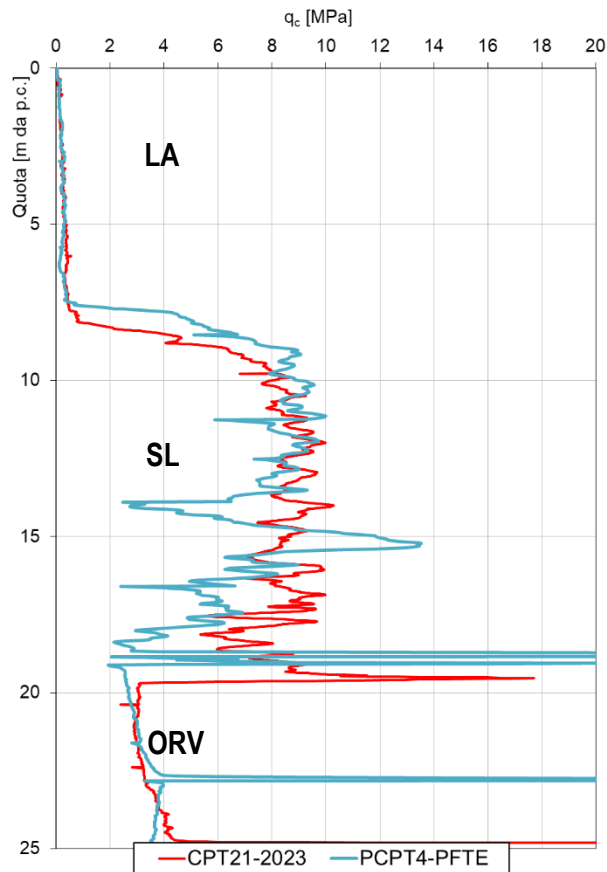


Figura 7-45: Unità SL – confronto prove PCPT di PFTE e prove CPT 2023 eseguite nello stesso punto di indagine

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.

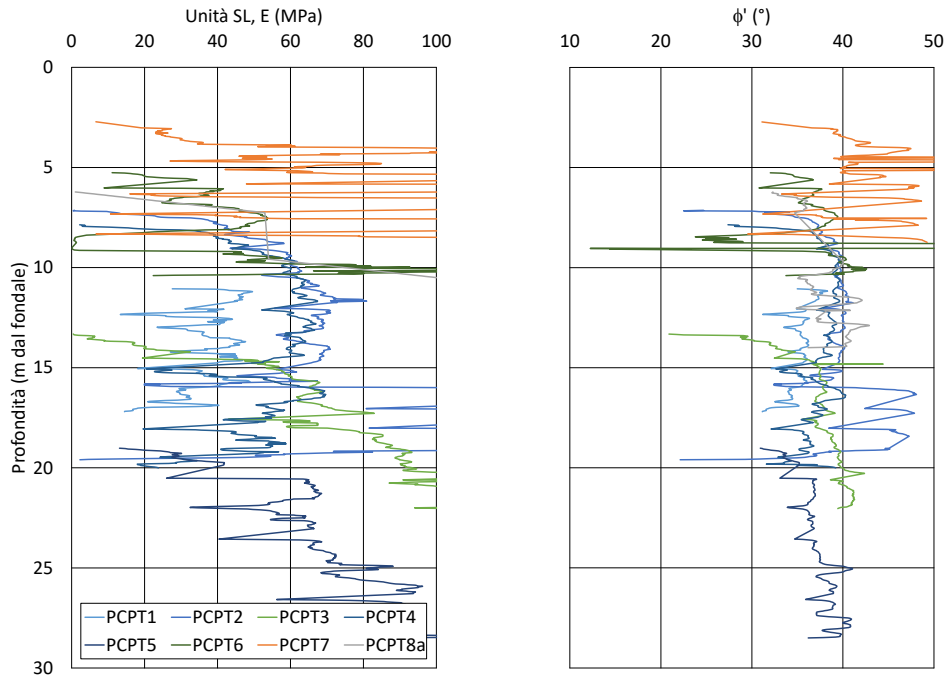


Figura 7-46: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di E e ϕ'

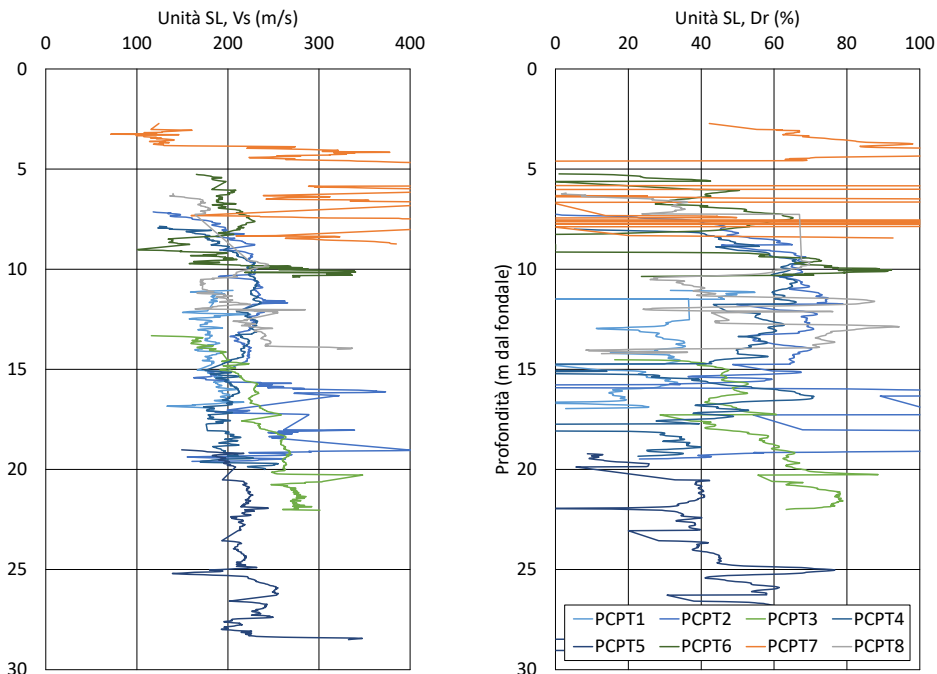
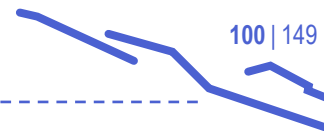


Figura 7-47: Unità SL - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di v_s , e Dr

Nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche sono state eseguite alcune prove di dissipazione (6), i cui risultati, 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, pertanto, assai limitata.

Tabella 7-16: 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	-	-	-	-	-	-

7.8.3 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 risultato 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/m³; l'indice dei vuoti è risultato tra 0,75 e 1,0; il peso specifico dei grani è stato misurato pari a 2,70.

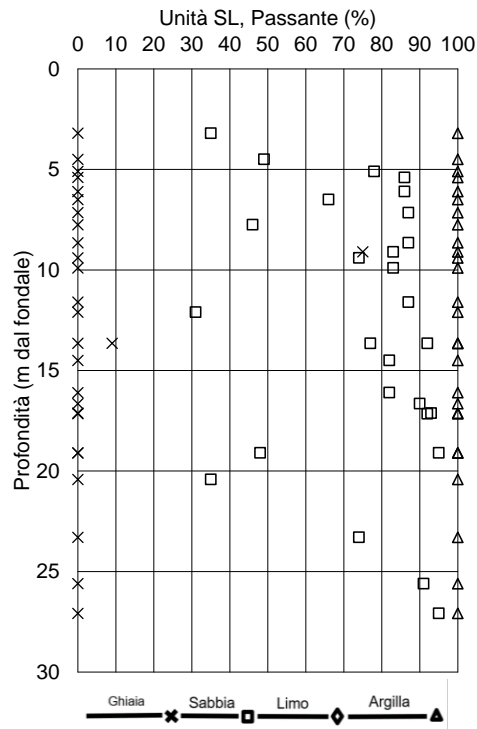


Figura 7-48: Unità SL – distribuzione granulometrica in funzione della profondità

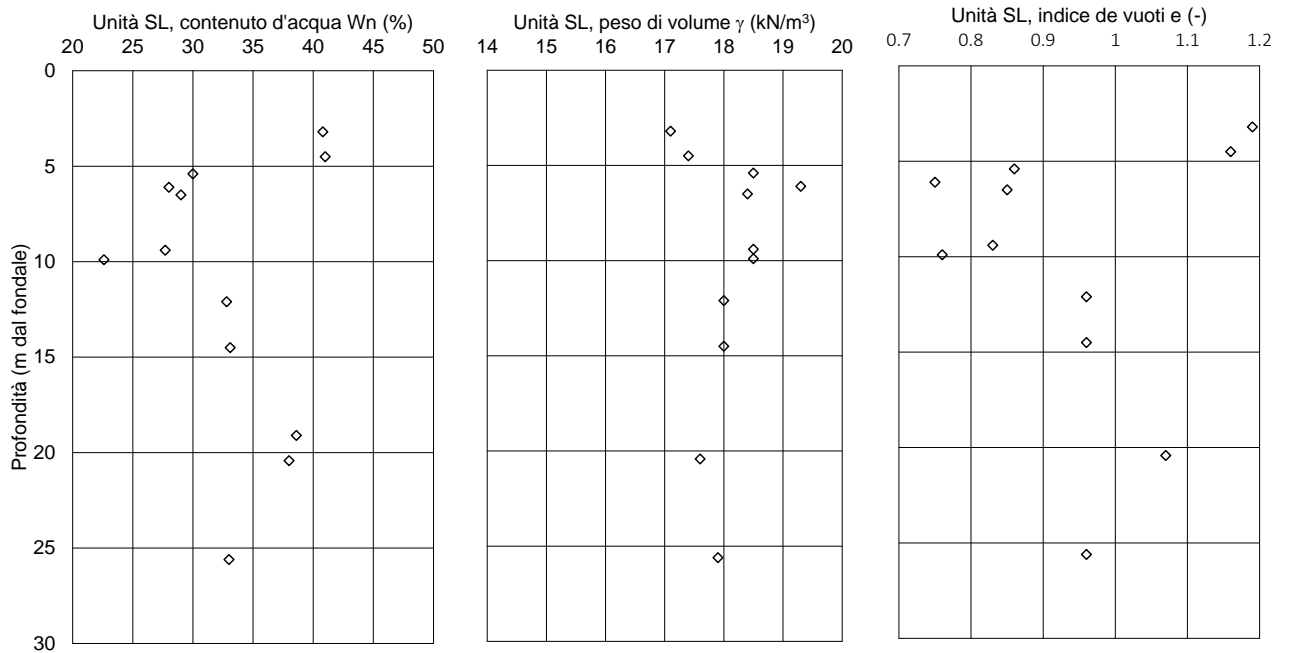


Figura 7-49: Unità SL – variazione del contenuto d'acqua W_n , peso di volume e indice dei vuoti in funzione della profondità

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), su campioni indisturbati, la cui interpretazione ha fornito i seguenti parametri in termini di tensioni efficace: 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.

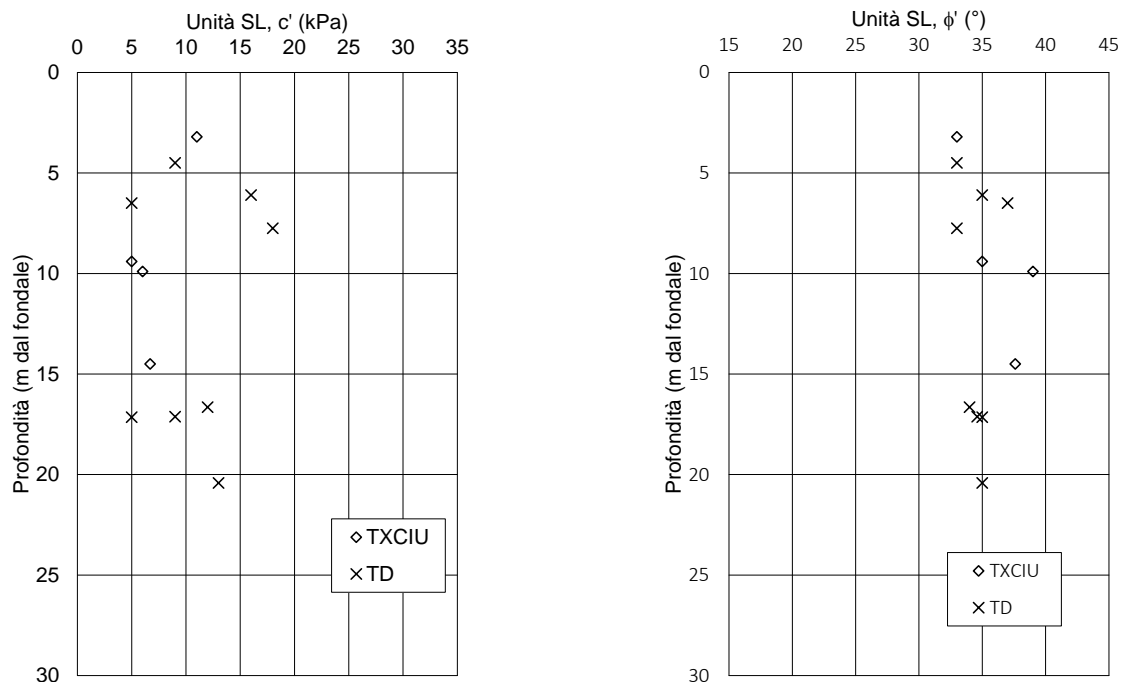


Figura 7-50: Unità SL – parametri di resistenza in condizioni drenate in funzione della profondità

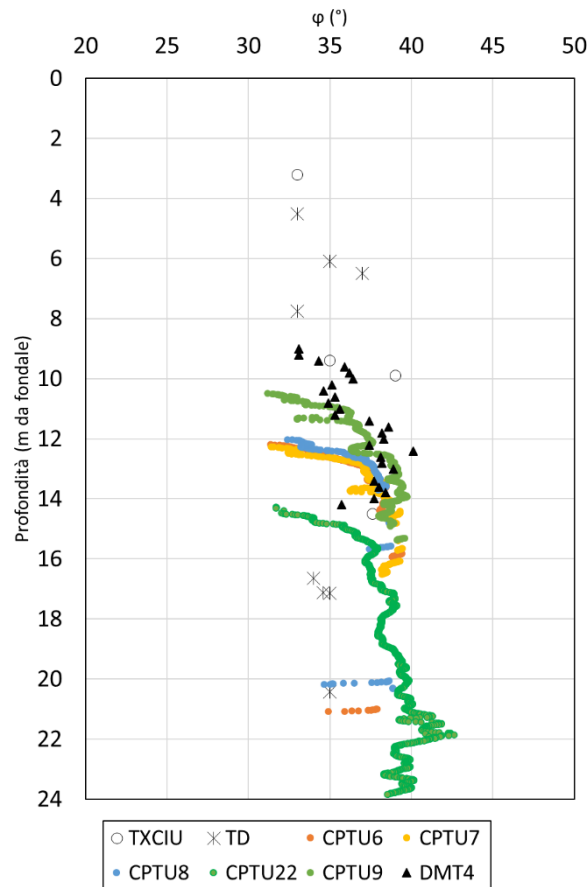


Figura 7-51: Unità SL – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di laboratorio e da prove in sito

Per quanto riguarda le proprietà dinamiche del terreno dell'unità SL sono disponibili i risultati di n.1 prova di colonna risonante e n.1 prova triassiale ciclica eseguita su un campione indisturbato. La rilevanza di tali risultati ai fini progettuali è ritenuta modesta a causa della limitata disponibilità di prove. Per l'approfondimento delle proprietà dinamiche dei terreni di fondazione si rimanda ai report delle prove di laboratorio di PFTE e, soprattutto, alla relazione sulla risposta sismica locale di progetto, ove tali dati sono stati effettivamente utilizzati per lo svolgimento delle considerazioni relative alla determinazione delle azioni sismiche di progetto.

7.8.4 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/m³, con valore medio di 18,5 kN/m³. 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_s 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 $\phi' = 35-36^\circ$ (Figura 7-52).

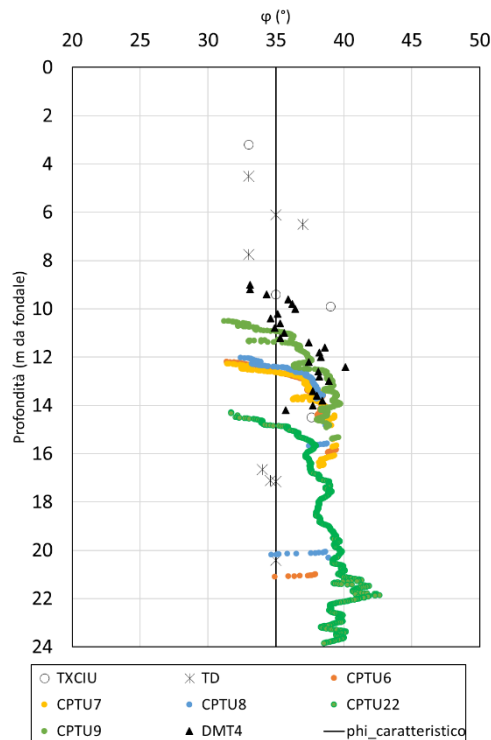


Figura 7-52: Unità SL – confronto tra valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di laboratorio e da prove in sito con indicazione del valore caratteristico adottato per lo strato

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 (Figura 7-53).

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 150-250 m/s (Figura 7-54).

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.

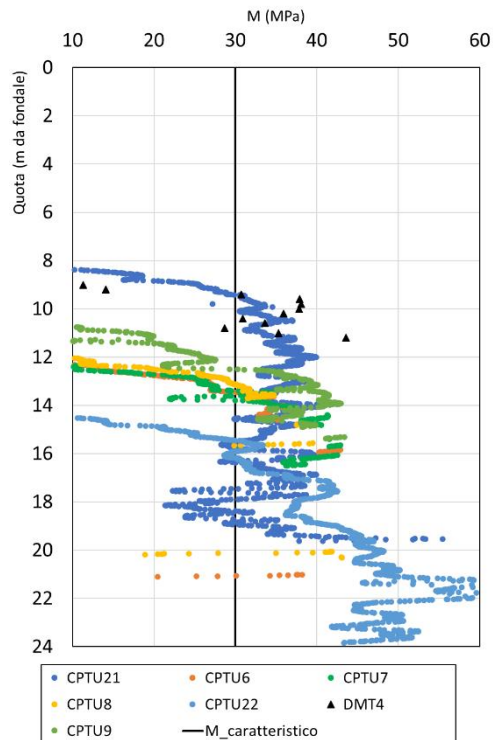


Figura 7-53: Unità SL – confronto tra valori del modulo di deformazione ottenuto da prove in sito con indicazione del valore caratteristico adottato per lo strato

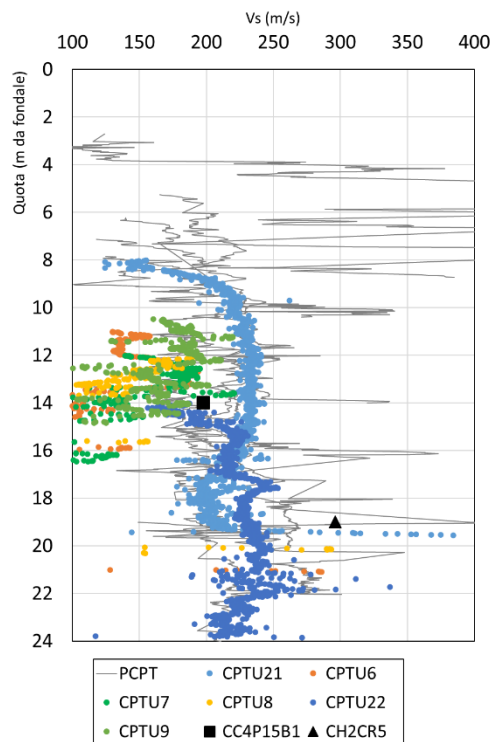


Figura 7-54: Unità SL – confronto tra valori di velocità Vs da interpretazione prove PCPT di PFTE, CPTU di PE e prove di laboratorio

7.9 Caratterizzazione dell'unità "ORV"

7.9.1 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 prevalentemente limoso-argilloso.

7.9.2 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 e tra le procedure 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).

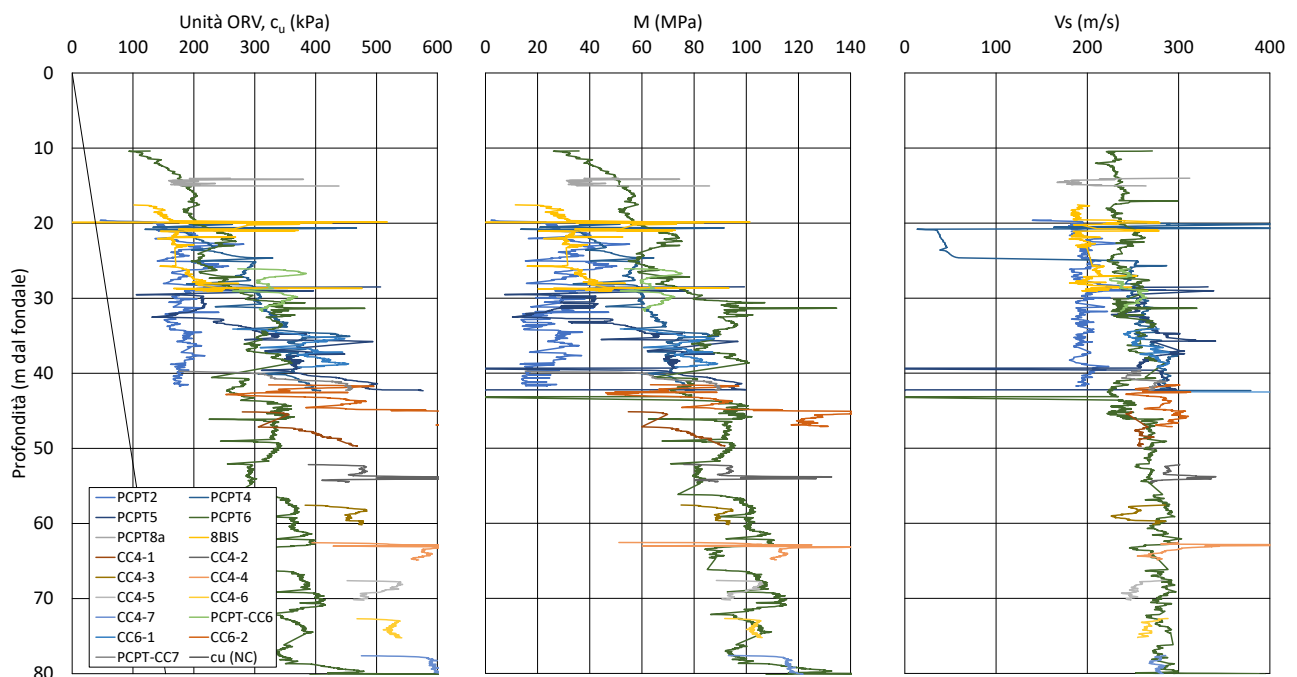


Figura 7-55: Unità ORV - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di c_u , M , v_s

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, 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 (vedere Tabella seguente) hanno restituito valori del coefficiente di consolidazione orizzontale c_h nell'intervallo $2,0 \div 4,0E-6$ m²/s e, conseguentemente, del coefficiente di permeabilità orizzontale k_h nell'intervallo $5,0E-9 \div 1,0E-8$ m/s.

Tabella 7-17: 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 ² /s)	k_h max (m/s)	k_h min (m/s)	k_h medio (m/s)	c_h (m ² /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

7.9.3 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. I risultati delle prove di laboratorio di PFTE hanno consentito di completare le informazioni per la caratterizzazione dell'unità ORV.

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/m³ per i primi metri di deposito, e generalmente nell'intervallo 19-20 kN/m³ 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.

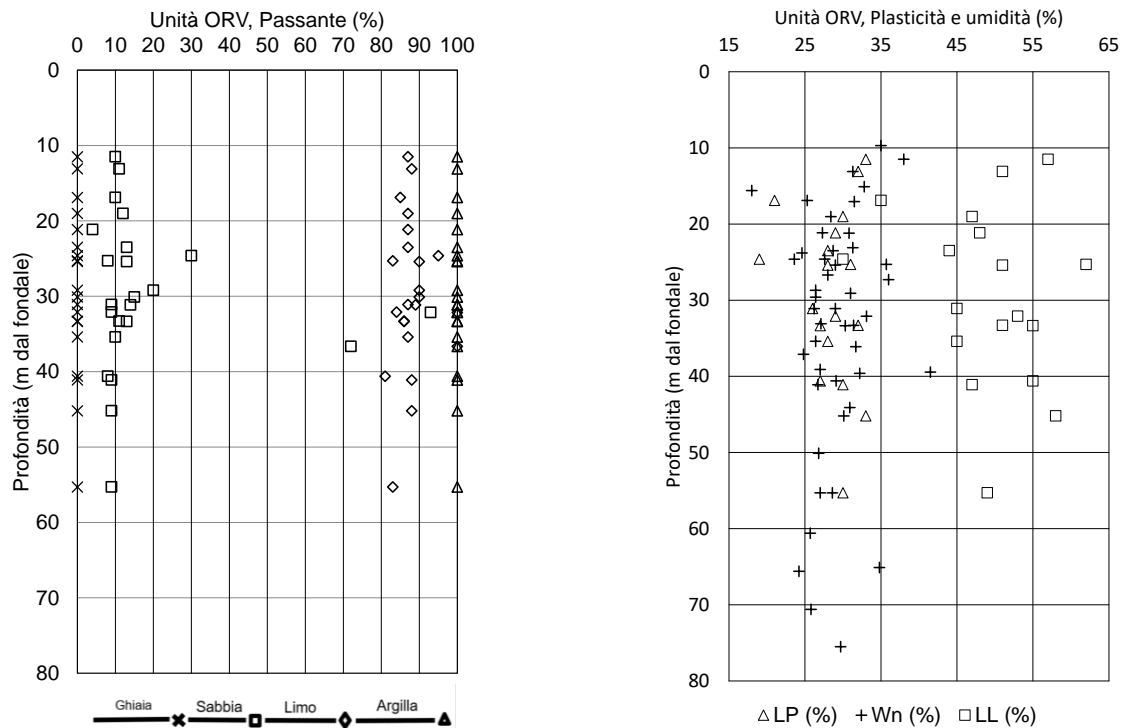


Figura 7-56: Unità ORV – variazione della composizione granulometrica e della plasticità in funzione della profondità

Unità ORV, carta di plasticità di Casagrande

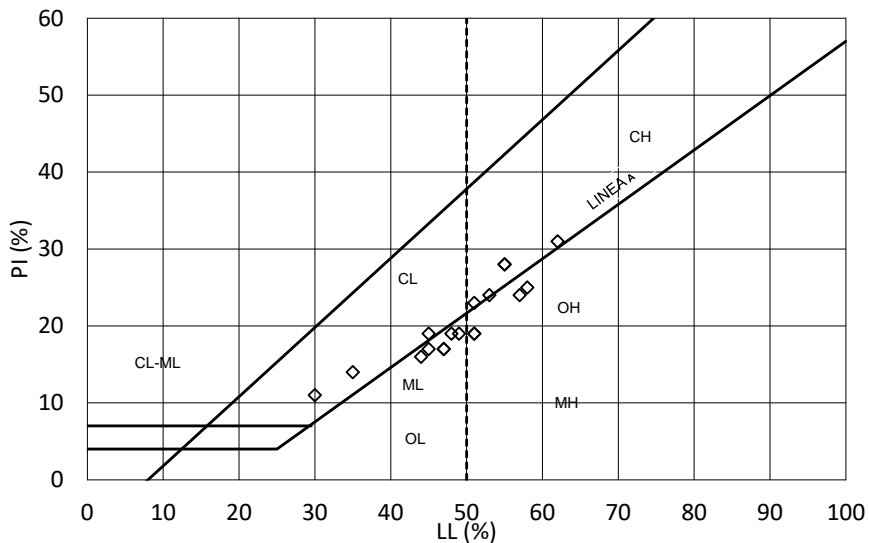


Figura 7-57: Unità ORV - carta di plasticità di Casagrande

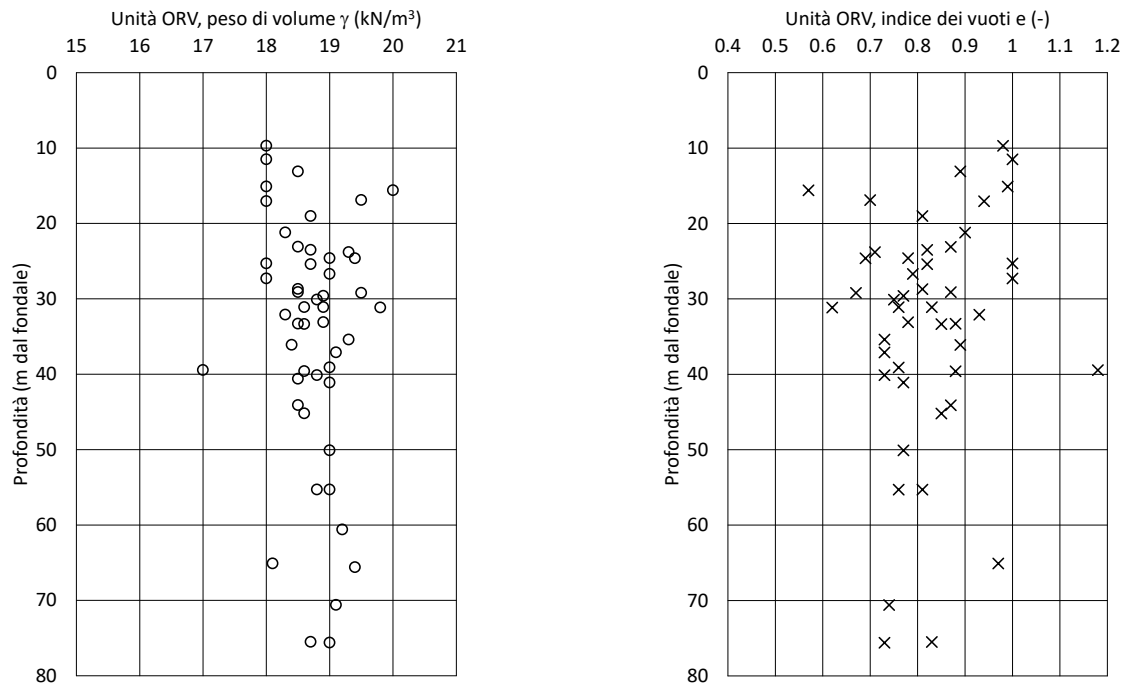


Figura 7-58: Unità ORV – variazione del peso di volume e dell'indice dei vuoti in funzione della profondità

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).

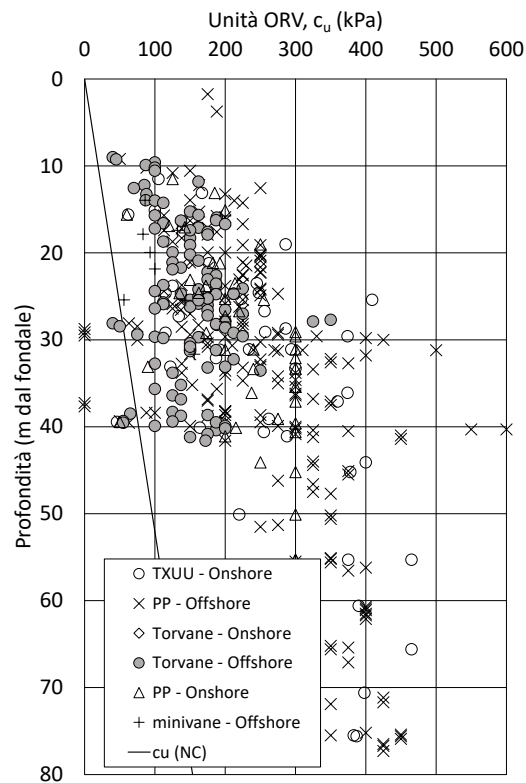


Figura 7-59: Unità ORV – variazione della resistenza non drenata in funzione della profondità da prove di laboratorio

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

Tabella 7-18: Unità ORV – sintesi risultati prove di compressione in edometro

Campione	Prof. (m da fondale)	OCR (-)	Mc (MPa)	Mr (MPa)	CR (-)	RR (-)	c_v (m ² /s)	c_{α} (-)
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.

7.9.4 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/m³, con valore medio di 19,0 kN/m³. 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_s 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) (Figura 7-60).

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 $\phi' = 30^\circ$.

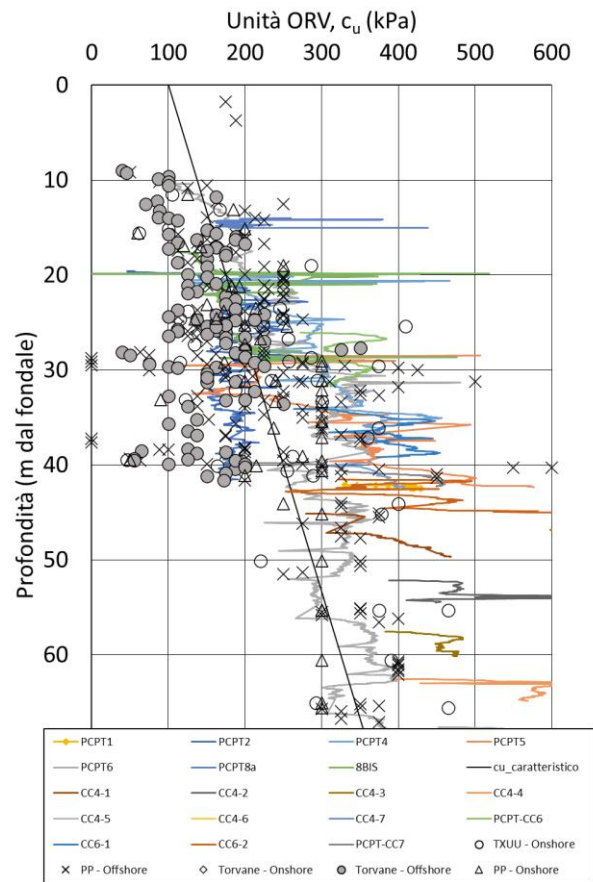


Figura 7-60: Unità ORV – variazione della resistenza non drenata in funzione della profondità da prove di laboratorio e in sito

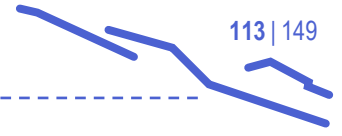
Parametri di deformabilità e consolidazione

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 $2,0E-5$ m²/s e un coefficiente di permeabilità di $1,0E-9$ m/s.



7.10 Caratterizzazione dell'unità "GS"

Per la caratterizzazione di tale unità geotecnica ci si è basati esclusivamente sui dati raccolti per lo sviluppo del PFTE. Ai fini ingegneristici la rilevanza di tale unità geotecnica è giudicata assai modesta a causa della persistenza assai localizzata e limitata lungo il tracciato dell'opera e della pressoché trascurabile influenza sulle opere in progetto (trovandosi mediamente a 30 m dalla quota del fondale).

7.10.1 Prove in sito

Le prove PCPT di PFTE, 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).

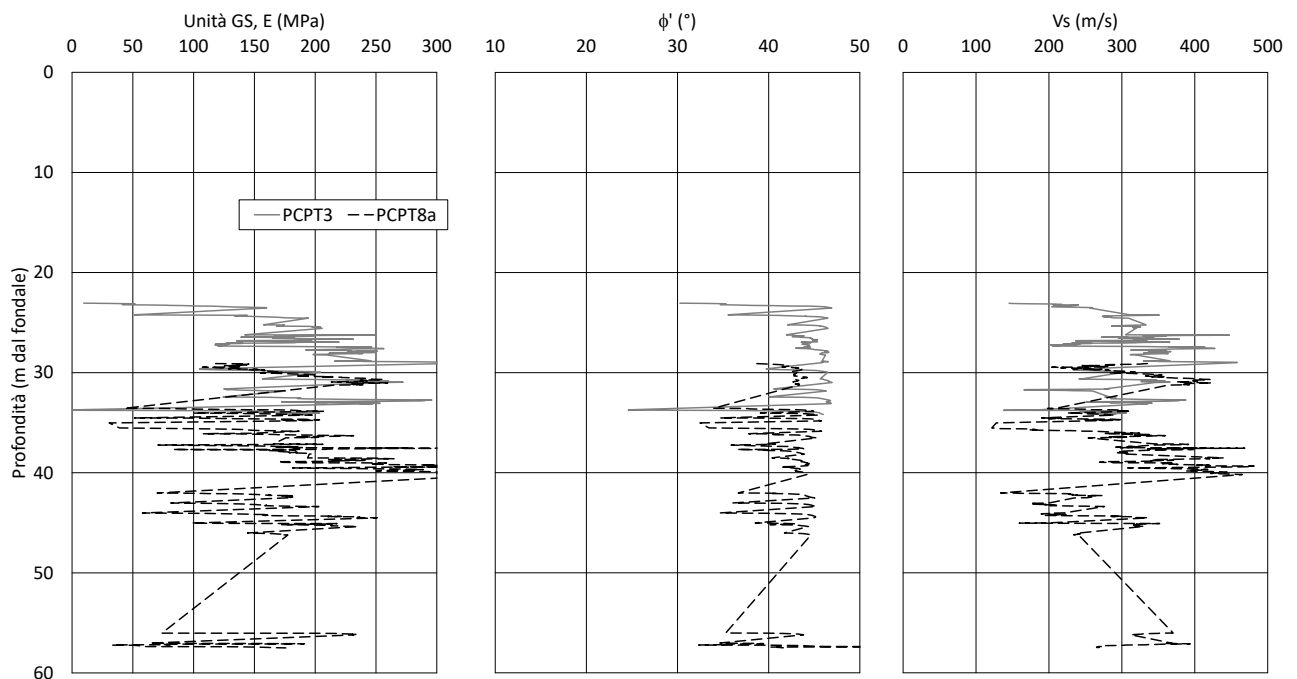


Figura 7-61: Unità GS - interpretazione prove penetrometriche PCPT per la stima di M , ϕ' , v_s

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.

7.10.2 Prove di laboratorio

Per quanto riguarda la composizione granulometrica, alla luce dei risultati delle prove di laboratorio condotte sul materiale recuperato dai sondaggi, l'unità GS risulta essere composta per il 90-100% da ghiaia (tale valore potrebbe essere stato condizionato dalle difficoltà di campionamento).

Non sono disponibili risultati di altre prove di laboratorio.

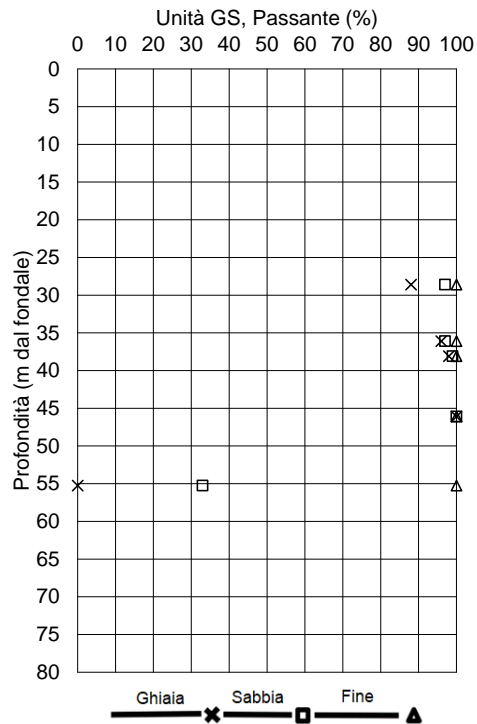


Figura 7-62: Unità GS - distribuzione granulometrica in funzione della profondità

7.11 Caratterizzazione del substrato roccioso

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

Fatto salvo per la ricostruzione dei profili stratigrafici e, conseguentemente, per l'individuazione dei depositi di terreno che interagiscono in modo significativo con le opere in progetto, tale unità risulta di rilevanza modesta ai fini ingegneristici, dal momento che le proprietà di resistenza e deformabilità che la contraddistinguono sono significativamente migliori di quelle dei terreni soprastanti.

7.11.1 Prove in sito

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

7.11.2 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/m³.

A bordo della nave geotecnica sono state eseguite n.14 prove Point Load, che hanno fornito dei valori di I_{s50} tra 0.5-4.4 MPa.

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

7.11.3 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 σ_1

σ_{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)
- σ_{ci} = 40 MPa
- m_i = 12
- γ = 24 KN/m³ (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 di resistenza e deformabilità di interesse per il progetto:

- Coesione efficace di picco, c_p = 170 kPa
- Angolo di resistenza al taglio di picco, ϕ_p = 57°
- Modulo di deformazione E = 2000 MPa

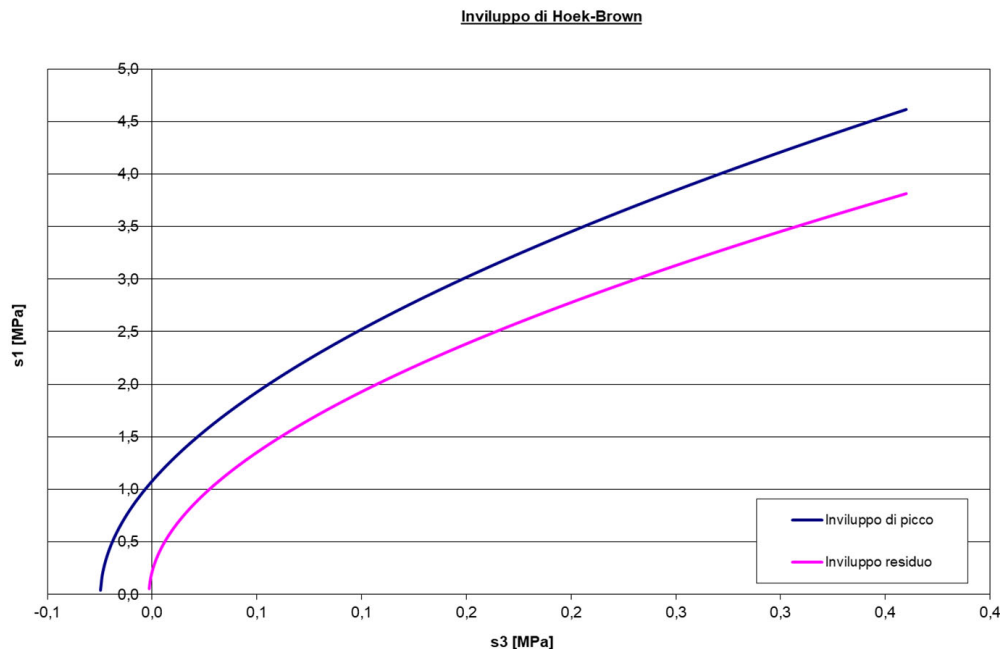


Figura 7-63: Unità substrato roccioso – rappresentazione dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown

copertura		15	m
peso specifico ammasso		24	kN/m ³

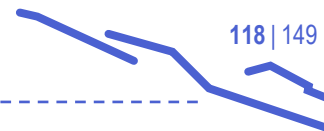
indici caratterizz.	RMR ₉₉	40	
	BRMR	-	
	Q'	-	
	m _i	12	
	σ _c	40	MPa
	σ _{v0}	0,36	MPa
	GSI	35,00	

Hoek - Brown	m _p (di picco)	1,18	
	s _p (di picco)	7,30E-04	
	m _r (residuo)	0,82	
	s _r (residuo)	2,92E-05	

Mohr - Coulomb	copertura	c _p (di picco)	0,198	MPa
		φ _p (di picco)	57	°
		c _r (residuo)	0,139	MPa
		φ _r (residuo)	55	°
	origine	c _p (di picco)	0,100	MPa
		φ _p (di picco)	68	°
		c _r (residuo)	0,011	MPa
		φ _r (residuo)	68	°

parametri di resistenza	E	2,57	GPa
	σ _{gd}	1,08	MPa
	σ _{tg}	-0,02	MPa
	β	0,023	

Figura 7-64: Unità substrato roccioso – parametri dell'involuppo di rottura di Hoek-Brown



7.12 Parametrizzazione geotecnica

Alla luce delle valutazioni precedentemente illustrate sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, il presente paragrafo sintetizza i valori caratteristici dei 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.

7.12.1 Terreni naturali

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

Tabella 7-19: Sintesi delle proprietà geotecniche dei terreni naturali di fondazione

Unità	q_c	γ	e_0	OCR	D_r	c_u	c'	ϕ'	M	E	ν	c_v	k	v_s
(-)	(MPa)	(kN/m ³)	(-)	(-)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(m ² /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 _{levante}	1.0-3.0	17.5	-	1	20-30	-	0	30	5.0	-	0.35	5.0E-5	1.0E-7	120
LS _{ponente(1)}	1.0-5.0	17.5	-	1	20-40	-	0	30	4.0	-	0.35	-	5.0E-7	130
LS _{ponente(2)}			-	1	30-50	-	0	33	8.0	-	0.35	-	5.0E-7	170
LAS _{ponente}	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	-	-	-

7.12.2 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).

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 e con riferimento alla letteratura di settore, appare ragionevole per tale materiale considerare un angolo di resistenza al taglio pari a 45° (Leonards, 1962) ed un modulo elastico di 50 MPa.

I rimanenti materiali da costruzione (rinfiando e massicciata) saranno costituiti da una distribuzione granulometrica meno gradata e più grossolana, in funzione dei requisiti di stabilità marittima legata alle sollecitazioni ondose.

Tabella 7-20: Sintesi delle proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni oggetto di trattamento

Unità	γ	c'	ϕ'	M	E	k	v_s^*
(-)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)
LA, con maglia colonne 2,0x2,0 m	17.5	4	36	3,0	-	5,0E-8	150
LA, con maglia colonne 2,5x2,5 m	17.5	5	34	2,4	-		
LS _{levante} , con maglia colonne 2,0x2,0 m	17.7	0	36	8,0	-	1,0E-6	170
LS _{ponente (1)} , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	0	34	4,5	-		
LS _{ponente (2)} , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	0	35	8,5	-		
LAS _{ponente} , con maglia colonne 3,0x3,0 m	17.7	3	33	3,5	-	1,0E-7	150
Scanno	21.0	2	45	-	50	5,0E-4	-
Filtro	20.0	2	45	-	25	1,0E-2	-
Rinfiacco massicciata/Mantellata in massi naturali	20.0	2	45	-	30	1,0E-2	-

* valori presunti

8 Cenni sulla risposta sismica locale

8.1 Premessa

In accordo con le NTC 2018, in assenza di uno studio specifico di risposta sismica locale, l'azione sismica di progetto può essere definita mediante l'approccio semplificato descritto al Par. 3.2 (Azione sismica) delle suddette norme tecniche. Il progetto di fattibilità tecnico economica (PFTE) non disponeva dei risultati di uno studio di risposta sismica locale. Pertanto, in tale sede, l'azione sismica di progetto è stata determinata con il metodo semplificato descritto dalla normativa vigente. Per lo sviluppo del progetto esecutivo (PE) è stato condotto uno studio di risposta sismica locale che ha saputo approfondire tale tematica e portare benefici nella valutazione delle azioni sismiche di progetto e sulla stabilità del sito in condizioni sismiche (susceptibilità alla liquefazione). Nel presente capitolo si richiamano le principali considerazioni del PFTE e si illustrano i principali risultati dello studio di risposta sismica locale di PE. I valori dell'azione sismica di progetto ottenuti dal suddetto studio sono stati considerati per lo sviluppo delle considerazioni sulla susceptibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione e per lo svolgimento delle verifiche geotecniche e strutturali delle opere in progetto.

8.2 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 NTC 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle NTC 2018.

Considerando una vita nominale V_N , di 50 anni e la Classe d'uso III (Par. 2.4.2 “[...] dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”), cui è associato un coefficiente d'uso pari a 1,5 (Par. 2.4.3), il database del Ministero dei Trasporti “Spettri-NTCver.1.0.3”, con riferimento al sito della città di Genova, restituisce i valori riportati nella Tabella seguente.

Tabella 8-1: Azione sismica di progetto – Definizione della pericolosità sismica

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,028	2,528	0,202
SLD	75	0,035	2,545	0,224
SLV	712	0,079	2,534	0,293
SLC	1462	0,101	2,528	0,301

8.3 Valutazioni sulla risposta sismica locale di PFTE

8.3.1 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

In accordo con la normativa di riferimento (NTC 2018), in sede di PFTE l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato mediante l'approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei

valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . In mancanza di misure sperimentali dirette, per la definizione delle categorie di sottosuolo fu fatto riferimento ai profili di velocità V_s stimati a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche in sito (PFTE) (vedere Figura seguente). I valori di V_s stimati in sede di PFTE sono stati sostanzialmente confermati dall'interpretazione dei risultati delle prove in sito del 2023 (Figura 7-6, Figura 7-25, Figura 7-30, Figura 7-41, Figura 7-44, Figura 7-55). I valori individuati per ciascuna unità geotecnica hanno trovato discreta corrispondenza con i risultati di n. 3 prove in colonna risonante (riportati nella Tabella 8-2).

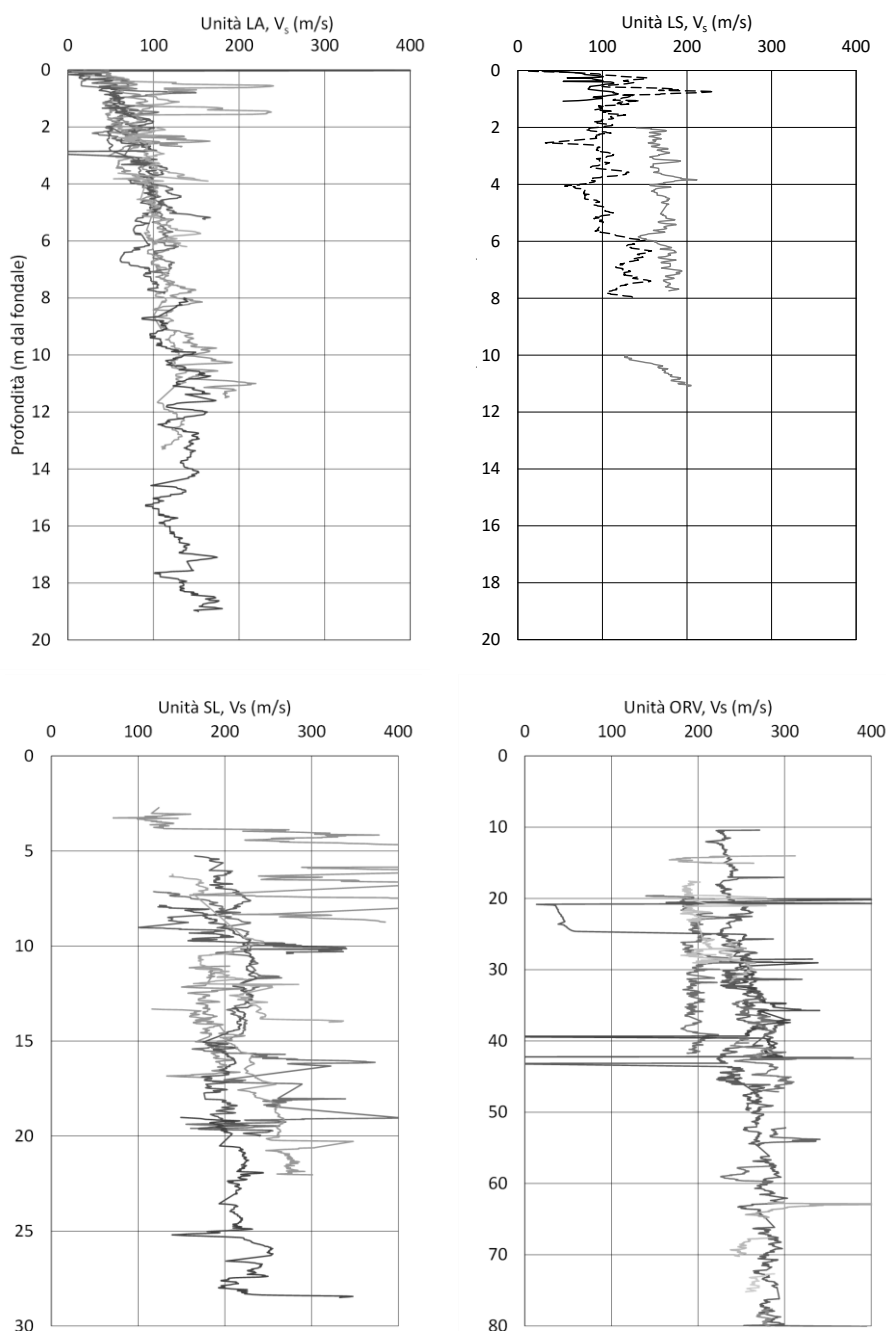


Figura 8-1: Azione sismica di progetto – valori stimati di V_s per ciascuna unità geotecnica (interpretazione prove PFTE)

Tabella 8-2: Azione sismica di progetto – risultati prove di colonna risonante

Sond. (-)	Prof. (m da fondale)	Descrizione campione	Unità (-)	e_0 (-)	Wn (%)	Vs (m/s)
CC2	8,0-8,5	Limo con sabbia deb. argilloso	LS	1,16	44,6	188
CC3	10,0-11,0	Limo argilloso deb. sabbioso	LA	1,18	40,5	169
CC4	13,5-14,0	Sabbia fine limosa	SL	0,95	32,8	198

In base ai valori di Vs, a prescindere dagli scenari geotecnici adottati per la caratterizzazione geotecnica, il parametro di velocità equivalente $V_{s,eq}$ richiesto dalle NTC per determinare la categoria di sottosuolo, è risultato sempre inferiore a 180 m/s. Pertanto, ai terreni di fondazione della nuova diga di Genova è stato possibile assegnare la categoria D: “*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 – 180 (m/s)*”. Tuttavia, dal momento che alcuni scenari stratigrafici sono caratterizzati dalla presenza del substrato roccioso a meno di 30 m dal fondale, per essi si applica la categoria E: “*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m*”.

Per quanto riguarda, infine, le condizioni topografiche, sulla base delle informazioni disponibili riguardo all'assetto morfologico del fondale, è assegnata la categoria topografica T1: “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ”.

8.3.2 Azione sismica di progetto (PFTE)

L'accelerazione massima di progetto al fondale a_{max} è stata ottenuta moltiplicando l'accelerazione di base a_g per i coefficienti di amplificazione topografica S_T e stratigrafica S_S .

Secondo quanto riportato nel Par. 3.2.3 delle NTC 2018, il primo coefficiente è pari all'unità perché il fondale presenta una inclinazione inferiore a 15° (cat. T1), mentre il coefficiente S_S è pari a 1,6 per i sottosuoli di categoria E, e pari a 1,8 per sottosuoli di categoria D.

Con riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e alla categoria di sottosuolo D, in sede di PFTE è stata calcolata:

$$a_{max} = a_g \times S_S \times S_T = 0,079 \times 1,8 \times 1,0 = 0,142 \text{ g}$$

con

$$a_g = 0,079 \text{ g (} V_N = 50 \text{ anni, } c_u = 1,5, V_R = 75 \text{ anni, SLV, } T_R = 712 \text{ anni)}$$

$$S_S = 1,8 \text{ (classe D)}$$

$$S_T = 1,0 \text{ (fondale sub-orizzontale).}$$

8.4 Sintesi dello studio di risposta sismica locale di PE

8.4.1 Modalità dell'analisi dinamica

Le analisi dinamiche RSL sono state condotte in accordo al seguente procedimento:

- Definizione dello Spettro obiettivo per Classe di sottosuolo A e categoria topografica T1, in accordo con quanto previsto dalle norme vigenti, avendo considerato l'ubicazione geografica dell'opera, una vita nominale di 50 anni, una Classe d'Uso III e lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita.
- Disaggregazione della pericolosità sismica, con determinazione delle coppie magnitudo (M) - distanza (R) che maggiormente influenzano tale pericolosità nell'area della nuova diga foranea.
- Scelta degli accelerogrammi naturali compatibili con la pericolosità sismica dell'area.
- Trattamento ed adattamento degli accelerogrammi allo Spettro obiettivo tramite scalatura non uniforme del segnale su diversi periodi nel dominio delle frequenze.
- Simulazione numerica della propagazione ondosa mediante analisi 1D per diversi scenari stratigrafici rappresentativi lungo la dorsale della nuova diga foranea.
- Simulazione numerica della propagazione ondosa mediante analisi 2D nelle sezioni geotecniche selezionate.
- Determinazione degli spettri di risposta elastici orizzontali in sommità allo scanno della nuova diga foranea (su cui poggeranno i cassoni prefabbricati) ed alla quota del fondale.
- Confronto tra i risultati delle analisi 1D e 2D.

Le analisi di risposta sismica locale 1D sono state condotte con il codice di calcolo STRATA (sviluppato presso il Geotechnical Engineering Center, University of Texas), basato sulla teoria delle vibrazioni aleatorie; il programma calcola la risposta dinamica unidimensionale del sito mediante il metodo di analisi lineare equivalente nel dominio delle frequenze. Le analisi in 2D sono state eseguite con il software PLAXIS 2D, sviluppato dalla Plaxis BV e commercializzato dalla Bentley System, un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche, incluse analisi dinamiche. A meno di utilizzare modelli costitutivi specifici per la simulazione del comportamento del terreno sottoposto a sollecitazioni dinamiche (tipo il modello PM4SAND), le proprietà dinamiche delle unità stratigrafiche caratterizzate nel modello 2D attraverso il criterio di rottura Mohr-Coulomb, nello specifico velocità delle onde di taglio VS e smorzamento D, sono tarate a partire dai risultati delle analisi RSL 1D lineari equivalenti (LIN-EQ) eseguite con STRATA, attribuendo a ciascuno strato i valori degradati delle onde di taglio VS ed i valori amplificati dello smorzamento D ottenuti con STRATA.

8.4.2 Accelerogrammi di eccitazione e loro spettri di risposta

La selezione degli accelerogrammi naturali di eccitazione utilizzati nelle analisi RSL è stata effettuata sulla base dei seguenti intervalli di valori di Magnitudo (M), distanza (R) ed accelerazione di base su suolo rigido ed orizzontale (a_g):

- M=4.5-5.5
- R=0-30 Km

- $a_g = (0.07-0.09) \cdot g$

La ricerca degli accelerogrammi naturali compatibili con i criteri M - R - a_g sopra descritti è stata effettuata sul portale ITalian ACcelometric Archive (ITACA) v3.2 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Dei n.13 eventi sismici risultanti dalla ricerca, se ne sono preselezionati i n.7 indicati nella Tabella seguente.

Tabella 8-3: Studio di risposta sismica locale – accelerogrammi naturali selezionati

(R_{EPI} = distanza epicentrale della stazione, R_{RUP} = distanza minima dalla superficie di frattura).

ID	Data e ora	Evento	Meccanismo focale	Prof. [km]	$M_w(M_L)$	Stazione	$V_{s,30}$ (m/s)	R_{EPI} [km]	R_{RUP} [km]
ACC1	2017-01-18 - 13:33:37	Amatrice	Normale	9.5	5(5.1)	PZ11	705	6	9
ACC2	2017-01-18 - 10:25:26	Amatrice	Normale	9.4	5.4(5.3)	GSA	492	22	20
ACC3	2017-01-18 - 10:16:39	Amatrice	Normale	8.2	-(4.6)	MSC	652	7	-
ACC4	2013-06-21 - 10:33:56	Toscana	Normale	7	5.1(5.2)	PZS	453	14	12
ACC5	2009-04-09 - 00:52:59	L'Aquila	Normale	11	5.4(5.1)	AQG	696	13	16
ACC6	2009-04-06 - 03:56:45	L'Aquila	Normale	9.3	4.5(4.1)	AQG	696	6	10
ACC7	2009-04-06 - 02:37:04	L'Aquila	Normale	8.7	5.1(4.6)	AQG	696	2	6
ACC8	2013-06-21 - 10:33:00	Lunigiana	Normale	7.0	5.1(5.2)	VLM	- ⁽¹⁾	37.1	-

⁽¹⁾ Categoria di suolo B definito su base geologica

La Figura 8-2 riporta gli spettri di risposta (per smorzamento $\xi = 0.05$) degli accelerogrammi preselezionati di Tabella 8-3, a confronto con gli spettri obiettivo di per suolo di Classe A e B. Gli accelerogrammi pre-selezionati sono stati quindi trattati ed adattati allo Spettro obiettivo Classe A tramite "spectral matching" nell'intervallo di periodi 0.1 e 1.5 s. L'impossibilità di adattare in maniera soddisfacente gli accelerogrammi ACC1, ACC3, ACC4 ed ACC6, preservandone nella storia temporale i valori di velocità e spostamenti senza alterazioni eccessive, ha portato a scartare questi quattro accelerogrammi, riducendo il numero di accelerogrammi naturali utilizzabili nelle analisi RSL a quattro (ACC2, ACC5, ACC7 e ACC8).

La Figura 8-3 riporta gli spettri di risposta elastica ($\xi = 0.05$) dei quattro accelerogrammi di eccitazione selezionati, già adattati spettralmente a confronto con lo spettro obiettivo di Classe A.

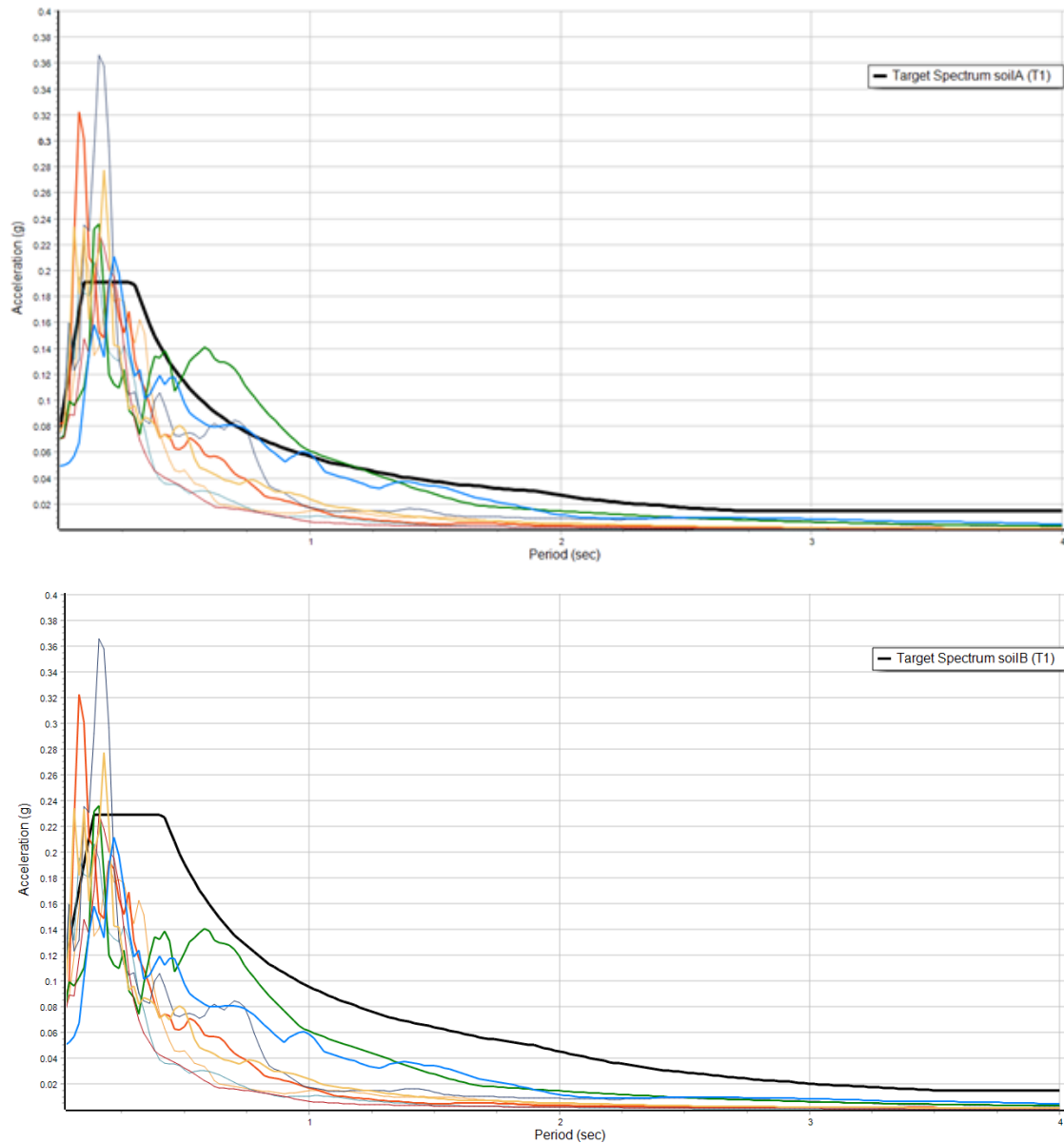


Figura 8-2: Studio di risposta sismica locale - Spettri di risposta elastici ($\xi = 0.05$) degli 8 accelerogrammi pre-selezionati e spettro di risposta target A (sopra) e B (sotto)

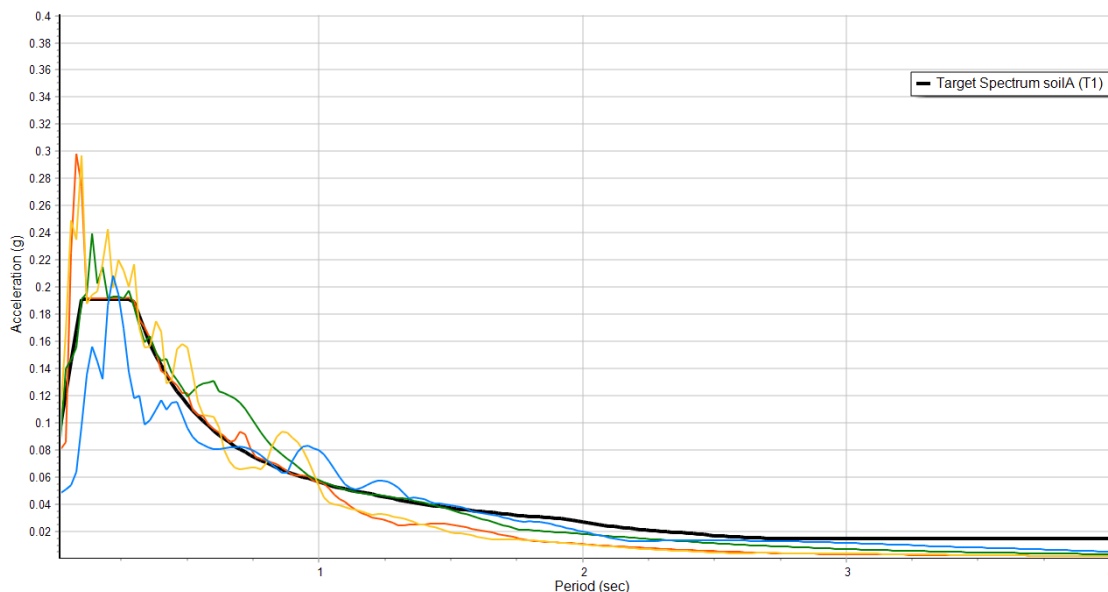


Figura 8-3: Studio di risposta sismica locale - Spettri di risposta elastici ($\xi = 0.05$) adattati degli accelerogrammi selezionati

8.4.3 Stralcio dall'inquadramento geologico dell'area

Per le analisi di risposta sismica locale si è ipotizzato l'assetto geologico con struttura ad "horst-graben", in cui si riconoscono i tre seguenti principali domini sismici individuati dalle indagini di geofisica a mare (Figura 8-4):

1. Dominio sedimentario più recente che ricopre l'intera area di progetto, delimitato alla base da una superficie di interruzione della sedimentazione con erosione degli strati sottostanti ("unconformity"): si tratta di un ambiente di deposizione marina/costiera con sedimenti composti da una alternanza di strati a granulometria variabile da medio a fine, con possibile presenza alla base di sedimenti più grossolani di tipo ghiaioso e/o conglomeratico.
2. Dominio sedimentario presente all'interno delle depressioni del graben di Porto Vecchio e del canyon del Polcevera: si tratta di un ambiente di deposizione misto marino/continentale con sedimenti eterogenei a differenti granulometrie da fine a grossolana, in rapporti di giacitura variabili a seconda dei diversi ambienti di deposizione o dei processi di sedimentazione.
3. Dominio roccioso tettonizzato in strutture a "horst-graben".

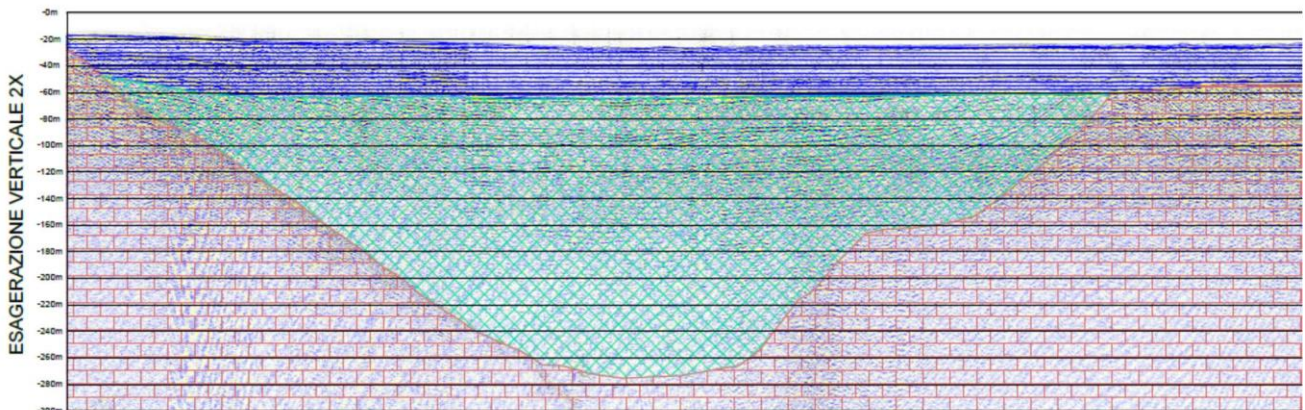


Figura 8-4: Domini sismici individuati da geofisica a riflessione lungo una rotta Sparker parallela alla costa in corrispondenza del canyon sepolto del Polcevera

8.4.4 Rappresentazione profili stratigrafici

Per lo svolgimento dello studio sono state selezionate tre sezioni rappresentative per le analisi RSL 2D (traccia planimetrica riportata in Figura 8-5):

- Sezione 5-5': Si tratta di una sezione trasversale allo sviluppo della dorsale di levante della nuova diga foranea, di lunghezza pari a 1900 m ca., in corrispondenza della zona centrale delle depressioni del graben di Porto Vecchio. Nelle analisi RSL è stato considerato lo scanno della nuova diga foranea ed è stata valutata l'amplificazione del moto sismico tra il suo intradosso (quota fondale) ed il suo l'estradosso (quota piano di appoggio dei cassoni). Le analisi RSL sono state ripetute anche in assenza di scanno, così da valutare l'amplificazione del moto sismico tra la quota del fondale in assenza di scanno e la quota di appoggio cassoni in presenza di scanno.
- Sezione 7-7': Si tratta di una sezione trasversale allo sviluppo della dorsale di levante della nuova diga foranea, nel suo tratto più a levante, di lunghezza pari a 1500 m ca. Anche per la sezione 7-7' è stata stimata l'amplificazione causata dalla presenza dello scanno della diga, come per la sezione 5-5' (v. punto precedente).
- Sezione P1-P1': Si tratta di una sezione lungo lo sviluppo della dorsale di levante della nuova diga foranea, di lunghezza pari a 1970 m ca., compresa tra le verticali di indagine CPT12 e DMT3. Lo scanno non è stato simulato nel modello di calcolo poiché l'orientamento della sezione non permette di tener conto correttamente della sua geometria e dei conseguenti effetti di amplificazione/deamplificazione. L'inserimento dello scanno nel modello 2D equivarrebbe ad avere uno strato sopra il fondale infinitamente esteso fuori dal piano di analisi, in grado di simulare l'effetto "favorevole" del confinamento degli strati sottostanti, nonché l'effetto di deamplificazione dovuto ad un rapporto di impedenza sismica tra scanno e terreni di fondale inferiore all'unità, ma non l'effetto di amplificazione dovuto alla geometria trapezoidale dello scanno. Gli spettri di risposta calcolati nei punti di controllo alla quota del fondale sono stati pertanto successivamente "corretti" tenendo conto delle stime eseguite per le sezioni 5-5' e 7-7' sull'amplificazione del moto sismico tra la quota del fondale in assenza di scanno e la quota di appoggio cassoni in presenza di scanno.

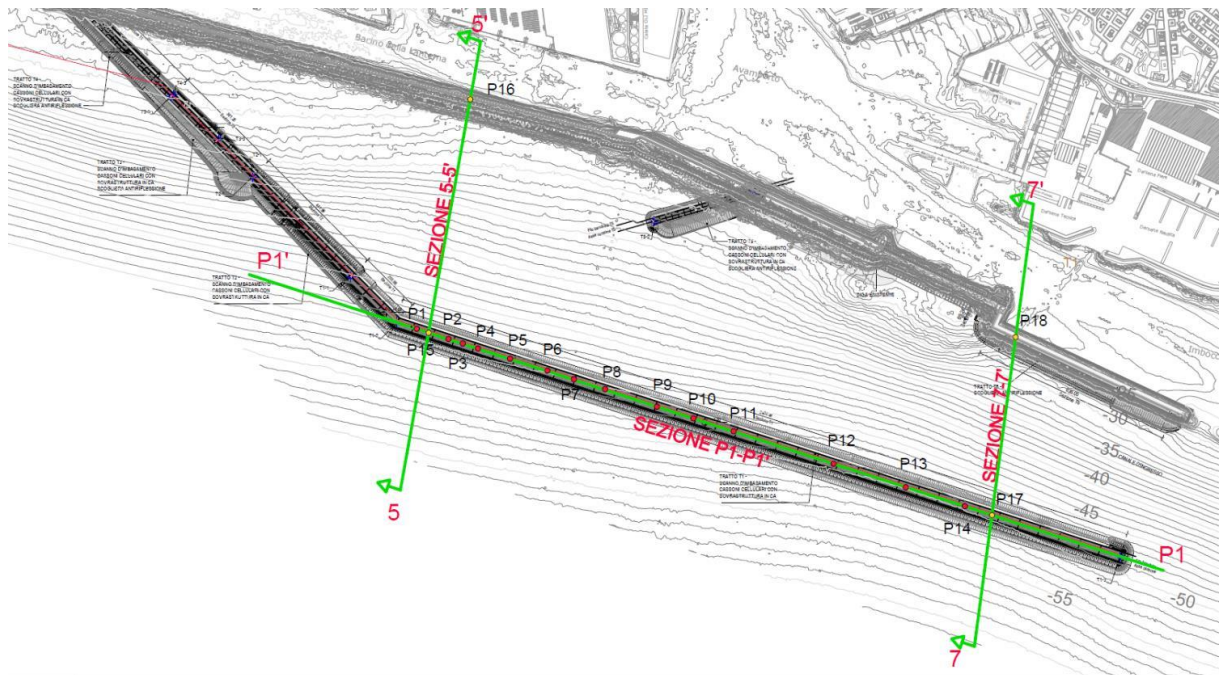


Figura 8-5: Traccia planimetrica delle sezioni di calcolo P1-P1', 5-5' e 7-7'

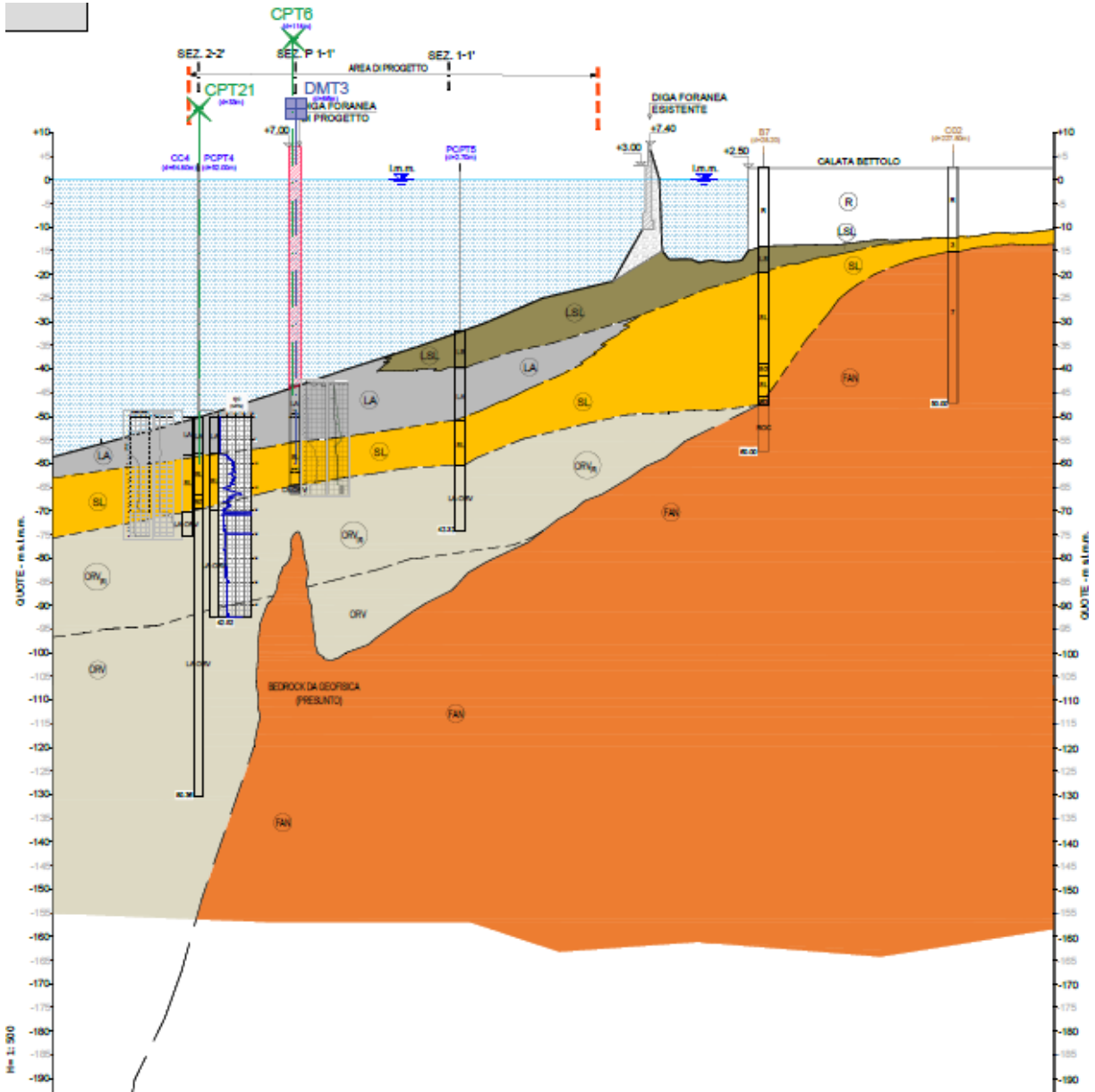


Figura 8-6: Sezione geotecnica di calcolo 5-5'

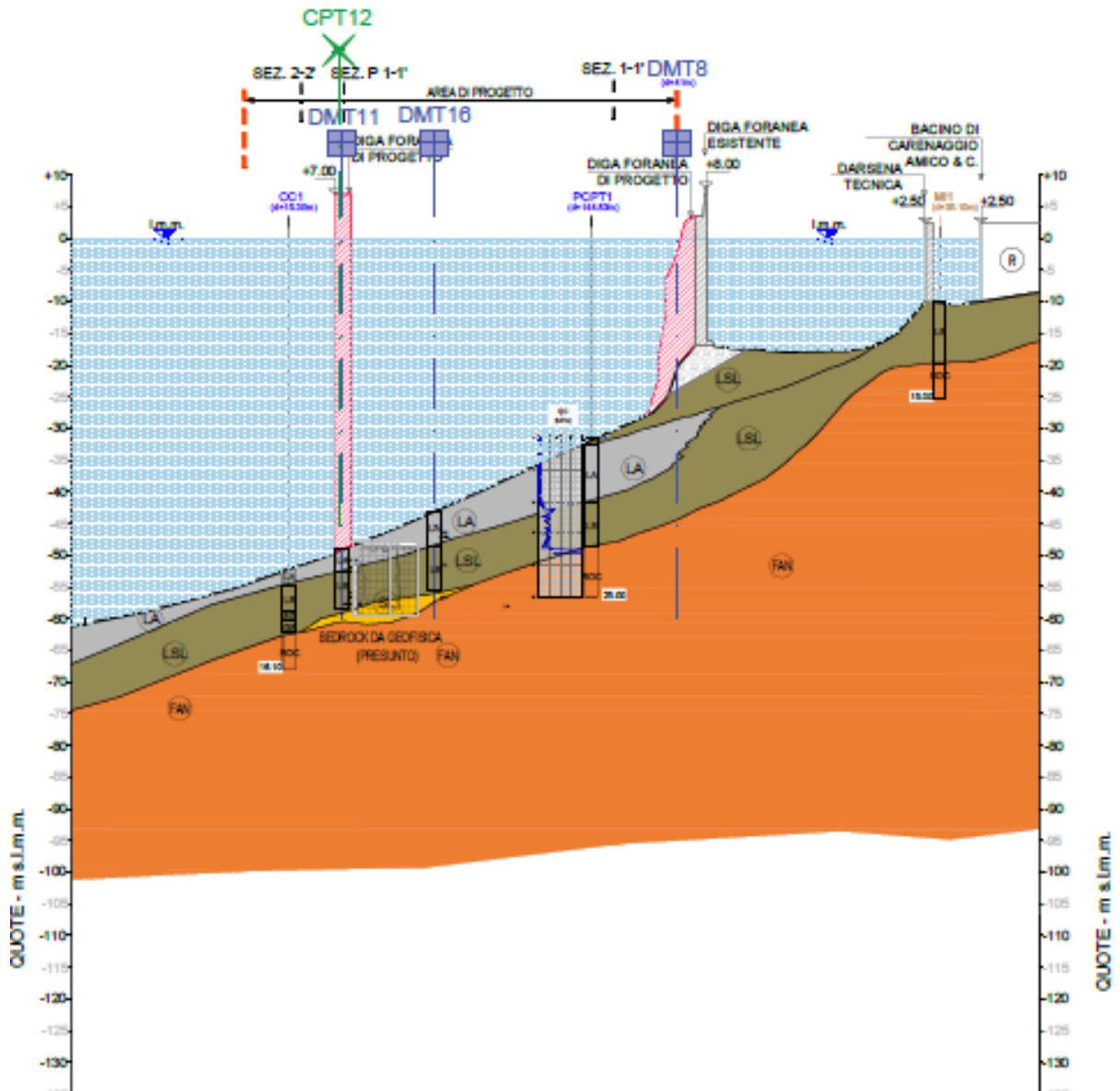


Figura 8-7: Sezione geotecnica di calcolo 7-7'

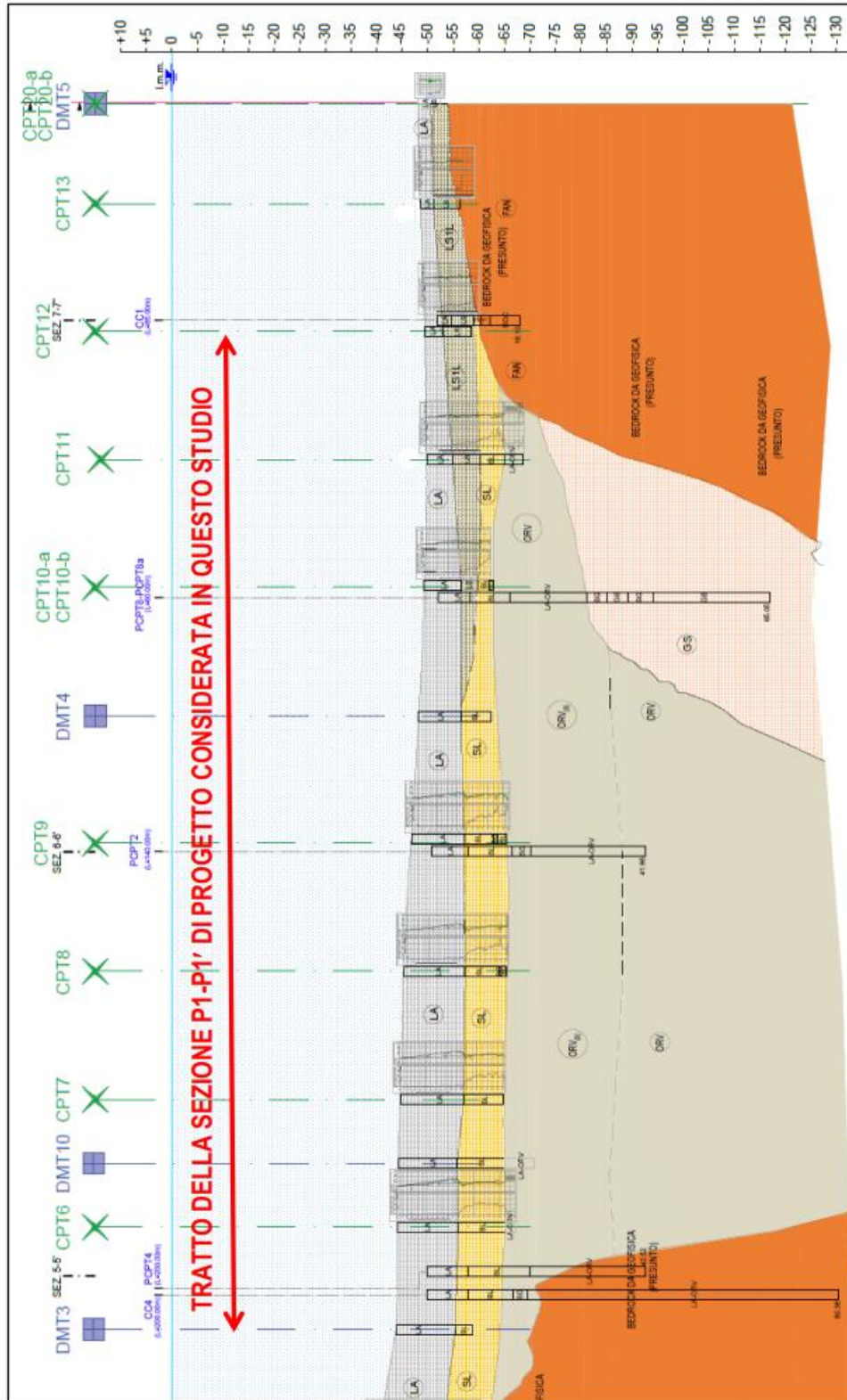


Figura 8-8: Sezione geotecnica di calcolo P1-P1'

8.4.5 Modelli costitutivi

Rimandando al documento P3062_E-GL-G-0009_00 per l'approfondimento di temi quali la velocità di propagazione delle onde sismiche da prove in sito e di laboratorio, le proprietà cicliche dei terreni di fondazione e la loro modellazione, in questa sede si evidenzia soltanto che i terreni di fondazione, con la sola esclusione dei depositi costieri quaternari descritti come Sabbie Limose (SL), sono stati descritti con legge di comportamento elasto-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb, introducendo in aggiunta smorzamento modale del tipo Rayleigh necessario con Plaxis 2D per garantire un livello minimo accettabile di dissipazione di energia. Inoltre, le analisi sono state effettuate trascurando le pressioni interstiziali e i loro effetti nei depositi marini quaternari descritti come Limi Sabbiosi (LS) e Limi Argillosi (LA), nei depositi di conoide plio-pleistocenici descritti come ghiaie eterometriche (GS) e nella formazione pliocenica delle Argille di Ortovero (ORV). Le Sabbie Limose (SL) sono state invece descritte con il modello costitutivo PM4SAND, in condizioni di tensioni efficaci.

Le velocità delle onde di taglio V_s adottate nelle analisi 2D per ogni unità stratigrafica corrispondono ai valori finali ottenuti dalle analisi RSL di tipo 1D EQ-L di taratura, fuorché per le Sabbie Limose (SL) per cui è stato utilizzato il modello costitutivo PM4SAND.

L'adozione del modello PM4SAND ha permesso di simulare il comportamento di terreni sabbiosi sotto carico dinamico, compresa la generazione di sovrappressioni interstiziali, i fenomeni di liquefazione e post-liquefazione.

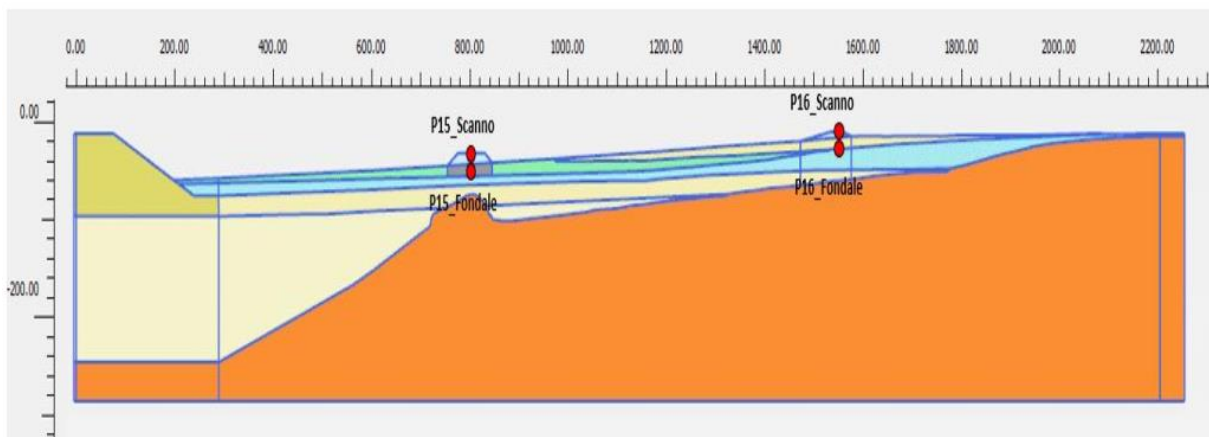


Figura 8-9: Modello Plaxis 2D per la sezione geotecnica di calcolo 5-5'

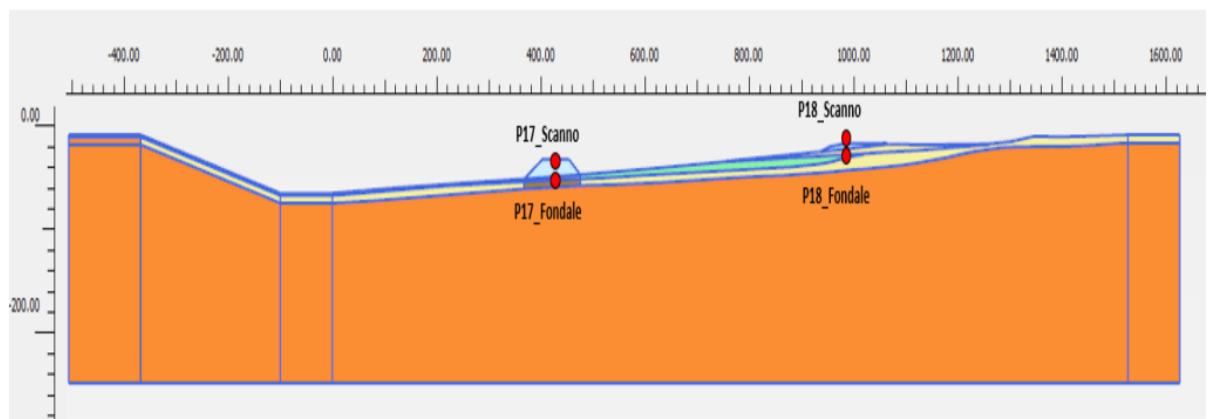


Figura 8-10: Modello Plaxis 2D per la sezione geotecnica di calcolo 7-7'

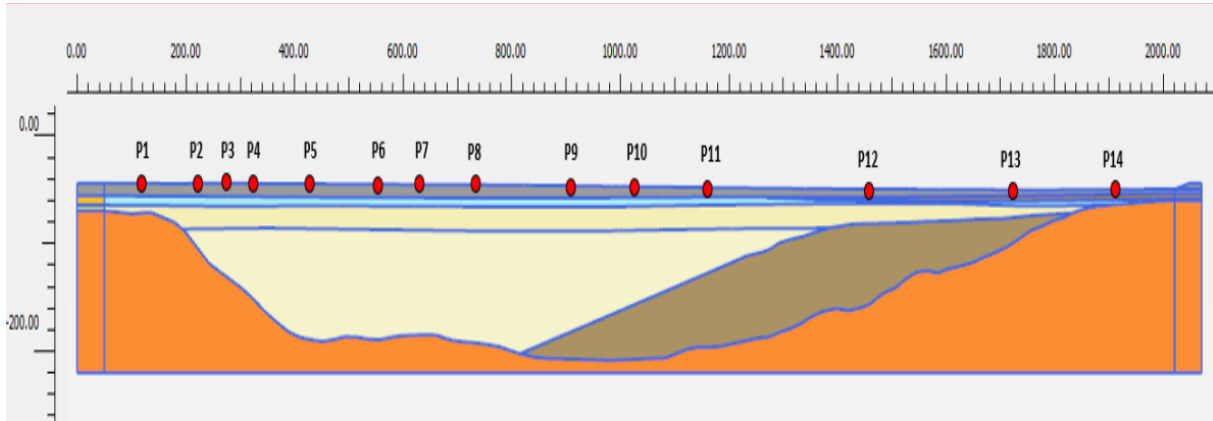


Figura 8-11: Modello Plaxis 2D per la sezione geotecnica di calcolo P1-P1'

8.4.6 Sintesi dei risultati

In questa sezione si riporta una sintesi dei risultati più significativi per gli aspetti geotecnici della progettazione, ossia: la distribuzione di PGA lungo la sezione longitudinale corrispondente a buona parte del tracciato della diga, il comportamento dei terreni sabbiosi sotto carico dinamico con generazione di sovrappressioni interstiziali, i profili dello sforzo tangenziale massimo in condizioni sismiche e il corrispondente indice dello sforzo di taglio CSR.

In termini generali, lo studio di risposta sismica locale ha consentito innanzitutto di stabilire che i valori di azione sismica risultanti dalle analisi numeriche sono contenuti: i valori di PGA calcolati non superano 0.12g e le ordinate spettrali massime (regolarizzate) non superano 0.35g, tenuto conto anche dell'effetto di amplificazione/deamplificazione geometrica dello scanno (valutato esaminando la risposta sismica lungo le sezioni trasversali 5-5' e 7-7'). Parimenti, la sovrappressione interstiziale massima generata nello strato di sabbie limose costiere (SL) dall'eccitazione sismica ha portato l'indice r_u ($r_u = \Delta u / \sigma'_v$) a valori massimi prossimi a 0.4, valore a cui corrispondono spostamenti permanenti molto contenuti. Inoltre, sono da notare le forti variazioni di forma degli spettri di risposta, in funzione della posizione, lungo la sezione longitudinale P1-P1': con riferimento agli spettri regolarizzati più severi, il plateau spettrale varia tra un livello minimo di 0.2g e uno massimo di 0.35g mentre il suo limite verso i lunghi periodi varia tra 0.9 s. e 1.6 s.

A puro titolo di confronto, gli spettri di normativa per suoli di categoria D ed E (quest'ultimo applicabile per suolo di tipo D con tetto del substrato sismico a meno di 30 m dall'intradosso cassone) e categoria topografica T1 (pendenza del fondale minore di 5° ed altezza dello scanno inferiore a 30 m) involuppano con un robusto margine gli spettri regolarizzati dei singoli accelerogrammi in corrispondenza del periodo dominante più basso della struttura 0.7 s.

Nel dettaglio, la seguente Figura 8-12 mostra l'andamento della PGA (a_{max}) lungo la sezione P1-P1' e consente di cogliere l'effetto delle variazioni stratigrafiche e della posizione del substrato roccioso lungo la suddetta sezione, con valori bassi (0.07-0.09 g) presso la porzione centrale della sezione (in corrispondenza della conca riempita con le argille di Ortovero) e valori fino a 0.12 g nelle porzioni di alto strutturale del substrato roccioso.

Le immagini riportate in Figura 8-13 mostrano la variazione dell'indice $r_u = \Delta u / \sigma'_v$ in funzione della durata delle storie di accelerazione utilizzate per lo studio di risposta sismica locale: i valori sono forniti in vari punti di controllo lungo il tracciato dell'opera, all'interno dell'unità SL. Tali risultati indicano che durante l'eccitazione sismica la sovrappressione interstiziale massima generata nello strato di sabbie limose costiere (SL) porta l'indice r_u a raggiungere il valore massimo 0.4, scongiurando problematiche legate alla liquefazione.

Per l'approfondimento degli aspetti relativi alla risposta sismica locale si rimanda al già citato documento P3062_E-GL-G-0009_00.

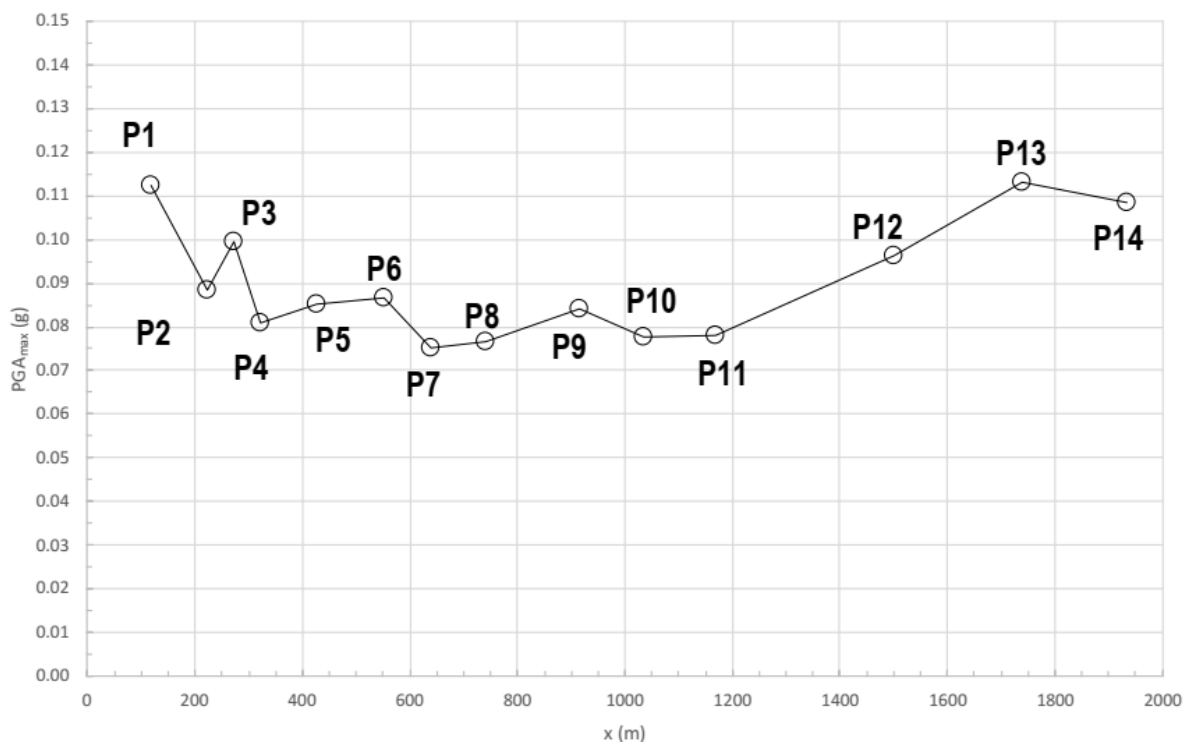
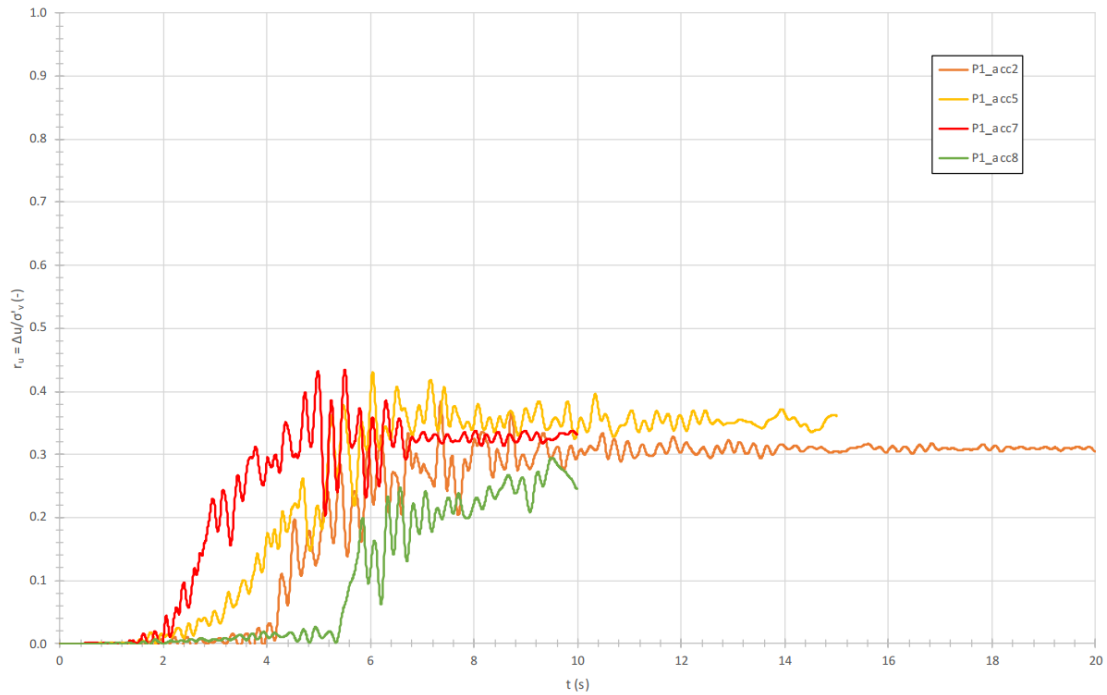
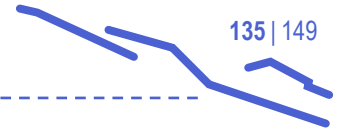
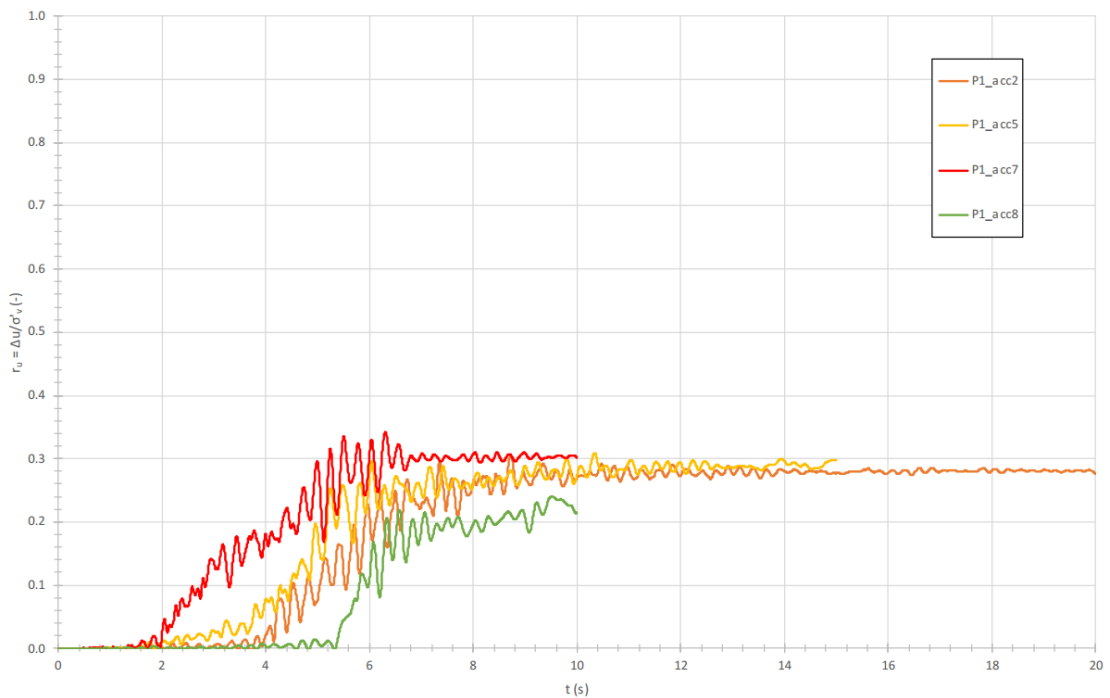


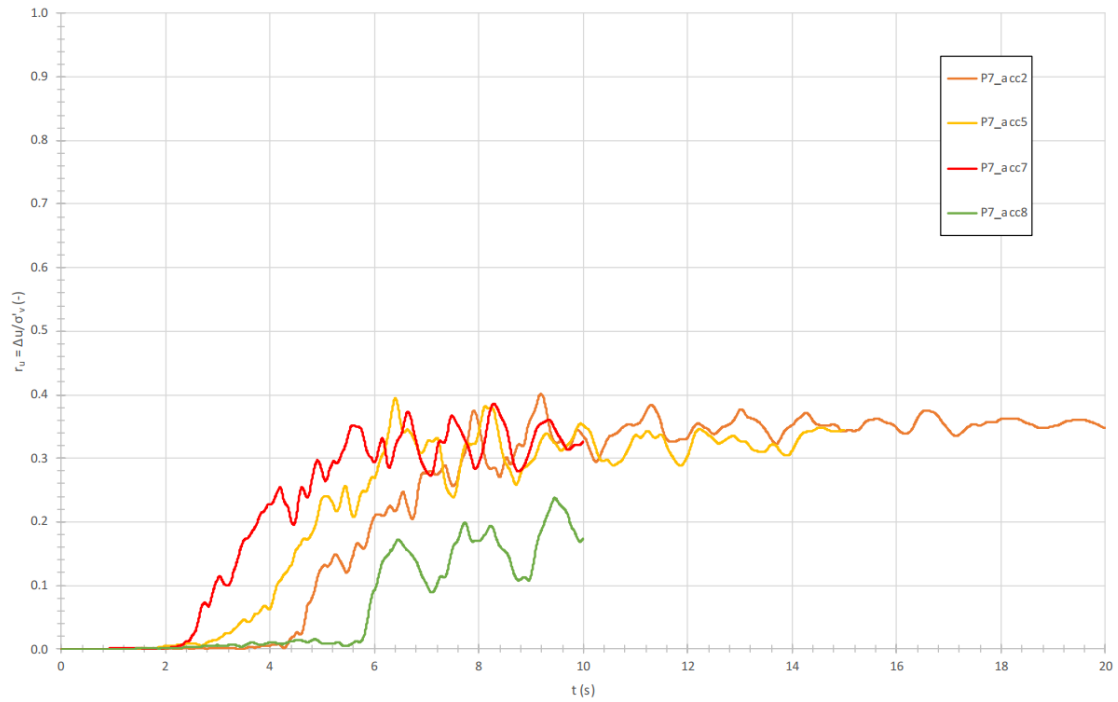
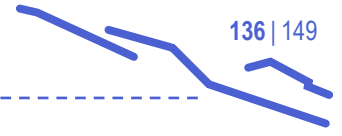
Figura 8-12: Andamento della PGA alla quota fondale sezione P1-P1' ottenuto dall'analisi di risposta sismica in 2d mediante Plaxis considerando l'amplificazione dovuta alla presenza dello scanno



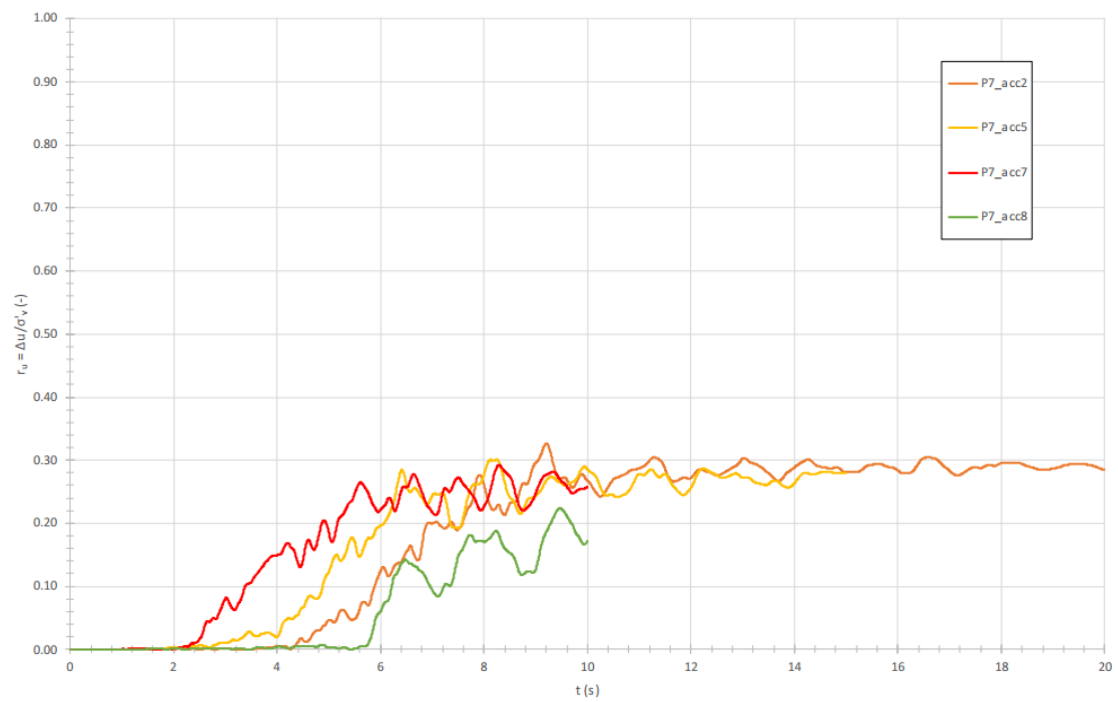
a)



b)



c)



d)

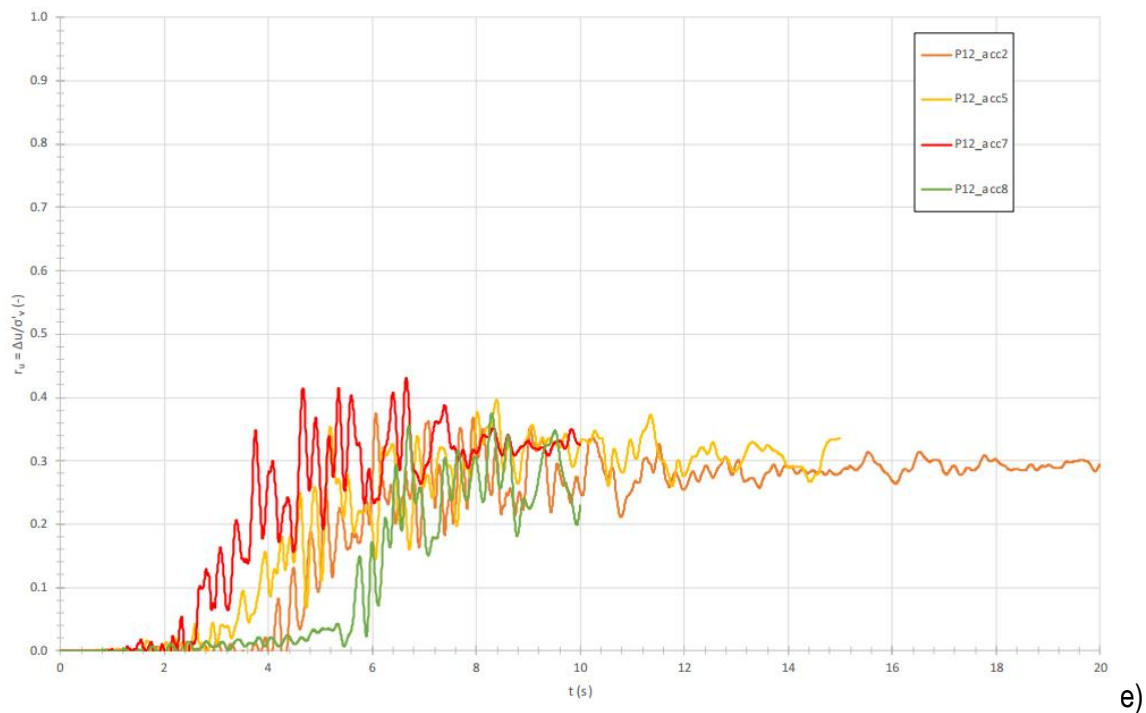


Figura 8-13: Sezione P1-P1': storia temporale dell'indice r_u nello strato SL: a) in P1 (quarto punto di controllo); b) in P1 (quinto punto di controllo); c) in P7 (quarto punto di controllo); d) in P7 (quinto punto di controllo); e) in P12 (quarto punto di controllo)

9 Suscettibilità alla liquefazione

9.1 Riferimento normativo e considerazioni sulla suscettibilità dei terreni in sito

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 $U_c > 3,5$.

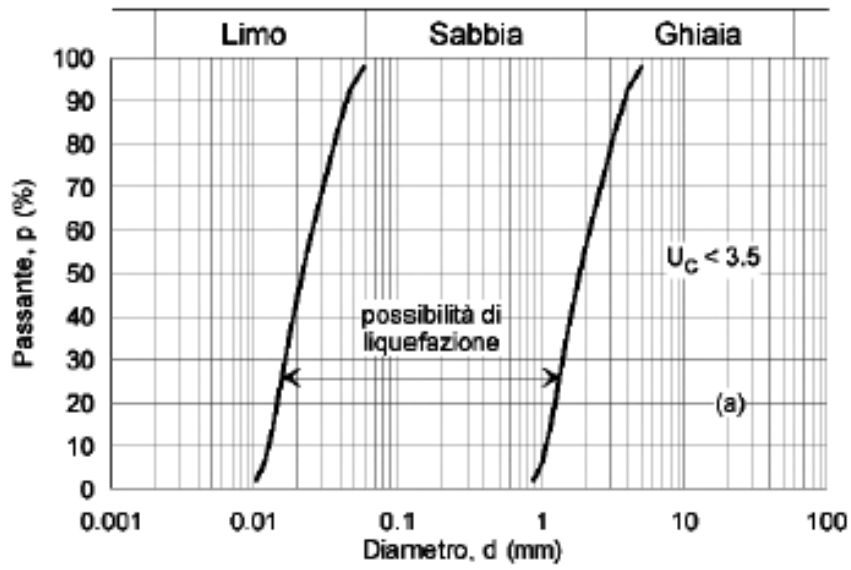
Le prime tre condizioni non sono verificate, mentre la quarta è sempre verificata per l'unità LA/ORV a causa della loro composizione granulometrica ed anche del grado di sovraconsolidazione per ORV.

Le Figure seguenti illustrano il confronto tra le curve granulometriche dei campioni prelevati in LA, LS_{ponente} 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”.

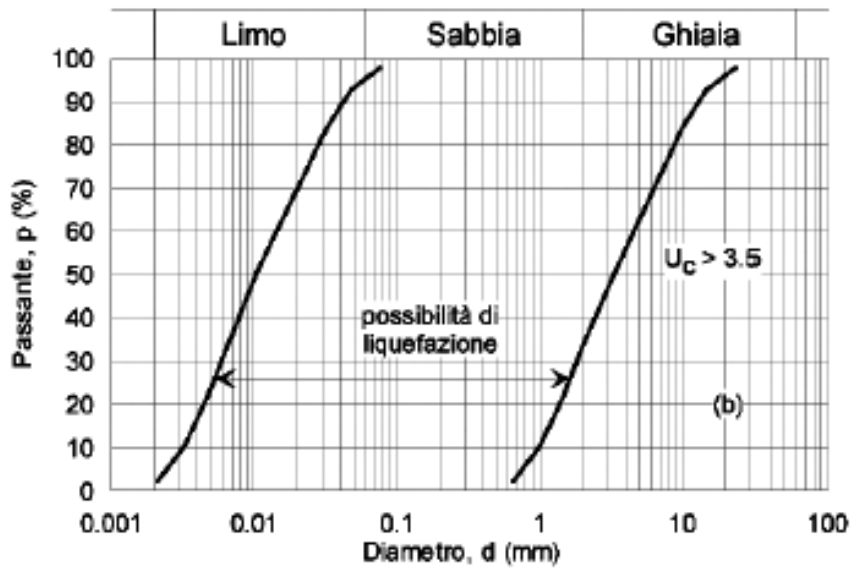
La granulometria di LA ricade in corrispondenza del limite esterno del fuso potenzialmente liquefacibile e sempre al di fuori di quello a maggiore potenziale. Non si riporta il fuso per ORV in virtù del loro importante grado di sovraconsolidazione, che le esclude dall'essere liquefacibili. Per quanto 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 per l'unità SL e per l'unità LS_{ponente} (per la sola porzione non trattata con le colonne), entrambe ricadenti all'interno del fuso granulometrico potenzialmente liquefacibile.



a)



b)

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

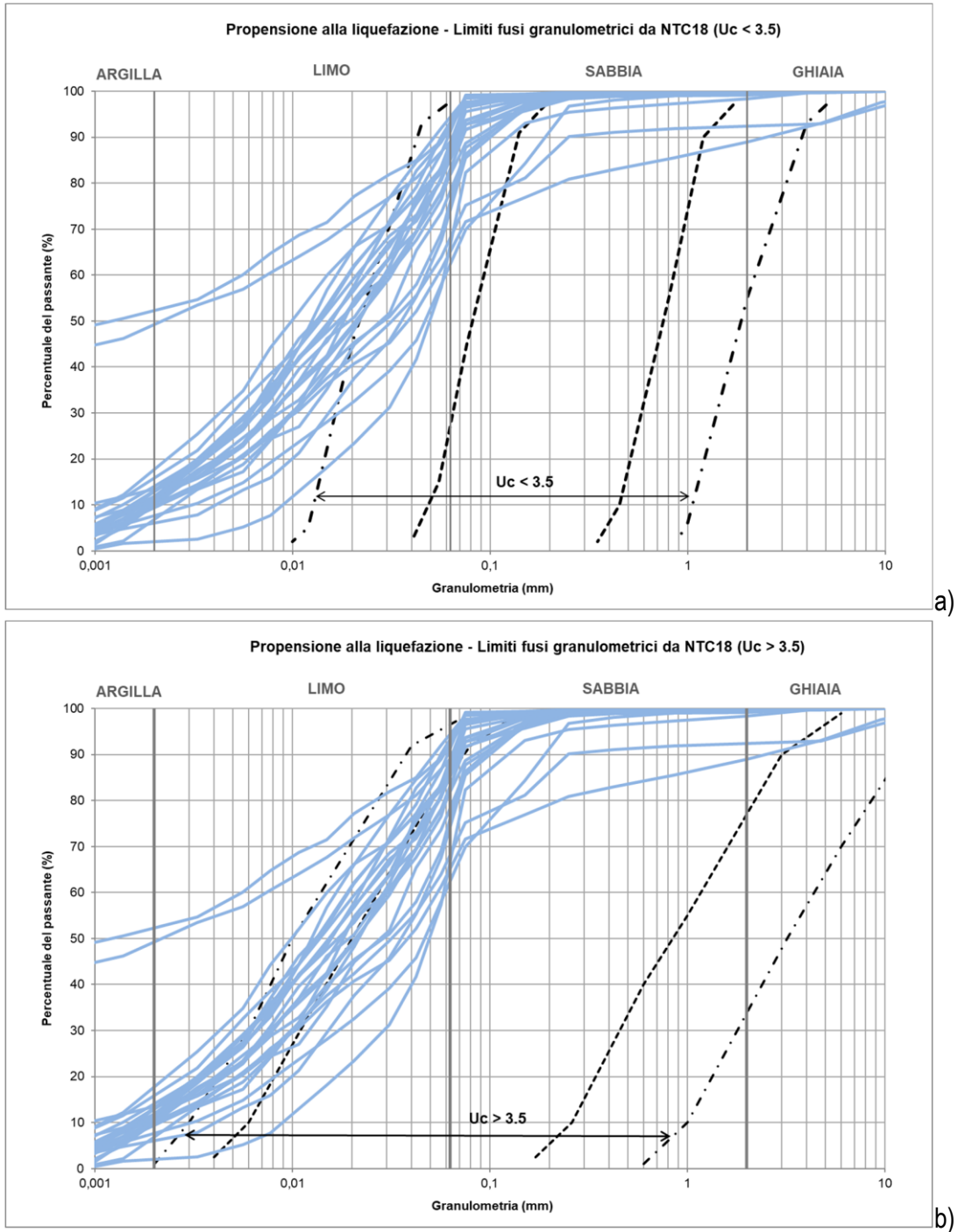


Figura 9-2: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LA: a) Fusso granulometrico con $U_c < 3.5$; b) Fusso granulometrico con $U_c > 3.5$

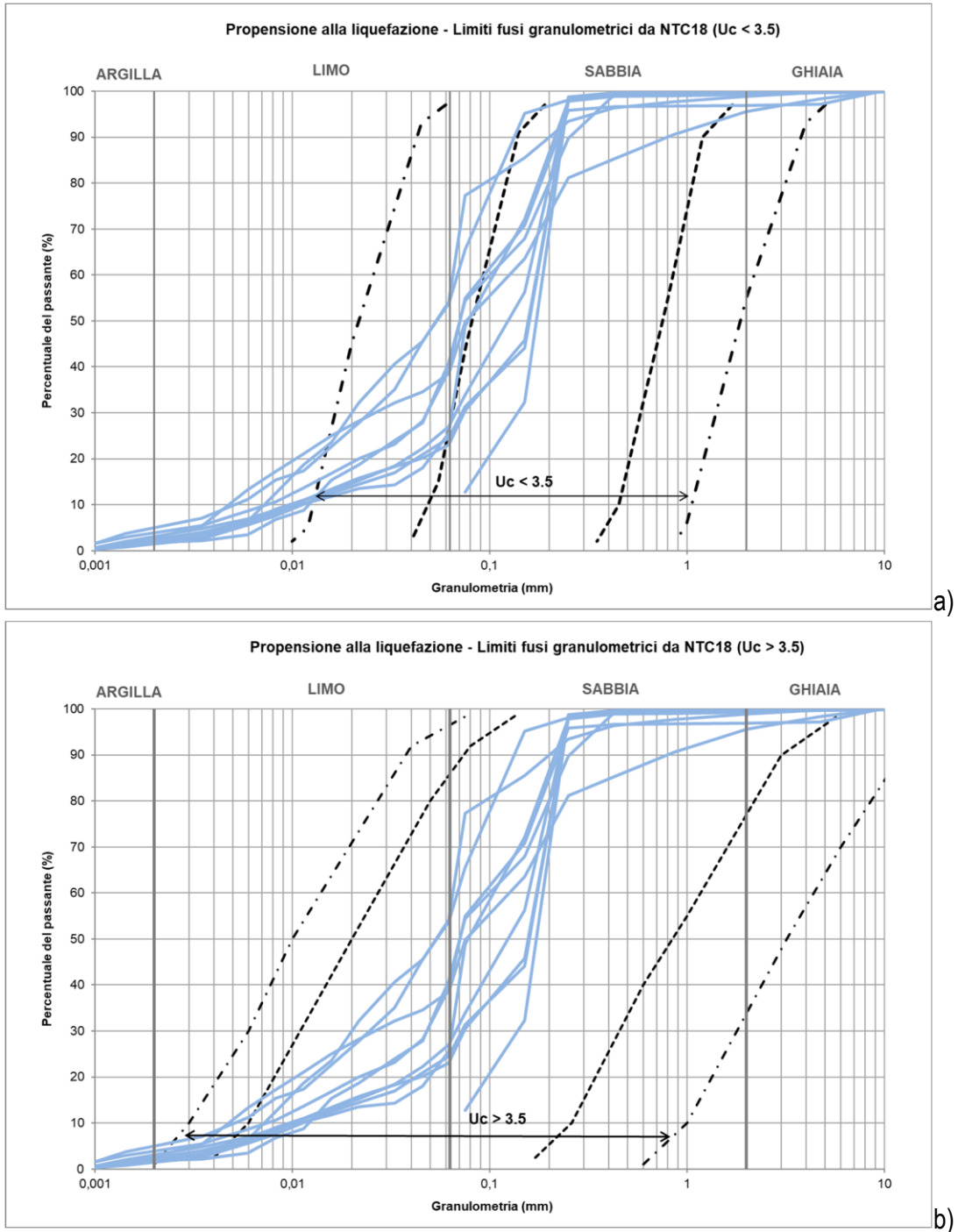


Figura 9-3: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità LS: a) Fusso granulometrico con $U_c < 3.5$; b) Fusso granulometrico con $U_c > 3.5$

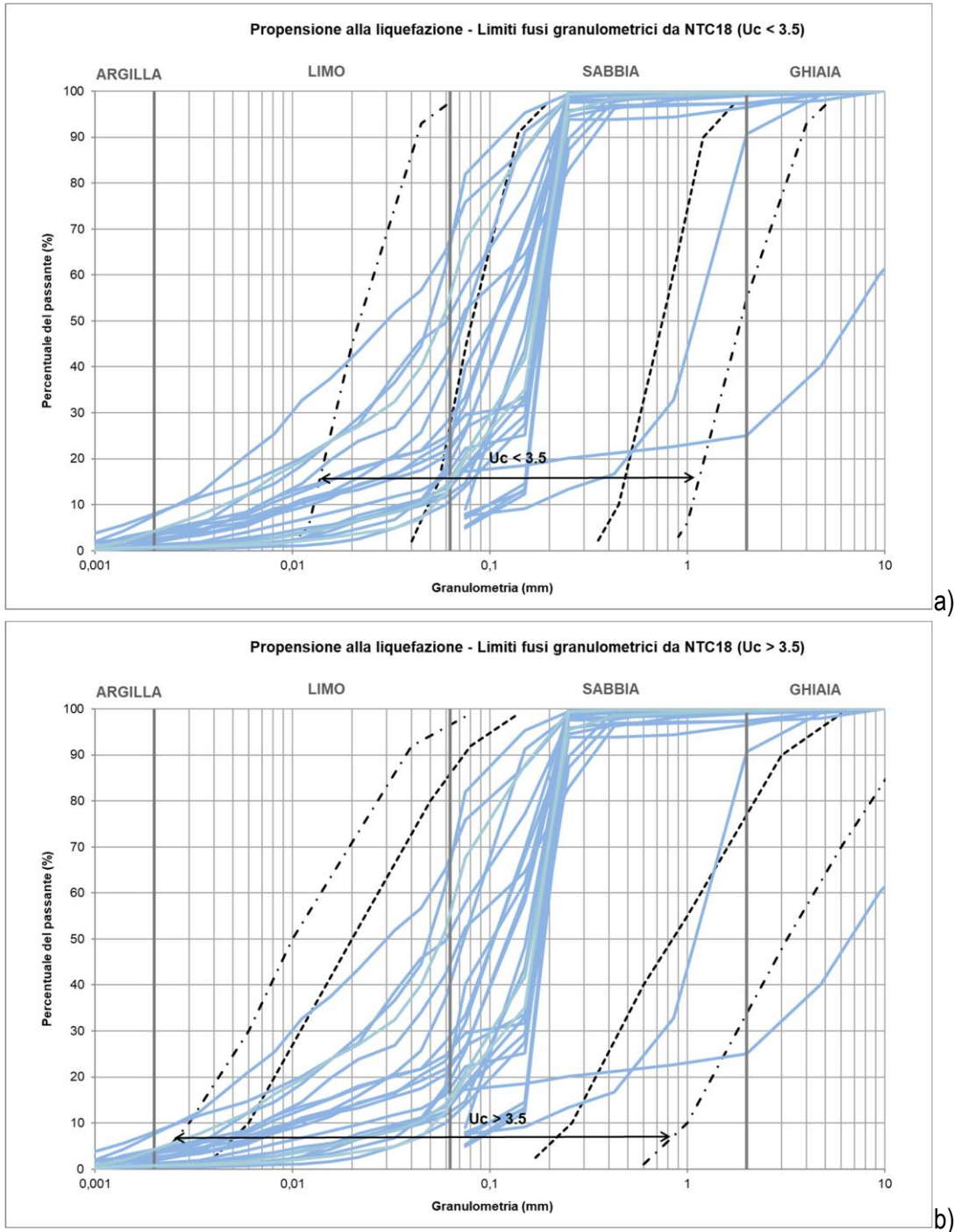


Figura 9-4: Suscettibilità alla liquefazione – criterio granulometrico NTC18 – unità SL: a) Fuso granulometrico con $U_c < 3.5$; b) Fuso granulometrico con $U_c > 3.5$

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):

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{v0}=1atm} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right]$$

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

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

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

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

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

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

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

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

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 τ_{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, 9 e 11 (per quanto concerne l'unità SL) e CPT 3, 23 e 24 (per quanto concerne la porzione inferiore dell'unità LSponente non trattata).

Per le sole verticali in corrispondenza delle prove CPT 3 e CPT 7 è stato anche utilizzato il profilo di sforzo di taglio massimo indotto dal sisma, τ_{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 $M_w = 5$
- Cautelativamente si sono adoperati i seguenti: $a_{max} = 0.10g$ (per le verticali CPT 5, 6, 7, 9 e 11) e $a_{max} = 0.13g$ (per le verticali CPT 3, 23, 24)
- frazione fine (limo+argilla) = 15%
- presenza dello scanno di imbasamento, considerata in termini di incremento di tensione verticale efficace, calcolato lungo le verticali di prova in corrispondenza degli strati di interesse (SL e LS non trattato) tramite la teoria dell'elasticità, tenendo conto della distribuzione di carico associato al peso del rilevato che costituisce lo scanno di imbasamento posto alla quota di fondale.

I grafici riportati nelle Figure seguenti illustrano rispettivamente il confronto tra CSR e CRR in funzione della profondità, calcolato in corrispondenza delle prove CPT 3 e 7 (ove CSR è stato calcolato a partire dal profilo di τ_{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.

Ad eccezione di alcuni tratti di estensione estremamente limitata, e quindi non significativi, della sola prova CPT24, per tutte le verticali di prova esaminate il rapporto CRR/CSR è risultato maggiore del valore 1.25 fissato dall'Eurocodice EC08 (Figura 9-7). In considerazione dei risultati del calcolo per quanto riguarda la prova CPT24, si è comunque ritenuto opportuno valutare il potenziale di liquefazione (Iwasaki et al., 1978), riportato in Figura 9-8. Tale approfondimento ha ulteriormente confermato che la liquefazione del terreno di fondazione non costituisce un elemento di criticità.

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, riassunto nel capitolo precedente e al quale si rimanda per ulteriore approfondimento.

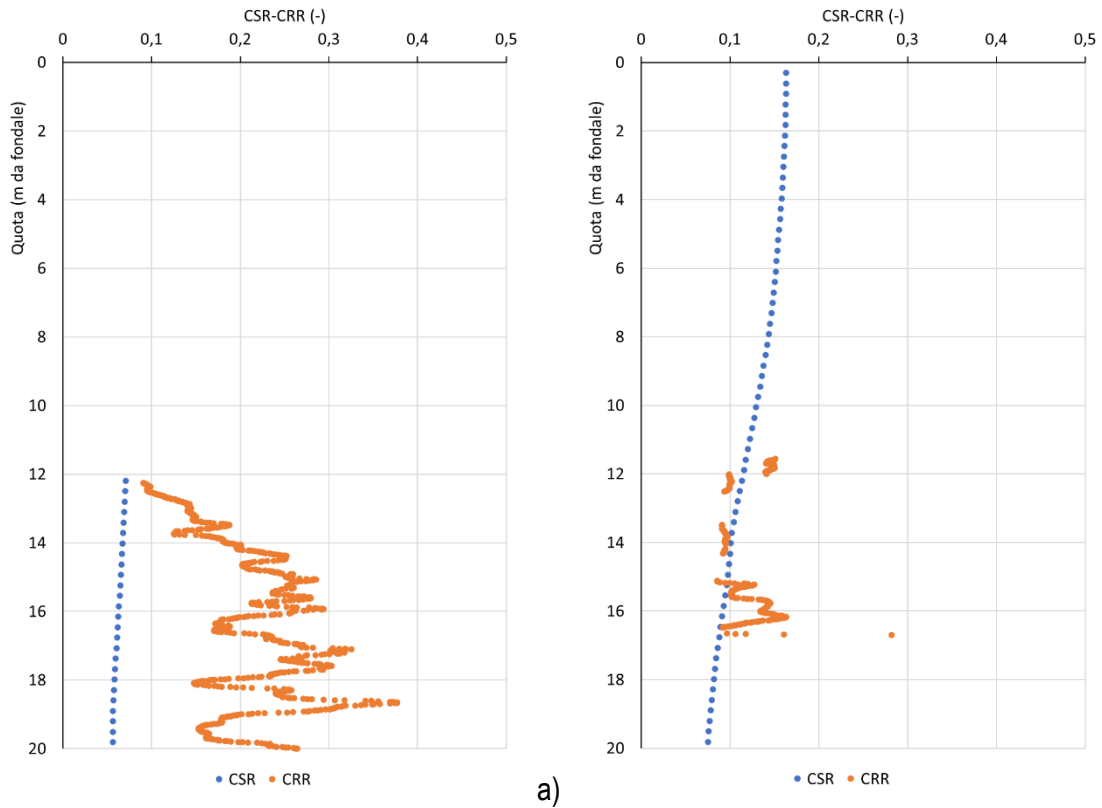
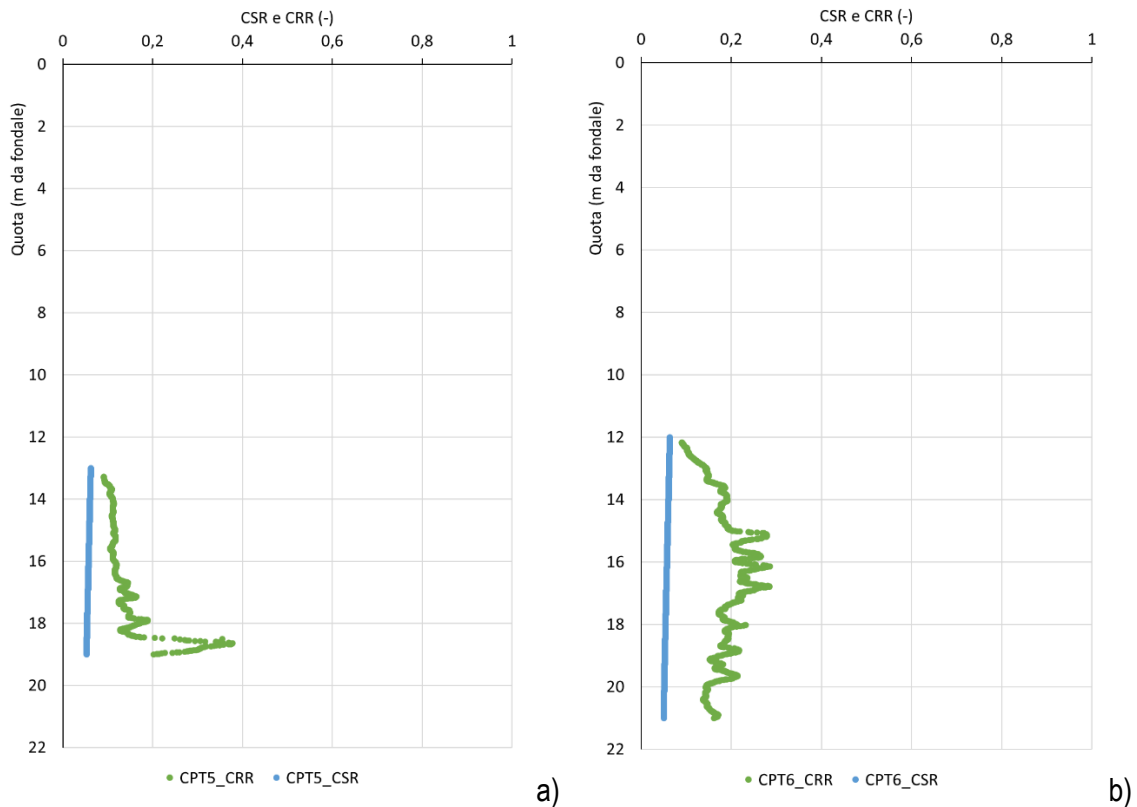


Figura 9-5: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR (da τ_{max} ottenuto da analisi di risposta sismica locale) e CRR in funzione della profondità in corrispondenza delle verticali di prova CPT7 (a) e CPT3 (b)



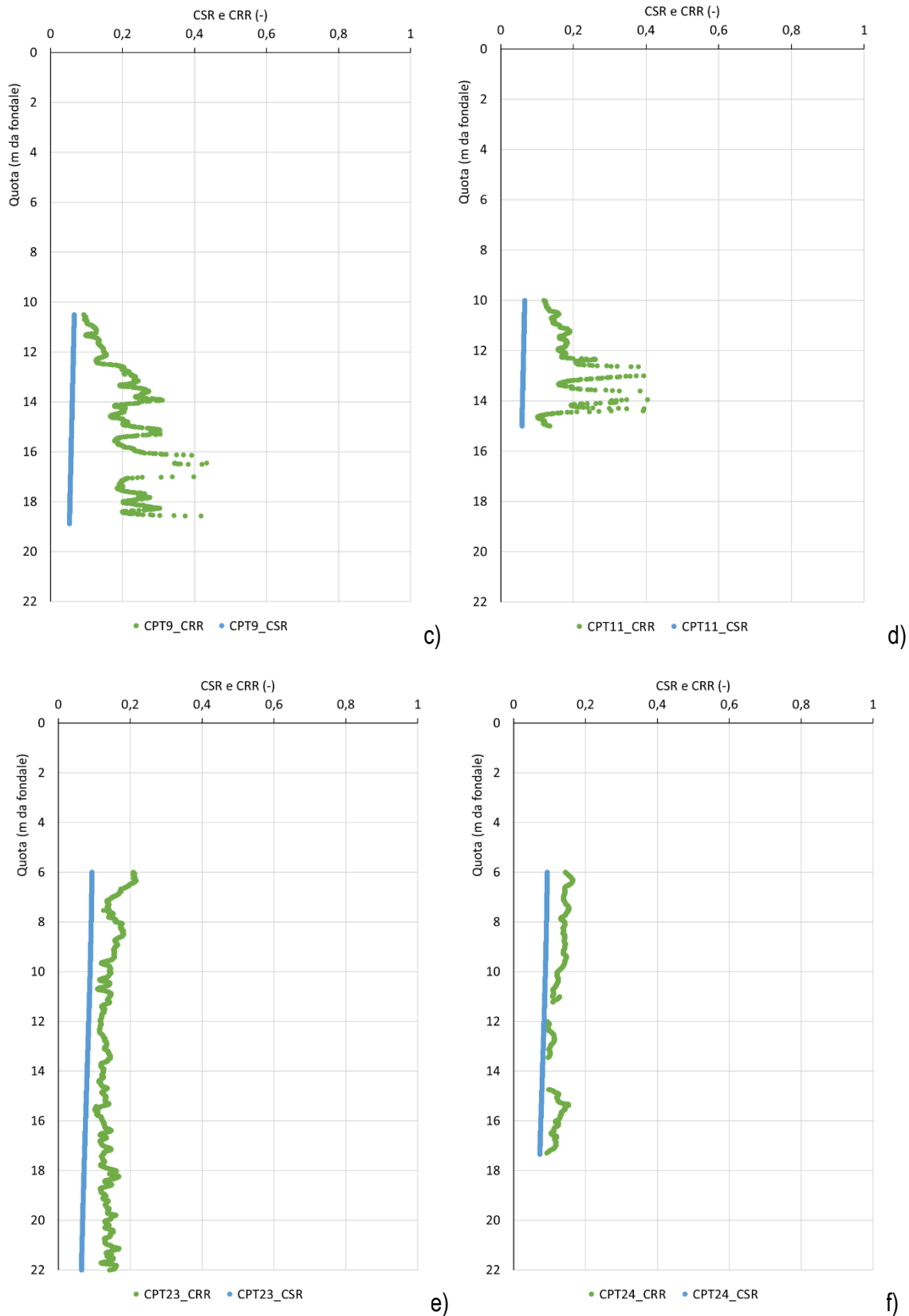


Figura 9-6: Suscettibilità alla liquefazione – confronto tra CSR E CRR da prove CPT5 (a), CPT6 (b), CPT9 (c), CPT11 (d), CPT23 (e) e CPT24 (f)

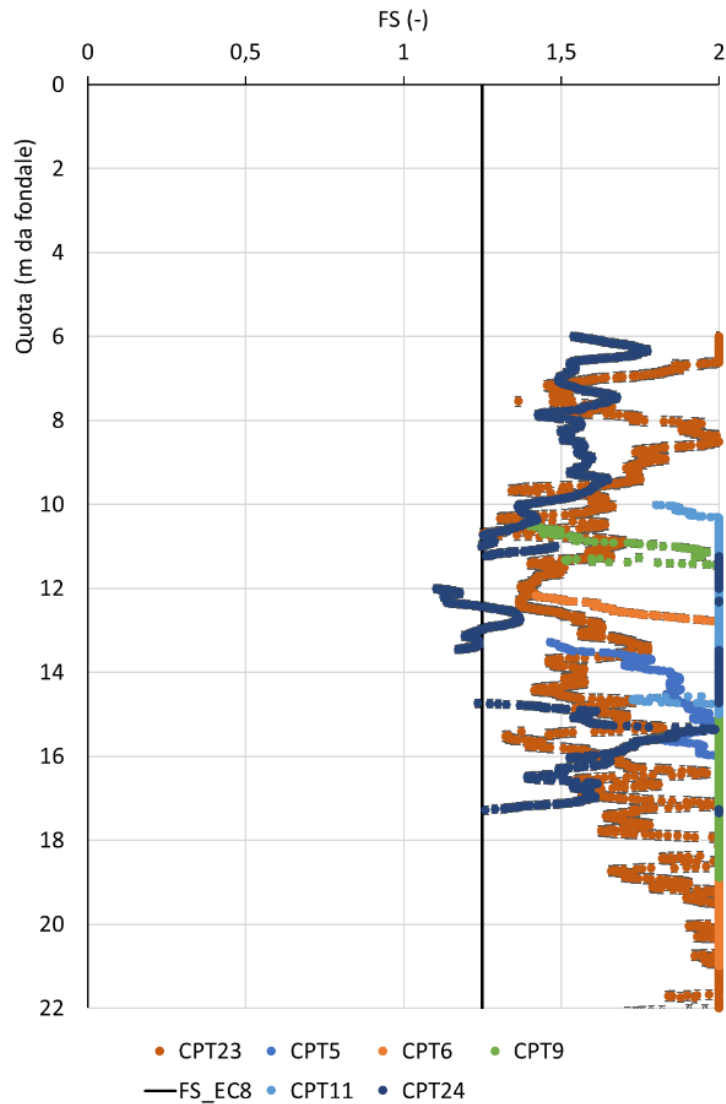


Figura 9-7: Suscettibilità alla liquefazione – calcolo del rapporto CRR/CSR in funzione della profondità

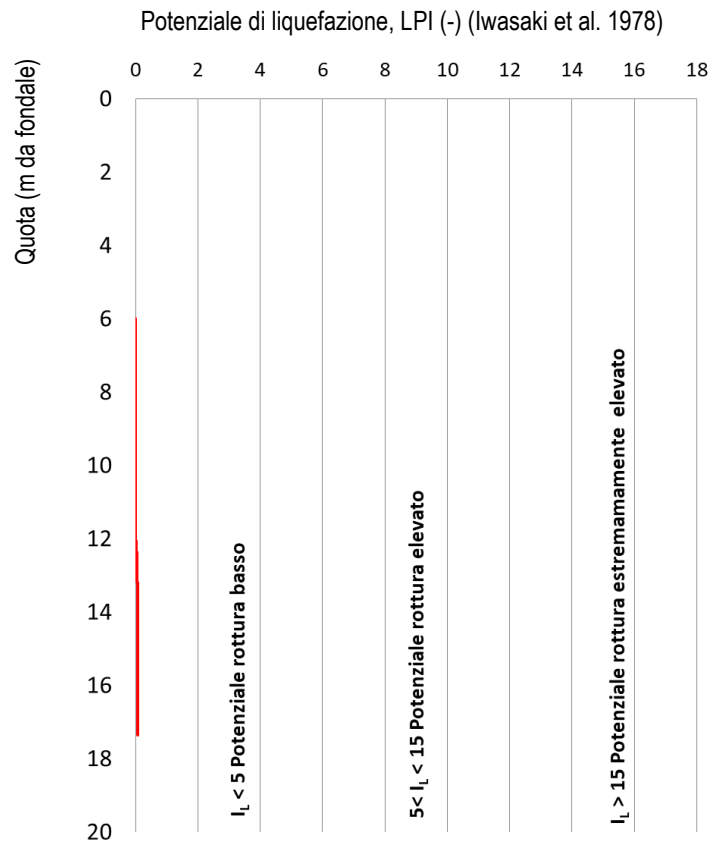


Figura 9-8: Potenziale di liquefazione LPI calcolato per la prova CPT24