

FIUMICINO
WATERFRONT

SOGGETTO ESECUTORE E FINANZIATORE



INTERVENTO N. 146



CITTÀ DI
FIUMICINO

SOGGETTO PROPONENTE ED ATTUATORE



RINA CONSULTING S.P.A.

Via Antonio Cecchi 6, 16129 Genova
tel +39 010 31961
www.rina.org
Registro imprese di Genova: 03476550102
Partita IVA: 03476550102



Atelier(s) Alfonso Femia s.r.l.

Via Interiano 3/11, 16124 Genoa
tel. +39 010.540095 fax 010.5702094
Via Cadolini 32/38, 20137 Milan
tel. +39 02.54019701 fax 010.54115512
55 rue des petites écuries, 75010 Paris
tel +331.42462894
genova@atelierfemia.com - www.atelierfemia.com
Registro imprese di Genova: 01601780990
Partita IVA: 01601780990



RESPONSABILE COORDINAMENTO
DELLE DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. **ALESSANDRO ODASSO**
Direttore Tecnico - Rina Consulting S.p.A.

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Alfonso FEMIA - Architettura e Landscape
Ing. Marco COMPAGNINO - Studio di impatto ambientale
Dott. Sandro LORENZATTI - Archeologia
Ing. Michele DI LAZZARO - Studio Idraulico e idrologico
Arch. Riccardo COCCIA - Prevenzione incendi
Ing. Alessandro VITA - Studio Geotecnico
Dott. Geol. Roberto SALUCCI - Geologia
Ing. Federico BARABINO - Sicurezza
Dott. Geol. Paolo RAVASCHIO - Rilevi e indagini
Ing. Flavio MARANGON - Studio trasportistico
Ing. Bruno RAMPINELLI ROTA - Compatibilità vincoli aeronautici

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE

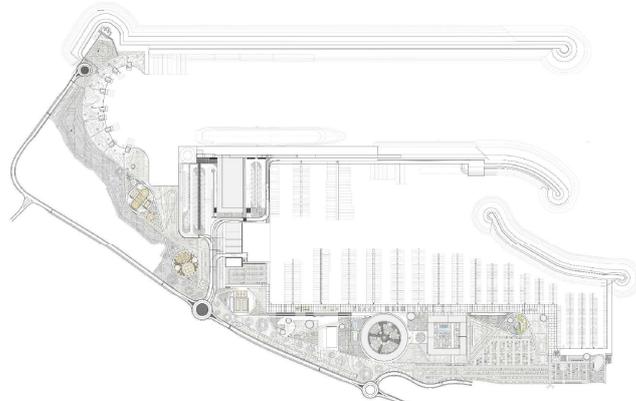
Ing. Marino BALZARINI - Project Management Consultancy
Arch. Paola DEL BIANCO - Project Manager Deputy
Ing. Alessandro PIAZZA - Coordinamento Opere Civili
Ing. Damiano SCARCELLA - Coordinamento Opere Marittime
Arch. Sara GOTTARDO - Coordinamento Architettura e Landscape

UNITÀ DI PROGETTO

Ing. Massimo GUIDI - Dirigente Comune di Fiumicino

PORTO TURISTICO-CROCIERISTICO DI FIUMICINO ISOLA SACRA
CUP:F1122000320007

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



00_INQUADRAMENTO GENERALE
GEOLOGIA E IDROLOGIA-GEOTECNICA-SISMICA
RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	SERVIZIO LOTTO	OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROG.	REV.	SCALA
P0031150	D0	MP00	GI	REL	04	00	-

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA
00	Emissione per approvazione	A.Vita/G.Scarpelli	A.Piazza	A.Odasso	31/07/2023
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

NOME FILE: P0031150-D-0-MP00-GI-REL-04_00

INDICE

	Pagina
INDICE DELLE TABELLE	3
INDICE DELLE FIGURE	4
ABBREVIAZIONI E ACRONIMI	8
1 PREMESSA	10
2 NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO	11
3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	12
4 CAMPAGNE DI INDAGINE	13
5 CENSIMENTO DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE	16
6 MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO	26
6.1 PROVA SPT	26
6.2 PROVA PENETROMETRICA STATICA	30
6.2.1 Riconoscimento stratigrafico (Ic)	30
6.2.2 Resistenza non drenata (cu)	30
6.2.3 Modulo edometrico (M)	31
6.2.4 Modulo a piccole deformazioni (G ₀)	31
6.2.5 Angolo di attrito (φ')	31
6.2.6 Densità relativa (Dr)	32
6.2.7 Modulo elastico operativo (Es)	32
6.2.8 Caratteristiche di permeabilità	32
6.3 PROVA DMT	33
6.4 PROVE PRESSIOMETRICHE DI TIPO MÈNARD (PMP)	34
6.5 PROVA DOWN HOLE	35
7 SINTESI DEL QUADRO GEOLOGICO	36
7.1 INQUADRAMENTO GENERALE	36
7.2 CONTESTO GEOLOGICO DELL'AREA DI FIUMICINO	37
7.3 IDROCARBURI NEL SOTTOSUOLO	39
7.4 MODELLO STRATIGRAFICO LOCALE	40
8 SEZIONI GEOTECNICHE	41
8.1 RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE	41
8.2 SEZIONI STRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE	47
9 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	51
9.1 PROVE IN SITO	51
9.1.1 Penetrometriche SPT	51
9.1.2 CPTu	55
9.1.3 DMT	82
9.1.4 Prove pressiometriche di tipo Mènard (PMP)	84
9.1.5 Down Hole	87
9.2 PROVE DI LABORATORIO	89
9.2.1 Composizione granulometrica	89
9.2.2 Peso dell'unità di volume e gravità specifica	94
9.2.3 Contenuto d'acqua naturale (W)	97
9.2.4 Limiti di Atterberg	99
9.2.5 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali	101

9.2.6	Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci	102
9.2.7	Caratteristiche di deformabilità	104
9.2.8	Coefficiente di consolidazione e permeabilità	110
9.2.9	Modulo a piccole deformazioni e curva di decadimento	113
9.2.10	Derminazione del modulo a piccole deformazioni da prove Bender Element	117
10	MONITORAGGIO	119
11	QUADRO SINOTTICO DEI RISULTATI	124
12	VALIDAZIONE DELLE INFORMAZIONI OTTENUTE DALLE INDAGINI	128

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1:	Suddivisione dei sondaggi geognostici per area di appartenenza	15
Tabella 5.1:	Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2003	21
Tabella 5.2:	Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2009	22
Tabella 5.3:	Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2014	23
Tabella 5.4:	Sintesi delle indagini eseguite a terra– Campagna di indagine 2022	24
Tabella 5.5:	Sintesi delle indagini eseguite a mare– Campagna di indagine 2022	25
Tabella 6.1:	Fattori correttivi della resistenza SPT	27
Tabella 6.2:	Classificazione del terreno in funzione dell'indice di comportamento I_c per le prove CPTu	30
Tabella 6.3:	Classificazione del terreno in funzione dell'indice di materiale I_D per le prove DMT	33
Tabella 6.4:	Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001)	34
Tabella 6.5:	Coefficienti per la correlazione tra modulo pressiometrico e modulo edometrico	35
Tabella 8.1:	Classificazione del terreno secondo l'Indice di comportamento I_c delle prove di CPT	46
Tabella 8.2:	Classificazione del terreno in funzione dell'indice di materiale I_D per le prove DMT	47
Tabella 9.1:	Valori della coesione non drenata c_u	56
Tabella 9.2:	Valori del modulo edometrico M	59
Tabella 9.3:	Valori del modulo a piccole deformazioni G_0	63
Tabella 9.4:	Valori dell'angolo di attrito ϕ' (°)	66
Tabella 9.5:	Valori della densità relativa D_r (%)	70
Tabella 9.6:	Valori del modulo elastico operativo E_s (MPa)	73
Tabella 9.7:	Sintesi prove di dissipazione	76
Tabella 9.8:	Valori coefficiente di consolidazione orizzontale c_h (cm ² /s)	80
Tabella 9.9:	Valori coefficiente di permeabilità orizzontale k_h (cm/s)	81
Tabella 9.10:	Valori della coesione non drenata c_u (kPa)	82
Tabella 9.11:	Valori modulo edometrico M (MPa)	83
Tabella 9.12:	Valori modulo edometrico M	84
Tabella 9.13:	Sintesi dei valori da prove pressiometriche (unità sabbiosa, Ia)	85
Tabella 9.14:	Sintesi dei valori da prove pressiometriche (unità argillosa, IIa e IIb)	86
Tabella 9.15:	Valori da prove Down Hole	87
Tabella 9.16:	Valori peso dell'unità di volume γ (kN/m ³)	94
Tabella 9.17:	Valori contenuto d'acqua naturale W (%)	97
Tabella 9.18:	Valori coesione c' (kPa) e angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	102
Tabella 9.19:	Valori modulo edometrico M (MPa)	104
Tabella 9.20:	Indici di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s	105
Tabella 9.21:	Valori coefficiente di consolidazione verticale c_v (cm ² /s)	110
Tabella 9.22:	Valori coefficiente di permeabilità verticale k_v (cm/s)	111
Tabella 9.23:	Valori di riferimento (Tabella ripresa da EN 1997-2)	114
Tabella 9.24:	Sintesi dei valori da prove di colonna risonante	116
Tabella 9.25:	Valori da prove Bender Element	117
Tabella 10.1:	Parametri utilizzati	122
Tabella 10.2:	Valori nel grafico della curva di consolidazione	123

INDICE DELLE FIGURE

Figura 4.1:	Individuazione delle aree per la caratterizzazione	13
Figura 4.2:	Individuazione delle aree per la caratterizzazione (zoom 1)	14
Figura 4.3:	Individuazione delle aree per la caratterizzazione (zoom 2)	14
Figura 5.1:	Planimetria delle indagini geognostiche realizzate nella campagna del 2003	16
Figura 5.2:	Planimetria dei sondaggi a terra e a mare realizzati nella campagna del 2009	17
Figura 5.3:	Planimetria delle indagini geognostiche realizzate nella campagna del 2014	18
Figura 5.4:	Planimetria delle indagini geognostiche a terra e a mare della campagna del 2022	19
Figura 6.1:	Standard Penetration Test (S.P.T.)	26
Figura 6.2:	Correlazione tra valori N_{SPT} misurati con punta chiusa e aperta	27
Figura 6.3:	Correlazione di Schmertmann (1975) per la stima dell'angolo di attrito e relativa equazione di Kulhawy e Mayne (1980)	28
Figura 7.1:	Mappa geologica dell'area circostante Roma	36
Figura 7.2:	Principali faglie della zona tra Fiumicino e Roma	37
Figura 7.3:	Sezioni litostratigrafiche in area deltizia del fiume Tevere	38
Figura 7.4:	Legenda delle sezioni litostratigrafiche di Figura 7.3	38
Figura 7.5:	Localizzazione delle fuoriuscite di gas	39
Figura 8.1:	Sondaggio BHT02 (da 0 a 15 m da p.c.)	42
Figura 8.2:	Sondaggio BHT02 (da 15 a 30 m da p.c.)	42
Figura 8.3:	Sondaggio BH02 (da 0 a 15 m da fondale)	43
Figura 8.4:	Sondaggio BH02 (da 15 a 25 m da fondale)	43
Figura 8.5:	Indice di comportamento I_c da prove CPT (onshore area)	44
Figura 8.6:	Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 1)	44
Figura 8.7:	Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 2)	44
Figura 8.8:	Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 3)	45
Figura 8.9:	Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 4)	45
Figura 8.10:	Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 5)	46
Figura 8.11:	Indice di materiale I_D dalle prove: DMT1 (area 5), DMT2 (area 3) e DMT3 (area 2)	46
Figura 8.12:	Planimetria di riferimento	47
Figura 8.13:	Sezioni stratigrafiche significative (A-A' e B-B')	48
Figura 8.14:	Sezioni stratigrafiche significative (C-C' e D-D')	49
Figura 8.15:	Sezioni stratigrafiche significative (E-E')	50
Figura 9.1:	Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: Onshore area; Dx: Area 1)	52
Figura 9.2:	Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: Area 2; Dx: Area 3)	52
Figura 9.3:	Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: Area 4; Dx: Area 5)	52
Figura 9.4:	Stima dell'angolo d'attrito (ϕ') da SPT (Sx: Onshore area; Dx: Area 1)	53
Figura 9.5:	Stima dell'angolo di attrito (ϕ') da SPT (Sx: Area 2; Dx: Area 3)	53
Figura 9.6:	Stima dell'angolo di attrito (ϕ') da SPT (Sx: Area 4; Dx: Area 5)	54
Figura 9.7:	Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: Onshore area; Dx: Area 1)	54
Figura 9.8:	Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: Area 2; Dx: Area 3)	55
Figura 9.9:	Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: Area 4; Dx: Area 5)	55
Figura 9.10:	Coesione non drenata da prove CPT (onshore area)	56
Figura 9.11:	Coesione non drenata da prove CPT (area 1)	57
Figura 9.12:	Coesione non drenata da prove CPT (Area 2)	57
Figura 9.13:	Coesione non drenata da prove CPT (area 3)	58
Figura 9.14:	Coesione non drenata da prove CPT (area 4)	58
Figura 9.15:	Coesione non drenata da prove CPT (area 5)	59

Figura 9.16:	Modulo edometrico da prove CPT (onshore area)	60
Figura 9.17:	Modulo edometrico da prove CPT (area 1)	60
Figura 9.18:	Modulo edometrico da prove CPT (area 2)	61
Figura 9.19:	Modulo edometrico da prove CPT (area 3)	61
Figura 9.20:	Modulo edometrico da prove CPT (area 4)	62
Figura 9.21:	Modulo edometrico da prove CPT (area 5)	62
Figura 9.22:	Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (onshore area)	63
Figura 9.23:	Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 1)	64
Figura 9.24:	Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 2)	64
Figura 9.25:	Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 3)	65
Figura 9.26:	Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 4)	65
Figura 9.27:	Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 5)	66
Figura 9.28:	Angolo d'attrito da prove CPT (onshore area)	67
Figura 9.29:	Angolo d'attrito da prove CPT (area 1)	68
Figura 9.30:	Angolo d'attrito da prove CPT (area 2)	68
Figura 9.31:	Angolo d'attrito da prove CPT (area 3)	69
Figura 9.32:	Angolo d'attrito da prove CPT (area 5)	69
Figura 9.33:	Densità relativa da prove CPT (onshore area)	70
Figura 9.34:	Densità relativa da prove CPT (area 1)	71
Figura 9.35:	Densità relativa da prove CPT (area 2)	71
Figura 9.36:	Densità relativa da prove CPT (area 3)	72
Figura 9.37:	Densità relativa da prove CPT (area 5)	72
Figura 9.38:	Modulo elastico operativo da prove CPT (onshore area)	73
Figura 9.39:	Modulo elastico operativo da prove CPT (area 1)	74
Figura 9.40:	Modulo elastico operativo da prove CPT (area 2)	74
Figura 9.41:	Modulo elastico operativo da prove CPT (area 3)	75
Figura 9.42:	Modulo elastico operativo da prove CPT (area 5)	75
Figura 9.43:	Prove di dissipazione CPTUT (onshore area)	77
Figura 9.44:	Prove di dissipazione CPTU (area 1)	78
Figura 9.45:	Prove di dissipazione CPTU (area 2)	79
Figura 9.46:	Prove di dissipazione CPTU (area 3)	79
Figura 9.47:	Coefficiente di consolidazione orizzontale c_h da prove di dissipazione	80
Figura 9.48:	Coefficiente di permeabilità orizzontale k_h da prove di dissipazione	81
Figura 9.49:	Coesione non drenata dalle prove DMT1 (area 5); DMT2 (area 3) e DMT3 (area 2)	82
Figura 9.50:	Modulo edometrico dalle prove DMT1 (area 5); DMT2 (area 3) e DMT3 (area 2)	83
Figura 9.51:	Coesione non drenata da prove pressiometriche	84
Figura 9.52:	Modulo edometrico da prove pressiometriche	85
Figura 9.53:	Velocità onde di Taglio V_s da prove Down Hole: S1 (area 5)	87
Figura 9.54:	Modulo di Taglio G_0 da prove Down Hole: S1 (area 5)	88
Figura 9.55:	Composizione granulometrica (Unità MMG)	89
Figura 9.56:	Frazioni granulometriche (Unità MMG)	89
Figura 9.57:	Composizione granulometrica (Unità lb)	89
Figura 9.58:	Frazioni granulometriche (Unità lb)	90
Figura 9.59:	Composizione granulometrica (Unità la)	90
Figura 9.60:	Frazioni granulometriche (Unità la)	91
Figura 9.61:	Composizione granulometrica (Unità lla)	91
Figura 9.62:	Frazioni granulometriche (Unità lla)	92

Figura 9.63:	Composizione granulometrica (Unità IIb)	92
Figura 9.64:	Frazioni granulometriche (Unità IIb)	93
Figura 9.65:	Peso di volume	94
Figura 9.66:	Peso di volume (Ia)	95
Figura 9.67:	Peso di volume (IIa)	95
Figura 9.68:	Peso di volume (IIb)	95
Figura 9.69:	Gravità specifica	96
Figura 9.70:	Contenuto d'acqua naturale	97
Figura 9.71:	Contenuto d'acqua naturale (Ia)	98
Figura 9.72:	Contenuto d'acqua naturale (IIa)	98
Figura 9.73:	Contenuto d'acqua naturale (IIb)	98
Figura 9.74:	Carta di Plasticità di Casagrande	99
Figura 9.75:	Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (IIa)	99
Figura 9.76:	Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (IIb)	100
Figura 9.77:	Coesione non drenata	101
Figura 9.78:	Angolo di resistenza al taglio ϕ' da TD e CID	102
Figura 9.79:	Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci da TD (Ia e IIa)	103
Figura 9.80:	Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci da TD (IIb)	103
Figura 9.81:	Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci da CID (Ia)	103
Figura 9.82:	Modulo edometrico M da prove CRS e IL	104
Figura 9.83:	Modulo edometrico M da prove IL (IIa)	105
Figura 9.84:	Modulo edometrico M da prove IL (IIb)	105
Figura 9.85:	Indice di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s da prova CRS e IL	106
Figura 9.86:	Indice di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s da CRS e IL (IIa)	106
Figura 9.87:	Indice di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s da CRS e IL (IIb)	107
Figura 9.88:	Curve di compressibilità da CRS e IL (onshore area)	108
Figura 9.89:	Curve di compressibilità da CRS e IL (area 1)	108
Figura 9.90:	Curve di compressibilità da CRS e IL (area 2)	109
Figura 9.91:	Curve di compressibilità da CRS e IL (area 3)	109
Figura 9.92:	Curve di compressibilità da CRS e IL (area 5)	109
Figura 9.93:	Coefficiente di consolidazione verticale c_v da CRS e IL	110
Figura 9.94:	Coefficiente di consolidazione verticale c_v da IL (IIa)	111
Figura 9.95:	Coefficiente di consolidazione verticale c_v da IL (IIb)	111
Figura 9.96:	Coefficiente di permeabilità k_v da CRS e IL	112
Figura 9.97:	Coefficiente di permeabilità k_v da IL (IIa)	112
Figura 9.98:	Coefficiente di permeabilità k_v da IL (IIb)	113
Figura 9.99:	Curve di smorzamento e di decadimento da prova RC (unità sabbiosa, Ia)	113
Figura 9.100:	Confronto curve di smorzamento teoriche e misurate (unità sabbiosa, Ia)	114
Figura 9.101:	Curva di smorzamento teorica (unità argillosa, IIa e IIb)	114
Figura 9.102:	Confronto curve di decadimento teoriche e misurate (unità sabbiosa, Ia)	115
Figura 9.103:	Curva di decadimento teorica (unità argillosa, IIa e IIb)	115
Figura 9.104:	Curva di smorzamento e di decadimento (unità sabbiosa, Ia, e unità argillosa, IIa e IIb)	116
Figura 9.105:	Velocità onde di taglio da prova Bender Element	117
Figura 9.106:	Modulo di Taglio G_0 da prove Bender Element	118
Figura 10.1:	Posizione planimetrica dei punti di monitoraggio topografico	119
Figura 10.2:	Posizione planimetrica dei punti disponibili dal monitoraggio satellitare (elaborazione delle misurazioni verticali)	120

Figura 10.3:	Grafici dati di monitoraggio (topografico e satellitare)	120
Figura 10.4:	Schema di calcolo	121
Figura 10.5:	Curva di consolidazione e monitoraggio	121
Figura 10.6:	Modelli di calcolo per l'opzione A e l'opzione B	122
Figura 10.7:	Curva di consolidazione	122

ABBREVIAZIONI E ACRONIMI

°	Gradi sessagesimali
%	Percentuale
cm	Centimetri
cm/s	Centimetri al secondo
cm ²	Centimetri quadri
cm ² /s	Centimetri quadri al secondo
kN	Chilo Newton
kPa	Chilo Pascal
m	Metri
m/s	Metri al secondo
m ²	Metri quadri
mm ² /s	Millimetri quadri al secondo
MPa	Mega Pascal
BH	BoreHole
c'	Coesione efficace
Cc	Indice di compressibilità
Cs	Modulo di carico/scarico (Indice di rigonfiamento)
CID	Prova Triassiale Isotropicamente Consolidata e Drenata
CIU	Prova Triassiale Isotropicamente Consolidata e Non Drenata
CPTu	Cone Penetration Test con piezocono
CRS	Constant Rate of Strain
c _u	Coesione non drenata
c _v	Coefficiente di consolidazione verticale
c _h	Coefficiente di consolidazione orizzontale
DH	Prova Down hole
DMT	Prova Dilatometrica Marchetti
Dr	Densità relativa
DT	Prova di dissipazione
ED	Prova edometrica
Es	Modulo elastico operativo
G ₀	Modulo di taglio a piccole deformazioni
G _s	Gravità specifica a 20°C
I _c	Indice di comportamento
I _b	Indice di materiale
IL	Incremental load
IP	Indice di plasticità
k ₀	Coefficiente di spinta a riposo
k _v	Coefficiente di permeabilità verticale
k _h	Coefficiente di permeabilità orizzontale
LL	Limite Liquido
LP	Limite plastico
M	Modulo edometrico
OCR	Grado di sovraconsolidazione
PMP	Prova pressiometrica di tipo Ménard
q _{ts}	Quota di sommità delle sabbie

RC	Prova colonna risonante
SPT	Standard Penetration Test
TD	Taglio Diretto
UU	Prova Triassiale non consolidata non drenata
V_s	Velocità delle onde di taglio
W	Contenuto d'acqua naturale
z	Profondità
γ	Peso dell'unità di volume
φ'	Angolo di attrito in termini di tensioni efficaci
LE	Lower estimate
BE	Best estimate
UE	Upper estimate

1 PREMESSA

Nell'ambito della progettazione del nuovo Porto turistico - crocieristico presso l'isola Sacra di Fiumicino (RM), RINA Consulting S.p.A. ha richiesto alla scrivente GES srl uno studio sullo stato delle conoscenze del sottosuolo dove sono previste le opere portuali, tenendo conto sia di quanto è a conoscenza della GES a seguito di precedenti attività di consulenza di questa società che riguardavano l'area, sia dei risultati delle indagini recenti disposte dal RINA per questa specifica progettazione.

L'attuale fase di progettazione è a valle della rivisitazione del Master Plan di Ottobre 2022 redatto dalla Fiumicino Waterfront S.r.l., attuale titolare della concessione, con la quale è stata definita con maggior dettaglio la distribuzione degli elementi architettonici e funzionali che compongono l'edificio con funzioni turistico-crocieristiche, sia di quelli che servono per realizzare l'accosto della nave da crociera e gli ormeggi delle imbarcazioni da diporto, sia di quelli con cui si articola l'assetto del "water front", dove sono previsti edifici multipiano che contengono servizi per la marina e un albergo, ed importanti elementi architettonici di arredo urbano.

Il presente documento contiene la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati nell'area della nuova struttura ricettiva turistico-crocieristica, di seguito denominata Terminal.

Sulla scorta del modello geologico stabilito dai consulenti geologi, sono individuate le unità geotecniche con cui le opere in progetto interagiscono e si presentano le rispettive proprietà fisiche e meccaniche sulla base dell'insieme delle indagini, sia di quelle già disponibili ritenute significative, sia di quelle appositamente realizzate per questa progettazione.

Questo documento risulta articolato nei seguenti capitoli:

- Capitolo 2: NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO
- Capitolo 3: DOCUMENTI DI RIFERIMENTO
- Capitolo 4: CAMPAGNE DI INDAGINE
- Capitolo 6: MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO
- Capitolo 7: SINTESI DEL QUADRO GEOLOGICO
- Capitolo 8: SEZIONI GEOTECNICHE
- Capitolo 9: CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE
- Capitolo 10: MONITORAGGIO
- Capitolo 11: QUADRO SINOTTICO DEI RISULTATI
- Capitolo 12: VALIDAZIONE DELLE INFORMAZIONI OTTENUTE DALLE INDAGINI

2 NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- ✓ DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 “NTC 2018” (G.U. 20 febbraio 2018 n.42, supplemento ordinario n.8);
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018”;
- ✓ Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche dell’Associazione Geotecnica Italiana (AGI) (1977).

Per quanto non prescritto dalle Norme nazionali, si fa riferimento a quanto stabilito dalle normative europee di settore, nello specifico l’Eurocodice 7 Parte 2 sull’impiego delle indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione delle opere.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- ✓ P0031150-D-0-MP00-GI-REL-03_00 – Relazione geologica e idrogeologia
- ✓ P0031150-D-0-MP00-GI-REP-01_00 – Risultati indagini geognostiche integrative 2023
- ✓ P0031150-D-0-MP00-GI-SEZ-01_00 – Tavola sinottica delle sezioni geotecniche
- ✓ Caratterizzazione geotecnica dei terreni del Molo Traiano e del Molo Claudio (2014)

4 CAMPAGNE DI INDAGINE

Per la caratterizzazione geotecnica, sono stati considerati i risultati delle campagne di indagine eseguite nell'area negli anni 2003, 2009 e 2014 integrandoli con i dati della campagna di indagine recente, del 2022. Nell'insieme, i dati raccolti permettono di delineare per l'area di intervento un quadro geotecnico completo ed esaustivo.

Per razionalizzare, è possibile organizzare i dati accorpandoli per aree che per profilo stratigrafico e proprietà dei terreni si presentano come omogenee. In particolare, è possibile individuare le 6 aree distinte che sono rappresentate in Figura 4.1:

- **Onshore Area:** coincidente con l'attuale zona a terra;
- **Area 1:** comprendente il molo Claudio e l'area di sedime del Terminal;
- **Area 2:** ricade nella zona compresa tra il Molo Claudio e l'attuale linea di costa;
- **Area 3 e Area 4:** dove è previsto solo un intervento di dragaggio;
- **Area 5:** area di sedime del Molo Traiano.

In Figura 4.2 e Figura 4.3 sono evidenziate le posizioni delle verticali di indagine ricadenti nelle diverse aree; un elenco di tutti i sondaggi eseguiti si ritrova invece in Tabella 4.1.



Figura 4.1: Individuazione delle aree per la caratterizzazione



Figura 4.2: Individuazione delle aree per la caratterizzazione (zoom 1)

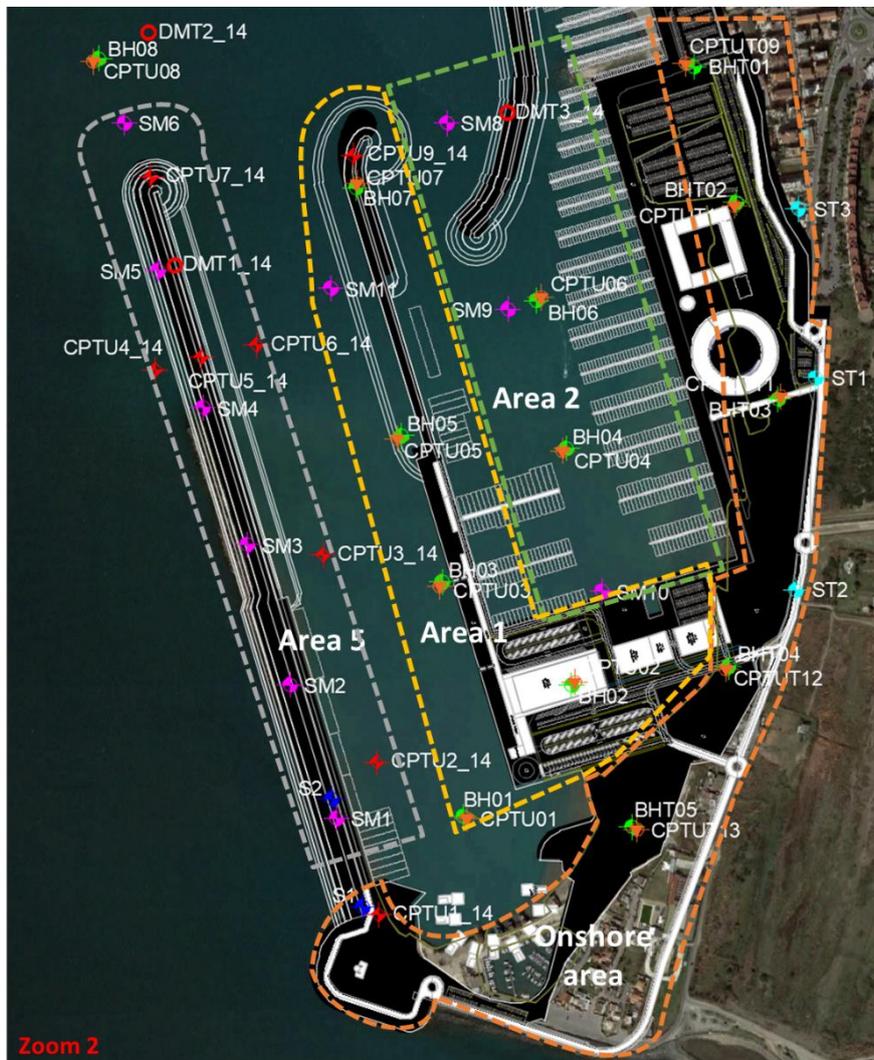


Figura 4.3: Individuazione delle aree per la caratterizzazione (zoom 2)

Tabella 4.1: Suddivisione dei sondaggi geognostici per area di appartenenza

	Sondaggio	Area		Sondaggio	Area
Campagna di indagine 2003	S1	Onshore area	Campagna di indagine 2014	S1	Onshore area
	S2	Onshore area		S2	Area 5
	S3	Onshore area		BHT01	Onshore area
	S4	Onshore area		BHT02	Onshore area
	S5	Onshore area		BHT03	Onshore area
	S6	Onshore area		BHT04	Onshore area
	S7	Onshore area		BHT05	Onshore area
	S8	Onshore area		BH01	Area 1
	S9	Onshore area		BH02	Area 1
Campagna di indagine 2009	SM1	Area 5	Campagna di indagine 2022	BH03	Area 1
	SM2	Area 5		BH04	Area 2
	SM3	Area 5		BH05	Area 1
	SM4	Area 5		BH06	Area 2
	SM5	Area 5		BH07	Area 1
	SM6	Area 5		BH08	Area 3
	SM7	Area 3		BH09	Area 3
	SM8	Area 2		BH10	Area 3
	SM9	Area 2		BH11	Area 3
	SM10	Area 2		BH12	Area 4
	SM11	Area 1		BH13	Area 4
	ST1	Onshore area		BH14	Area 4
	ST2	Onshore area		BH15	Area 4
	ST3	Onshore area			

Questo rapporto contiene:

- censimento delle indagini svolte o reperite
- illustrazione dei criteri adottati per l'interpretazione delle prove in sito
- descrizione sintetica dell'inquadramento geologico
- definizione delle unità geotecniche presenti
- sezioni stratigrafiche di riferimento
- caratterizzazione geotecnica delle diverse unità geotecniche, precedendo singolarmente per ciascuna delle aree individuate in precedenza.

5 CENSIMENTO DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

La campagna geognostica del 2003 riguarda l'onshore area e comprende:

- ✓ n.9 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, eseguiti da terra, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT in foro di sondaggio;
- ✓ n.3 prove penetrometriche statiche CPTu
- ✓ n.2 prove di dissipazione;
- ✓ Analisi di laboratorio su campioni indisturbati comprendenti:
 - Analisi granulometriche;
 - Analisi per la caratterizzazione fisica dei materiali (contenuto d'acqua naturale, peso di volume, peso specifico dei granuli);
 - Prove edometriche;
 - Prove di taglio diretto;
 - Prove triassiali non consolidate non drenate (UU) e consolidate isotropicamente non drenate (CIU);
- ✓ Indagini geofisiche a mare, realizzate attraverso la tecnica del sub bottom profiler, su una superficie di circa 1440 x 1000 m, comprendente l'intera area portuale;
- ✓ Prelievo di campioni superficiali sul fondale marino eseguito con benna sottoposti a prove di classificazione in laboratorio.

In Figura 5.1 si riporta la posizione planimetrica delle verticali di indagine relative a questa campagna.

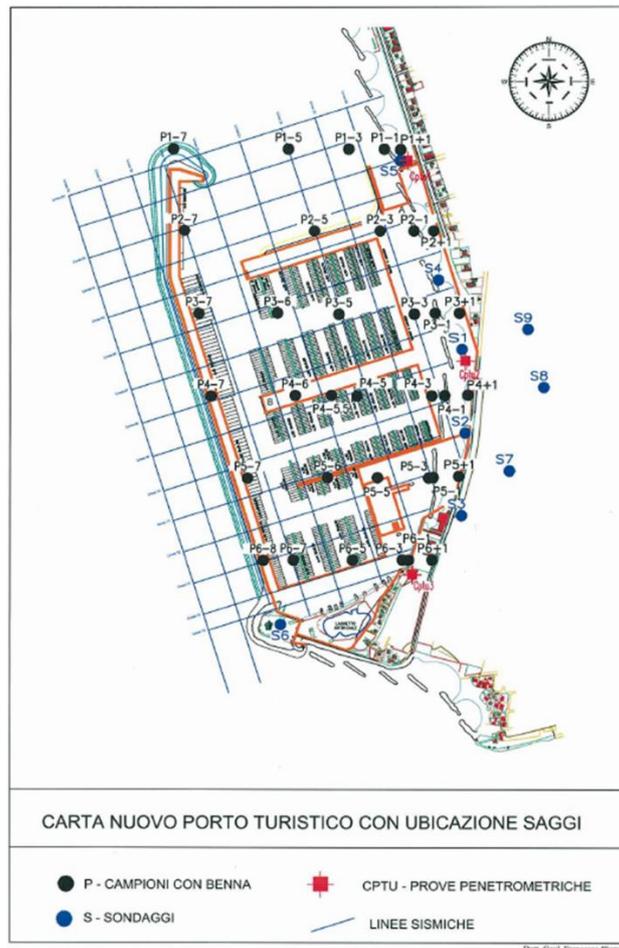


Figura 5.1: Planimetria delle indagini geognostiche realizzate nella campagna del 2003

La campagna geognostica del 2009 comprende:

- ✓ n.11 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, eseguiti a mare, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT in foro di sondaggio e misure speditive con penetrometro tascabile;
- ✓ n.3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, eseguiti a terra, e misure speditive con penetrometro tascabile;
- ✓ Analisi di laboratorio su campioni indisturbati comprendenti:
 - Analisi granulometriche e limiti di Atterberg;
 - Analisi per la caratterizzazione fisica dei materiali (contenuto d'acqua naturale, peso di volume, peso specifico dei granuli);
 - Prove edometriche;
 - Prove di taglio diretto;

In Figura 5.2 si riporta la posizione planimetrica delle verticali di indagine relative alla campagna del 2009.

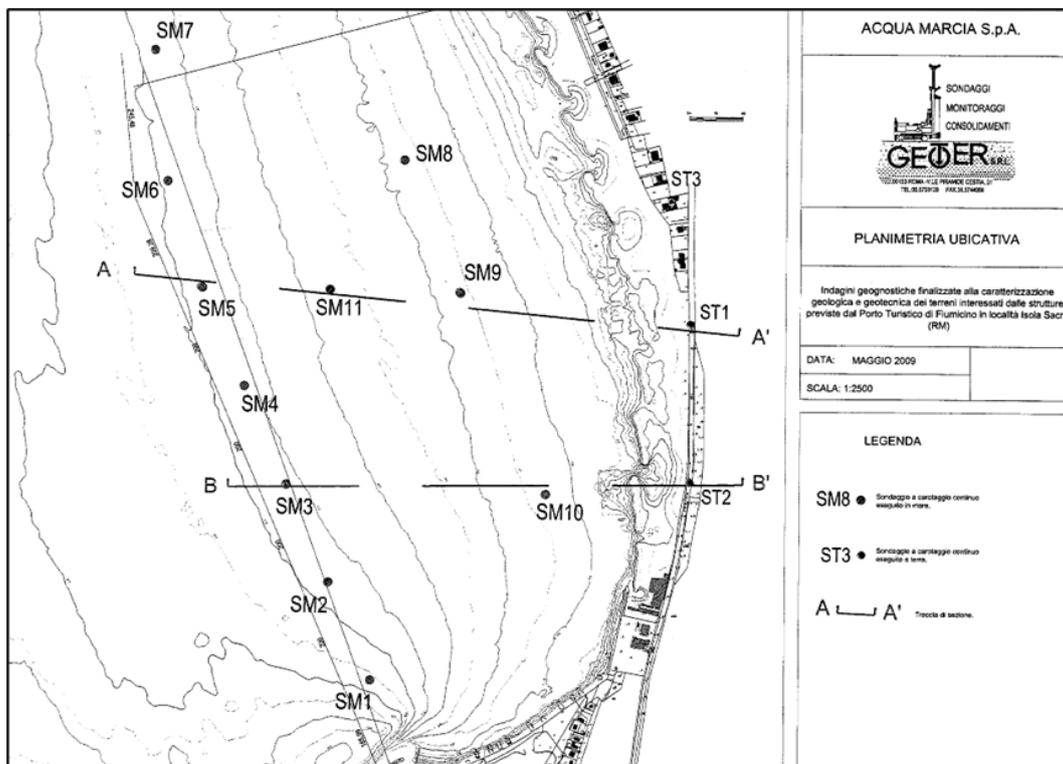


Figura 5.2: Planimetria dei sondaggi a terra e a mare realizzati nella campagna del 2009

La campagna geognostica del 2014, sviluppata con l'obiettivo di migliorare ulteriormente la conoscenza delle caratteristiche meccaniche del terreno di sedime dei moli foranei attraverso l'esecuzione di prove in sito, comprende:

- ✓ n.2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, eseguiti sul tratto di molo Traiano già realizzato, con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT in foro di sondaggio e misure speditive con penetrometro tascabile;
- ✓ n.1 prova penetrometrica statica con misura delle sovrappressioni interstiziali in fase di avanzamento (CPTu), realizzata sul tratto di molo Traiano già realizzato;
- ✓ n.8 prove penetrometriche statiche con misura delle sovrappressioni interstiziali in fase di avanzamento (CPTu), realizzate a mare da piattaforma stabilizzata;
- ✓ n.3 prove dilatometriche con dilatometro piatto tipo "Marchetti";
- ✓ n.1 prova down hole realizzata in corrispondenza del sondaggio S1, sul tratto del molo Traiano già realizzato, dopo opportuno condizionamento del foro;
- ✓ Analisi di laboratorio su n.4 campioni indisturbati comprendenti:
 - Analisi granulometriche e limiti di Atterberg;
 - Analisi per la caratterizzazione fisica dei materiali (contenuto d'acqua naturale, peso di volume, peso specifico dei granuli);
 - Prove edometriche;
 - Prove triassiali non consolidate non drenate (UU) e consolidate isotropicamente non drenate (CIU);

In Figura 4.3 si riporta la posizione planimetrica delle verticali di indagine relative alla campagna del 2014.

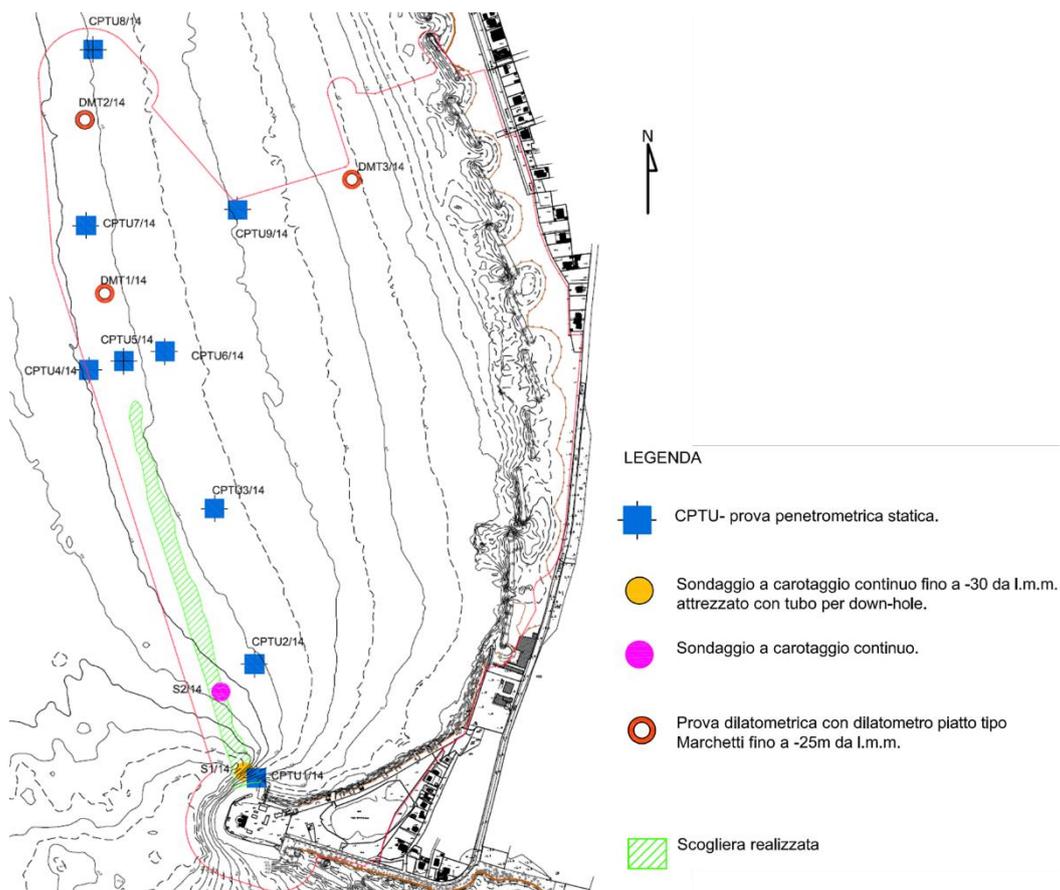


Figura 5.3: Planimetria delle indagini geognostiche realizzate nella campagna del 2014

La campagna geognostica del 2022 è stata condotta durante l'estate e riguarda sia l'onshore area sia le aree a mare. Per quanto riguarda l'indagine a terra sono stati previsti:

- ✓ n.5 sondaggi spinti fino a 30 m di profondità con esecuzione di prove in sito quali SPT, test pressiometrici, installazione di piezometri e prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio;
- ✓ n.5 prove penetrometriche CPTu a 30 m sotto il piano campagna con prove di dissipazione associate;
- ✓ n.2 piezometri in corrispondenza del sondaggio BHT03;
- ✓ n.6 prove di dissipazione (DT);
- ✓ n.8 prove pressiometriche (PMP).

Per quanto riguarda l'indagine a mare sono stati previsti:

- ✓ n.7 sondaggi eseguite in area 3 e 4 con esecuzione di prove in sito prove quali SPT, test pressiometrici e prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio,
- ✓ n.7 CPTu, abbinate ai sondaggi, di lunghezza 5 m dal fondale marino finalizzati principalmente all'esecuzione di prove ambientali e granulometriche eseguite in area 3 e 4,
- ✓ n.8 sondaggi eseguiti in area 1 e 2 di lunghezza compresa tra 20 e 30 m dal livello del mare, abbinati alle prove penetrometriche e corredati di prove in sito quali SPT, test pressiometrici e prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio.;
- ✓ n.8 prove penetrometriche CPTu eseguite in area 1 e 2, abbinate ai sondaggi, di lunghezza compresa tra 20 e 30 m dal livello del mare con prove di dissipazione,
- ✓ n.16 prove di dissipazione (DT);
- ✓ n.5 prove pressiometriche (PMP).

Per tutte le aree sono state previste analisi di laboratorio sui campioni, comprendenti:

- Analisi granulometriche e limiti di Atterberg;
- Misura di proprietà fisiche quali contenuto d'acqua naturale, peso di volume e gravità specifica a 20°;
- Prove edometriche;
- Prove di taglio diretto;
- Prove triassiali non consolidate non drenate (UU), consolidate isotropicamente non drenate (CIU) e drenate (CID);
- Prove colonna risonante.

In Figura 5.4 si riporta la posizione planimetrica delle verticali di indagine relative alla campagna 2022.



Figura 5.4: Planimetria delle indagini geognostiche a terra e a mare della campagna del 2022

Complessivamente, considerando tutte le campagne di indagine eseguite nel corso degli anni, il piano delle indagini comprende:

- ✓ n°45 sondaggi a carotaggio continuo per il rilievo della stratigrafia;
- ✓ n°136 prove penetrometriche dinamiche (SPT) in foro di sondaggio, finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali granulari di riempimento;
- ✓ n°31 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu), finalizzate alla ricostruzione stratigrafica, alla caratterizzazione meccanica dei terreni e ad individuare gli orizzonti stratigrafici più permeabili presenti nel sottosuolo;
- ✓ n°3 prove con dilatometro Marchetti (DMT), finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni sia di riempimento che naturali;
- ✓ n°1 prova Down Hole, per determinare la velocità di propagazione delle onde di taglio e classificare i terreni di fondazione sotto il profilo sismico;
- ✓ n.22 prove di dissipazione;
- ✓ n.13 prove pressiometriche;
- ✓ Prelievo di n°79 campioni indisturbati per la caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni con prove di laboratorio;
- ✓ Prelievo di n°39 campioni rimaneggiati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo, finalizzati alla caratterizzazione fisica dei terreni mediante prove di laboratorio.

In Tabella 5.1 si riporta il quadro sinottico delle stazioni di indagine con le principali informazioni sulle prove e i campionamenti effettuati per la campagna del 2003; in Tabella 5.2 quelle relative alla campagna del 2009; in Tabella 5.3 quelle relative alla campagna del 2014 e infine, in Tabella 5.4, quelle relative alla campagna del 2022.

Tabella 5.1: Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2003

Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	Down Hole (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	DMT (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	N. Prove in Foro
S1	-19,50	CA (2,50) CB (5,50) CC (8,50) C1 (11,50) CD (12,20) C2 (14,50)	-	-21,10	-	-	n.4 SPT
S2	-20,20	CA (2,50) CB (5,50) C1 (17,50)	-	-	-	-	n.3 SPT
S3	-18,70	CA (3,30) CB (7,80) C1 (17,80)	-	-22,50	-	-	n.3 SPT
S4	-19,80	-	-	-	-	-	n.2 SPT
S5	-15,40	CA (4,20) CB (7,20) C1 (14,70)	-	-46,40	-	-	n.3 SPT
S6	-16,00	CA (4,50) CB (12,00)	-	-	-	-	n.3 SPT
S7	-44,70	CA (3,20) CB (6,20) CC (9,20) C1 (19,70) C2 (31,70)	-	-	-	-	n.3 SPT
S8	-17,00	CA (6,50)	-	-	-	-	n.2 SPT
S9	-18,00	CA (2,50) CB (9,50)	-	-	-	-	n.2 SPT

Tabella 5.2: Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2009

Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	Down Hole (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	DMT (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	N. Prove in Foro
SM1	-42,80	C1 (15,50-16,00)	-	-	-	-	n.5 SPT
SM2	-41,90	-	-	-	-	-	n.6 SPT
SM3	-40,80	C1 (16,30-16,80)	-	-	-	-	n.5 SPT
SM4	-40,90	C1 (15,80-16,30)	-	-	-	-	n.6 SPT
SM5	-42,40	-	-	-	-	-	n.7 SPT
SM6	-37,70	-	-	-	-	-	n.3 SPT
SM7	-42,60	C1 (15,1-15,60)	-	-	-	-	n.4 SPT
SM8	-40,40	C1 (19,90-20,40)	-	-	-	-	n.5 SPT
SM9	-40,00	C1 (16,50-17,00)	-	-	-	-	n.7 SPT
SM10	-39,20	C1 (18,20-18,70)	-	-	-	-	n.6 SPT
SM11	-41,20	-	-	-	-	-	n.5 SPT
ST1	-46,00	-	-	-	-	-	-
ST2	-18,00	-	-	-	-	-	-
ST3	-18,00	-	-	-	-	-	-

Tabella 5.3: Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2014

Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	Down Hole (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	DMT (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	N. Prove in Foro
S1	-30,50	C1 (15,50-15,90) C2 (18,00-18,50) C3 (20,50-20,95) C4 (25,50-25,95)	-	-26,54	-30,50	-	n.2 SPT
S2	-16,20	-	-	-30,00	-	-	n.2 SPT
CPTU3	-	-	-	-25,04	-	-	-
CPTU4	-	-	-	-25,00	-	-	-
CPTU5	-	-	-	-26,00	-	-	-
CPTU6	-	-	-	-25,02	-	-	-
CPTU7	-	-	-	-24,12	-	-	-
CPTU8	-	-	-	-25,60	-	-	-
DMT1	-	-	-	-	-	-24,80	-
DMT2	-	-	-	-	-	-25,10	-
DMT3	-	-	-	-	-	-24,90	-

Tabella 5.4: Sintesi delle indagini eseguite a terra– Campagna di indagine 2022

Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	Down Hole (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	DMT (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	N. Prove in Foro
BHT01	-24,80	SH1 (9,63-10,18) SH2 (14,13-14,63) SH3 (17,13-17,63) SH4 (20,13-20,63)	n.3	-24,89	-	-	n.5 SPT n.2 PMP
BHT02	-27,10	SH1 (11,28-11,78) SH2 (15,78-16,28) SH3 (18,78-19,28) SH4 (23,28-23,78)	n.2	-27,06	-	-	n.4 SPT n.2 PMP
BHT03	-26,80	SH1 (8,79-9,29) SH2 (13,29-13,79) SH3 (16,29-16,79) SH4 (19,29-19,79)	n.5	-22,47	-	-	n.4 SPT n.3 DT
BHT04	-26,80	SH1 (11,57-12,07) SH2 (16,07-16,57) SH3 (19,07-19,57) SH4 (22,07-22,62)	n.4	-26,35	-	-	n.4 SPT n.2 PMP
BHT05	-25,60	SH1 (12,75-13,25) SH2 (18,75-19,25) SH3 (21,75-22,35)	n.4	-24,93	-	-	n.4 SPT n.3 DT n.2 PMP

Tabella 5.5: Sintesi delle indagini eseguite a mare– Campagna di indagine 2022

Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	Down Hole (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	DMT (profondità raggiunta in m da l.m.m.)	N. Prove in Foro
BH01	-23,10	SH1 (13,10-13,60) SH2 (17,60-18,10) SH3 (22,60-23,10)	n.3	-23,12	-	-	n.2 SPT n.2 DT n.1 PMP
BH02	-26,40	SH1 (6,90-7,85) SH2 (15,90-16,40) SH3 (23,40-23,80)	n.3	-26,08	-	-	n.2 SPT n.2 DT
BH03	-27,70	SH1 (10,10-10,60) SH2 (23,10-23,55)	n.2	-27,70	-	-	n.2 SPT n.2 DT n.1 PMP
BH04	-26,40	SH1 (16,30-16,80) SH2 (25,80-26,30)	n.1	-27,98	-	-	n.3 SPT n.2 DT
BH05	-28,00	SH1 (13,10-13,60) SH2 (26,60-24,10)	n.1	-28,02	-	-	n.2 SPT n.1 DT n.1 PMP
BH06	-26,70	SH1 (10,20-10,65) SH2 (13,20-13,70)	n.1	-26,32	-	-	n.2 SPT n.2 DT
BH07	-29,40	SH1 (10,50-11,00) SH2 (16,50-17,00)	n.1	-29,42	-	-	n.2 SPT n.2 DT n.1 PMP
BH08	-29,40	SH1 (12,90-13,40) SH2 (22,90-23,40)	n.1	-29,02	-	-	n.2 SPT n.1 DT n.1 PMP
BH09	-11,70	SH1 (11,20-11,70)	n.1	-11,96	-	-	n.2 SPT
BH10	-13,50	SH1 (13,00-13,50)	n.1	-14,08	-	-	n.2 SPT
BH11	-12,30	SH1 (11,80-12,30)	n.1	-12,40	-	-	n.2 SPT
BH12	-15,20	SH1 (14,70-15,20)	n.1	-15,66	-	-	n.1 SPT
BH13	-16,00	SH1 (15,50-16,00)	n.1	-16,66	-	-	n.1 SPT
BH14	-16,90	-	n.2	-17,70	-	-	n.1 SPT
BH15	-17,20	SH1 (16,70-17,20)	n.1	-17,20	-	-	n.1 SPT

6 MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

Le indagini realizzate nell'area di intervento comprendono sia prove in situ che prove di laboratorio. Per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione si fa riferimento in maniera complementare ai risultati delle diverse prove disponibili, tenendo conto che:

- ✓ Le prove in situ interessano volumi di terreno relativamente grandi e forniscono profili pressoché continui delle diverse grandezze misurate nelle condizioni effettivamente presenti in situ; di contro le condizioni al contorno sono incerte e di difficile individuazione e l'interpretazione è spesso affidata a relazioni empiriche o semi-empiriche;
- ✓ Le prove di laboratorio interessano volumi di terreno relativamente piccoli, le grandezze misurate possono risentire del disturbo in fase di campionamento ma hanno condizioni al contorno ben definite e controllabili e i risultati possono essere interpretati con modelli matematici appropriati.

Pertanto, prima di procedere all'analisi di risultati, nei seguenti paragrafi si fornisce un quadro sintetico delle correlazioni empiriche adottate per l'interpretazione dei risultati delle prove in situ.

6.1 PROVA SPT

La prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test) è la prova in situ più diffusa e utilizzata per la caratterizzazione dei terreni a grana grossa.

La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione di un campionario di dimensioni unificate che viene infisso dinamicamente nel corso di un sondaggio. Più precisamente la prova SPT consiste nel far cadere ripetutamente un maglio di dimensioni e massa standard da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste per infiggere il campionario. Si registra il numero di colpi N_1 , N_2 , N_3 necessari per tre avanzamenti di 15 cm del campionario per ottenere il valore $N_{SPT} = N_2 + N_3$, pari alla somma dei colpi necessari per il secondo e il terzo avanzamento (Figura 6.1).

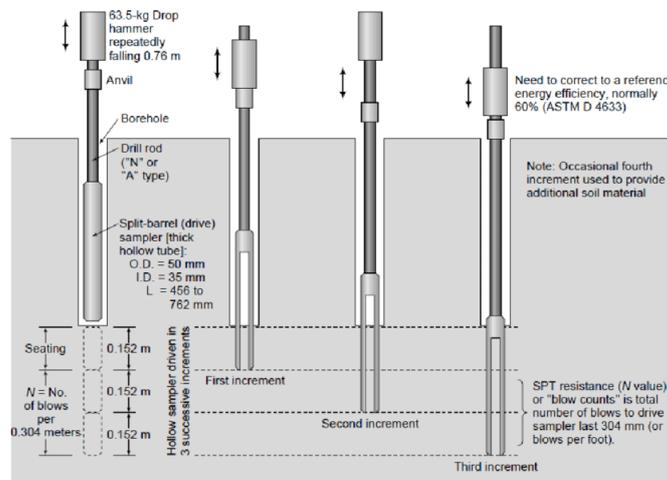


Figura 6.1: Standard Penetration Test (S.P.T.)

L'indice N_{SPT} è correlabile alla densità relativa e all'angolo d'attrito del terreno e, in subordine, alla rigidità del terreno alla profondità di prova mediante correlazioni empiriche. Per l'impiego di tali correlazioni, il valore N_{SPT} misurato deve essere corretto per tenere conto del rendimento meccanico del dispositivo e della tipologia delle attrezzature utilizzate, nonché della tensione litostatica e della presenza della falda; a tal fine si definiscono i valori particolari N_{60} e $(N_1)_{60}$.

Calcolo di N_{60}

Si ottiene dal valore di N_{SPT} corretto in base alle modalità di prova e alle apparecchiature utilizzate:

$$N_{60} = N_{SPT} \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

N_{SPT} numero di colpi alla profondità di prova

- C_E fattore di correzione per l'energia del maglio
- C_B fattore di correzione per il diametro del foro
- C_R fattore di correzione per la lunghezza delle aste
- C_S fattore di correzione per l'impiego di un campionatore non standard

Calcolo di (N₁)₆₀

Il valore di N₆₀ viene ulteriormente corretto per tener conto dello sforzo efficace agente alla profondità di indagine:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$

C_N fattore di correzione funzione della profondità di prova.

In Tabella 6.1 sono presentati i valori dei fattori di correzione da applicare secondo Youd (2000).

Tabella 6.1: Fattori correttivi della resistenza SPT

Fattore	Caratteristiche dell' attrezzatura di prova	Correzione
Pressione litostatica C _N	-	$(p_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $0.4 \leq C_N \leq 1.7$ (EC8: $0.5 < C_N < 2$)
Rapporto energetico C _E	Maglio di sicurezza Maglio ad anello Maglio a rilascio automatico	0.7 – 1.2 0.5 – 1 0.8 – 1.3
Diametro del foro C _B	65 – 115 mm 150 mm 200 mm	1.0 1.05 1.15
Lunghezza dell'asta ² C _R	< 3 m 3 – 4 m 4 – 6 m 6 – 10 m 10 – 30 m	0.75 0.8 0.85 0.95 1.0
Metodo di campionamento C _S	Campionatore standard Campionamento senza rivestimento	1.0 1.1 – 1.3

In presenza di terreni a granulometria grossa, il campionatore standard viene sostituito da un campionatore a punta chiusa. Facendo riferimento alle indicazioni di letteratura relative ad esperienze su sabbie ghiaiose (Figura 6.2, tratta da Palmer e Stuart, 1958), i valori di N stabiliti con il penetrometro a punta chiusa sono interpretati con le medesime correlazioni utilizzabili per le prove con punta aperta.

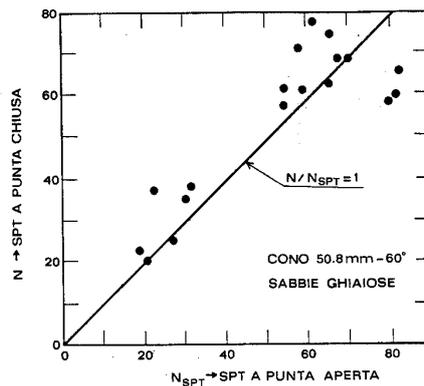


Figura 6.2: Correlazione tra valori N_{SPT} misurati con punta chiusa e aperta

In presenza di sabbie limose fini sotto falda possono svilupparsi pressioni interstiziali non trascurabili in fase di penetrazione del campionatore; pertanto, in tali situazioni, il valore di N_{SPT} misurato va ridotto opportunamente, così come suggerito da Terzaghi- Peck (1948):

$$(N_{SPT})_{corr} = N_{SPT} \quad \text{se } N_{SPT} \leq 15$$

$$(N_{SPT})_{corr} = 15 + 0,50 \cdot (N_{SPT} - 15) \quad \text{se } N_{SPT} > 15$$

Il valore corretto N_{60} consente di pervenire ad una stima della densità relativa D_r , dell'angolo d'attrito ϕ' ed anche della rigidità E' .

Densità Relativa

La densità relativa viene valutata con le classiche espressioni di Meyerhof (1957), basata sui dati sperimentali di Gibbs e Holtz (1957), e di Bazaara (1967).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}} \quad \text{(Gibbs e Holtz, 1957)}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20 \left(1 + 4,1 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)}} \quad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0,732 \quad \text{(Bazaara, 1967)}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20 \left(3,24 + 1,024 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)}} \quad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0,732 \quad \text{(Bazaara, 1967)}$$

essendo σ'_{v0} la tensione litostatica efficace alla profondità di prova e p_a la pressione di riferimento (100 kPa).

La formulazione di Gibbs e Holtz è valida per le sabbie da fini a grossolane, pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore della densità relativa D_r viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene invece sottostimato.

Angolo d'attrito

L'angolo d'attrito si determina utilizzando le correlazioni di Peck et al. (1974) e Schmertmann (1975). La relazione di Peck et al. (1974), è approssimabile anche analiticamente attraverso la relazione di Wolff (1989):

$$\phi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0,00054 \cdot (N_1)_{60}^2$$

La correlazione di Schmertmann (1975) è graficamente rappresentata in Figura 6.3 e corrisponde all'equazione di Kulhawy e Mayne (1980) riportata a fianco della figura stessa.

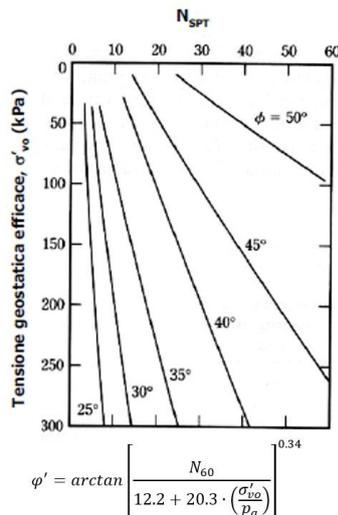


Figura 6.3: Correlazione di Schmertmann (1975) per la stima dell'angolo di attrito e relativa equazione di Kulhawy e Mayne (1980)

Caratteristiche di deformabilità

I moduli elastici sono stati valutati con riferimento alle seguenti formulazioni:

- a. Jamiolkowski et al. (1988) per terreni normalmente consolidati

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5D_r) \cdot N_{60}/10 \quad [\text{MPa}]$$

dove:

E'_{25} modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25%;

D_r densità relativa espressa come frazione dell'unità;

Per valori della densità relativa D_r inferiori a 50% e per materiali ghiaioso-sabbiosi le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

- b. Denver (1982)

Il metodo è valido per sabbia e ghiaia e sabbia pulita. La relazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{SPT} ad una diminuzione del modulo elastico con la profondità.

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E' = B \cdot \sqrt{N_{60}} \quad [\text{MPa}]$$

con il parametro B pari a 7 MPa. La relazione va considerata inattendibile per N_{SPT} molto bassi o molto alti. Nel primo caso il modulo elastico risulta troppo elevato, nel secondo caso troppo basso.

6.2 PROVA PENETROMETRICA STATICA

La prova penetrometrica statica prevede l'avanzamento verticale nel terreno, a velocità costante ($v \approx 2$ cm/s), di una punta conica standardizzata (diametro 35,7 mm e angolo di apertura 60°).

Le prove penetrometriche statiche possono essere eseguite con punta meccanica (CPT), con punta elettrica (CPTE) o con piezocono (CPTu).

Nella prova elettrica con piezocono (CPTu) si misurano, in modo fra loro indipendente, la pressione alla punta, lo sforzo tangenziale laterale e la sovrappressione interstiziale durante l'avanzamento.

La prova penetrometrica statica è la prova preferibile per ottenere le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci nei terreni granulari e in tensioni totali in quelli fini poco permeabili. Consente inoltre di stimare il modulo elastico. La prova è particolarmente utile per riconoscere la stratigrafia del deposito.

Nella prova CPTu, tutte le correlazioni con i parametri meccanici si basano sul valore corretto della resistenza alla punta; la correzione, necessaria per tenere conto della posizione arretrata del filtro poroso rispetto alla punta, dipende esclusivamente dalla geometria costruttiva del dispositivo. La resistenza alla punta corretta (q_t) da utilizzare per le diverse interpretazioni, si ottiene nel modo seguente:

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2 \quad \text{Resistenza della punta corretta}$$

dove $\alpha = A_N/A_C$, A_C è l'area del cono e A_N è l'area netta del cono, pari a 0,66 per la strumentazione utilizzata nelle indagini.

Per determinare i parametri meccanici dei terreni Robertson (1990) ha proposto l'uso di tre parametri normalizzati rispetto allo stato tensionale litostatico, che sono così definiti:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

dove σ_{v0} e σ'_{v0} sono i valori delle tensioni verticali geostatiche, rispettivamente totali ed efficaci calcolati assumendo un valore costante $\gamma = 19$ kN/m³ per il peso di volume dei terreni attraversati dalla punta.

6.2.1 Riconoscimento stratigrafico (I_c)

A partire dal profilo penetrometrico ottenuto con la prova CPTu è possibile riconoscere la litologia dei terreni applicando la correlazione proposta da Robertson e Wride (1993) per l'indice di comportamento I_c :

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q_t)^2 + (1,22 + \log F_r)^2}$$

ed utilizzando la classificazione dei valori riportata in Tabella 6.2.

Tabella 6.2: Classificazione del terreno in funzione dell'indice di comportamento I_c per le prove CPTu

Classificazione del terreno	Sabbie ghiaie	Sabbie	Terreni a matrice sabbiosa	Terreni a matrice limosa	Argille	Terreni organici
Valore di I_c	$I_c < 1,31$	$1,31 < I_c < 2,05$	$2,05 < I_c < 2,60$	$2,60 < I_c < 2,95$	$2,95 < I_c < 3,60$	$I_c > 3,60$

6.2.2 Resistenza non drenata (c_u)

Nei terreni a grana fine si ottiene il profilo della coesione non drenata in funzione della resistenza alla punta applicando una relazione semi-empirica che deriva dall'espressione della capacità portante di un palo infisso. La resistenza non drenata è funzione della resistenza unitaria alla punta corretta q_t , della tensione verticale totale alla profondità di prova e del fattore di capacità portante N_{kt} :

$$c_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

Il fattore N_{kt} è particolarmente variabile in quanto dipende dalla storia tensionale del deposito e presenta valori compresi tra 11 e 20 per terreni normalmente consolidati e pari a 25 in quelli sovraconsolidati.

Secondo Robertson il coefficiente N_{kt} , largamente influenzato dalla sensitività del terreno, oltre che dalla rigidezza e dal grado di consolidazione, può essere legato al rapporto di frizione normalizzato F_r nel seguente modo:

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \cdot \log(F_r)$$

Seguendo le indicazioni di Robertson, nelle successive elaborazioni è stato considerato un valore di $N_{kt} = 14$.

In tutti i casi, considerata la grande variabilità del fattore di capacità portante, la prova consente solo una stima preliminare e molto approssimata della resistenza non drenata; una calibrazione dei risultati può però ottenersi attraverso il confronto con i valori della resistenza non drenata ottenuti dalle prove di laboratorio.

6.2.3 Modulo edometrico (M)

Il modulo edometrico (M) può essere stimato dai risultati di prove CPTu attraverso la relazione empirica di Robertson (2009):

$$M = \alpha_M \cdot (q_t - \sigma_v)$$

dove il parametro α_M è legato alla resistenza totale normalizzata Q_{tn} e all'indice di riconoscimento stratigrafico I_c . In particolare si ha:

se $I_c > 2,2$ (terreni a grana fine)

$$\alpha_M = 14 \text{ per } Q_{tn} > 14;$$

$$\alpha_M = Q_{tn} \text{ per } Q_{tn} \leq 14.$$

$$\text{con } Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_v)}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}}\right)^n \quad e \quad n = 0,381 \cdot I_c + 0,05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right) - 0,15$$

se $I_c \leq 2,2$ (Terreni granulari)

$$\alpha_M = 0,03 \cdot 10^{0,55 \cdot I_c + 1,68}$$

6.2.4 Modulo a piccole deformazioni (G_0)

Il valore del modulo di taglio G_0 può essere stimato attraverso correlazioni empiriche che dipendono dalla storia tensionale del deposito. Per terreni olocenici e pleistocenici non cementati alcuni autori (Eslaamizaad and Robertson, 1996; Schnai, 2005) hanno stabilito la seguente correlazione fra G_0 , I_c , q_t e stato tensionale:

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0,0188 \cdot 10^{0,55 \cdot I_c + 1,68}$$

sulla base dei risultati di prove CPT sismiche (SCPT) con cui è possibile misurare la velocità delle onde di taglio (V_s).

6.2.5 Angolo di attrito (φ')

In letteratura sono presenti diversi metodi (teoria della capacità portante, teoria dell'espansione della cavità e metodi empirici) per determinare l'angolo di attrito in termini di tensioni efficaci dai risultati di prove penetrometriche statiche. Comunemente, l'angolo di attrito viene ricavato attraverso correlazioni empiriche dedotte sulla base di sperimentazione in camera di calibrazione.

Jefferies and Been (2006) propongono per **sabbie pulite non cementate** con grani arrotondati, la seguente relazione:

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + [15,94 \cdot \log(Q_{tn,cs})] - 26,88$$

dove:

$$Q_{tn,cs} = K_c \cdot Q_{tn}$$

K_c è funzione dell'indice di comportamento I_c , in particolare:

per $I_c \leq 2,50$ si ha $K_c = 1,0$

per $2,50 < I_c < 2,70$ si ha $K_c = 6 \cdot 10^{-7} \cdot (I_c)^{16,76}$

Nelle successive elaborazioni è stato considerato un valore di $\varphi'_{cv} = 32^\circ$.

6.2.6 Densità relativa (D_r)

La densità relativa rappresenta uno dei principali parametri per caratterizzare il comportamento meccanico dei terreni granulari e rappresenta il suo stato di addensamento in modo normalizzato. D_r è definita dalla seguente relazione:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

dove e_{max} e e_{min} rappresentano l'indice dei vuoti corrispondente al minimo e al massimo stato di addensamento determinabili sperimentalmente ed e è l'indice dei vuoti del terreno in sito. I numerosi studi svolti in camera di calibrazione hanno mostrato che la resistenza alla punta nella prova CPT è legata alla densità relativa, allo stato tensionale efficace e alla dimensione dei grani. Sulla base dei risultati effettuati in camera di calibrazione sulle sabbie del Ticino, Baldi *et al.* (1986) propongono la seguente relazione:

$$D_r = \left(\frac{1}{C_2}\right) \ln\left(\frac{Q_{cn}}{C_0}\right)$$

dove, per sabbie quarzose, normal consolidate e non cementate $C_0=15,7$ e $C_2=2,41$.

Kulhawy e Mayne (1990) suggeriscono una semplificazione della precedente relazione proponendo:

$$D_r^2 = \frac{Q_{cn}}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A}$$

dove:

$$Q_{cn} = \frac{q_t/p_a}{(\sigma_{vo}/p_a)^{0,5}}$$

Q_c : fattore di compressibilità; varia da 0,90 (bassa compressibilità) a 1,10 (alta compressibilità);

Q_{OCR} : fattore del grado di sovraconsolidazione, pari a $OCR^{0,18}$;

Q_A : fattore tempo pari a $1,2+0,05\log(t/100)$.

La relazione precedente può essere ulteriormente semplificata in:

$$D_r^2 = \frac{Q_{tn}}{k_{DR}}$$

dove:

$k_{DR} = 350$ per sabbie medie, pulite e non cementate

$k_{DR} = 300$ per sabbie fini;

$k_{DR} = 400$ per sabbie grossolane.

6.2.7 Modulo elastico operativo (E_s)

Dalla prova CPT si può stimare il modulo elastico del terreno. Tuttavia, le correlazioni tra la resistenza alla punta e il modulo di Young (E_s) sono molto sensibili alla storia geologica e allo stato tensionale del terreno. Una stima valida del modulo elastico per sabbie silicee non cementate corrispondente ad una deformazione mobilitata pari a circa 0,1% è così definita:

$$E_s = (q_t - \sigma_v) \cdot 0,015 \cdot 10^{0,55 \cdot I_c + 1,68}$$

Tale relazione è applicabile a terreni con $I_c < 2,6$.

6.2.8 Caratteristiche di permeabilità

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche, è possibile eseguire le prove di dissipazione da cui determinare le caratteristiche di permeabilità. Le prove di dissipazione sono eseguite misurando la variazione della sovrappressione interstiziale nel tempo dopo aver arrestato l'avanzamento del piezocono a determinate profondità. La velocità di dissipazione è legata al coefficiente di consolidazione orizzontale del terreno attorno alla punta. Il coefficiente di consolidazione orizzontale c_h può essere calcolato mediante la seguente relazione (Houlsby e Teh, 1988):

$$c_h = \frac{T \cdot r^2 \cdot I_r^{0,5}}{t_{50}}$$

dove:

- T è il fattore tempo pari a 0,245;
- r è il raggio del piezocono;
- I_r è l'indice di rigidità (rapporto tra il modulo di taglio G e la resistenza non drenata, c_u);
- t_{50} è il tempo necessario a determinare lo sviluppo del 50% della consolidazione, (costruzione di Robertson e Campanella, 1989).

Inoltre, è possibile trovare il valore del coefficiente di permeabilità orizzontale k_h dalla definizione del coefficiente di consolidazione nel caso di filtrazione monodimensionale:

$$k_h = \frac{c_h \cdot \gamma_w}{M}$$

dove:

- γ_w è il peso di volume dell'acqua;
- M è il modulo edometrico.

6.3 PROVA DMT

La prova dilatometrica DMT, introdotta originariamente da Marchetti (1980), consiste nell'espansione in direzione orizzontale di una membrana metallica posta sulla faccia di una lama d'acciaio che viene spinta nel terreno attraverso una batteria di aste. Raggiunta la posizione di prova, la membrana viene spinta contro terra per mezzo dell'azione di un gas e si misurano due valori caratteristici della pressione applicata:

Valore A: è la pressione di distacco o lift-off necessaria per controbilanciare lo sforzo litostatico e determinare il primo distacco della membrana dal supporto;

Valore B: è la pressione che determina l'espansione della membrana di 1,1 mm in corrispondenza del centro.

Dai valori di A e B, con l'impiego delle relazioni riportate in Tabella 7 si ricavano due valori di pressione caratteristici, p_0 e p_1 e calcolare i seguenti "parametri indice":

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad \text{Indice di materiale}$$

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{(\sigma'_{v0})} \quad \text{Indice di spinta orizzontale}$$

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad \text{Modulo Dilatometrico}$$

L'indice di materiale I_D permette di distinguere la granulometria del deposito in base ai campi riportati in Tabella 6.3:

Tabella 6.3: Classificazione del terreno in funzione dell'indice di materiale I_D per le prove DMT

Classificazione del terreno	Argilla	Limo	Sabbia
Valore di I_D	$0,1 < I_D < 0,60$	$0,60 < I_D < 1,80$	$I_D > 1,80$

Le correlazioni riportate nella Tabella 6.4 consentono invece di stimare le seguenti proprietà dei terreni:

c_u	Resistenza al taglio non drenata	(terreni a grana fine)
M	Modulo edometrico	(terreni a grana fine o incoerenti)
K_0	Coefficiente di spinta a riposo	(terreni a grana fine)
OCR	Grado di sovraconsolidazione	(terreni a grana fine)
φ'	Angolo di resistenza al taglio	(terreni incoerenti)

Tabella 6.4: Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001)

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
p_0	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Z_M = Lettura al manometro quando "aperto" all'atm. Se ΔA , ΔB sono misurate con lo stesso manometro usato per le letture A, B correnti, porre $Z_M = 0$ (Z_M è compensata)
p_1	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u_0 = pressione neutra pre-inserimento
K_D	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = tensione geostatica pre-inserimento
E_D	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E_D NON è un modulo di Young E. E_D deve essere usato solo DOPO averlo combinato con K_D (Storia Tensionale). Prima ricavare $M_{DMT} = R_M E_D$, poi ad es. $E \approx 0.8 M_{DMT}$
K_0	Coeff. Spinta Orizz. in Sito	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	per $I_D < 1.2$
OCR	Rapp. di Sovraconsolidazione	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	per $I_D < 1.2$
c_u	Res. al Taglio Non Drenata	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	per $I_D < 1.2$
Φ'	Angolo di Resistenza al Taglio	$\Phi'_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	per $I_D > 1.8$
c_h	Coeff. di Consolidazione	$c_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	t_{flex} da curva di decadimento A-log t da DMTA
k_h	Coeff. di Permeabilità	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ ($M_h \approx K_0 M_{DMT}$)	
γ	Peso di Volume	(vedi grafico in TC16 2001)	
M	Modulo Verticale Drenato Confinato	$M_{DMT} = R_M E_D$	
		se $I_D \leq 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
		se $I_D \geq 3$	$R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
		se $0.6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
		se $K_D > 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
	se $R_M < 0.85$	porre $R_M = 0.85$	
u_0	Pressione Neutra di Equilibrio	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	In terreni drenanti

Il modulo edometrico (M) e la resistenza non drenata (c_u) sono ritenuti i parametri più affidabili che si possono stimare da questa prova, mentre il valore dell'angolo d'attrito risulta più incerto.

6.4 PROVE PRESSIOMETRICHE DI TIPO MÈNARD (PMP)

La prova pressiométrica consente di misurare ad una determinata profondità alcune caratteristiche meccaniche dei terreni attraverso l'espansione di una membrana cilindrica flessibile. Nel caso di terreni a grana fine l'interpretazione della prova pressiométrica si basa sull'ipotesi che il materiale risponda alla sollecitazione di espansione della sonda in condizioni non drenate. La prova consente di determinare:

- la tensione litostatica orizzontale (σ_{h0})
- il modulo di deformazione (modulo pressiométrico, E_m)
- la pressione di rottura del terreno (PI)

La tensione litostatica orizzontale può essere valutata attraverso la stima della pressione di ricomprensione, cioè della pressione necessaria a riportare le pareti del foro nella configurazione iniziale. La valutazione viene fatta interpretando il grafico fra pressione e deformazione di espansione del foro.

Le prove forniscono una stima dei parametri di deformabilità, in particolare del modulo pressiométrico (E_m), ricavabile dalla pendenza media della curva pressiométrica in corrispondenza del cosiddetto tratto elastico. Individuato il tratto rettilineo della curva, si può stimare il modulo pressiométrico normalizzato di Ménard (E_m) attraverso la relazione:

$$E_m = 2 \times (1 + \nu) \times V_m \times \Delta P / \Delta V$$

nella quale:

- V_m volume medio della cella nel tratto pseudo-elastico
- ΔP variazione di pressione nel tratto pseudo-elastico
- ΔV variazione di volume nel tratto pseudo-elastico

Per elaborare i risultati della prova il valore del modulo di Poisson (ν) è usualmente preso pari a 0,33 anche se, a rigore, sarebbe funzione del tipo di terreno.

Dal modulo pressiométrico è possibile ricavare il modulo di edometrico (Briaud, J.L., 1992) con relazioni semi-empiriche in cui si utilizza un coefficiente di correlazione empirico " α ", definito "coefficiente reologico", dipendente principalmente dalla natura del terreno e dal suo grado di sovraconsolidazione:

$$M = E_m / \alpha$$

con $0,25 < \alpha < 1$ (Tabella 6.5).

Tabella 6.5: Coefficienti per la correlazione tra modulo pressiométrico e modulo edometrico

Tipo di terreno	Limo		Sabbia		Sabbia e ghiaia	
	E_i / P'_{lim}	α	E_i / P'_{lim}	α	E_i / P'_{lim}	α
Sovraconsolidato	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalconsolidato	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Alterato o rimaneggiato	---	1/2	---	1/3	---	1/4

Il modulo determinato attraverso il pressiometro Menard può essere associato ad un campo di deformazione di taglio fra 0,4 e 1 %.

La pressione di rottura permette la stima della coesione non drenata (c_u). In accordo ad Amar e Jezequel (1972), il valore della coesione non drenata può essere stimato, in MPa, attraverso le seguenti correlazioni:

$$c_u = P' / 5,5 \quad \text{se } P' < 0,3 \text{ MPa}$$

$$c_u = P' / 10 + 0,025 \quad \text{se } P' > 0,3 \text{ MPa}$$

dove P' è la pressione limite netta.

6.5 PROVA DOWN HOLE

Le prove geofisiche in foro permettono di definire i profili di velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), misurando il tempo necessario a percorrere una distanza nota.

Nella prova Down Hole una sorgente meccanica in superficie produce sollecitazioni verticali (per la generazione di onde di compressione P) e orizzontali (per onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH) e l'istante di primo arrivo del treno di onde elastiche viene identificato da un sistema formato da una catena di sensori a cinque componenti di spostamento, disposti a profondità note all'interno di un sondaggio strumentato.

Nell'interpretazione della prova si suppone che il volume di terreno, interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo e isotropo.

Una volta definiti i tempi di arrivo delle onde elastiche, ed essendo nota la distanza fra sorgente/trasmittitore e ricevitore si calcolano le velocità delle onde longitudinali (V_p) e trasversali (V_s). I risultati si rappresentano sotto forma di diagrammi di velocità in funzione della profondità. Indicando con V_p e V_s rispettivamente la velocità delle onde longitudinali e trasversali e con ρ la massa volumica del materiale, è possibile calcolare:

- ✓ ν_{dyn} : coefficiente di Poisson dinamico;
- ✓ G_0 : modulo elastico trasversale dinamico;
- ✓ E_0 : modulo elastico longitudinale dinamico.

In un mezzo poroso saturo, le onde di compressione assumono la velocità di propagazione dell'onda nel mezzo fluido, mentre la velocità delle onde di taglio V_s dipende dalla rigidezza a piccole deformazioni del mezzo G_0 attraverso le formule:

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} \cdot (V_s)^2 \quad ; \quad E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

con γ = peso di volume e ν' = coefficiente di Poisson.

Infine utilizzando la relazione proposta da Evison (1956), è possibile valutare il coefficiente di Poisson in funzione dei rapporti di velocità V_p / V_s :

$$\nu_{dyn} = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

7 SINTESI DEL QUADRO GEOLOGICO

7.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Dal punto di vista geologico l'area oggetto del presente studio, collocata a sud ovest dell'abitato di Fiumicino, appartiene al comprensorio del Delta Tiberino. Come buona parte delle coste pianeggianti italiane, è un'area geologicamente giovane, con molte evidenze riferibili alle variazioni a scala globale del livello del mare durante l'Olocene e una morfologia dettata dall'apporto del fiume Tevere e delle correnti marine costiere.

La formazione del Delta Tiberino inizia circa 1 milione di anni fa ed è stata originata da una progressiva emersione della regione causata dal magma in risalita nella crosta superficiale, che successivamente ha portato, nel Pleistocene, all'attività vulcanica nelle regioni potassiche della Provincia Comagmatica Romana.

L'assetto stratigrafico del delta è notevolmente complesso e legato agli eventi di tre principali fasi (Bellotti e Tortora, 1996, I Sedimenti sul fondale del delta del fiume Tevere. Boll. Soc. Geol. Italiana, 115 (1996), 449-458):

- ✓ Periodo di stazionamento basso del mare (circa 20.000 anni fa), quando la piattaforma continentale era in gran parte emersa;
- ✓ Risalita del livello del mare con completa erosione del paleo-delta di basso stazionamento e forte sedimentazione all'interno della valle glaciale incisa dal fiume Tevere. Tale valle ospitava un complesso barriera-laguna con delta lagunare;
- ✓ Stabilizzazione del livello del mare (circa 5-6000 anni fa) con forte colmamento dell'antica laguna, e progressione delle foci fluviali che raggiunsero la barriera litorale così che gli apporti solidi venivano riversati direttamente in mare. Da questo momento inizia la storia più recente del delta con progressivo accrescimento e spostamento verso mare della linea di costa fino al raggiungimento dell'attuale configurazione arcuata dell'apparato emerso. Numerose testimonianze archeologiche e fonti storiche scandiscono il ritmo temporale della progradazione recente che ha determinato un avanzamento di circa 4 km dell'apice deltizio.

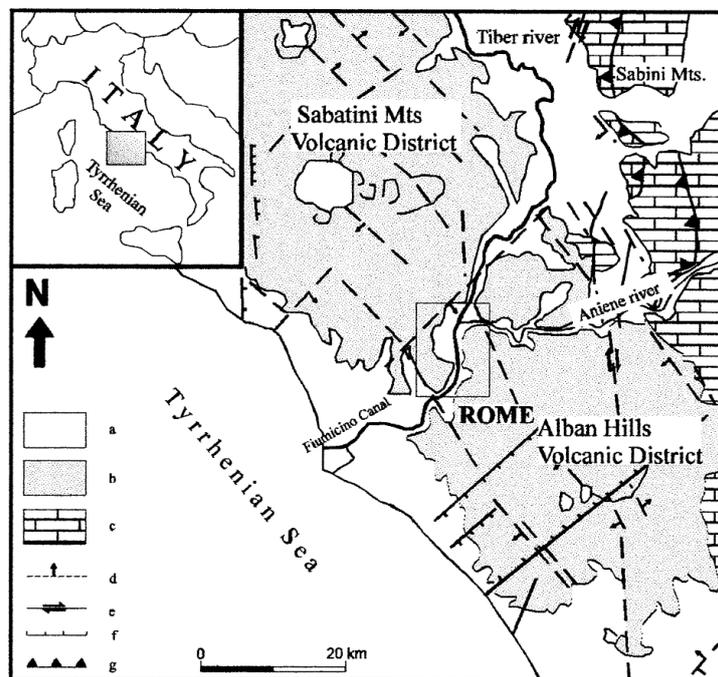


Figura 7.1: Mappa geologica dell'area circostante Roma

7.2 CONTESTO GEOLOGICO DELL'AREA DI FIUMICINO

Il contesto geologico dell'Area di Fiumicino è fortemente legato all'attività vulcanica e tettonica descritta in precedenza. In particolare, si verifica un'anomalia geotermica regionale fino a 150-200 mW/m² vicino a Roma e nella zona di Fiumicino vicino alla costa, probabilmente a causa di un assottigliamento della crosta e alla possibile presenza di intrusioni magmatiche in profondità. Le faglie dirette (o di estensione) con direzione NO-SE e le faglie di scorrimento (trascorrenti) con direzione NE-SO e N-S (Figura 7.2) possono agire come percorsi preferenziali dei fluidi per raggiungere la superficie e, in alcuni casi, possono anche causare una moderata sismicità (MI 2-2,5).

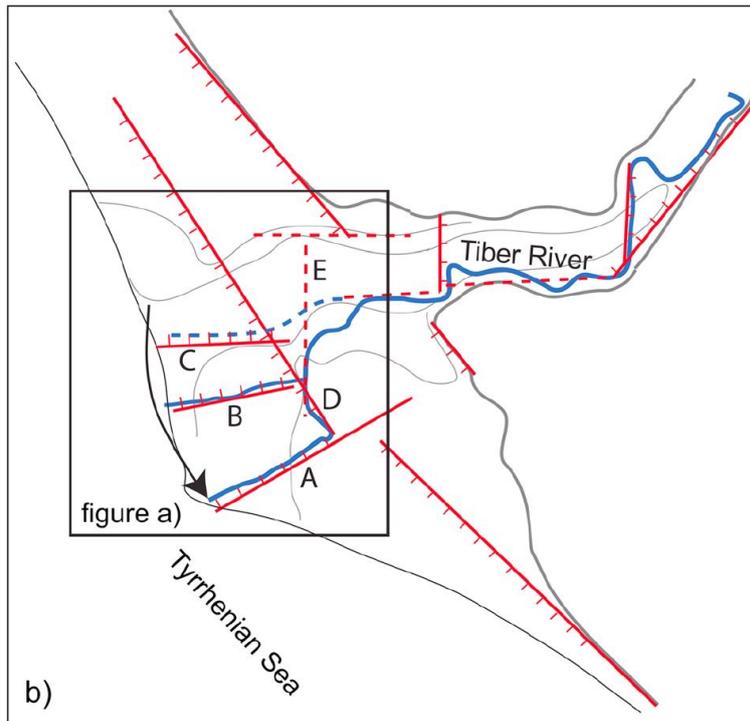


Figura 7.2: Principali faglie della zona tra Fiumicino e Roma

La ricostruzione dell'evoluzione dell'area descritta in precedenza fornisce un'efficace chiave di lettura dei depositi evidenziati nelle sezioni litostratigrafiche dell'area deltizia proposte da Bellotti et al. (1995) e mostrati in Figura 7.3 e Figura 7.4.

La sezione parallela alla costa più prossima all'area portuale indica la presenza di uno strato superficiale di sabbie, quindi un deposito di peliti sabbiose di notevole spessore che insistono su depositi fluviali pleistocenici. L'unità più profonda, invece, è costituita da argilla e limo argilloso appartenenti al Basso Pleistocene; l'unità intermedia è formata da ghiaia e ghiaia sabbiosa del Medio Pleistocene, è lo strato più permeabile e ospita una falda acquifera sotterranea in cui il gas in risalita può accumularsi.

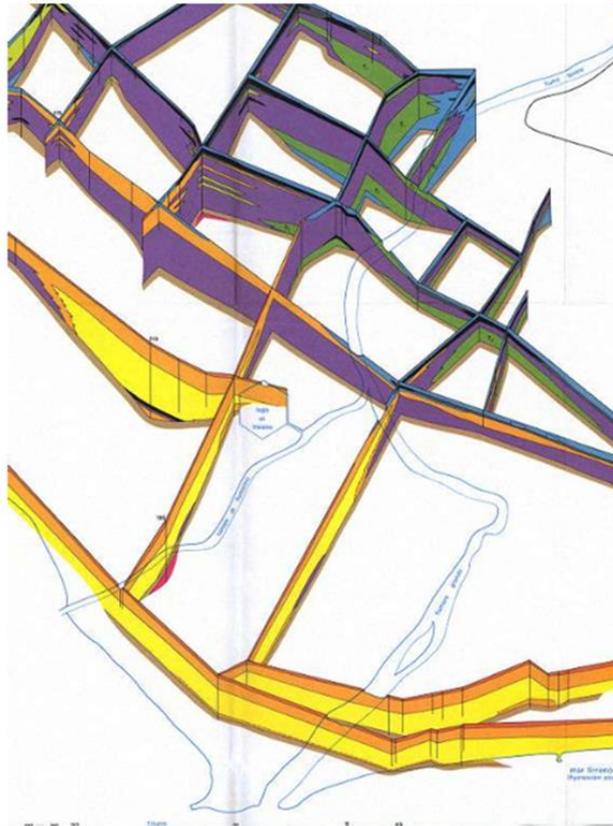


Figura 7.3: Sezioni litostratigrafiche in area deltizia del fiume Tevere

Fonte: Bellotti (1995)



Figura 7.4: Legenda delle sezioni litostratigrafiche di Figura 7.3

7.3 IDROCARBURI NEL SOTTOSUOLO

La presenza di idrocarburi all'interno dei depositi sedimentari profondi dell'area del Delta Tiberino è nota dalle esplorazioni petrolifere condotte durante gli anni 1970 e 2000 da diverse compagnie (ad esempio: Nord Petrolio, 2002, e Ascent Resources, 2009). Negli anni si sono anche verificate diverse fuoriuscite di gas da pozzi poco profondi sia nell'area a terra che a mare, a 400 m dalla costa.

Nel 1890 si sono verificate improvvise fuoriuscite di gas nella città di Ostia (situata a circa 30 km da Roma) durante la trivellazione di un foro di perforazione a 124 m e 194 m sotto la superficie del suolo. Il gas era ricco di idrocarburi. Nel 1925, si è verificata una violenta fuoriuscita di gas nella zona urbana di Fiumicino (situata a 3 km a nord Ostia e circa 30 km da Roma), durante la perforazione per una pila portante necessaria alla costruzione di una fabbrica di vetro. Il foro ha raggiunto una profondità di circa 40 m e il liquido fuoriuscito consisteva in una miscela di gas e fango. L'eruzione durò 24 ore e dopo 5 giorni numerose perdite di gas, tra cui bolle in acqua stagnante, si verificarono durante gli scavi per la costruzione della fabbrica. L'analisi di composizione del gas, eseguita utilizzando la strumentazione disponibile in quel periodo, indicava una concentrazione elevata di CO₂ (circa 97 vol%), senza solfuro di idrogeno (H₂S), e ad alta radioattività. Il gas è stato considerato di origine "vulcanica" e legato al vulcano adiacente Alban Hills, piuttosto che alla decomposizione di depositi di materia organica nel sottosuolo.

Questa interpretazione è stata confermata solo recentemente utilizzando un'analisi degli isotopi di carbonio della CO₂ nel 2005, quando si è verificato uno scoppio di gas ricco di CO₂ da un pozzo poco profondo situato a Fiumicino. Recentemente, il 24 agosto 2013, si è verificata una violenta venuta di gas dal suolo (apparentemente dopo perforazioni poco profonde) in una zona situata a pochi metri dal complesso dell'Aeroporto Internazionale di Roma "Leonardo da Vinci" (situato a 15 km a sud-ovest di Roma; FGV in Figura 7.5).

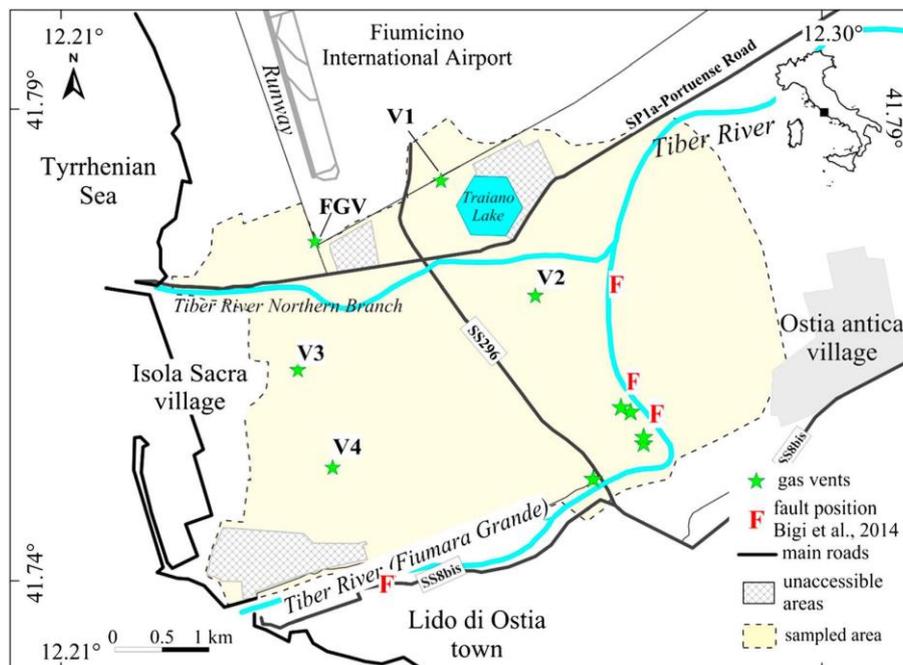


Figura 7.5: Localizzazione delle fuoriuscite di gas

7.4 MODELLO STRATIGRAFICO LOCALE

Le campagne di indagine svolte a mare, sul terreno di sedime delle opere portuali, confermano pienamente il modello stratigrafico generale individuato a più grande scala nell'area.

La stratigrafia locale è caratterizzata dalla successione di un banco superficiale di sabbia, seguito da un potente deposito di argille soffici a sua volta sovrapposto a depositi fluviali pleistocenici, incoerenti. In particolare, il deposito sabbioso superficiale ha uno spessore di circa 7 m lungo la linea di battigia che si riduce verso il largo, dove risulta circa 4 m sulla batimetrica 7/8 m e nullo quando il fondale è circa 12/15 m. Il deposito argilloso presenta circa 30 m di spessore. I depositi fluviali pleistocenici, si ritrovano mediamente alla profondità di 43/44 m da l.m.m., risultano raggiunti solo marginalmente da alcuni sondaggi e si presentano generalmente incoerenti.

Il modello stratigrafico di riferimento è quindi schematizzabile come:

UNITÀ A: Sabbie fini e medie, mediamente addensate, talvolta limose, di spessore compreso tra 3,5 e 6 m lungo lo sviluppo del molo Traiano e tra 7 e 12 m per il molo Claudio, spostandosi verso il radicamento di quest'ultimo; le indagini indicano che la base del deposito sabbioso è praticamente orizzontale nell'area di interesse e si colloca con buona approssimazione a 12 m da l.m.m.;

UNITÀ B: Argille limose e limi argillosi, con lenti e intercalazioni da centimetriche a decimetriche di sabbia fine. Tali livelli sono più frequenti al tetto del deposito mentre risultano più rarefatti in profondità; il deposito si estende fino a circa 43/44 m da l.m.m.;

UNITÀ C: Depositati fluviali pleistocenici, generalmente incoerenti e addensati; questa unità è stata indagata solo marginalmente da alcuni sondaggi perché, quando attraversata, ha dato chiara evidenza della presenza di gas metano.

8 SEZIONI GEOTECNICHE

Lo studio geologico elaborato per il progetto, di cui una sintesi è riportata al precedente Capitolo 7, permette di interpretare agevolmente i risultati delle campagne di indagine con l'identificazione delle principali unità geotecniche presenti nell'area interessata dalle opere e le sezioni stratigrafiche di riferimento.

8.1 RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE

Nel sottosuolo indagato sono stati riconosciuti cinque distinti depositi di terreno sciolto che, dall'alto verso il basso, possono essere come di seguito descritti:

- ✓ Unità antropica (MMG): presente nelle aree di riempimento del molo Traiano (area 5) e nell'onshore area; si tratta di terreni a grana grossa che includono una matrice di terreno più fine;
- ✓ Unità fangosa (Ib): presente sull'area più vicina alla linea di battigia (area 1); si possono classificare come terreni a grana fine di bassa permeabilità, caratterizzati da bassa/bassissima consistenza;
- ✓ Unità sabbiosa (Ia): si ritrova in tutte le aree indagate, anche se nell'area 4 assume spessori trascurabili; sono terreni prevalentemente sabbiosi, di medio-basso addensamento;
- ✓ Unità argillosa (IIa e IIb): si ritrova in tutte le aree indagate ed è caratterizzata da terreni prevalentemente a grana fine di bassa permeabilità e bassa consistenza;
- ✓ Unità ghiaiosa: sono terreni prevalentemente granulare che si trovano a profondità maggiori di 42,0/43,0 m l.m.m. e si caratterizza per la presenza di sacche metanifere; è stata raggiunta solo dai sondaggi S7 (2003) e ST1 (2009).

Tale articolazione stratigrafica è riconoscibile dalle immagini delle cassette catalogatrici che mostrano i carotaggi del sottosuolo per due sondaggi appartenenti alla nuova campagna di indagine, il primo relativo all'onshore area (BHT02) e il secondo relativo all'area 1 (BH02); la posizione dei sondaggi può essere ritrovata in Figura 5.2. Per chiarezza, nelle immagini, le porzioni di carotaggio attribuite ai diversi depositi riconosciuti sono riquadrate con una cornice di diverso colore, secondo la legenda riportata in figura con associate le rispettive denominazioni.

Inoltre, anche se le cassette catalogatrici non risultano reperibili, di seguito si riporta la suddivisione stratigrafica del sondaggio ST1, relativo alla campagna di indagine del 2009 e la cui ubicazione è indicata in Figura 5.2, in quanto arriva ad indagare la profondità dell'unità ghiaiosa. Si ritrovano:

- da +2,0 m da l.m.m a +0,4 m da l.m.m: riporto sabbioso (MMG)
- da +0,4 m l.m.m. a - 0,3 m l.m.m.: sabbia grossolana (Ia);
- da -0,3 m l.m.m. a -11,0 m l.m.m.: sabbia limosa (Ia);
- da -11,0 m l.m.m. a - 42,2 m l.m.m.: argilla limosa (IIb);
- da -42,2 m l.m.m. a - 43,0 m l.m.m.: sabbia e ghiaia (Unità ghiaiosa);
- da -43,0 m l.m.m. a - 44,2 m l.m.m.: argilla limosa (IIb);
- da -44,2 m l.m.m. a - 45,3 m l.m.m.: sabbia e ghiaia (Unità ghiaiosa);
- da -45,3 m l.m.m. a - 46,0 m l.m.m.: argilla limosa (IIb).

Le immagini in Figura 8.1 e Figura 8.2 si riferiscono alla stratigrafia del sondaggio BHT02. Si ritrovano:

- da +0,7 m da l.m.m a -1,4 m da l.m.m: riporto, sabbia fine (MMG)
- da -1,4 m l.m.m. a -5,3 m l.m.m.: sabbia con limo (Ia);
- da -5,3 m l.m.m. a -7,5 m l.m.m.: limo con sabbia (Ia);
- da -7,5 m l.m.m. a -9,3 m l.m.m.: sabbia con limo (Ia);
- da -9,3 m l.m.m. a -10,2 m l.m.m.: sabbia (Ia);
- da -10,2 m l.m.m. a -11,0 m l.m.m.: sabbia con limo (Ia);
- da -11,0 m l.m.m. a - 11,3 m l.m.m.; limo sabbioso (IIa);
- da -11,3 m l.m.m. a - 27,1 m l.m.m.: argilla limosa (IIb).

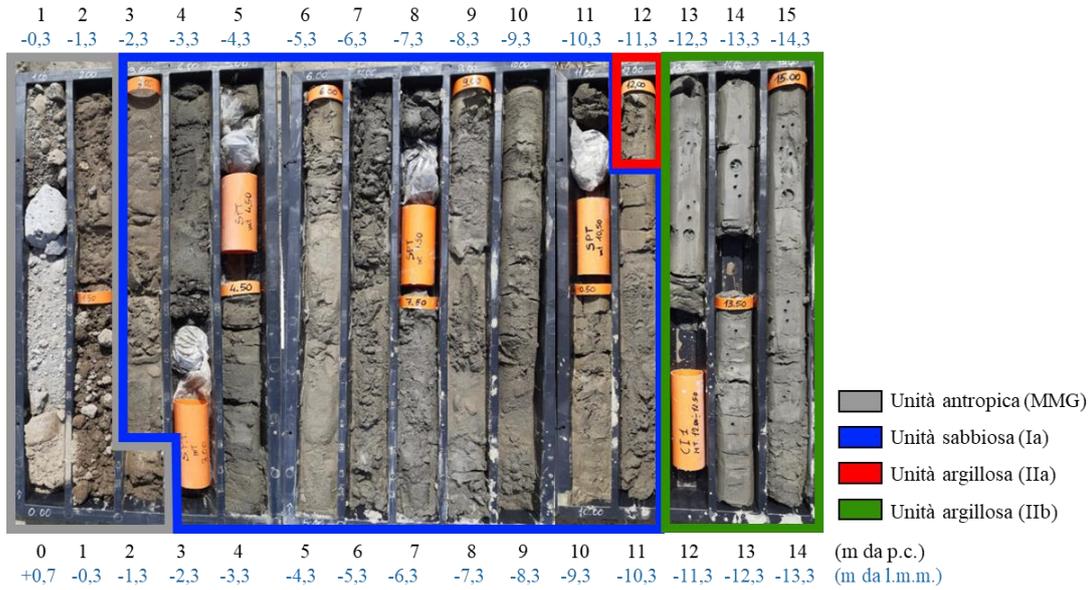


Figura 8.1: Sondaggio BHT02 (da 0 a 15 m da p.c.)

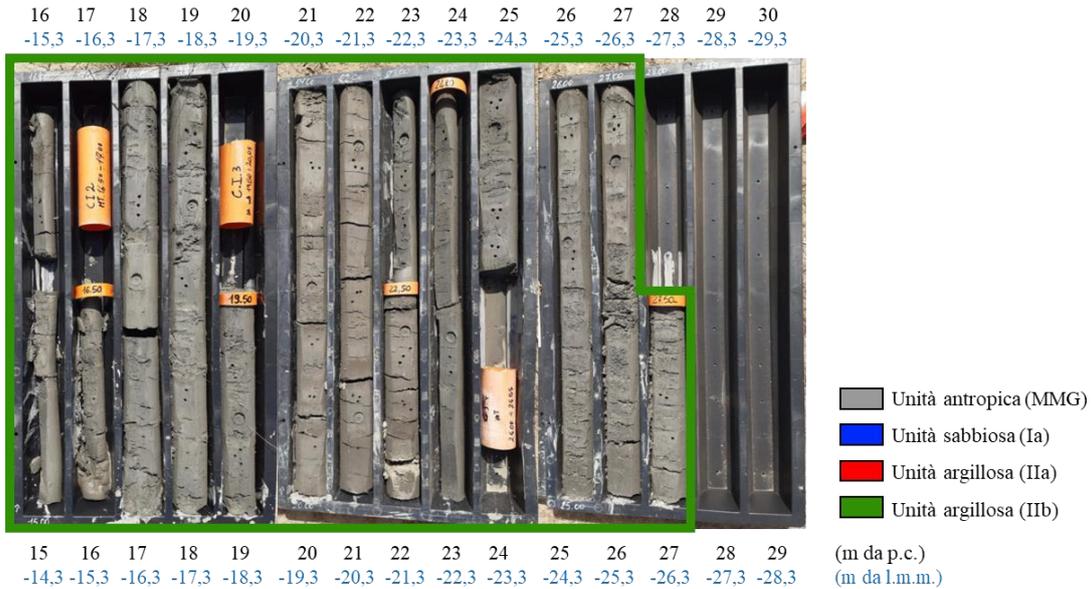


Figura 8.2: Sondaggio BHT02 (da 15 a 30 m da p.c.)

Le immagini in Figura 8.3 e Figura 8.4 descrivono il sondaggio BH02. Si ritrovano:

- da -3,9 m da l.m.m a - 5,1 m da l.m.m: limo argilloso (Ib);
- da -5,1 m l.m.m. a - 11,7 m l.m.m.: sabbia (Ia);
- da -11,7 m l.m.m. a - 14,2 m l.m.m.: limo sabbioso (IIa);
- da -14,2 m l.m.m. a - 15,2 m l.m.m.: sabbia limosa (IIa);
- da -15,2 m l.m.m. a - 17,2 m l.m.m.; limo argilloso (IIB);
- da -17,2 m l.m.m. a - 26,4 m l.m.m.; argilla limosa (IIB).

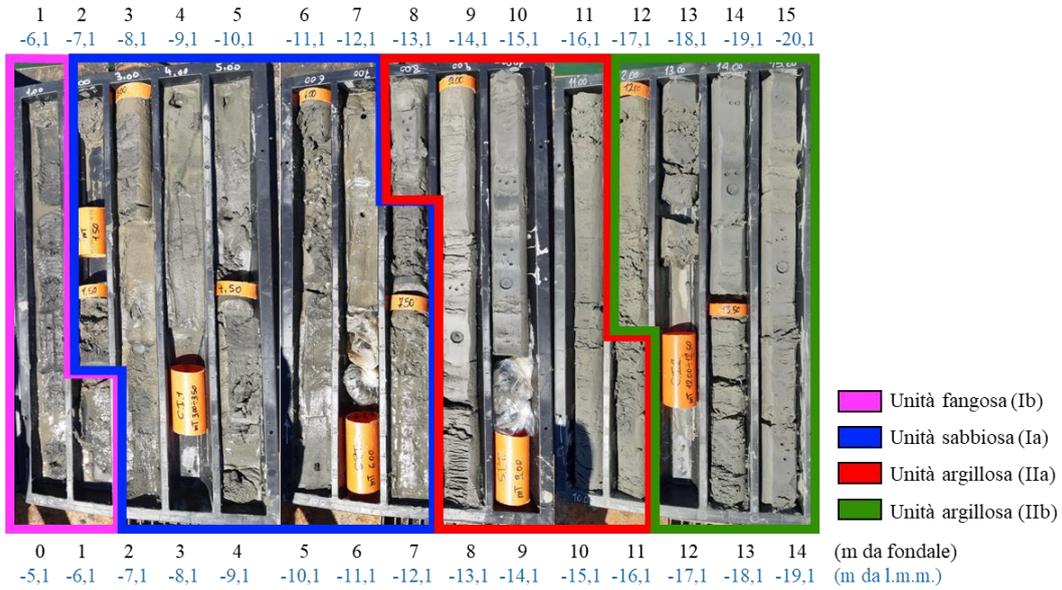


Figura 8.3: Sondaggio BH02 (da 0 a 15 m da fondale)

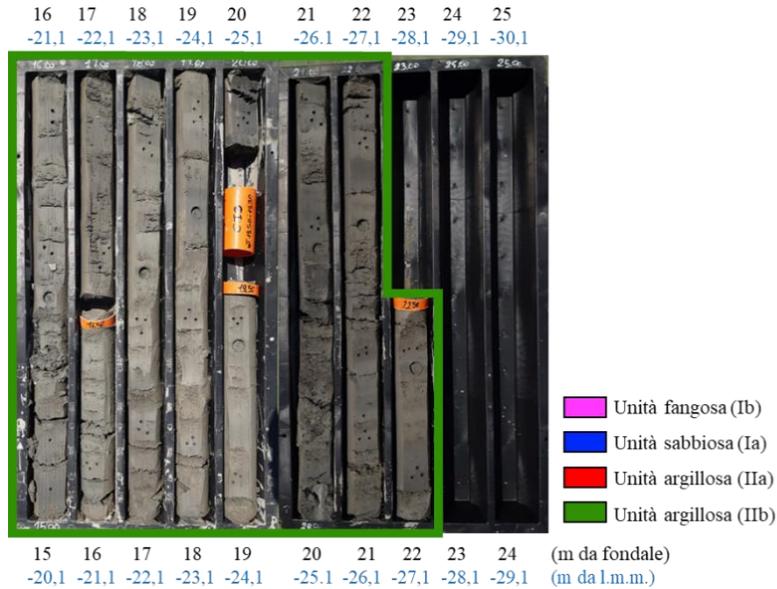


Figura 8.4: Sondaggio BH02 (da 15 a 25 m da fondale)

Per un confronto, dalla Figura 8.5 alla Figura 8.10, è riportato l'indice di comportamento I_c ottenuto attraverso le prove CPT, mentre in Figura 8.11 viene riportato l'indice di materiale I_D ottenuto dalle prove DMT, entrambi affiancati alle colonne stratigrafiche dei rispettivi sondaggi.

Si nota l'ottima coerenza tra le due metodologie utilizzate per distinguere i terreni prevalentemente a grana fine (Ib, IIa e IIb) dai terreni granulari (MMG e Ia).

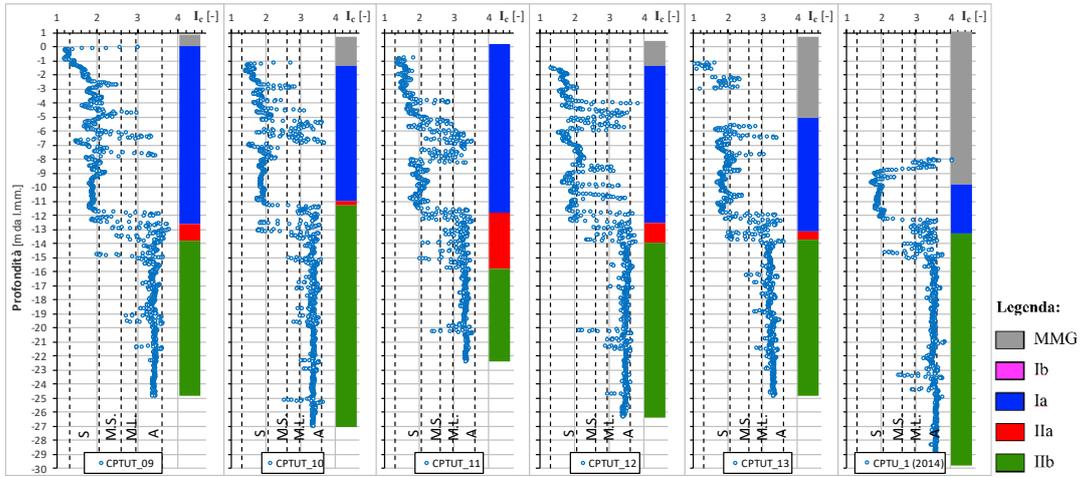


Figura 8.5: Indice di comportamento I_c da prove CPT (onshore area)

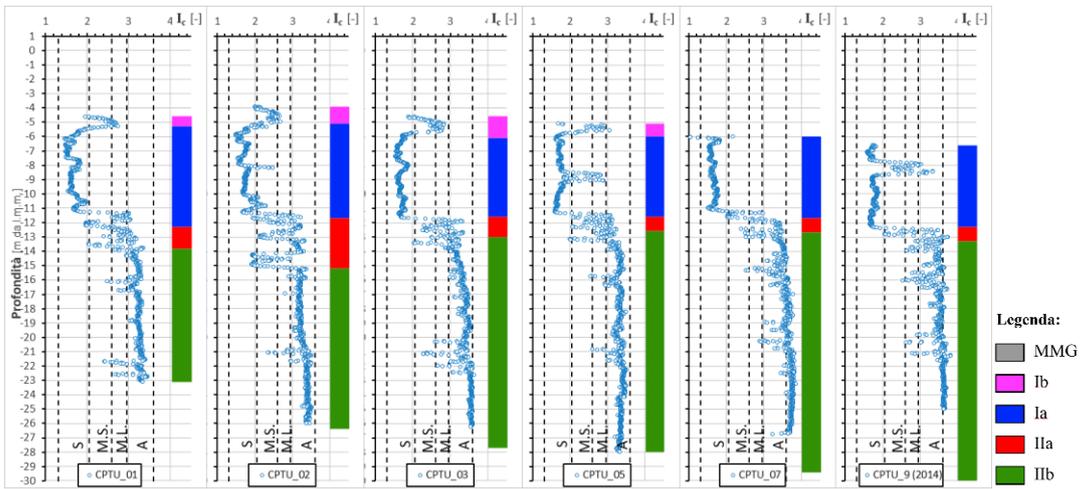


Figura 8.6: Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 1)

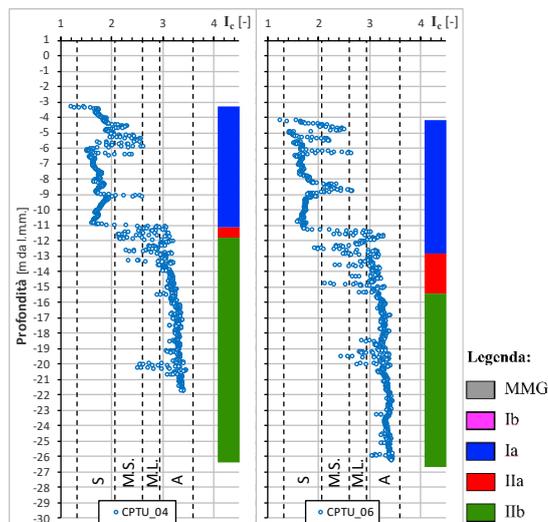


Figura 8.7: Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 2)

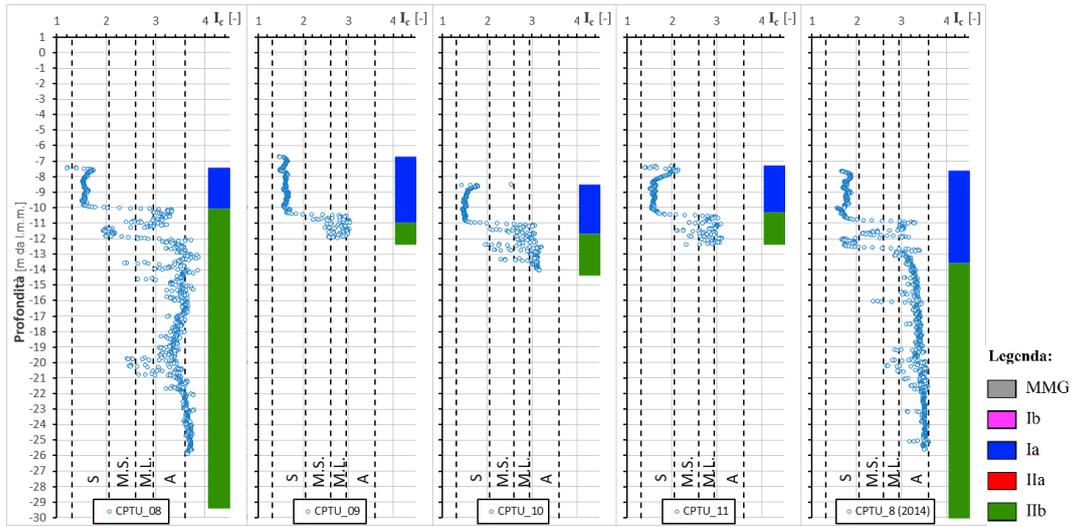


Figura 8.8: Indice di comportamento Ic da prove CPT (area 3)

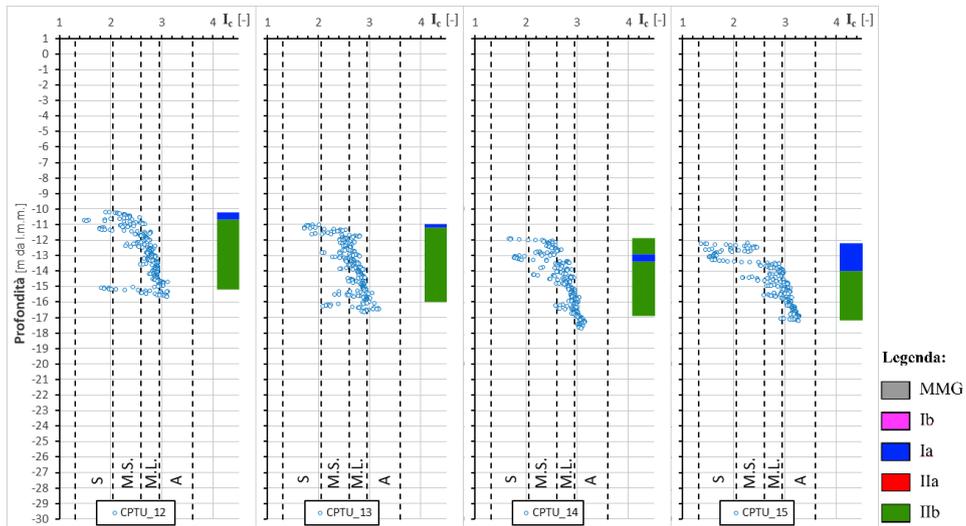


Figura 8.9: Indice di comportamento Ic da prove CPT (area 4)

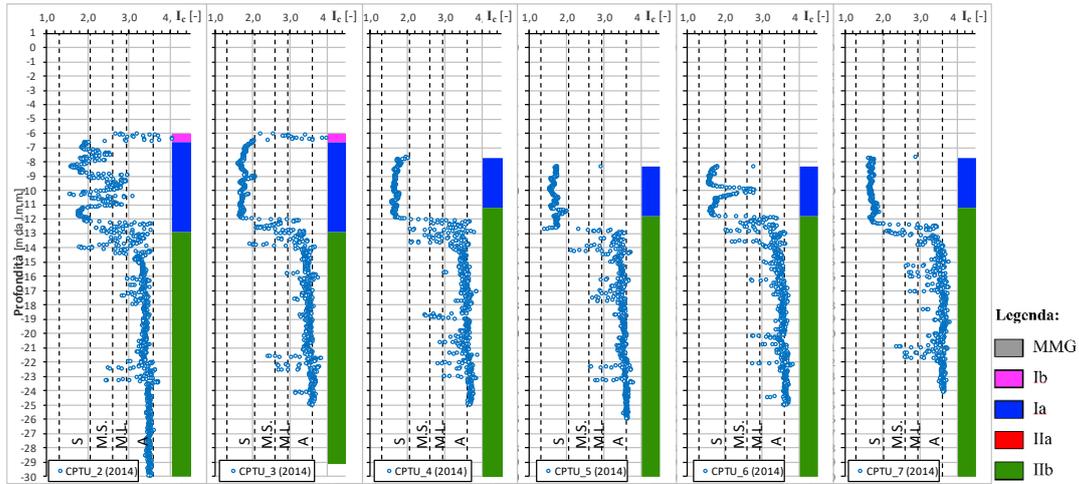


Figura 8.10: Indice di comportamento I_c da prove CPT (area 5)

Tabella 8.1: Classificazione del terreno secondo l'Indice di comportamento I_c delle prove di CPT

Classificazione del terreno	Sabbie ghiaie	Sabbie	Terreni a matrice sabbiosa	Terreni a matrice limosa	Argille	Terreni organici
Valore di I_c	$I_c < 1,31$	$1,31 < I_c < 2,05$	$2,05 < I_c < 2,60$	$2,60 < I_c < 2,95$	$2,95 < I_c < 3,60$	$I_c > 3,60$

Fonte: Robertson e Wride (1993)

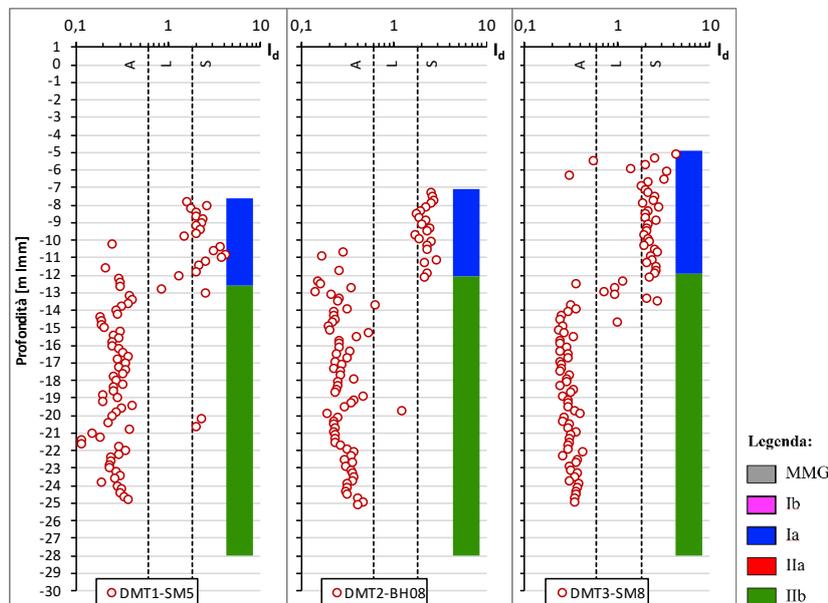


Figura 8.11: Indice di materiale I_d dalle prove: DMT1 (area 5), DMT2 (area 3) e DMT3 (area 2)

Tabella 8.2: Classificazione del terreno in funzione dell'indice di materiale I_D per le prove DMT

Classificazione del terreno	Argilla	Limo	Sabbia
Valore di I_D	$0,1 < I_D < 0,60$	$0,60 < I_D < 1,80$	$I_D > 1,80$

8.2 SEZIONI STRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE

Sulla base delle considerazioni illustrate nei paragrafi precedenti sono state ricostruite 5 sezioni litostratigrafiche AA', BB', CC', DD' e EE' con traccia indicata in planimetria e rappresentate da Figura 8.13 a Figura 8.15.

In sintesi, nell'area di progetto si ritrovano, in successione e con spessori variabili, i depositi antropici (MMG), il deposito di fango (Ib), il deposito a prevalenza sabbiosa (Ia), il pacchetto di terreni a grana fine (IIa e IIb) e l'unità ghiaiosa.



Figura 8.12: Planimetria di riferimento

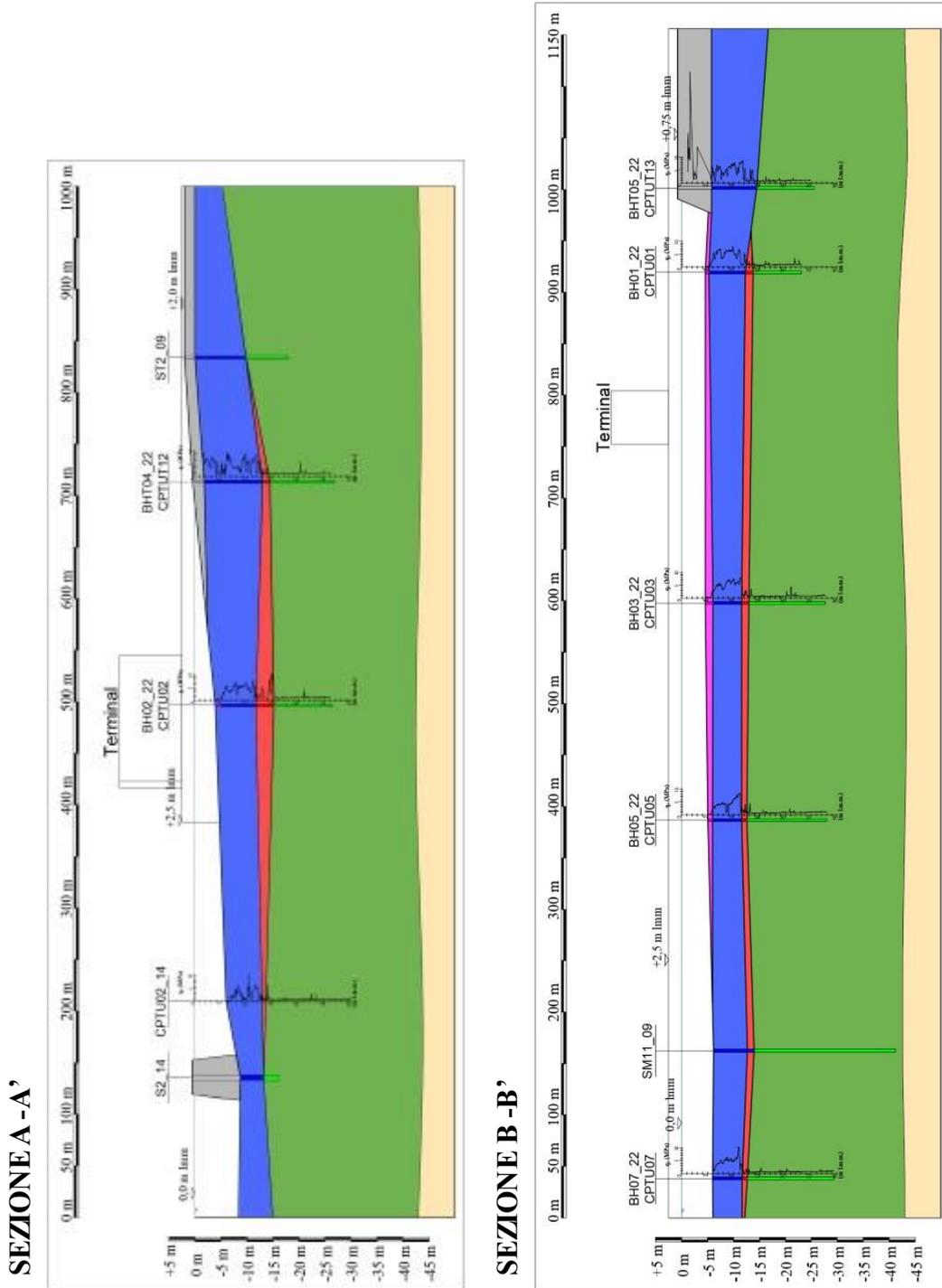


Figura 8.13: Sezioni stratigrafiche significative (A-A' e B-B')

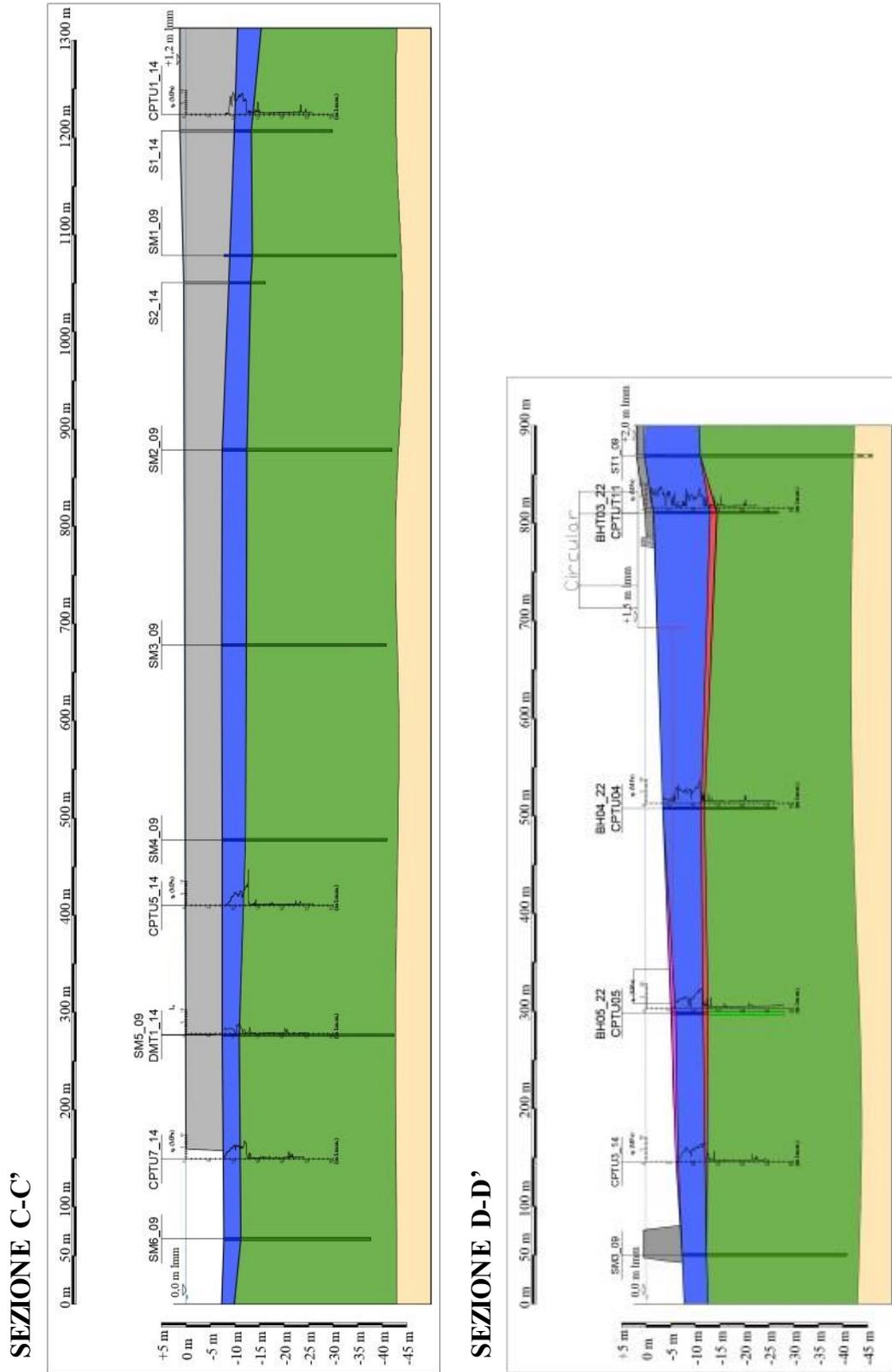


Figura 8.14: Sezioni stratigrafiche significative (C-C' e D-D')

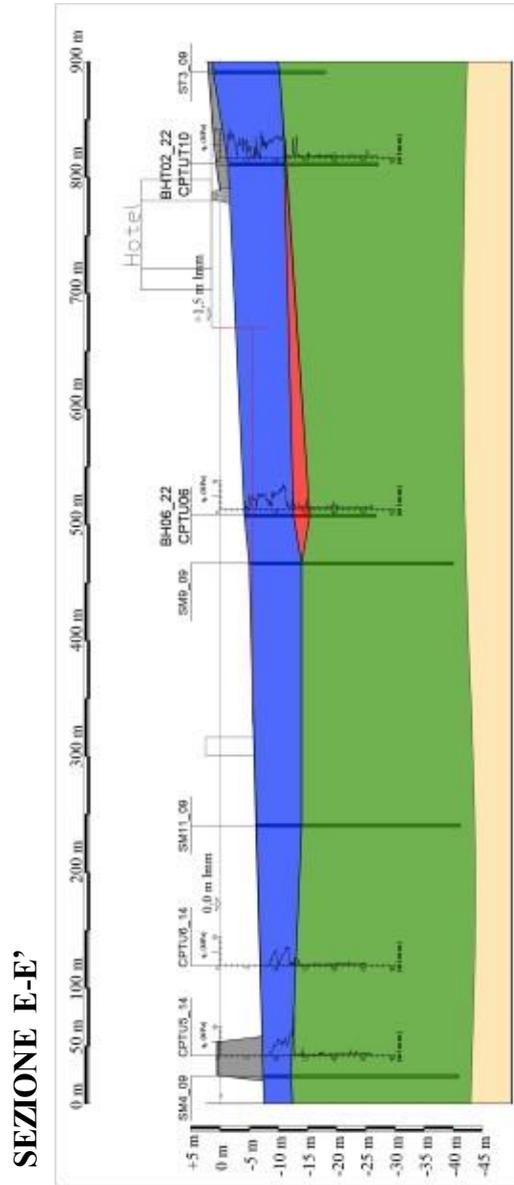


Figura 8.15: Sezioni stratigrafiche significative (E-E')

9 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Per le necessità della progettazione geotecnica, nel seguente paragrafo si fornisce la caratterizzazione delle unità geotecniche (MMG e Ia, IIa e IIb), le sole interessate dalle opere in progetto, facendo riferimento a tutti i risultati delle indagini disponibili e comprendenti sia misure in sito che prove su campioni di laboratorio.

Unità geologica	Unità geotecnica	Descrizione	Simbolo
	MMG	Unità antropica	
	Ib	Unità fangosa	
A	Ia	Unità sabbiosa	
B	IIa	Unità argillosa	
B	IIb	Unità argillosa	
C		Unità ghiaiosa	

L'elaborazione delle prove in sito consente preliminarmente di identificare le unità geotecniche per ciascuna verticale di indagine. I risultati delle prove di laboratorio vengono presentati successivamente, accorpandoli per unità geotecniche.

Di ogni proprietà geotecnica si cercherà di individuare la variabilità del risultato, fornendo limite inferiore (LE), limite superiore (UE) e valore rappresentativo (BE). Ove la variabilità del parametro non risulti evidente, si fornisce soltanto il valore rappresentativo (BE).

9.1 PROVE IN SITO

Nell'elaborazione delle prove in sito i dati appartenenti alla nuova campagna di indagine del 2022 sono stati integrati con quelli ricavati nelle precedenti campagne del 2009 e 2014.

9.1.1 Penetrometriche SPT

Le prove SPT sono state eseguite per caratterizzare l'unità sabbiosa (Ia) e in parte l'unità antropica (MMG); i dati utilizzati appartengono sia alla nuova campagna del 2022, sia alle campagne d'indagine precedenti. Le correlazioni adottate per la stima dei parametri sono quelle indicati al paragrafo 6.1.

9.1.1.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione dei riempimenti (MMG e Ia)

Densità relativa D_R : è stimata dai risultati delle prove SPT utilizzando le due possibili correlazioni (Gibbs e Holtz ovvero Bazaraa) come illustrato in Figura 9.1 per onshore area e area 1, in Figura 9.2 per area 2 e area 3 e in Figura 9.3 per area 4 e area 5. I risultati sono schematizzati nelle seguenti due tabelle:

	D_R (%)			D_R (%)	
	Gibbs e Holtz	Bazaraa		Gibbs e Holtz	Bazaraa
Onshore area	60	40	Area 3	60	45
Area 1	65	45	Area 4	57	45
Area 2	65	45	Area 5	62	45

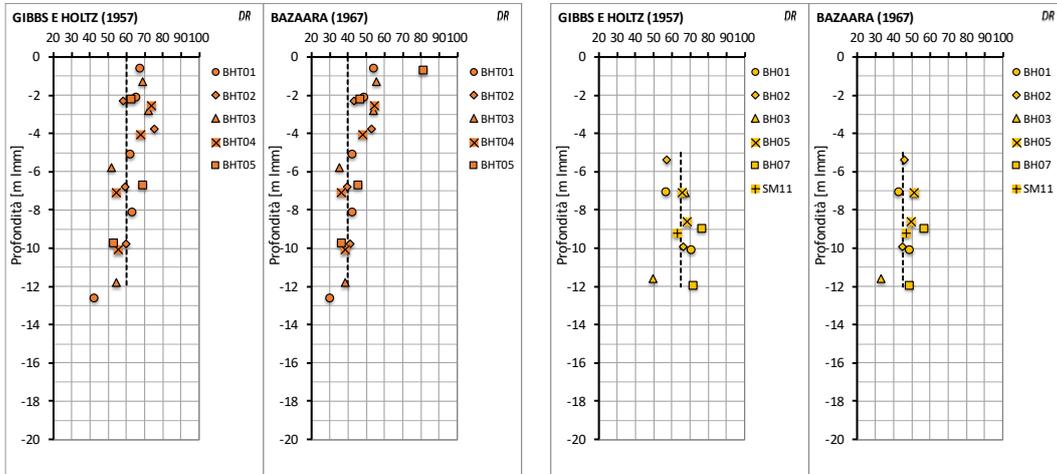


Figura 9.1: Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: Onshore area; Dx: Area 1)

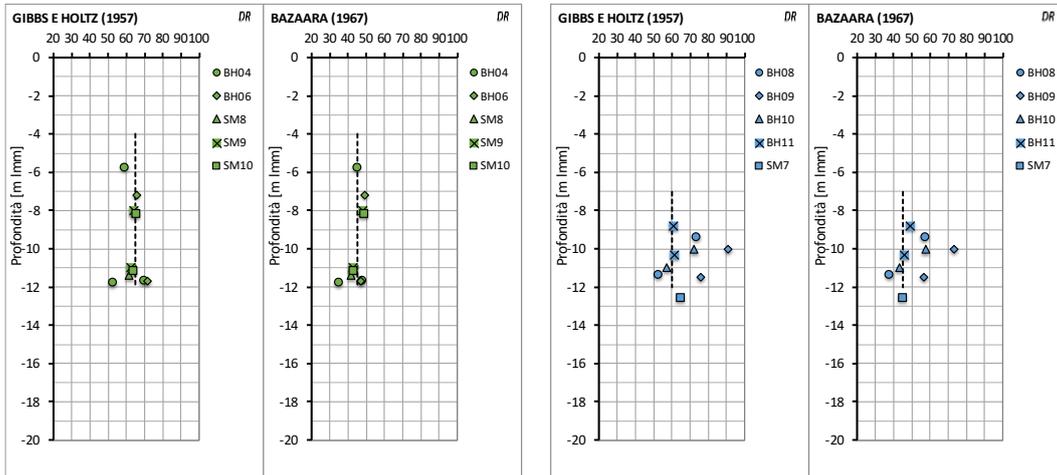


Figura 9.2: Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: Area 2; Dx: Area 3)

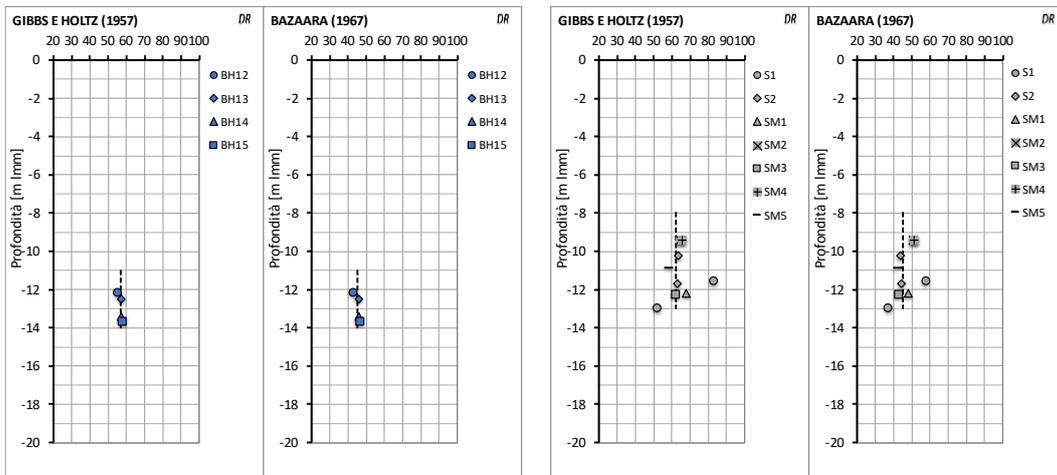


Figura 9.3: Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: Area 4; Dx: Area 5)

9.1.1.2 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci dei riempimenti (MMG e Ia)

Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci (ϕ'): sono valutate facendo riferimento alle prove in sito di tipo SPT e alle correlazioni del paragrafo 6.1 (Peck o Schmertmann); i valori di angolo di attrito (ϕ') sono illustrati in Figura 9.4 per onshore area e area 1, in Figura 9.5 per area 2 e area 3 e in Figura 9.6 per area 4 e area 5. I risultati sono sintetizzati nelle due tabelle seguenti:

	ϕ' [°]			ϕ' [°]	
	Peck	Schmertmann		Peck	Schmertmann
Onshore area	32	37	Area 3	32	39
Area 1	32	40	Area 4	30	37
Area 2	32	39	Area 5	32	38

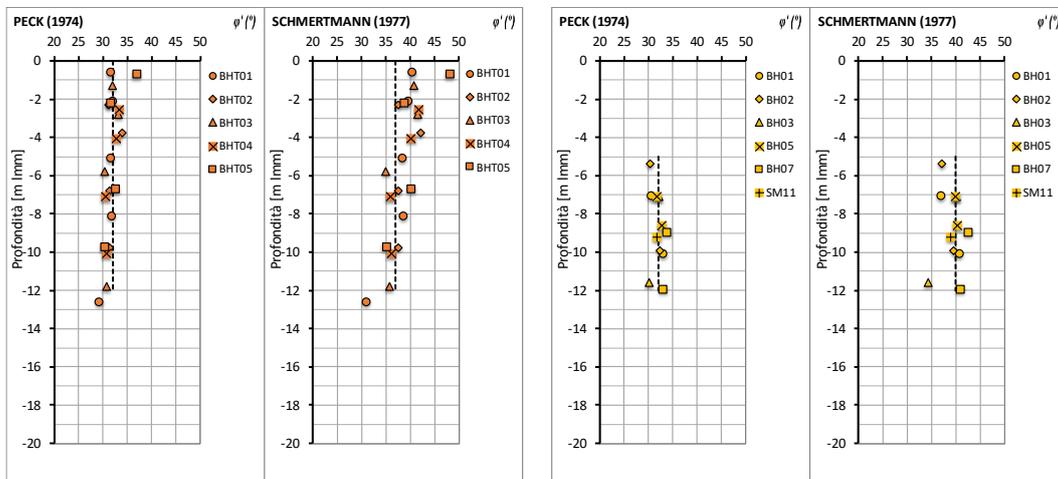


Figura 9.4: Stima dell'angolo d'attrito (ϕ') da SPT (Sx: Onshore area; Dx: Area 1)

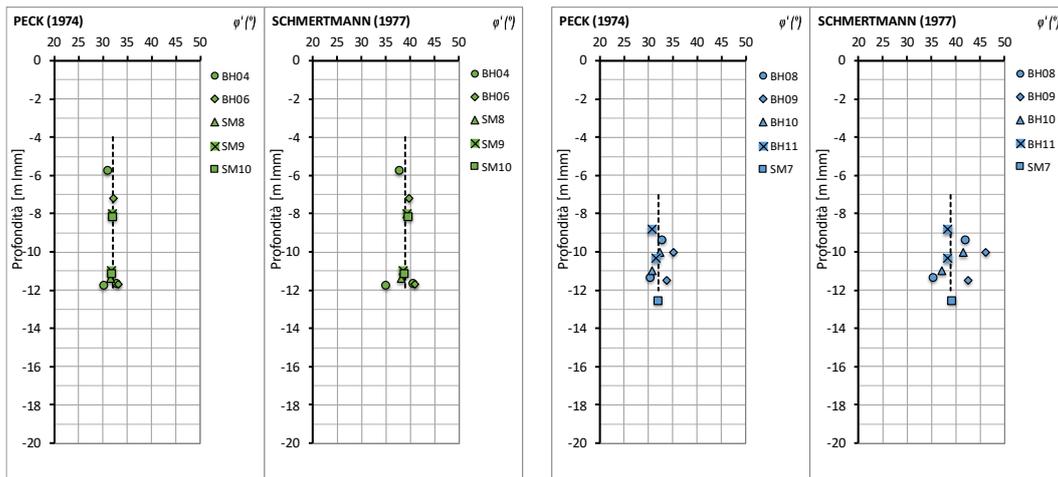


Figura 9.5: Stima dell'angolo di attrito (ϕ') da SPT (Sx: Area 2; Dx: Area 3)

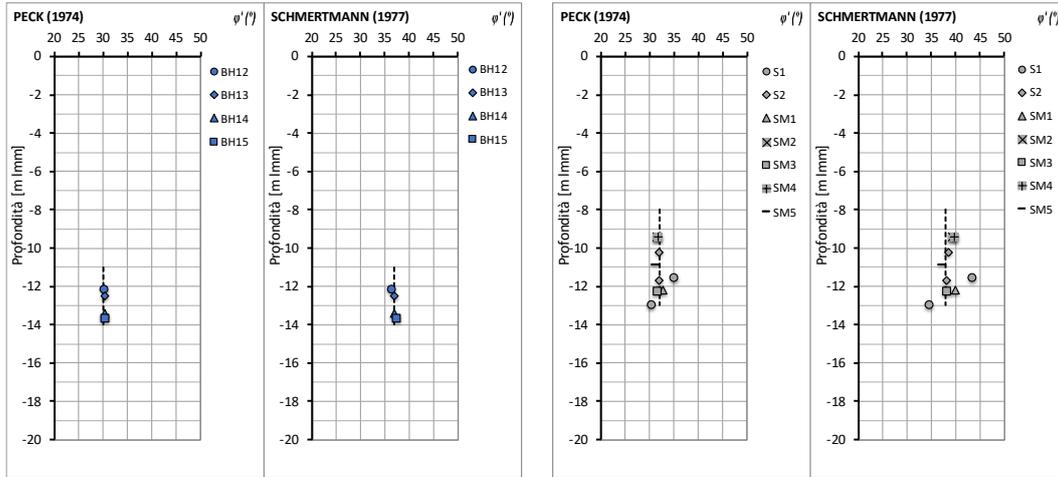


Figura 9.6: Stima dell'angolo di attrito (ϕ') da SPT (Sx: Area 4; Dx: Area 5)

9.1.1.3 Caratteristiche di deformabilità (MMG e Ia)

In Figura 9.7 (onshore area e area 1), Figura 9.8 (area 2 e area 3) e Figura 9.9 (area 4 e area 5) sono mostrati i valori del modulo elastico a livelli di deformazione cosiddetti "operativi" ottenuti dall'elaborazione delle prove SPT attraverso le formulazioni di Jamiolkowski o di Denver del paragrafo 6.1. I risultati sono sintetizzabili nel seguente schema:

	E' [MPa]			E' [MPa]	
	Jamiolkowsky	Denver		Jamiolkowsky	Denver
Onshore area	10	25	Area 3	8	22
Area 1	10	25	Area 4	6	18
Area 2	10	22	Area 5	10	25

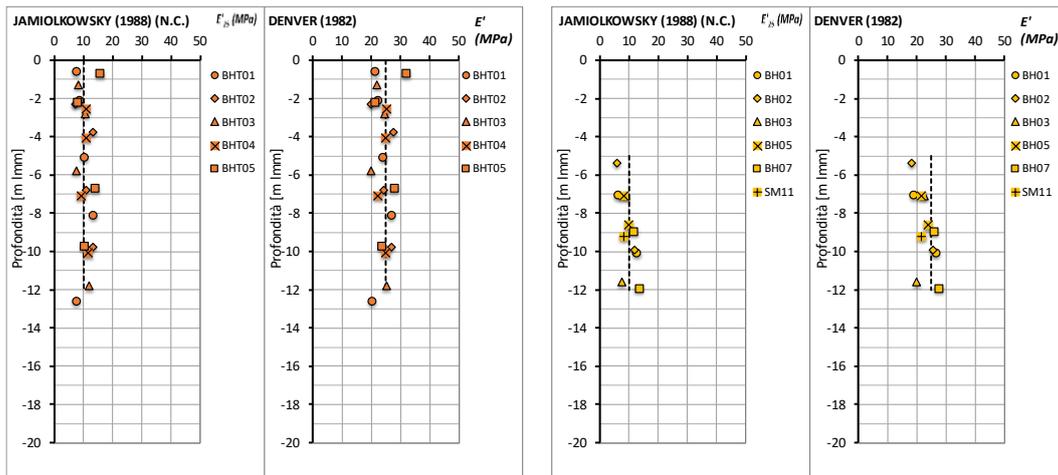


Figura 9.7: Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: Onshore area; Dx: Area 1)

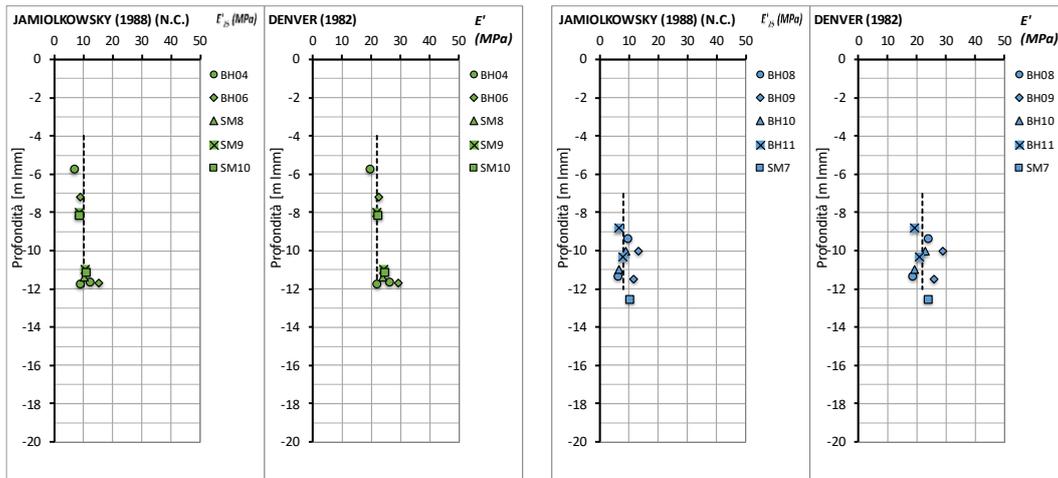


Figura 9.8: Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: Area 2; Dx: Area 3)

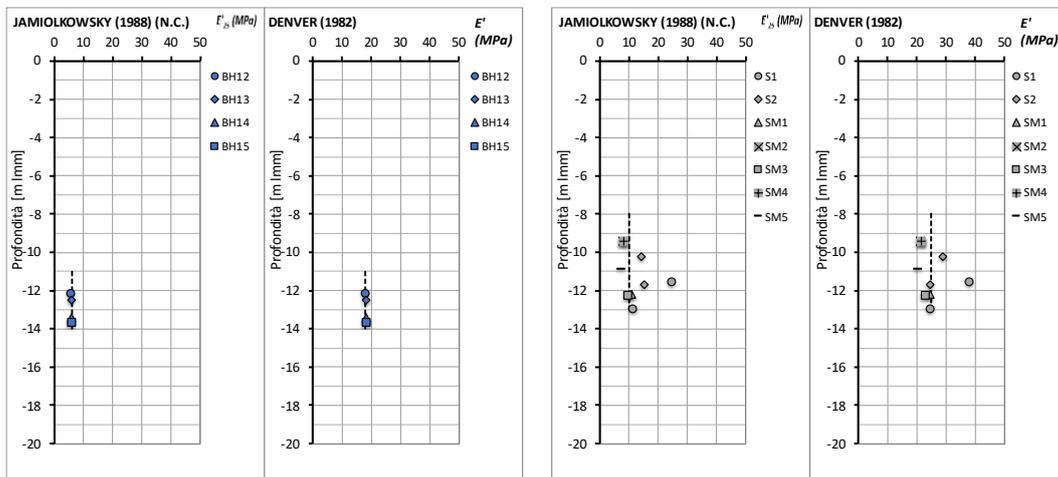


Figura 9.9: Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: Area 4; Dx: Area 5)

9.1.2 CPTu

Le prove CPTu consentono di caratterizzare l'unità sabbiosa (Ia) e l'unità argillosa (IIa e IIb). La caratterizzazione è eseguita utilizzando le correlazioni già presentate al paragrafo 6.2. Di seguito sono esposti i principali risultati ottenuti, affiancando di volta in volta le colonne stratigrafiche per i rispettivi sondaggi. Le verticali di indagine sono differenziate in base all'area.

9.1.2.1 Coesione non drenata (c_u)

Da Figura 9.10 a Figura 9.15 sono presentati gli andamenti della coesione non drenata c_u stimati dalle prove penetrometriche statiche per i terreni a grana fine (IIa e IIb). Naturalmente i profili di c_u perdono di significato quando si attraversano strati a composizione prevalentemente granulare. È possibile individuare un andamento della c_u in funzione della profondità:

Tabella 9.1: Valori della coesione non drenata c_u

		Onshore area	Area 1	Area 2	Area 3	Area 4	Area 5
		c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\	\
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	27-1,5·(z+12)	27-1,5·(z+12)	30-1,5·(z+12)	7-2,4·(z+12)	5-2,4·(z+12)	15-1,5·(z+12)

con z in m da l.m.m.

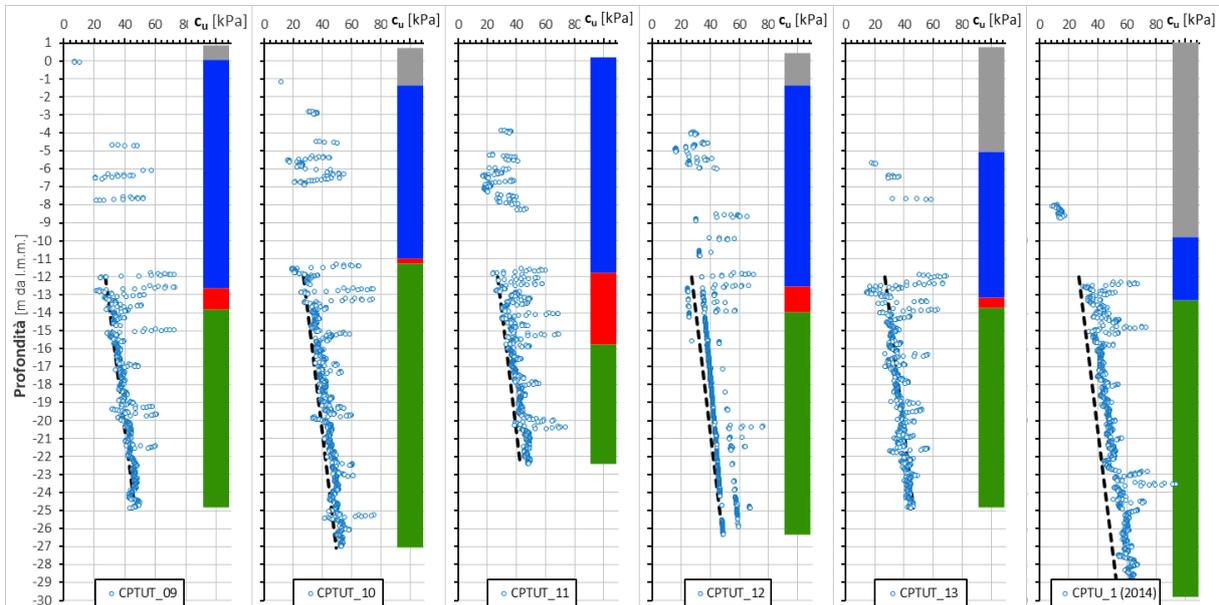


Figura 9.10: Coesione non drenata da prove CPT (onshore area)

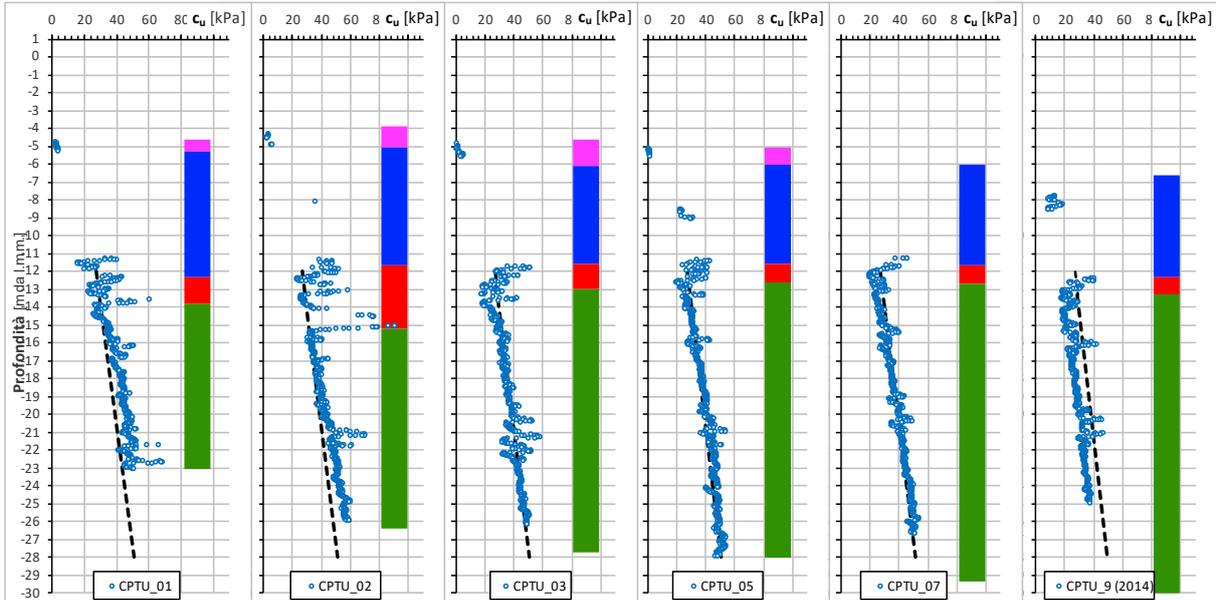


Figura 9.11: Coesione non drenata da prove CPT (area 1)

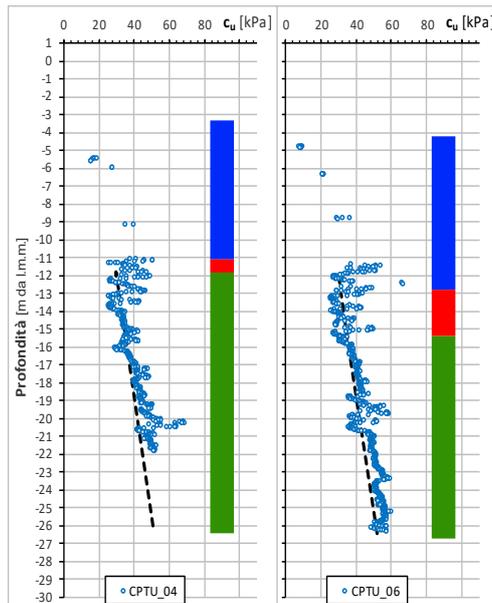


Figura 9.12: Coesione non drenata da prove CPT (Area 2)

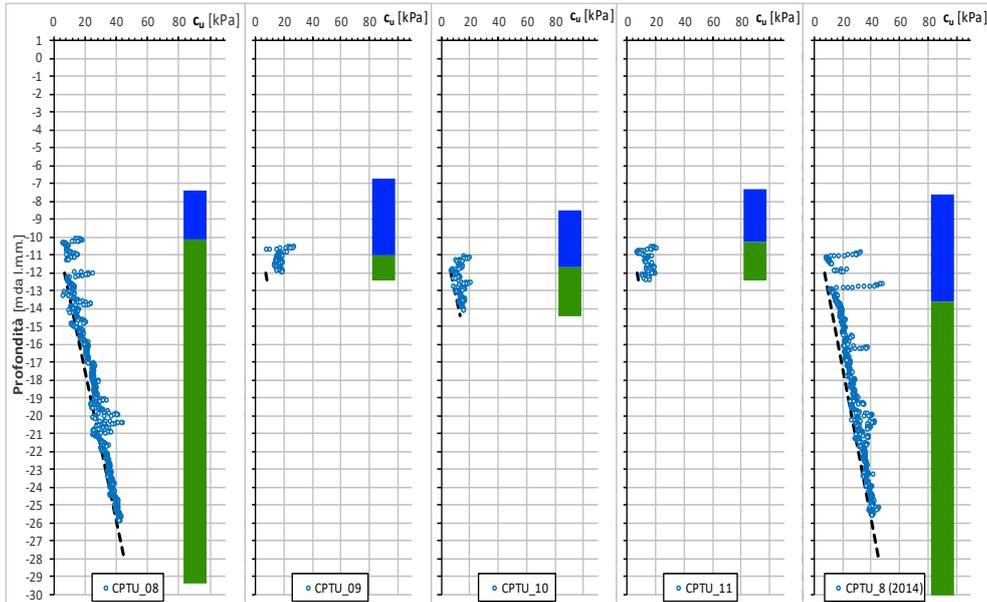


Figura 9.13: Coesione non drenata da prove CPT (area 3)

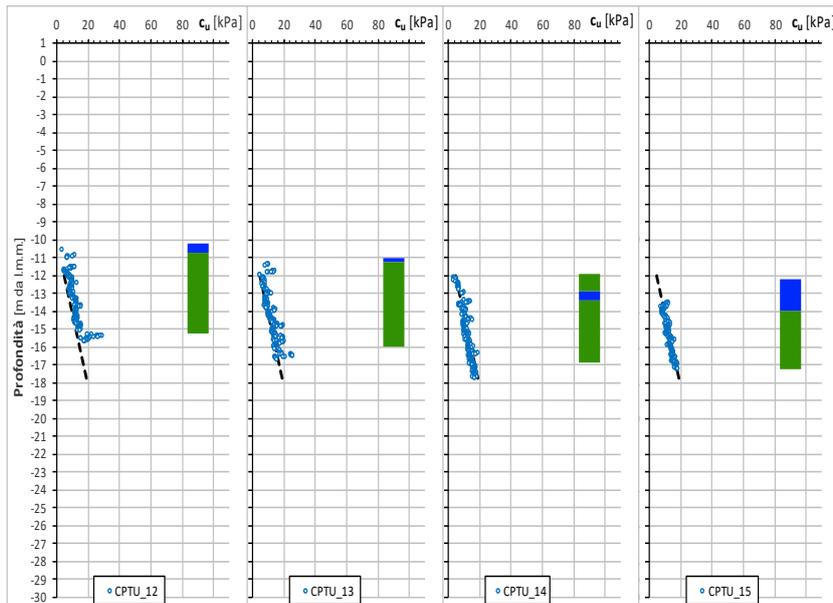


Figura 9.14: Coesione non drenata da prove CPT (area 4)

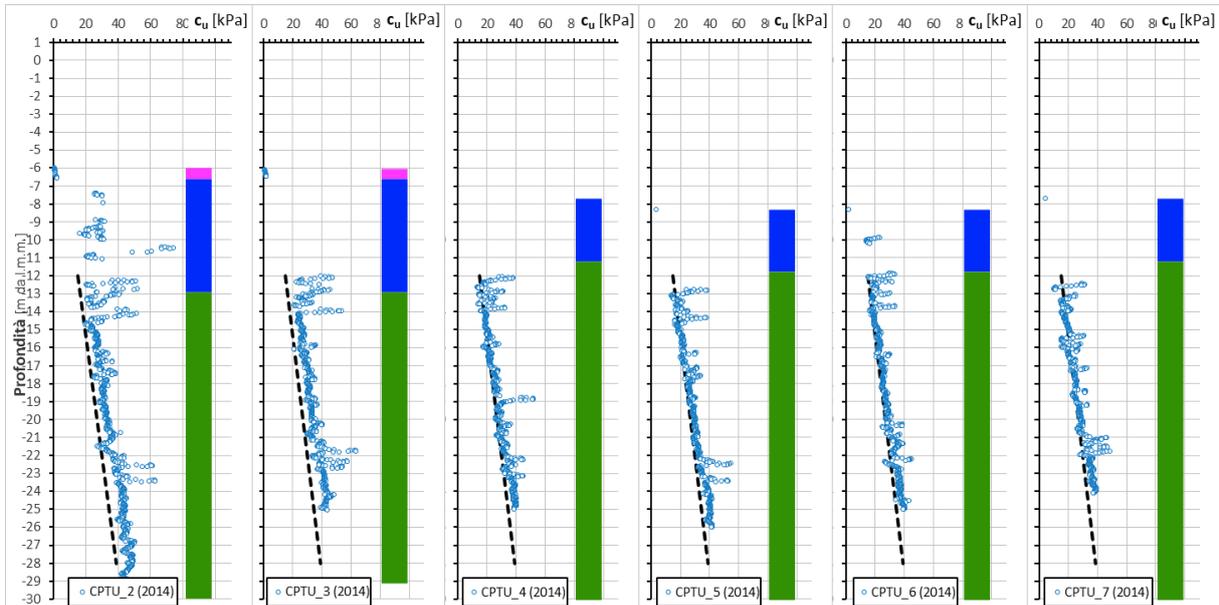


Figura 9.15: Coesione non drenata da prove CPT (area 5)

9.1.2.2 Modulo edometrico (M)

Da Figura 9.16 a Figura 9.21 sono presentati gli andamenti del modulo edometrico ricavati elaborando i risultati di prove CPT per i depositi attraversati lungo verticali di indagine da terra e da mare. Nelle figure sono indicati i valori medi del modulo per ciascuna unità geotecnica, tabellati come di seguito:

Tabella 9.2: Valori del modulo edometrico M

		Onshore area	Area 1	Area 2	Area 3	Area 4	Area 5	
		M [MPa]	M [MPa]					
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	30-1,5·(z-q _{ts})	30-1,5·(z-q _{ts})	30-1,5·(z-q _{ts})	25-3,0·(z-q _{ts})	\	33-1,5·(z-q _{ts})
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	2,0	1,5	2,5	1,0	3,0	1,0

con z in m da l.m.m. e q_{ts} intesa come quota del tetto dell'unità sabbiosa dal l.m.m.

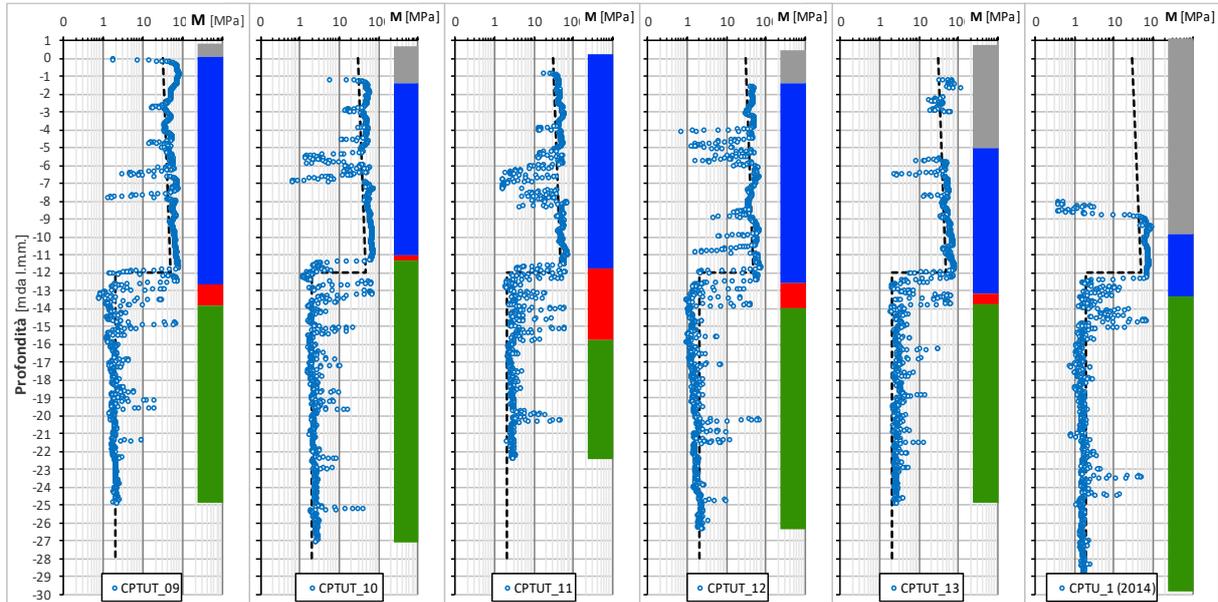


Figura 9.16: Modulo edometrico da prove CPT (onshore area)

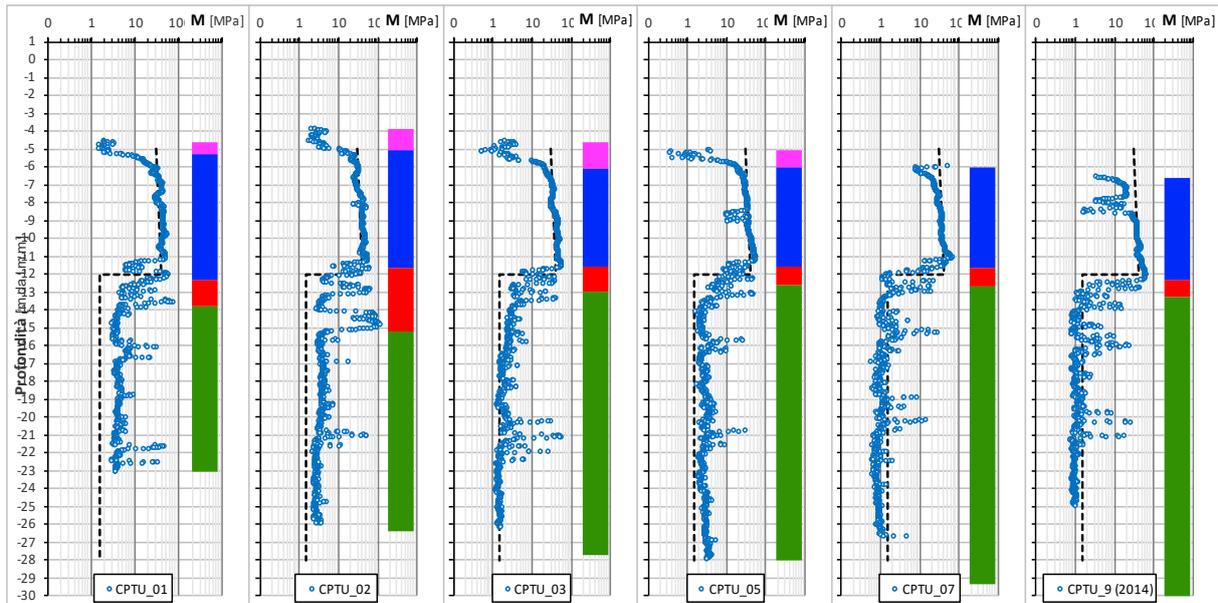


Figura 9.17: Modulo edometrico da prove CPT (area 1)

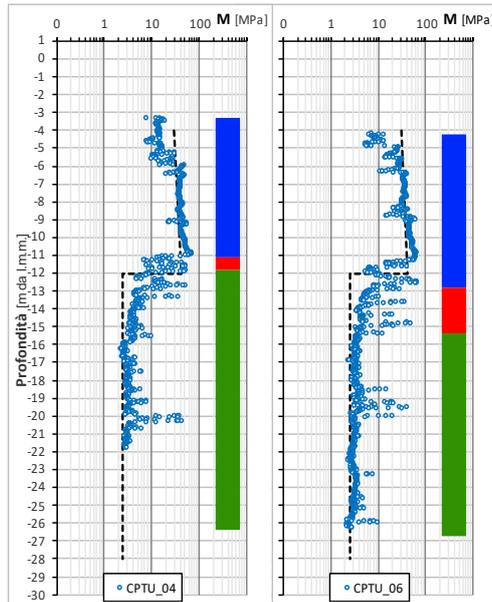


Figura 9.18: Modulo edometrico da prove CPT (area 2)

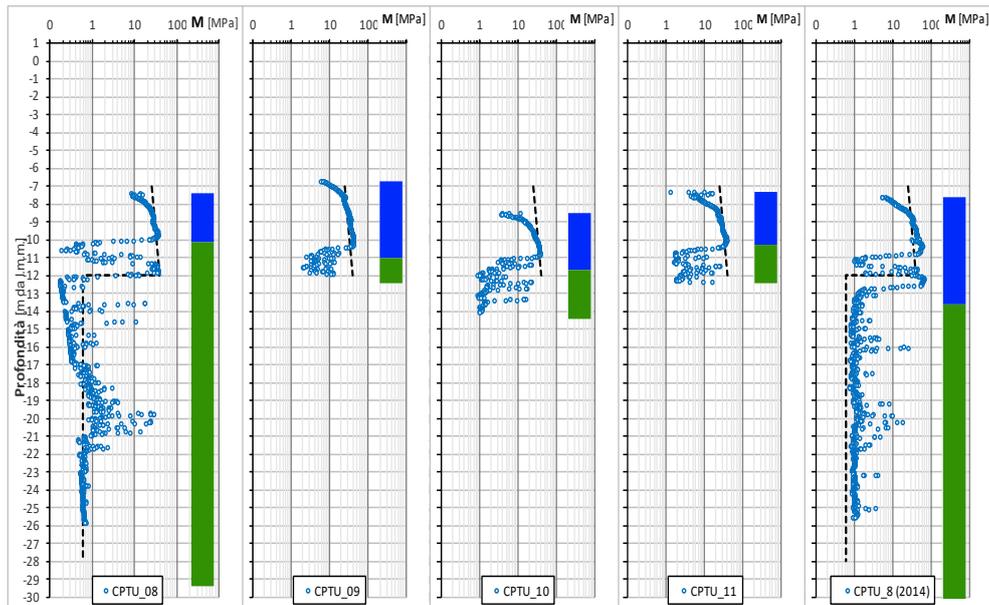


Figura 9.19: Modulo edometrico da prove CPT (area 3)

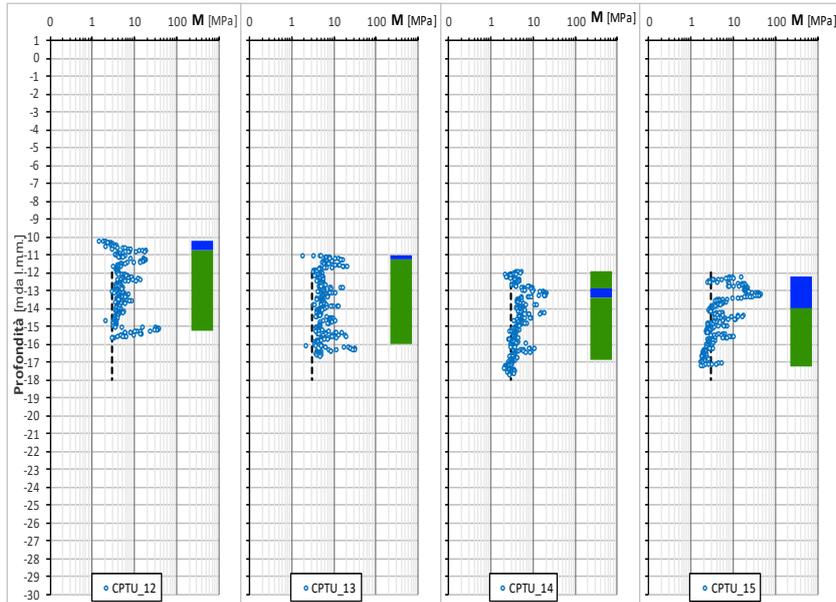


Figura 9.20: Modulo edometrico da prove CPT (area 4)

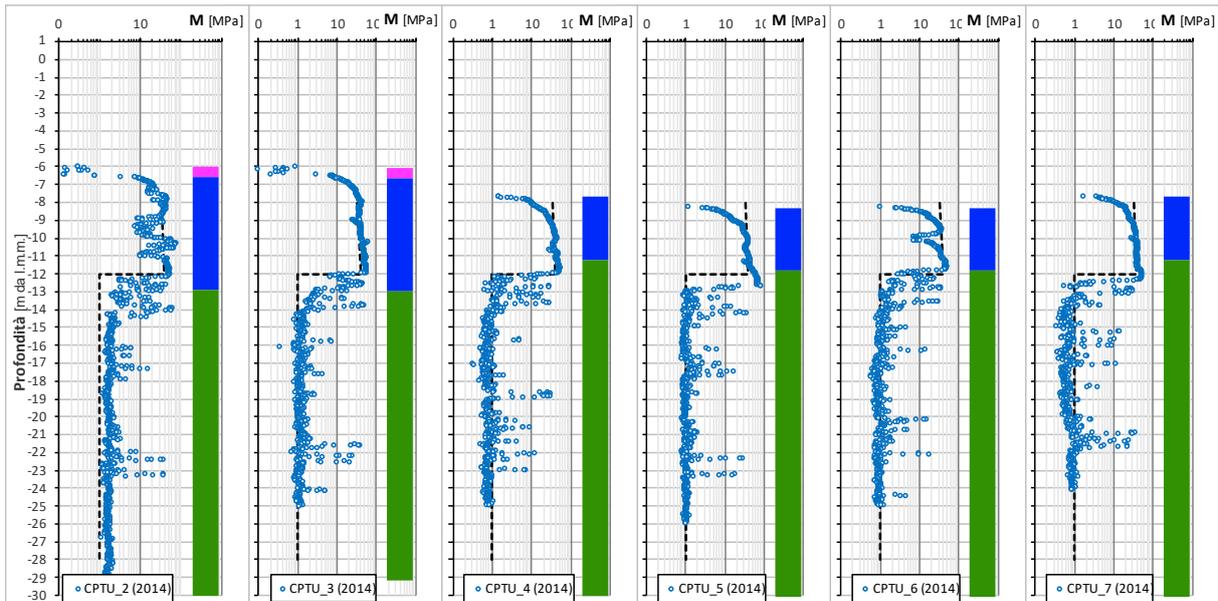


Figura 9.21: Modulo edometrico da prove CPT (area 5)

9.1.2.3 Modulo a piccole deformazioni (G_0)

Elaborando le prove CPT con le correlazioni del paragrafo 6.2.4, si ottengono gli andamenti del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 illustrati da Figura 9.22 a Figura 9.27. Risulta possibile assegnare a ciascun deposito un valore di G_0 come riportato schematicamente nelle figure e nella tabella seguente.

Tabella 9.3: Valori del modulo a piccole deformazioni G_0

		Onshore area	Area 1	Area 2	Area 3	Area 4	Area 5
		G_0 [MPa]	G_0 [MPa]	G_0 [MPa]	G_0 [MPa]	G_0 [MPa]	G_0 [MPa]
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	$30-2,0 \cdot (z-q_{ts})$	$30-2,0 \cdot (z-q_{ts})$	$30-2,0 \cdot (z-q_{ts})$	$20-5,0 \cdot (z-q_{ts})$	\	$35-2,0 \cdot (z-q_{ts})$
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	$30-1,5 \cdot (z+12)$	$25-1,5 \cdot (z+12)$	$30-1,5 \cdot (z+12)$	$15-1,5 \cdot (z+12)$	$8-1,5 \cdot (z+12)$	$15-1,5 \cdot (z+12)$

con z in m da l.m.m. e q_{ts} intesa come quota del tetto dell'unità sabbiosa dal l.m.m.

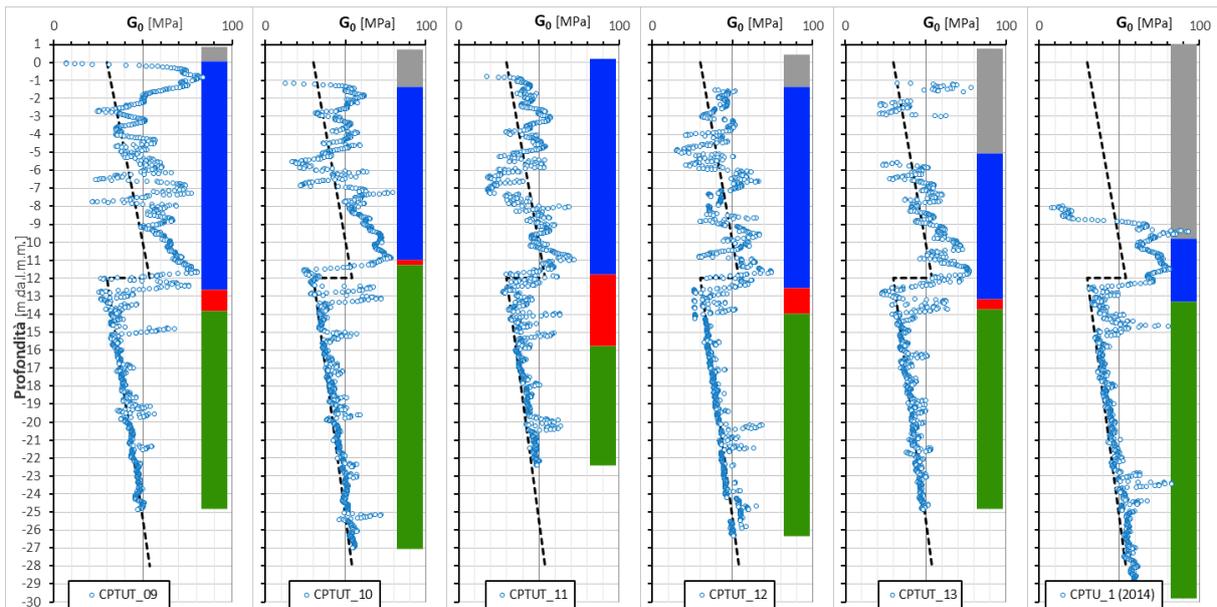


Figura 9.22: Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (onshore area)

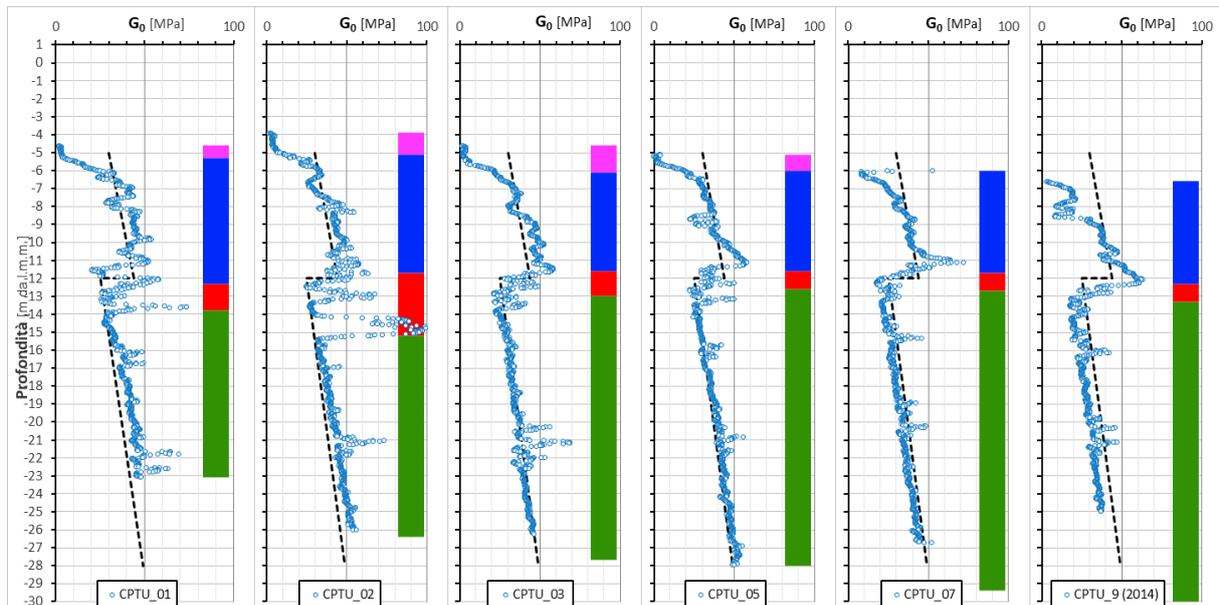


Figura 9.23: Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 1)

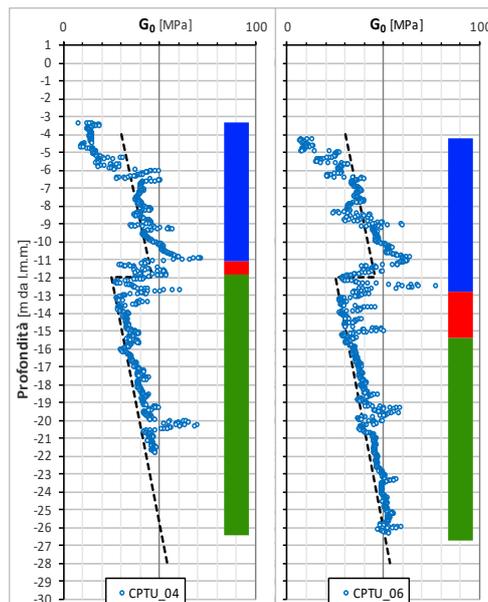


Figura 9.24: Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 2)

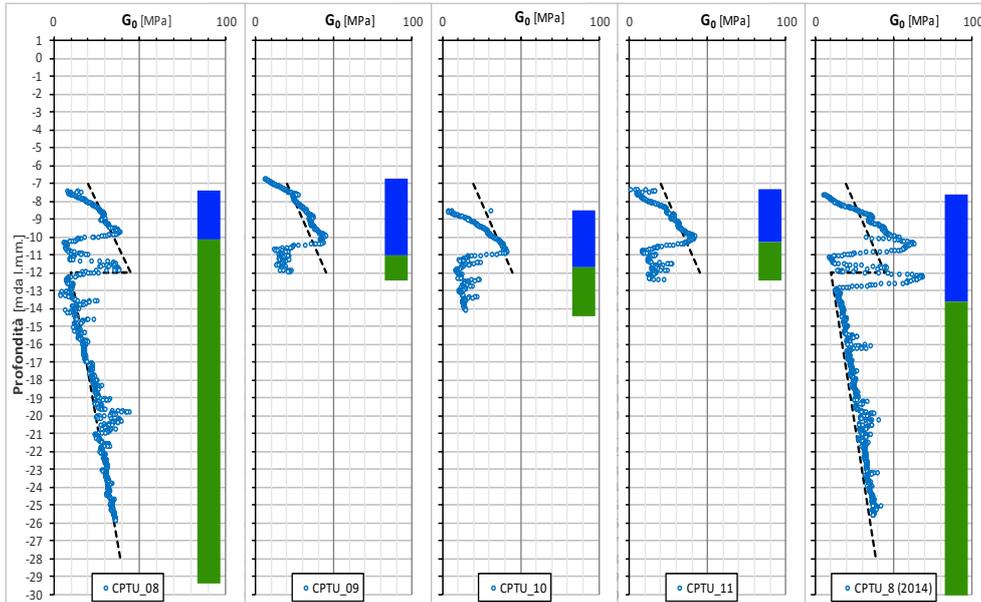


Figura 9.25: Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 3)

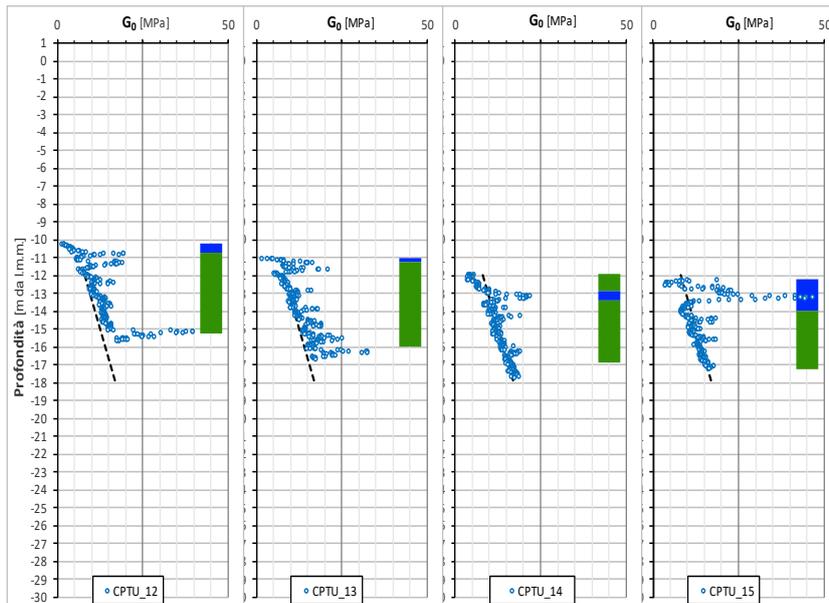


Figura 9.26: Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 4)

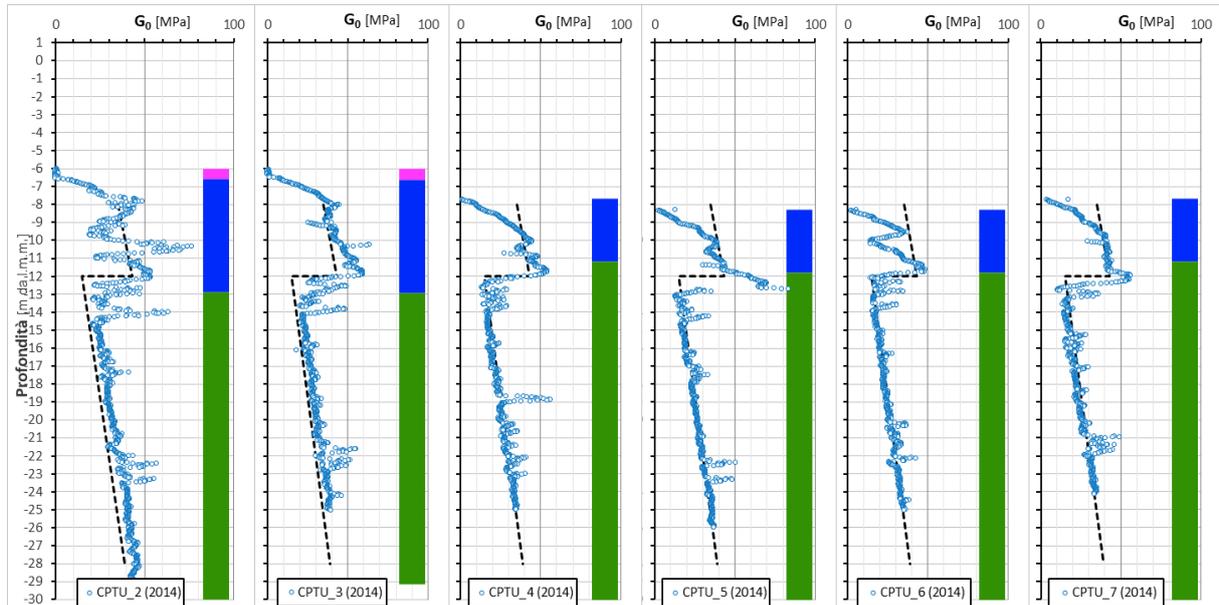


Figura 9.27: Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (area 5)

9.1.2.4 Angolo di attrito (ϕ')

Elaborando le prove CPT con le correlazioni del paragrafo 6.2.5, si ottengono gli andamenti dell'angolo di attrito ϕ' illustrati da Figura 9.28 a Figura 9.32. Risulta possibile assegnare un valore di ϕ' solo per l'unità sabbiosa, come riportato schematicamente nelle figure e di seguito indicato:

Tabella 9.4: Valori dell'angolo di attrito ϕ' ($^\circ$)

		Onshore area			Area 1			Area 2		
		ϕ' [$^\circ$]			ϕ' [$^\circ$]			ϕ' [$^\circ$]		
		LE	BE	UE	LE	BE	UE	LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	33	34	36	34	36	37	34	36	37
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\	\	\	\	\

		Area 3			Area 4			Area 5		
		ϕ' [°]			ϕ' [°]			ϕ' [°]		
		LE	BE	UE	LE	BE	UE	LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	35	37	39	\	\	\	35	37	38
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\	\	\	\	\

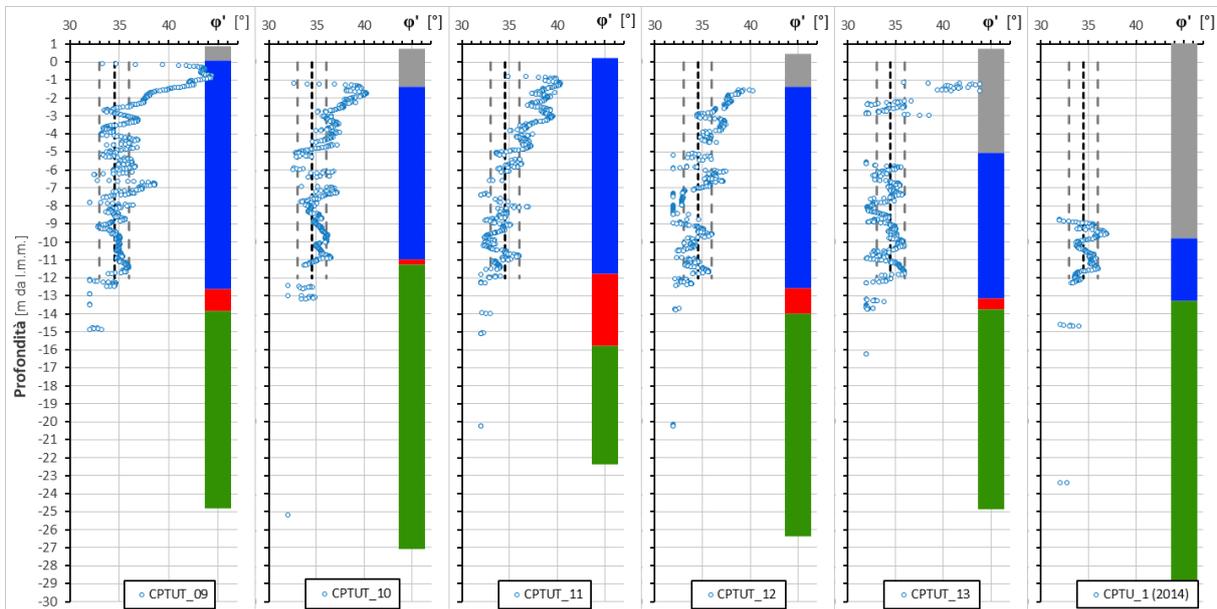


Figura 9.28: Angolo d'attrito da prove CPT (onshore area)

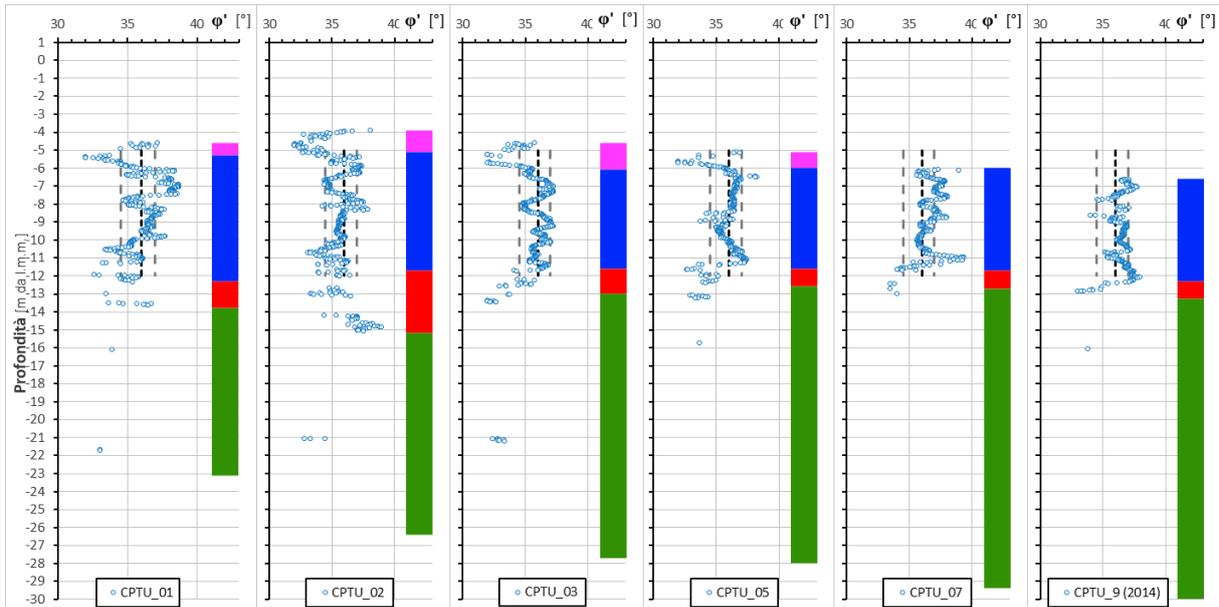


Figura 9.29: Angolo d'attrito da prove CPT (area 1)

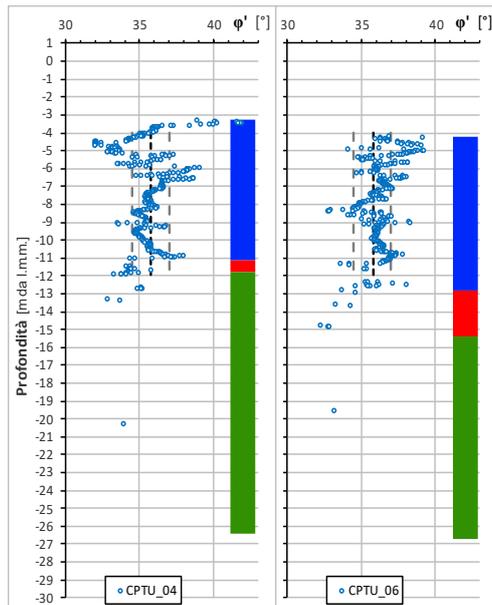


Figura 9.30: Angolo d'attrito da prove CPT (area 2)

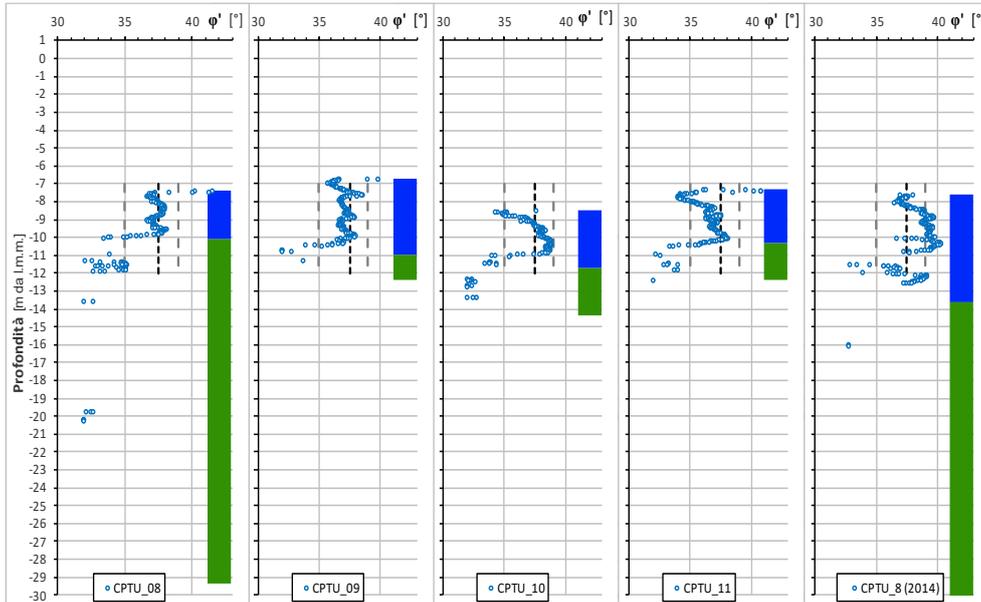


Figura 9.31: Angolo d'attrito da prove CPT (area 3)

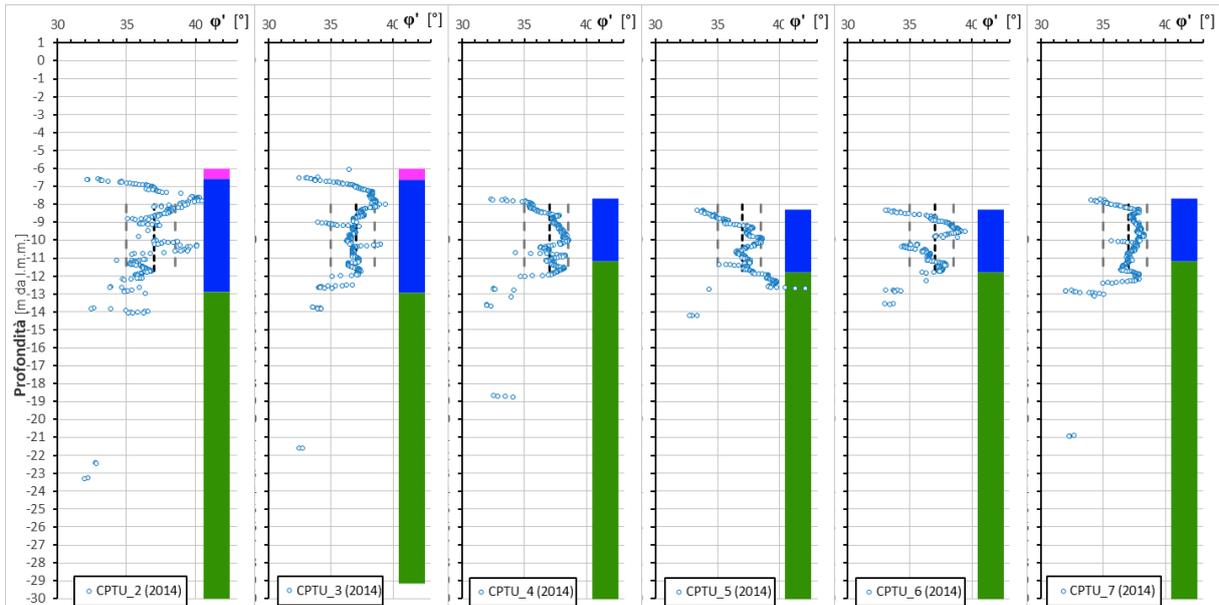


Figura 9.32: Angolo d'attrito da prove CPT (area 5)

9.1.2.5 Densità relativa (Dr)

Da Figura 9.33 a Figura 9.37 sono presentati gli andamenti della densità relativa Dr ricavati elaborando i risultati di prove CPT con le correlazioni del paragrafo 6.2.6. Nelle figure sono indicati i valori medi della densità relativa per l'unità sabbiosa, riassunti come di seguito:

Tabella 9.5: Valori della densità relativa Dr (%)

		Onshore area			Area 1			Area 2		
		Dr [%]			Dr [%]			Dr [%]		
		LE	BE	UE	LE	BE	UE	LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	33	42	50	42	50	55	40	48	60
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\	\	\	\	\

		Area 3			Area 4			Area 5		
		Dr [%]			Dr [%]			Dr [%]		
		LE	BE	UE	LE	BE	UE	LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	45	55	60	\	\	\	48	55	60
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\	\	\	\	\

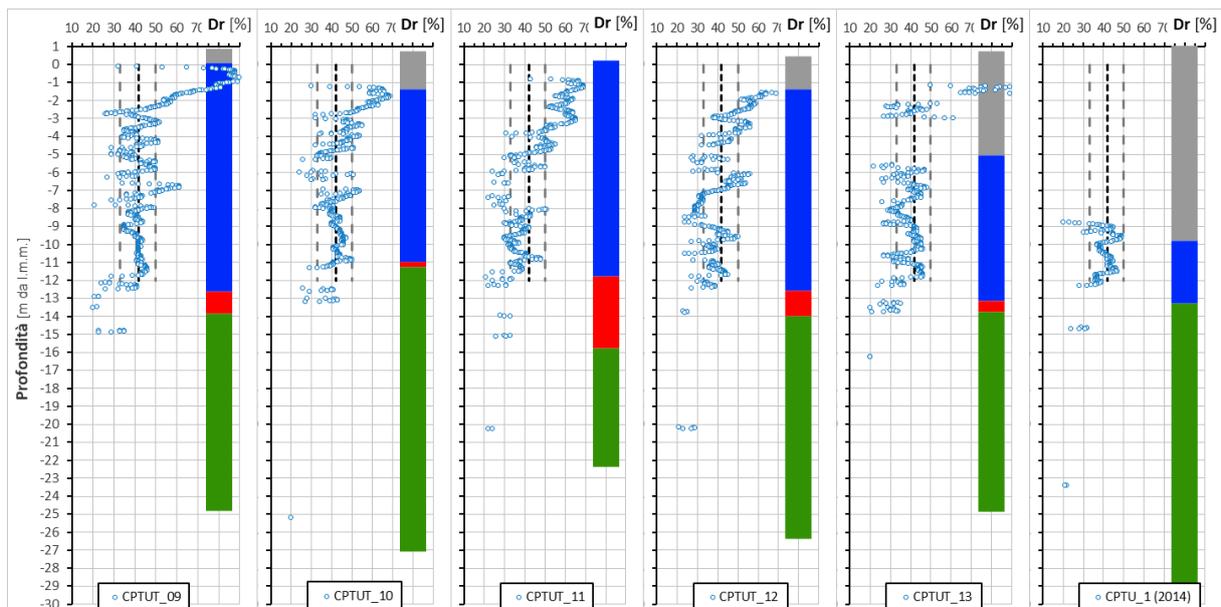


Figura 9.33: Densità relativa da prove CPT (onshore area)

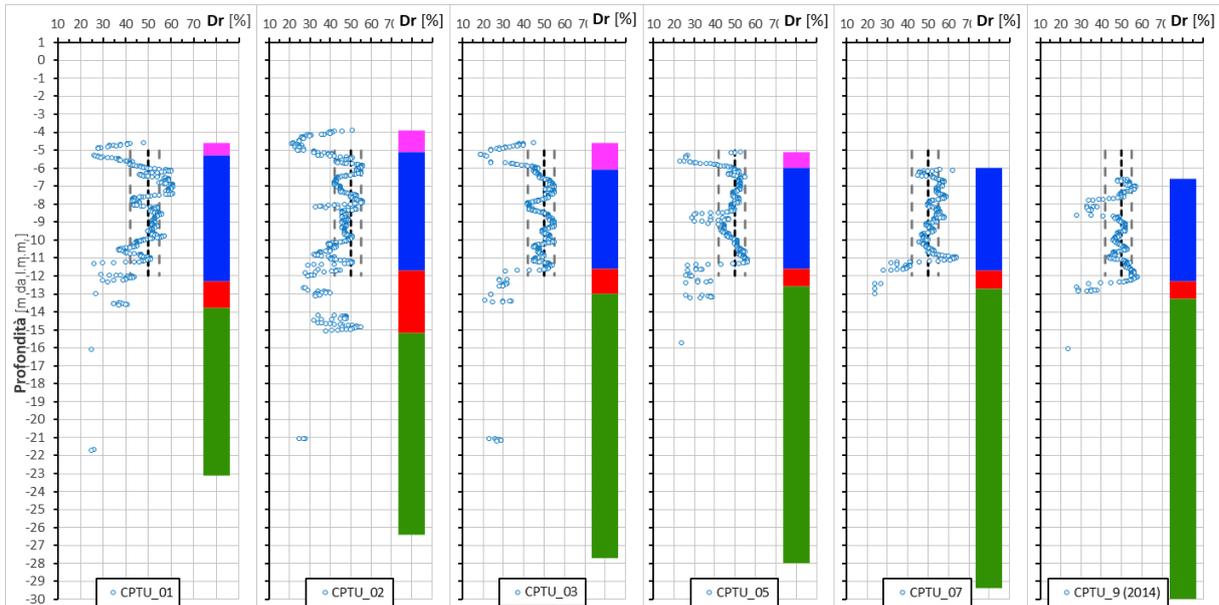


Figura 9.34: Densità relativa da prove CPT (area 1)

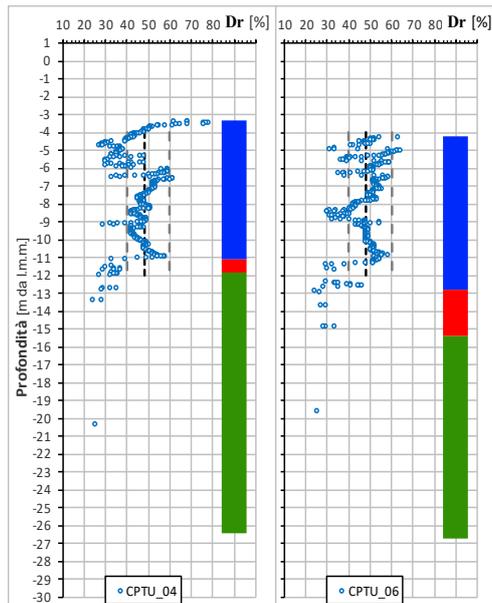


Figura 9.35: Densità relativa da prove CPT (area 2)

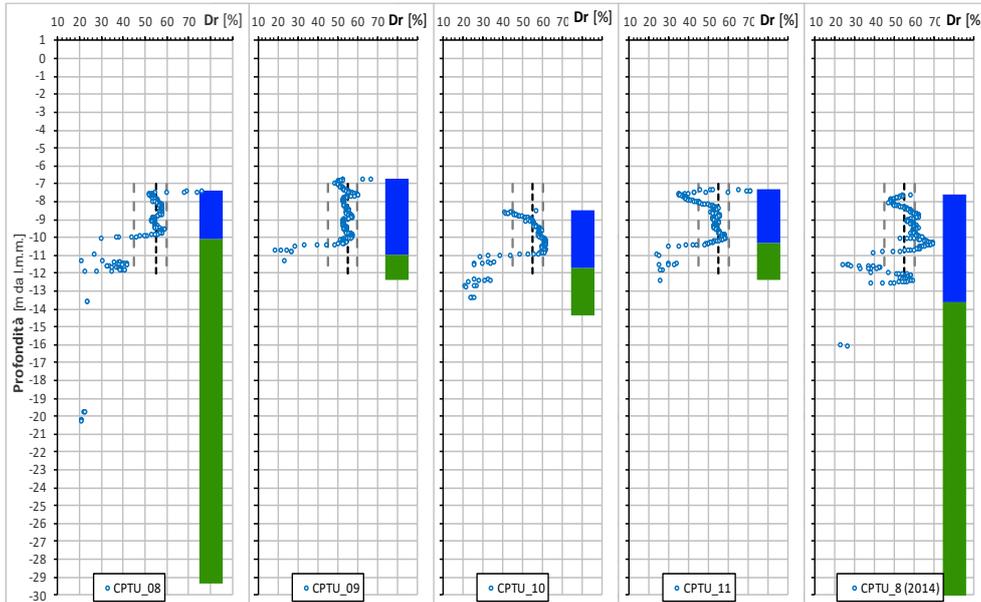


Figura 9.36: Densità relativa da prove CPT (area 3)

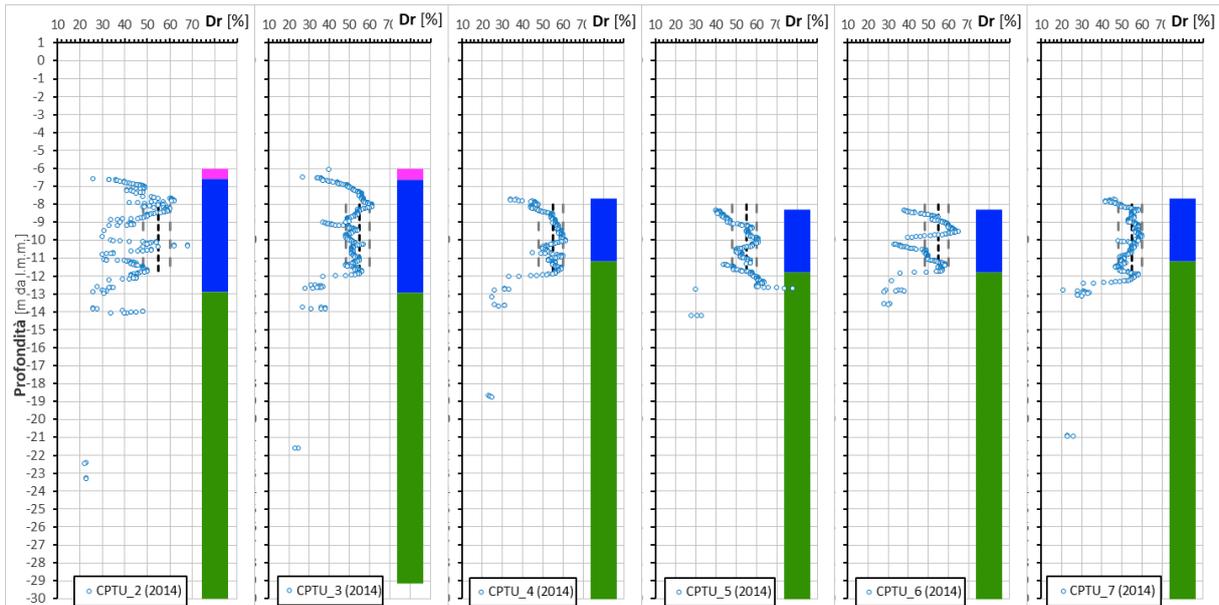


Figura 9.37: Densità relativa da prove CPT (area 5)

9.1.2.6 Modulo elastico operativo (E_s)

Da Figura 9.38 a Figura 9.42 sono presentati gli andamenti della densità relativa D_r ricavati elaborando i risultati di prove CPT con le correlazioni del paragrafo 6.2.6. Nelle figure sono indicati i valori medi della densità relativa per l'unità sabbiosa, riassunti come di seguito:

Tabella 9.6: Valori del modulo elastico operativo E_s (MPa)

		Onshore area	Area 1	Area 2	Area 3	Area 4	Area 5
		E_s [MPa]	E_s [MPa]	E_s [MPa]	E_s [MPa]	E_s [MPa]	E_s [MPa]
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	15-2,5·(z-q _{ts})	15-2,5·(z-q _{ts})	15-2,5·(z-q _{ts})	15-3,5·(z-q _{ts})	\	20-2,5·(z-q _{ts})
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\	\

con z in m da l.m.m. e q_{ts} intesa come quota del tetto dell'unità sabbiosa dal l.m.m.

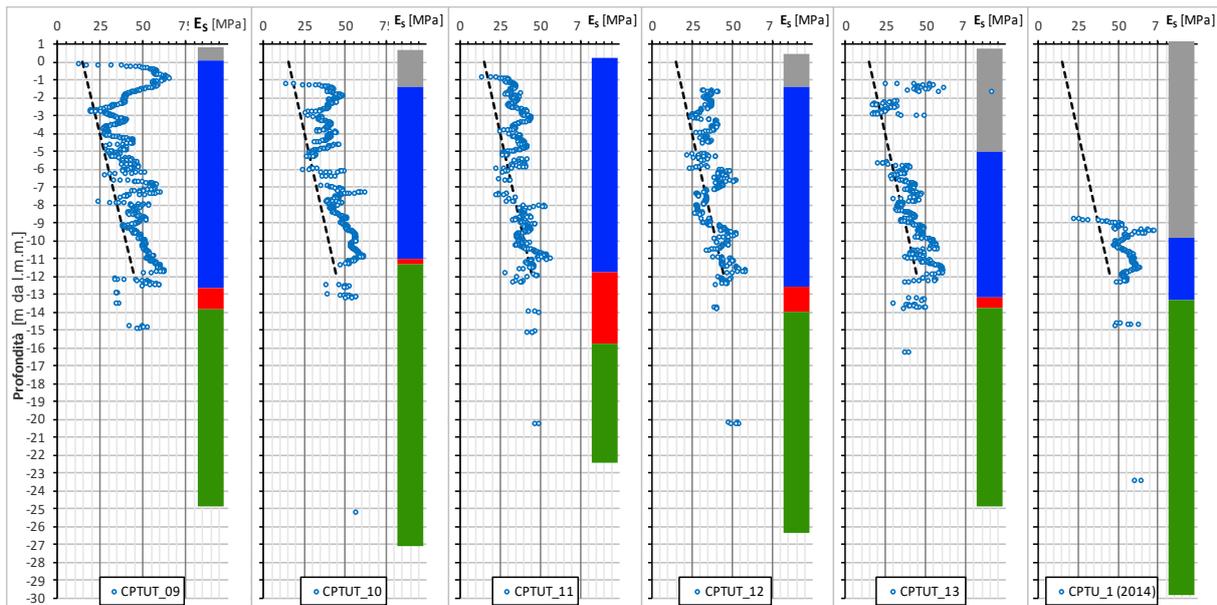


Figura 9.38: Modulo elastico operativo da prove CPT (onshore area)

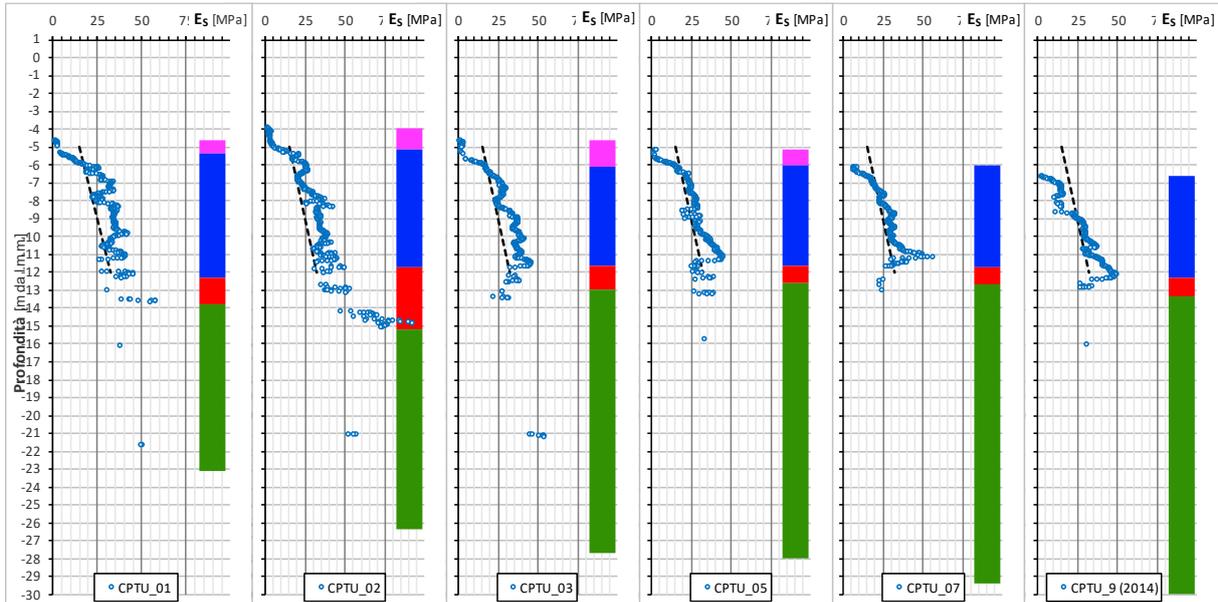


Figura 9.39: Modulo elastico operativo da prove CPT (area 1)

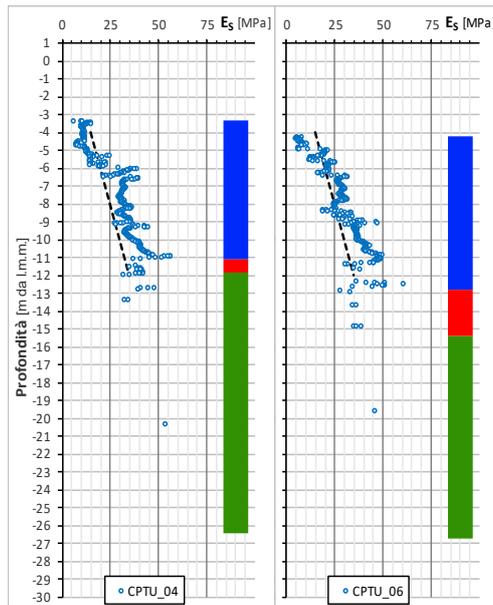


Figura 9.40: Modulo elastico operativo da prove CPT (area 2)

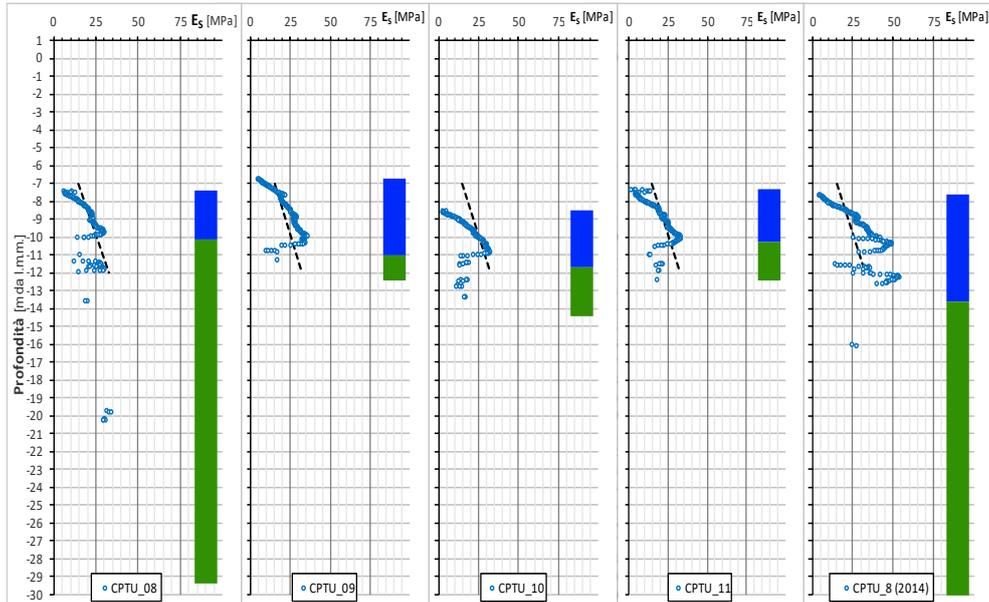


Figura 9.41: Modulo elastico operativo da prove CPT (area 3)

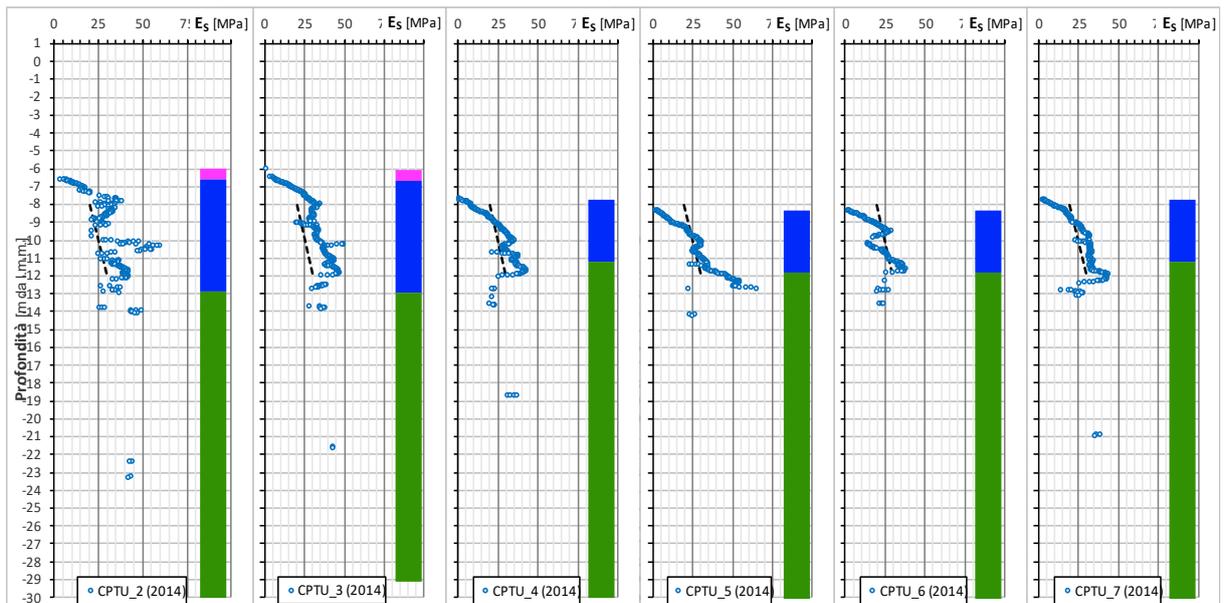


Figura 9.42: Modulo elastico operativo da prove CPT (area 5)

9.1.2.7 Caratteristiche di permeabilità

Dalle prove di dissipazione, è possibile ricavare il coefficiente di consolidazione orizzontale c_h e il coefficiente di permeabilità orizzontale k_h . In Tabella 9.7 sono presentati i risultati dell'elaborazione delle prove di dissipazione.

Tabella 9.7: Sintesi prove di dissipazione

Area	Prova	z [m da l.m.m.]	I_r [-]	t_{50} [sec]	c_h [mm ² /s]	k_h [mm/s]
Onshore area	CPTUT11	-12,85	855,33	2497	0,96	$5,08 \times 10^{-6}$
		-17,87	983,32	343	7,50	$2,34 \times 10^{-5}$
		-22,47	880,68	8372	0,29	$1,03 \times 10^{-6}$
	CPTUT13	-13,59	100,00	725	1,13	$2,12 \times 10^{-7}$
		-19,39	729,60	1558	1,42	$5,19 \times 10^{-6}$
		-24,93	804,65	1731	1,35	$5,32 \times 10^{-6}$
Area 1	CPTU01	-17,62	894,78	2216	1,11	$3,07 \times 10^{-6}$
		-23,12	915,19	2455	1,01	$2,91 \times 10^{-6}$
	CPTU02	-19,72	232,43	872	1,43	$3,89 \times 10^{-6}$
		-26,08	1130,28	4249	0,65	$2,41 \times 10^{-6}$
	CPTU03	-14,02	510,81	624	2,97	$7,89 \times 10^{-6}$
		-27,70	1205,17	2545	1,12	$6,49 \times 10^{-6}$
	CPTU05	-28,02	807,86	1431	1,63	$4,99 \times 10^{-6}$
	CPTU07	-16,22	1601,85	1270	2,59	$2,66 \times 10^{-5}$
		-29,42	1563,78	2418	1,34	$1,09 \times 10^{-5}$
	Area 2	CPTU04	-15,88	778,39	868	2,64
-26,38			1163,50	4469	0,63	$2,58 \times 10^{-6}$
CPTU06		-20,44	843,49	952	2,50	$8,30 \times 10^{-6}$
		-26,32	1106,36	446	6,11	$2,28 \times 10^{-5}$
Area 3	CPTU08	-29,02	1607,79	1416	2,32	$2,74 \times 10^{-5}$

Da Figura 9.43 a Figura 9.46 sono riportate tutte le interpretazioni delle prove di dissipazione distinte per area (onshore area, l'area 1, l'area 2 e l'area 3).

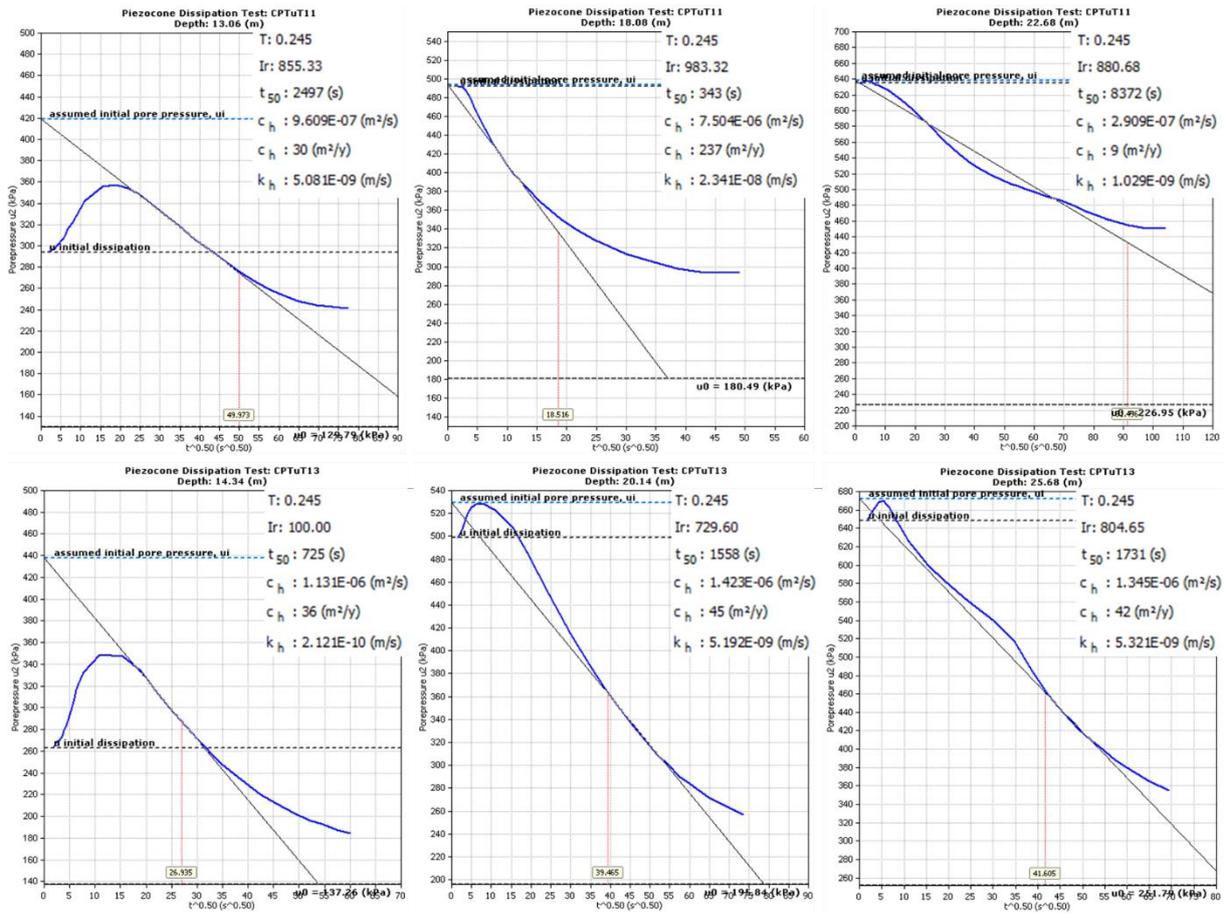


Figura 9.43: Prove di dissipazione CPTUT (onshore area)

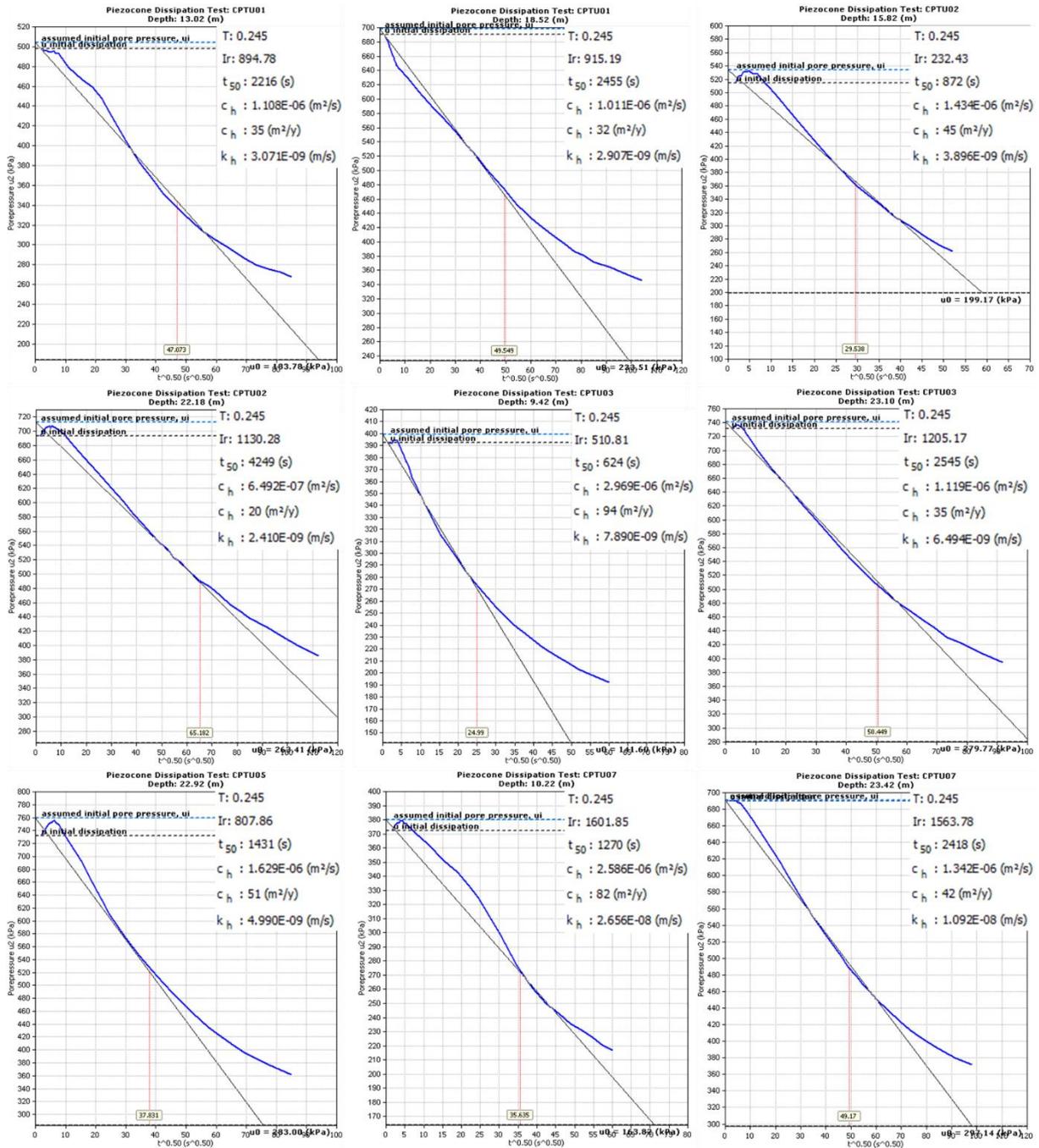


Figura 9.44: Prove di dissipazione CPTU (area 1)

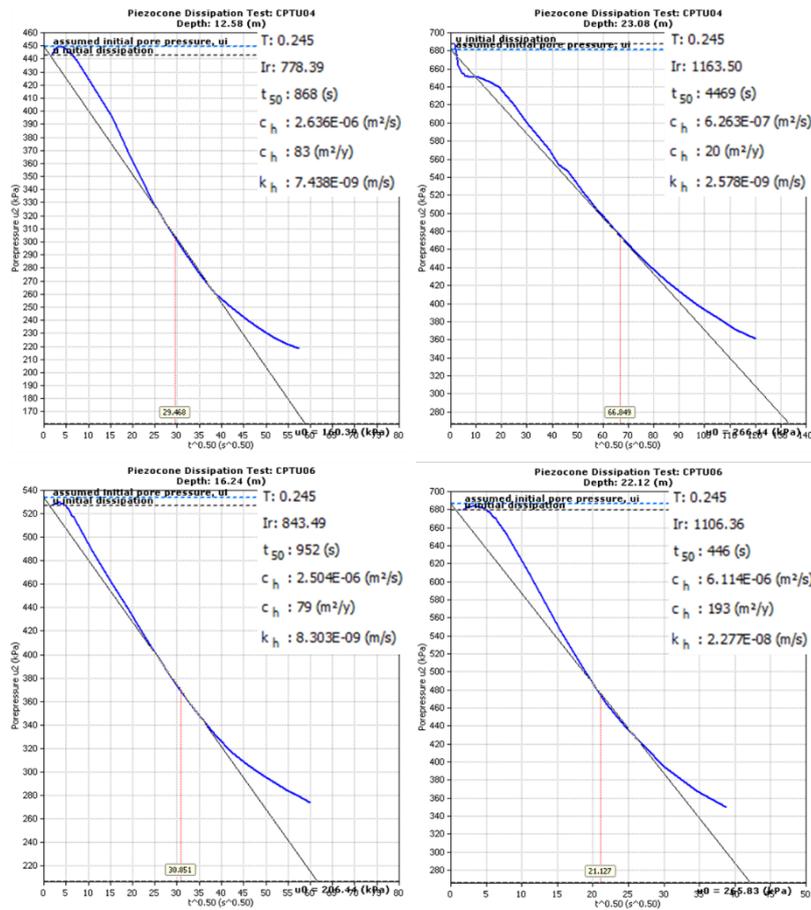


Figura 9.45: Prove di dissipazione CPTU (area 2)

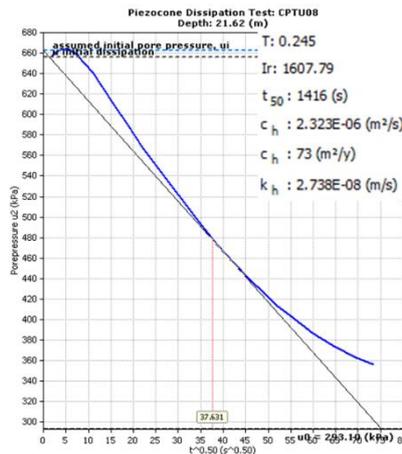


Figura 9.46: Prove di dissipazione CPTU (area 3)

Inoltre è stato riportato l'andamento con la profondità sia del coefficiente di consolidazione orizzontale c_h che del coefficiente di permeabilità orizzontale k_h (rispettivamente Figura 9.47 e Figura 9.48) mentre in Tabella 9.8 e in Tabella 9.9 la sintesi dei risultati.

Tabella 9.8: Valori coefficiente di consolidazione orizzontale c_h (cm²/s)

		c_h [cm ² /s]		
		LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	/	/
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	$3,0 \times 10^{-3}$	$1,5 \times 10^{-2}$	$7,5 \times 10^{-2}$

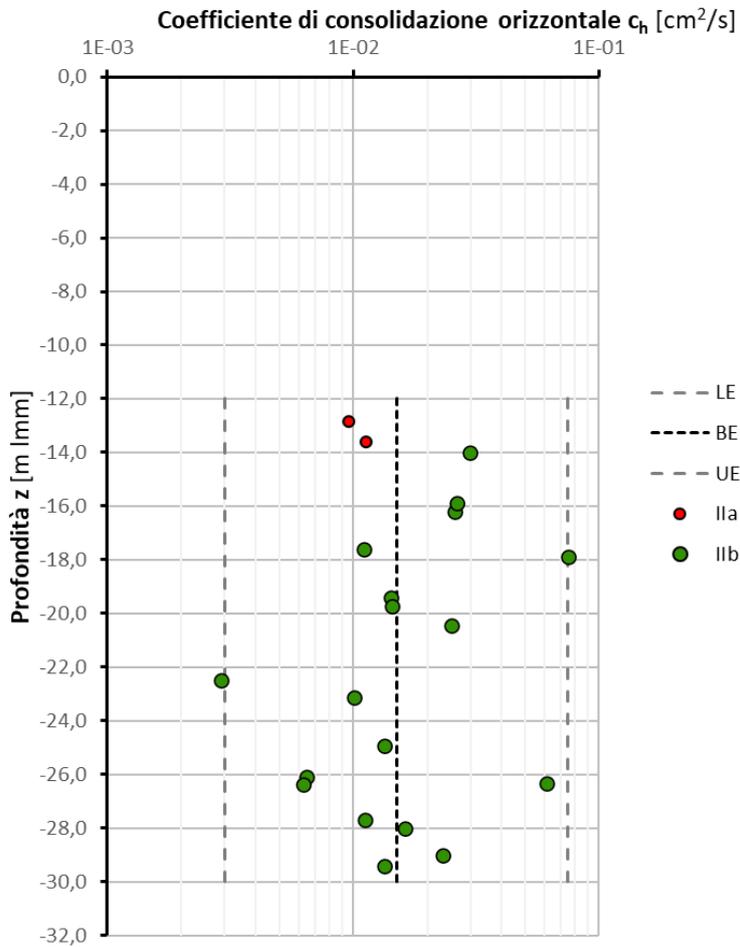


Figura 9.47: Coefficiente di consolidazione orizzontale c_h da prove di dissipazione

Tabella 9.9: Valori coefficiente di permeabilità orizzontale k_h (cm/s)

		k_h [cm/s]		
		LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	/	/
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	$2,2 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-7}$	$2,6 \times 10^{-6}$

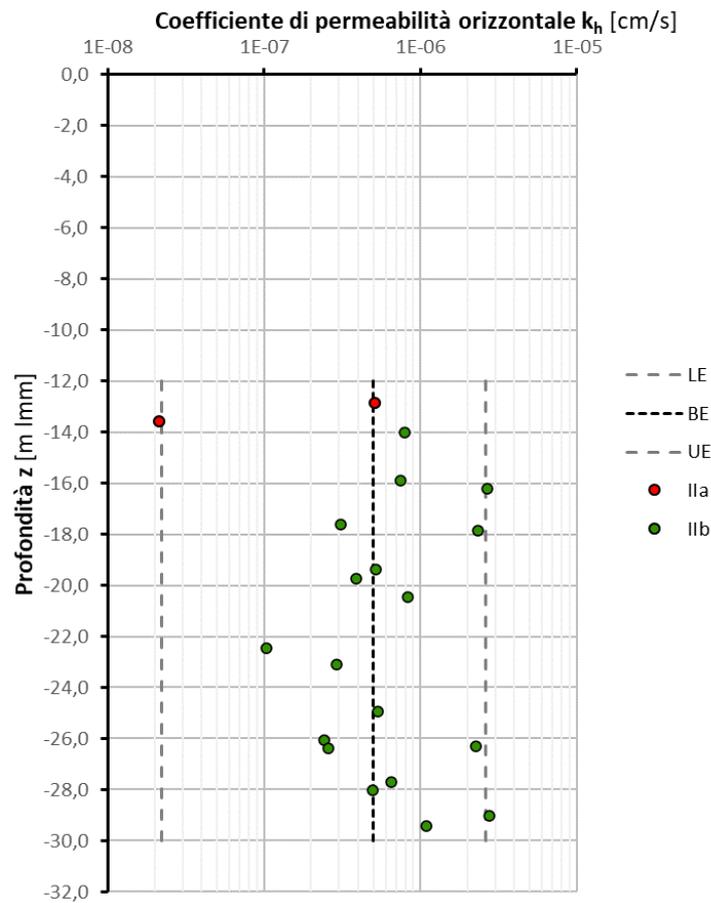


Figura 9.48: Coefficiente di permeabilità orizzontale k_h da prove di dissipazione

9.1.3 DMT

Le prove DMT sono state eseguite all'interno della campagna di indagine del 2014.

Di seguito sono esposti i principali risultati delle prove DMT, elaborati attraverso le correlazioni già descritte al paragrafo 6.3; per comodità di lettura, i grafici sono affiancati alle colonne stratigrafiche dei rispettivi sondaggi.

9.1.3.1 Coesione non drenata (c_u)

In Figura 9.49 sono presentati gli andamenti della coesione non drenata c_u da prova DMT per i terreni a grana fine (IIa e IIb). È possibile individuare un andamento della c_u in funzione della profondità:

Tabella 9.10: Valori della coesione non drenata c_u (kPa)

		Onshore area	Area 1	Area 2 (DMT3)	Area 3 (DMT2)	Area 4	Area 5 (DMT1)
		c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]	c_u [kPa]
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	\	\	\	\	\
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	30	15-1,5·(z+12)	\	15-1,5·(z+12)

con z in m da l.m.m.

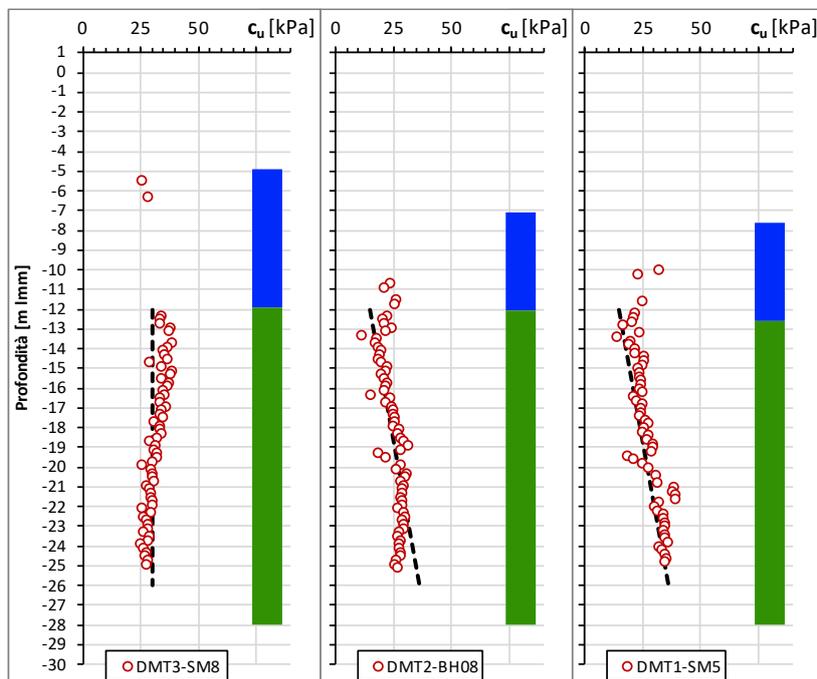


Figura 9.49: Coesione non drenata dalle prove DMT1 (area 5); DMT2 (area 3) e DMT3 (area 2)

9.1.3.2 Modulo edometrico (M)

In Figura 9.50 è mostrata la stima del modulo edometrico da prova DMT per l'unità sabbiosa (Ia) e quella argillosa (IIa e IIb). Nello specifico è possibile individuare i seguenti valori per ogni area:

Tabella 9.11: Valori modulo edometrico M (MPa)

		Onshore area	Area 1	Area 2 (DMT3)	Area 3 (DMT2)	Area 4	Area 5 (DMT1)	
		M [MPa]	M [MPa]	M [MPa]	M [MPa]	M [MPa]	M [MPa]	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	\	\	40-1,5·(z-q _{ts})	25-3,0·(z-q _{ts})	\	33-1,5·(z-q _{ts})
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	\	\	2,5	1,5	\	2,0

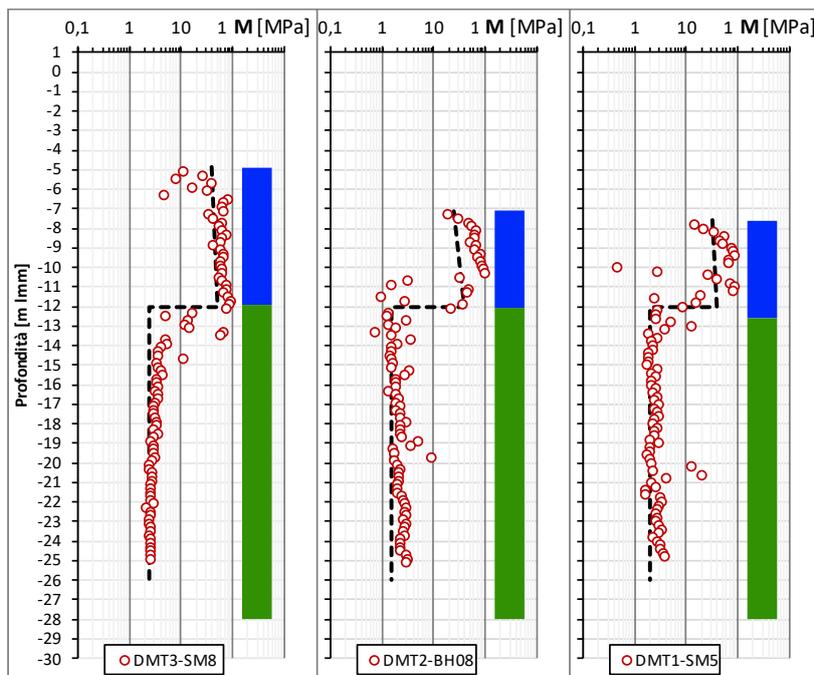


Figura 9.50: Modulo edometrico dalle prove DMT1 (area 5); DMT2 (area 3) e DMT3 (area 2)

9.1.4 Prove pressiometriche di tipo Mènard (PMP)

Le prove pressiometriche permettono di ricavare i valori della resistenza non drenata c_u dell'unità argillosa (IIa e IIb) e del modulo edometrico M sia per l'unità sabbiosa (Ia) che per l'unità argillosa (IIIa e IIb). La caratterizzazione è eseguita utilizzando le correlazioni già presentate al paragrafo 6.4.

In Figura 9.51 sono riportati i valori della resistenza non drenata c_u al variare della profondità; è possibile individuare un andamento della c_u in funzione della profondità:

$$c_u = 27 - 1,5 \cdot (z + 12)$$

con z misurata da l.m.m.

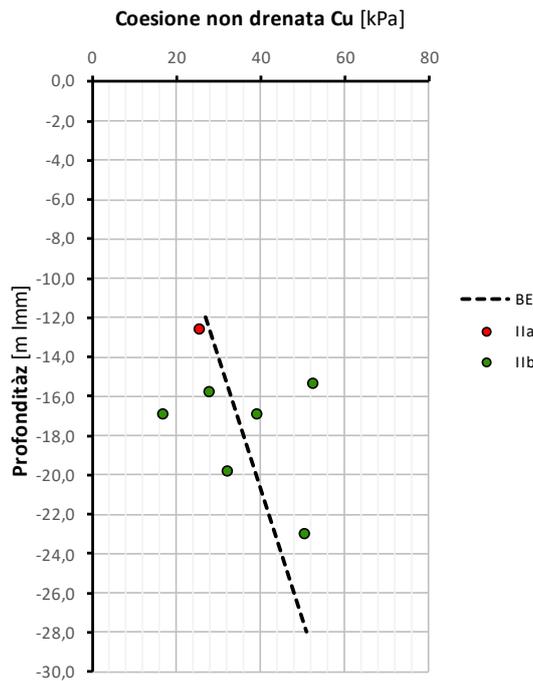


Figura 9.51: Coesione non drenata da prove pressiometriche

In Figura 9.52 sono riportati i valori del modulo edometrico calcolati, sintetizzabili nella tabella sottostante.

Tabella 9.12: Valori modulo edometrico M

		M [MPa]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	7,0	/
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	/	2,0	/

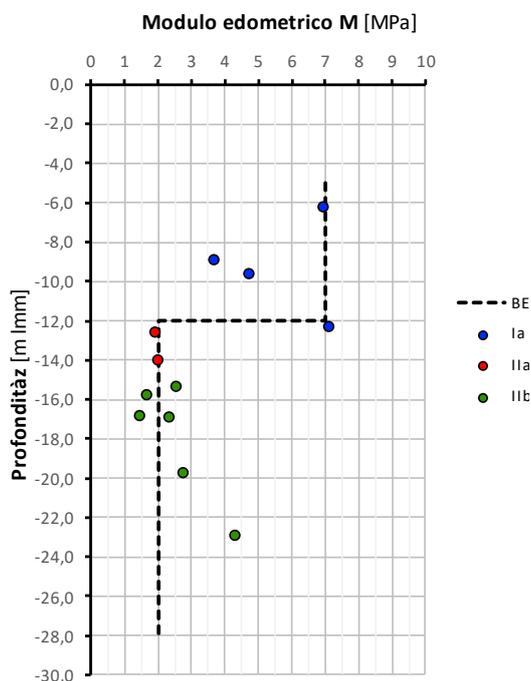


Figura 9.52: Modulo edometrico da prove pressiometriche

In Tabella 9.13 e Tabella 9.14 si forniscono i valori numerici ottenuti dalle prove pressiometriche con le principali grandezze per le due principali unità geotecniche.

Tabella 9.13: Sintesi dei valori da prove pressiometriche (unità sabbiosa, Ia)

			Onshore area			
			BHT01	BHT01	BHT04	BHT05
			MPM1	MPM2	MPM1	MPM1
Profondità	z	[m l.m.m.]	-6,23	-12,33	-9,67	-8,95
Pressione di ricompressione	P_0	[kPa]	75	116	70	118
Volume di ricompressione	V_0	[cm ³]	146	62	205	59
Pressione di scorrimento finale	P_f	[kPa]	171	285	230	194
Volume di scorrimento finale	V_f	[cm ³]	222	181	426	160
Delta P	ΔP	[kPa]	96	169	160	76
Delta V	ΔV	[cm ³]	76	119	221	101
Volume iniziale	V_i	[cm ³]	500	500	500	500
Volume limite	V_l	[cm ³]	793	625	910	619
Volume medio della cella di misura	V_m	[cm ³]	684	621,5	815,5	609,5
Coefficiente di Poisson	ν	[-]	0,33	0,33	0,33	0,33
Coefficiente reologico	α	[-]	0,33	0,33	0,33	0,33
Pressione limite	P_l	[kPa]	266	431	359	275
Pressione limite netta	P'_l	[kPa]	191	315	289	157
Modulo pressiometrico	E_m	[MPa]	2,30	2,35	1,57	1,22
Modulo edometrico	M	[MPa]	6,96	7,11	4,73	3,70
Coesione non drenata stimata	C_u	[kPa]	-	-	-	-

Tabella 9.14: Sintesi dei valori da prove pressiometriche (unità argillosa, IIa e IIb)

			Onshore area			
			BHT02	BHT02	BHT04	BHT05
			MPM1	MPM2	MPM2	MPM2
Profondità	z	[m l.m.m.]	-15,38	-22,98	-14,07	-16,95
Pressione di ricomprensione	P₀	[kPa]	114	239	148	135
Volume di ricomprensione	V₀	[cm ³]	171	24	50	71
Pressione di scorrimento finale	P_f	[kPa]	249	383	247	243
Volume di scorrimento finale	V_f	[cm ³]	391	126	217	231
Delta P	ΔP	[kPa]	135	144	99	108
Delta V	ΔV	[cm ³]	220	102	167	160
Volume iniziale	V_i	[cm ³]	500	500	500	500
Volume limite	V_l	[cm ³]	842	547	600	642
Volume medio della cella di misura	V_m	[cm ³]	781	575	633,5	651
Coefficiente di Poisson	v	[-]	0,33	0,33	0,33	0,33
Coefficiente reologico	α	[-]	0,50	0,50	0,50	0,50
Pressione limite	PI	[kPa]	402	516	307	351
Pressione limite netta	P'I	[kPa]	288	277	159	216
Modulo pressiometrico	E_m	[MPa]	1,27	2,16	1,00	1,17
Modulo edometrico	M	[MPa]	2,55	4,32	2,00	2,34
Coesione non drenata stimata	C_u	[kPa]	52,36	50,36	-	39,27

			Area 1			Area 3
			BH01	BH03	BH05	BH08
			MPM1	MPM1	MPM1	MPM1
Profondità	z	[m l.m.m.]	-15,8	-19,8	-12,6	-16,9
Pressione di ricomprensione	P₀	[kPa]	149	165	93	74
Volume di ricomprensione	V₀	[cm ³]	69	65	59	71
Pressione di scorrimento finale	P_f	[kPa]	218	268	168	138
Volume di scorrimento finale	V_f	[cm ³]	208	188	189	218
Delta P	ΔP	[kPa]	69	103	75	64
Delta V	ΔV	[cm ³]	139	123	130	147
Volume iniziale	V_i	[cm ³]	500	500	500	500
Volume limite	V_l	[cm ³]	638	630	617	641
Volume medio della cella di misura	V_m	[cm ³]	638,5	626,5	624	644,5
Coefficiente di Poisson	v	[-]	0,33	0,33	0,33	0,33
Coefficiente reologico	α	[-]	0,5	0,5	0,5	0,5
Pressione limite	PI	[kPa]	302	342	234	167
Pressione limite netta	P'I	[kPa]	153	177	141	93
Modulo pressiometrico	E_m	[MPa]	0,84	1,40	0,96	0,75
Modulo edometrico	M	[MPa]	1,69	2,79	1,92	1,49
Coesione non drenata stimata	C_u	[kPa]	27,82	32,18	25,64	16,91

9.1.5 Down Hole

In Figura 9.53 è presentato il profilo della velocità delle onde di taglio V_s da prova Down Hole e in Figura 9.54 quello del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 .

Nella Tabella 9.15 sono sintetizzati i valori attribuibili alle diverse unità geotecniche.

Tabella 9.15: Valori da prove Down Hole

		Onshore area	
		V_s [m/s]	G_0 [MPa]
■ Unità antropica (MMG)	Da +1,2 a -1,8 m l.m.m.	292	165
	Da -1,8 a -8,8 m l.m.m.	453	397
■ Unità sabbiosa (Ia)	Da -8,8 m a -12,0 m l.m.m.	163	51
■ Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 a -26,8 m l.m.m.	163	51
	Da -26,8 a -29,8 m l.m.m.	238	110

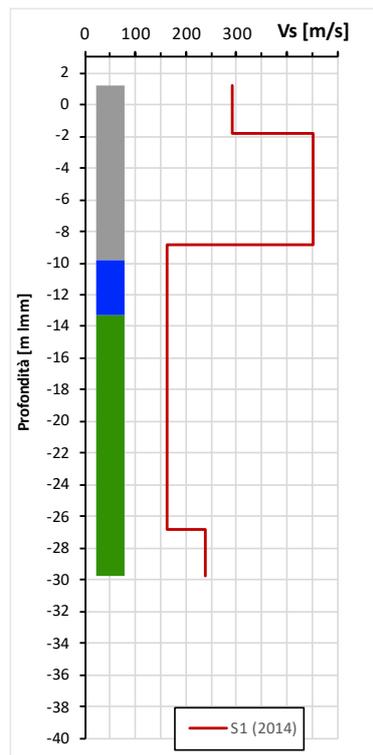


Figura 9.53: Velocità onde di Taglio V_s da prove Down Hole: S1 (area 5)

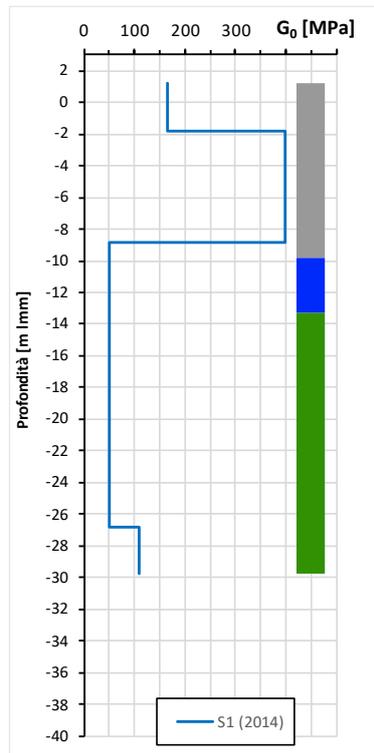


Figura 9.54: Modulo di Taglio G₀ da prove Down Hole: S1 (area 5)

9.2 PROVE DI LABORATORIO

Per l'elaborazione delle prove di laboratorio sono stati elaborati i certificati di prova relativi alle diverse campagne di indagine sia per l'unità sabbiosa (Ia) sia per quella argillosa (IIa e IIb).

9.2.1 Composizione granulometrica

Di seguito sono rappresentate le curve granulometriche dei campioni disponibili per ogni unità geotecnica individuata con associate frazioni granulometriche.

Le curve granulometriche dell'unità antropica MMG (Figura 9.55) indicano una composizione piuttosto uniforme, che oscilla tra "Ghiaia sabbiosa" a "Ghiaia con sabbia".

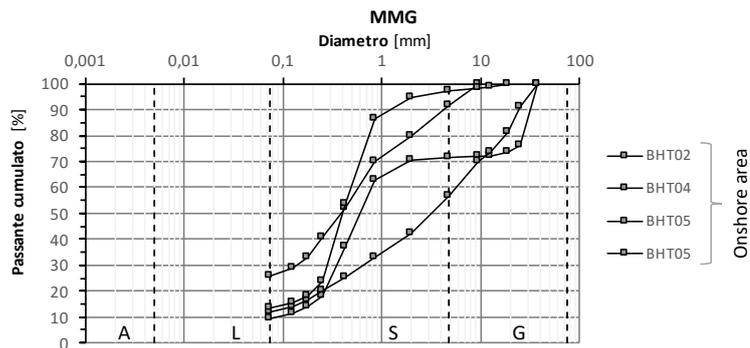


Figura 9.55: Composizione granulometrica (Unità MMG)

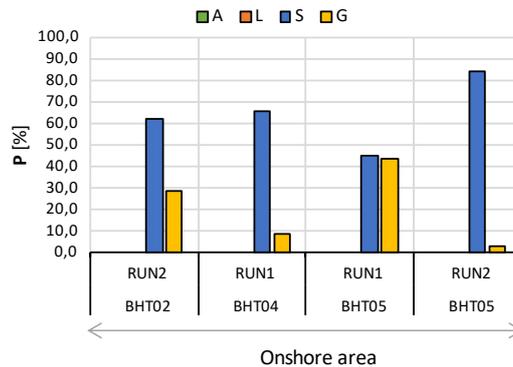


Figura 9.56: Frazioni granulometriche (Unità MMG)

Le curve granulometriche dell'unità fangosa Ib (Figura 9.57) indicano una composizione che oscilla tra "Limo debolmente argilloso" a "Limo con sabbia".

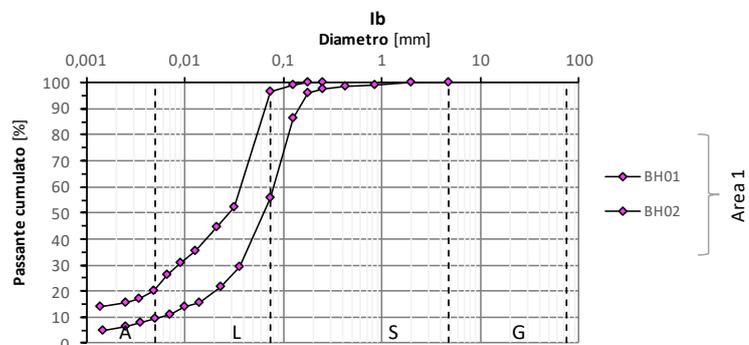


Figura 9.57: Composizione granulometrica (Unità Ib)

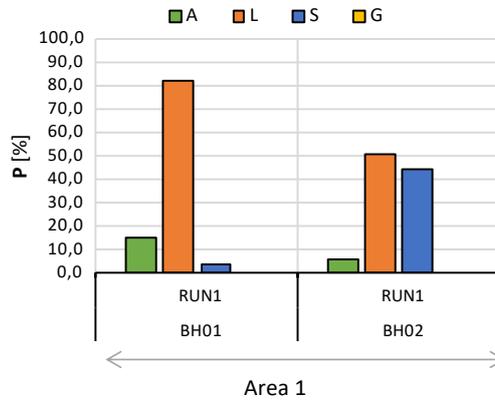


Figura 9.58: Frazioni granulometriche (Unità lb)

Le curve granulometriche indicano che l'unità sabbiosa la (Figura 9.59) presenta una composizione piuttosto uniforme, tra "Sabbia con limo debolmente argilloso" e "Sabbia".

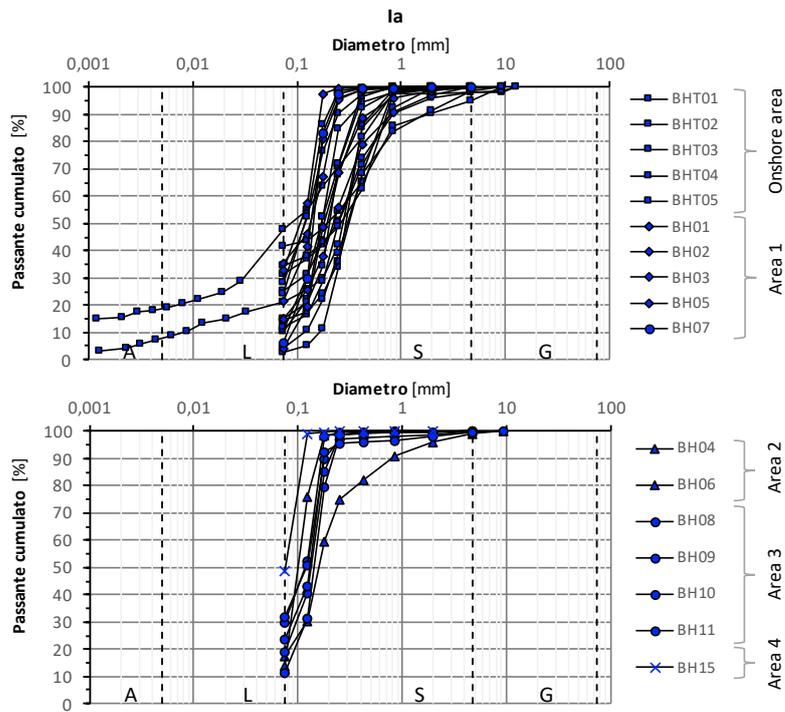


Figura 9.59: Composizione granulometrica (Unità la)

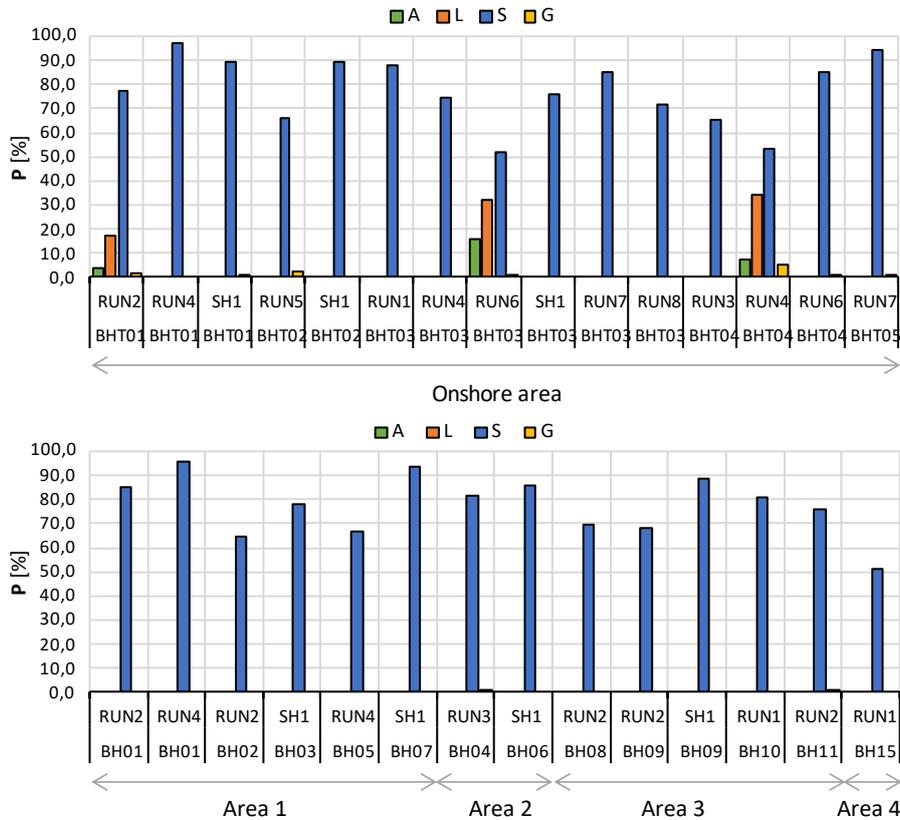


Figura 9.60: Frazioni granulometriche (Unità Ia)

Le curve granulometriche dell'unità sabbiosa sono state suddivise in Ia, composta prevalentemente da "Limo con argilla" (Figura 9.61) e Ib, che invece oscilla tra "Limo con argilla" e "Argilla con limo".

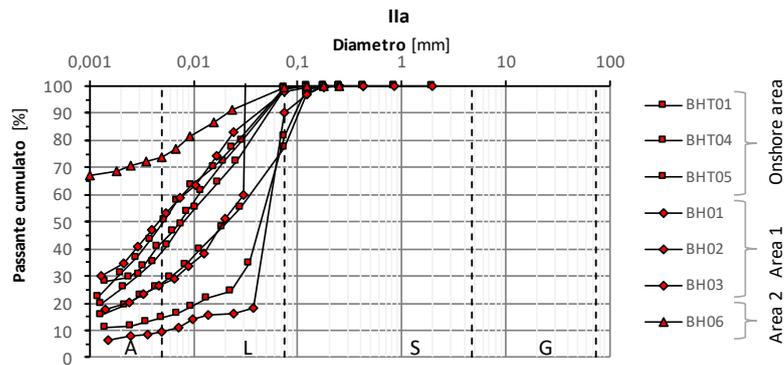


Figura 9.61: Composizione granulometrica (Unità Ia)

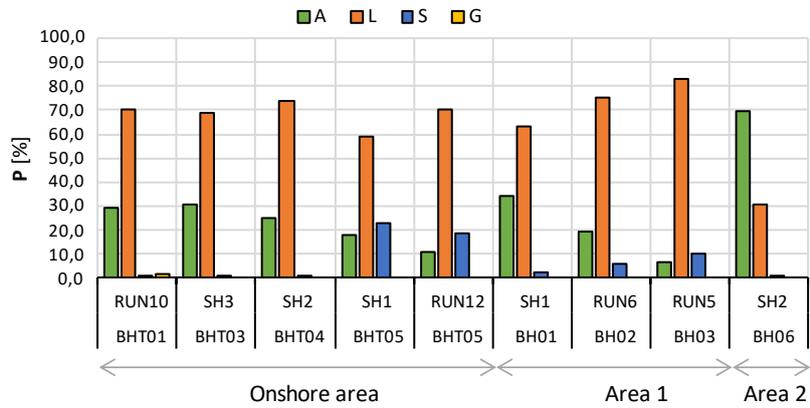


Figura 9.62: Frazioni granulometriche (Unità IIa)

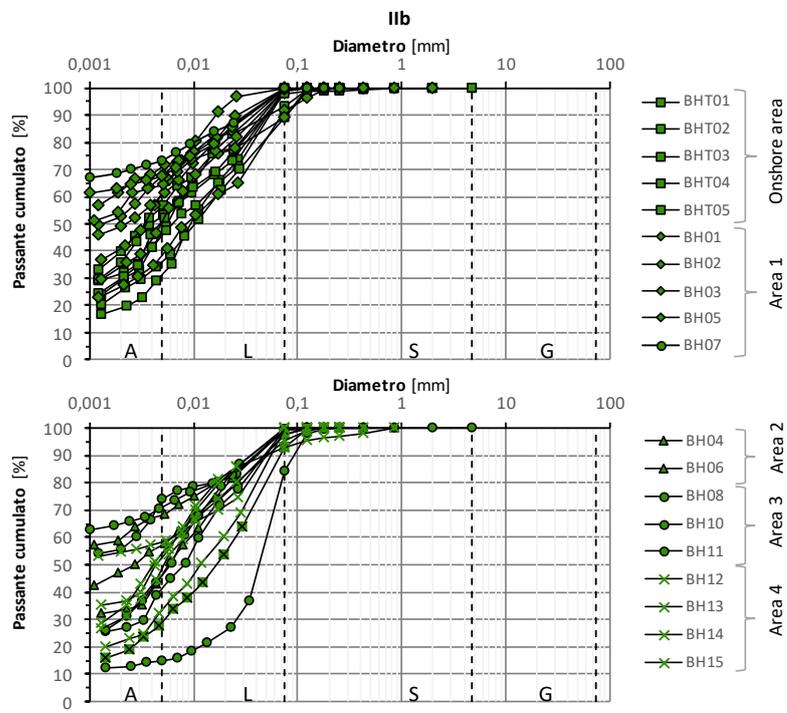


Figura 9.63: Composizione granulometrica (Unità IIb)



Figura 9.64: Frazioni granulometriche (Unità IIb)

9.2.2 Peso dell'unità di volume e gravità specifica

In Figura 9.65 sono riportati i valori del peso dell'unità di volume misurati in laboratorio e sintetizzati nella tabella sottostante.

Tabella 9.16: Valori peso dell'unità di volume γ (kN/m³)

		γ [kN/m ³]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	16,0	18,0	19,2
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	16,5	17,5	19,0

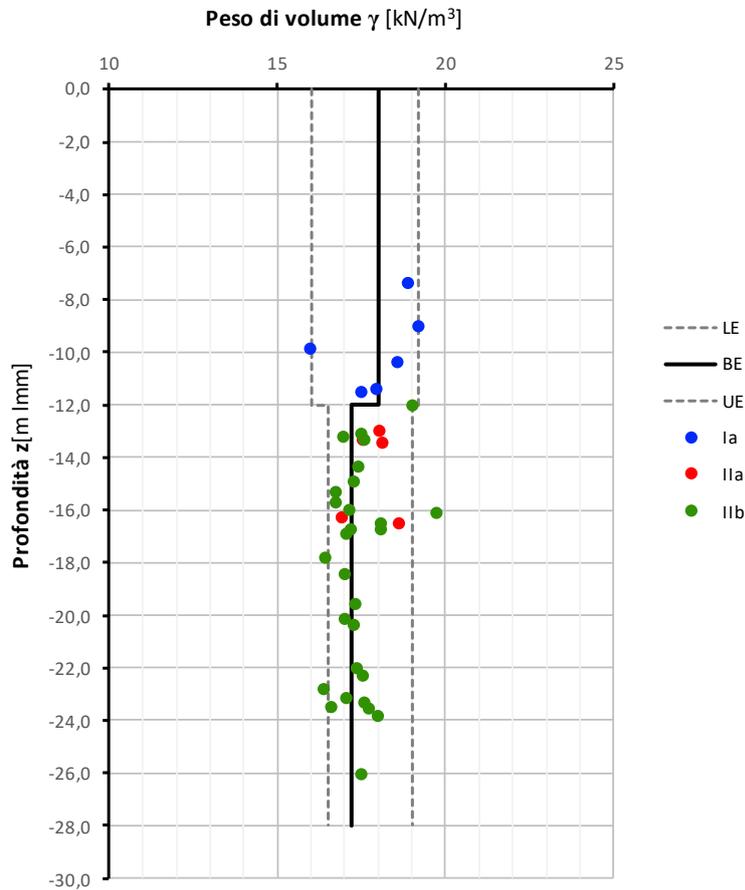


Figura 9.65: Peso di volume

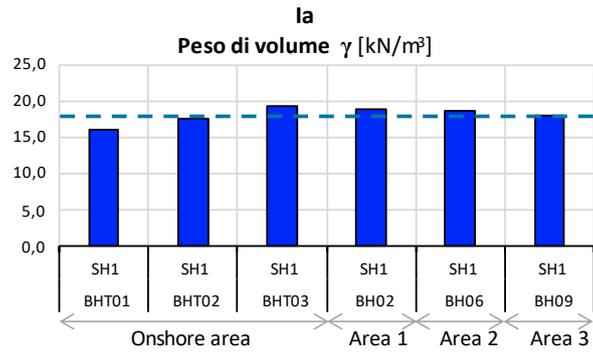


Figura 9.66: Peso di volume (Ia)

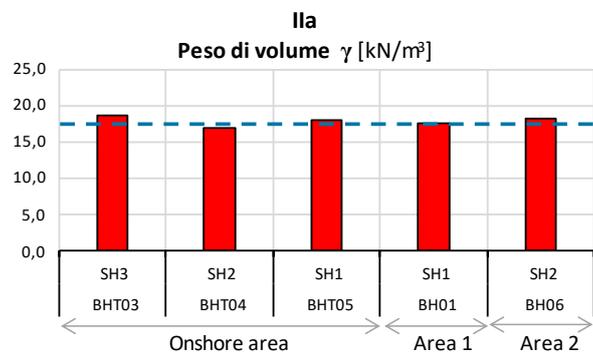


Figura 9.67: Peso di volume (Ila)

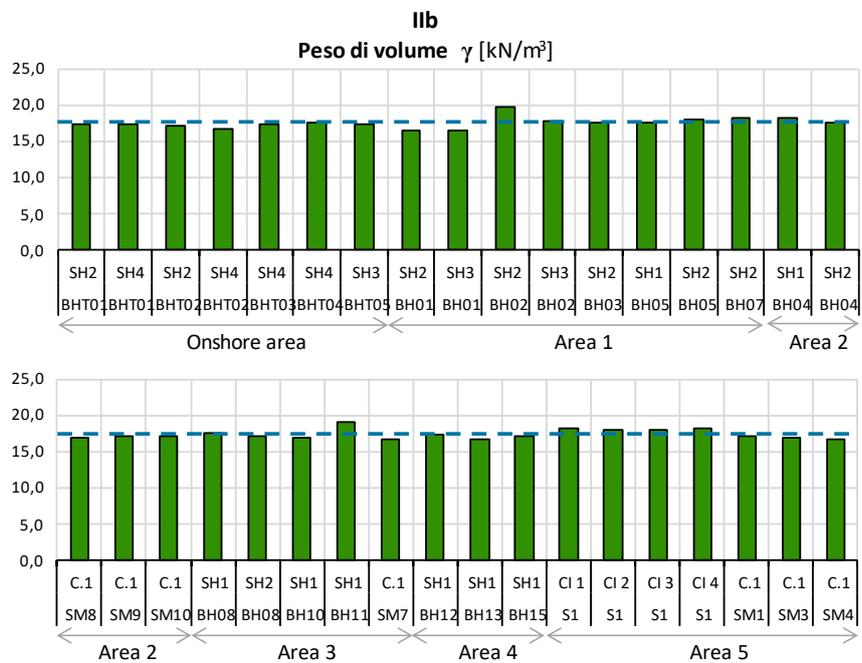


Figura 9.68: Peso di volume (Ilb)

La gravità specifica si ottiene dal rapporto tra peso specifico dei grani γ_s e peso di volume dell'acqua γ_w :

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Dalla Figura 9.69 G_s risulta poco variabile, fra 2,5 e 2,7, e può essere assunto pari a **2,65** per entrambe le unità geotecniche considerate.

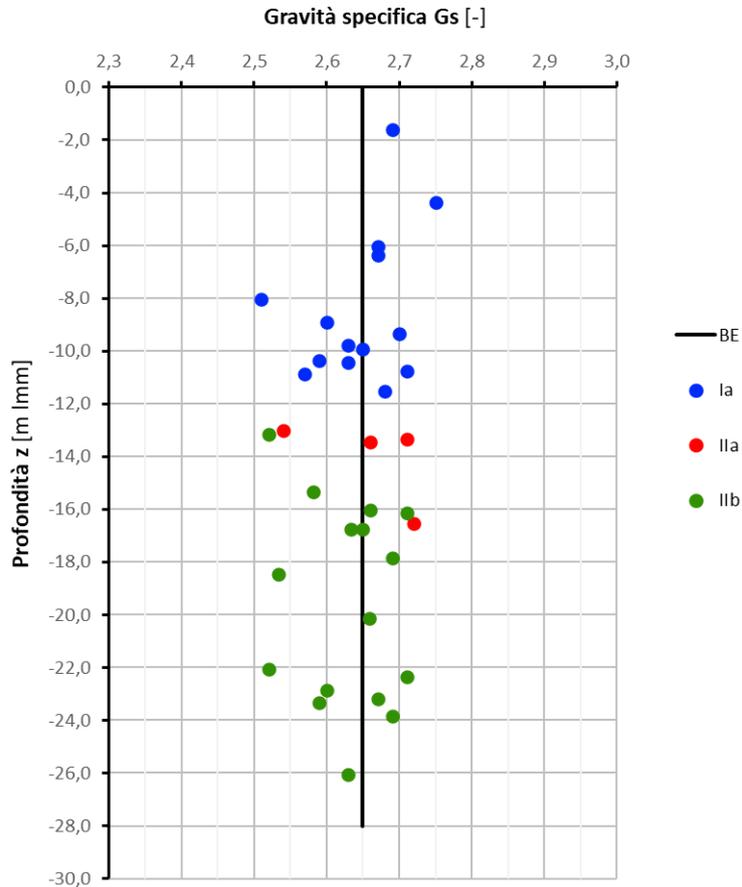


Figura 9.69: Gravità specifica

9.2.3 Contenuto d'acqua naturale (W)

In Figura 9.70 sono riportati i valori del contenuto d'acqua naturale misurati in laboratorio e sintetizzati nella tabella sottostante.

Tabella 9.17: Valori contenuto d'acqua naturale W (%)

		W [%]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	24,8	28	30,6
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	29,7	40	49,8

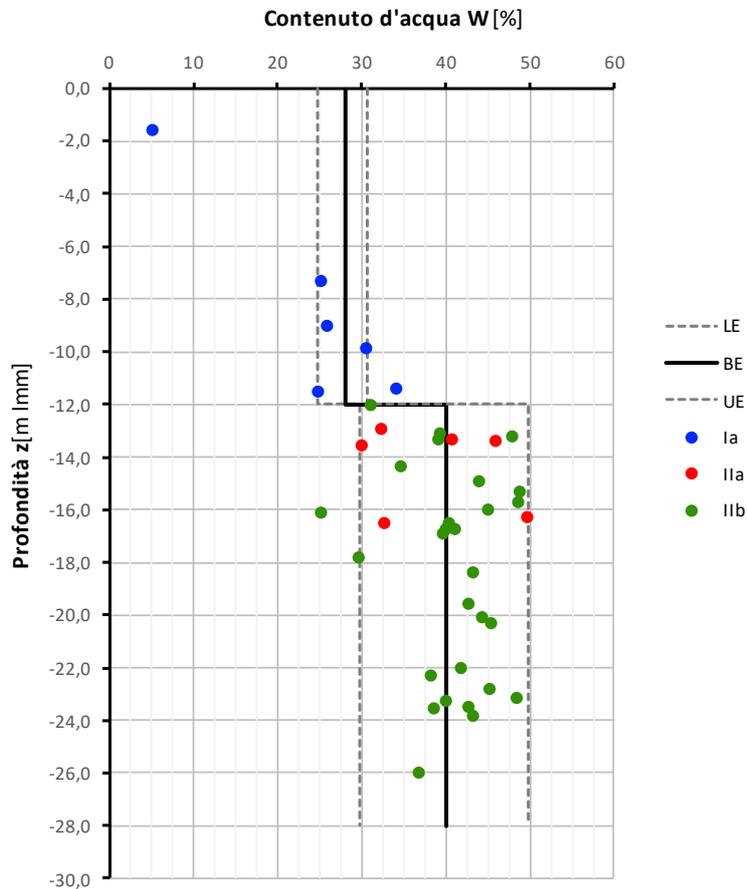


Figura 9.70: Contenuto d'acqua naturale

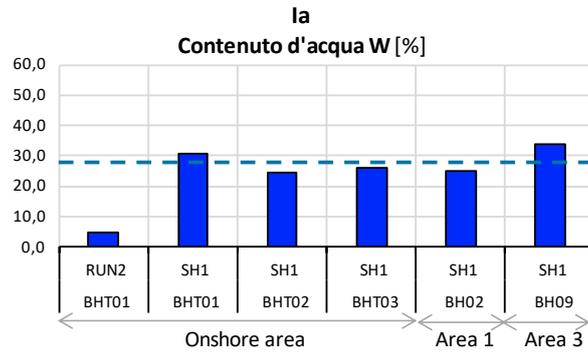


Figura 9.71: Contenuto d'acqua naturale (Ia)

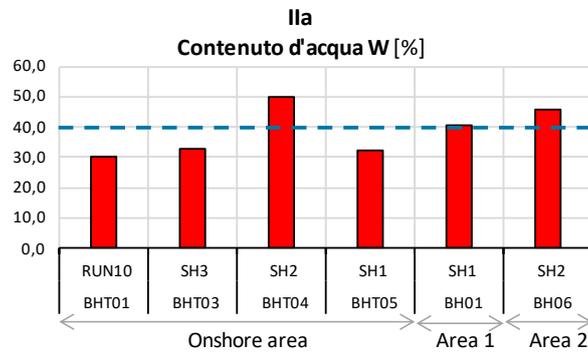


Figura 9.72: Contenuto d'acqua naturale (Ila)

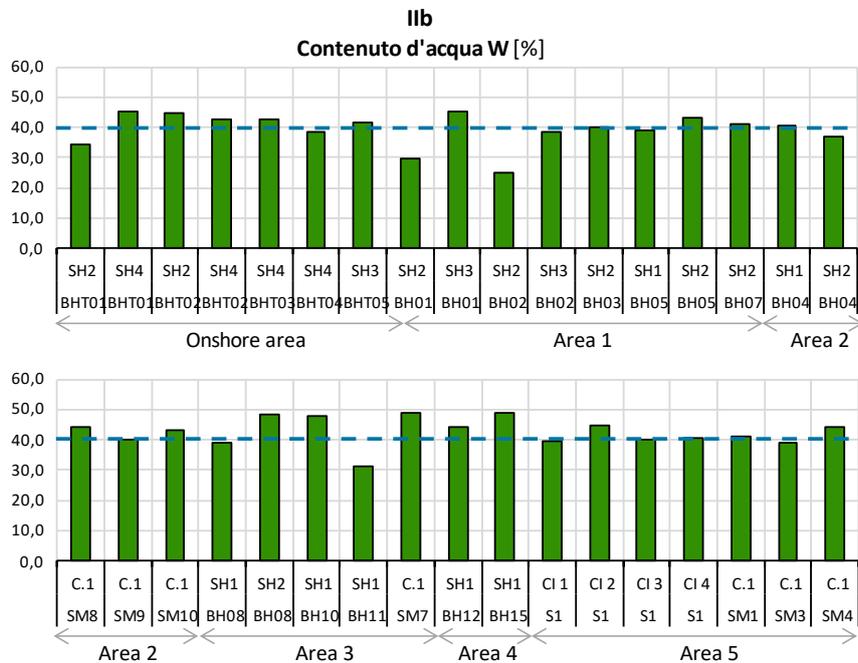


Figura 9.73: Contenuto d'acqua naturale (Ilb)

9.2.4 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine (IIa e IIb) dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (LL) e il limite di plasticità (LP). Il valore dell'indice di plasticità ($IP = LL - LP$) varia da 10 a 33, mentre quelli del limite liquido variano tra 30 e 60.

Sulla carta di plasticità (Figura 9.74), i punti sperimentali ricadono nel campo dei terreni organici di bassa e alta plasticità e delle argille organiche di bassa e alta plasticità, cosa che evidenzia la forte eterogeneità di composizione dell'unità argillosa.

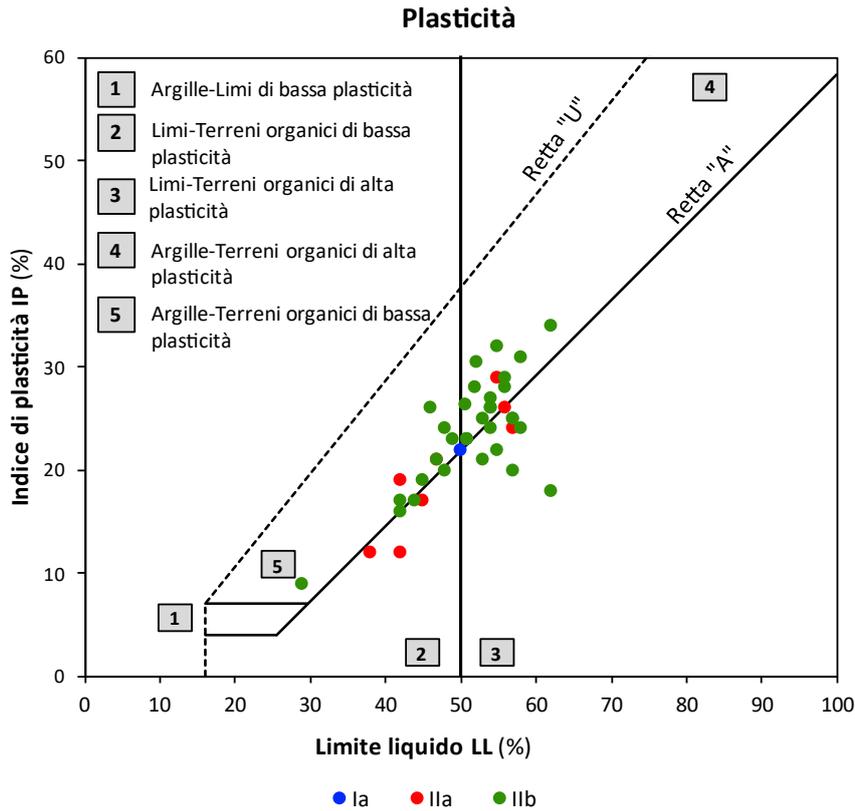


Figura 9.74: Carta di Plasticità di Casagrande

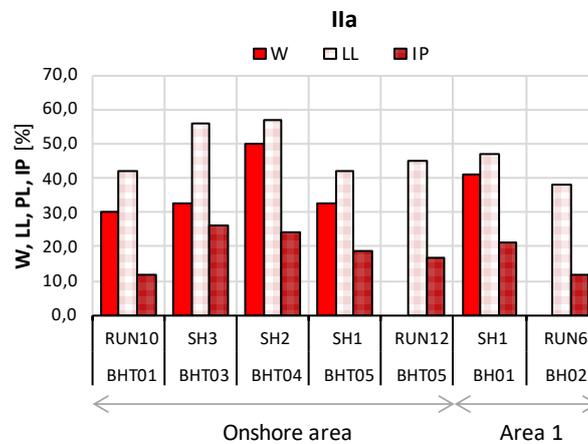


Figura 9.75: Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (IIa)

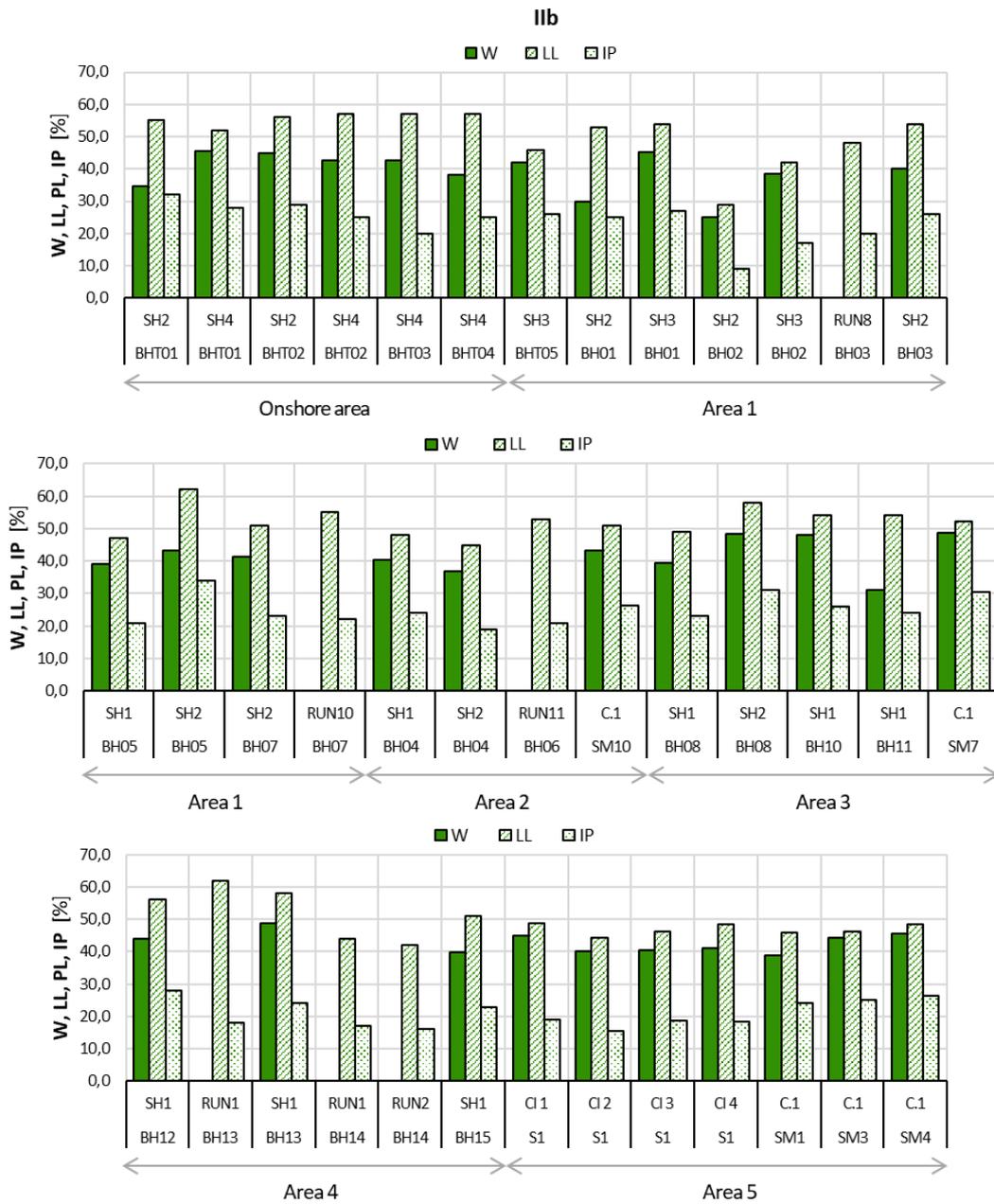


Figura 9.76: Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (IIb)

9.2.5 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali

La resistenza non drenata c_u dell'unità argillosa (IIa e IIb) è stata stimata dai risultati di prove triassiali (UU e CIU) su campioni di laboratorio e rappresentata in funzione della profondità di prelievo del campione in Figura 9.77.

È possibile individuare un andamento della c_u in funzione della profondità:

$$c_u = 27 - 1,5 \cdot (z + 12)$$

con z misurata da l.m.m.

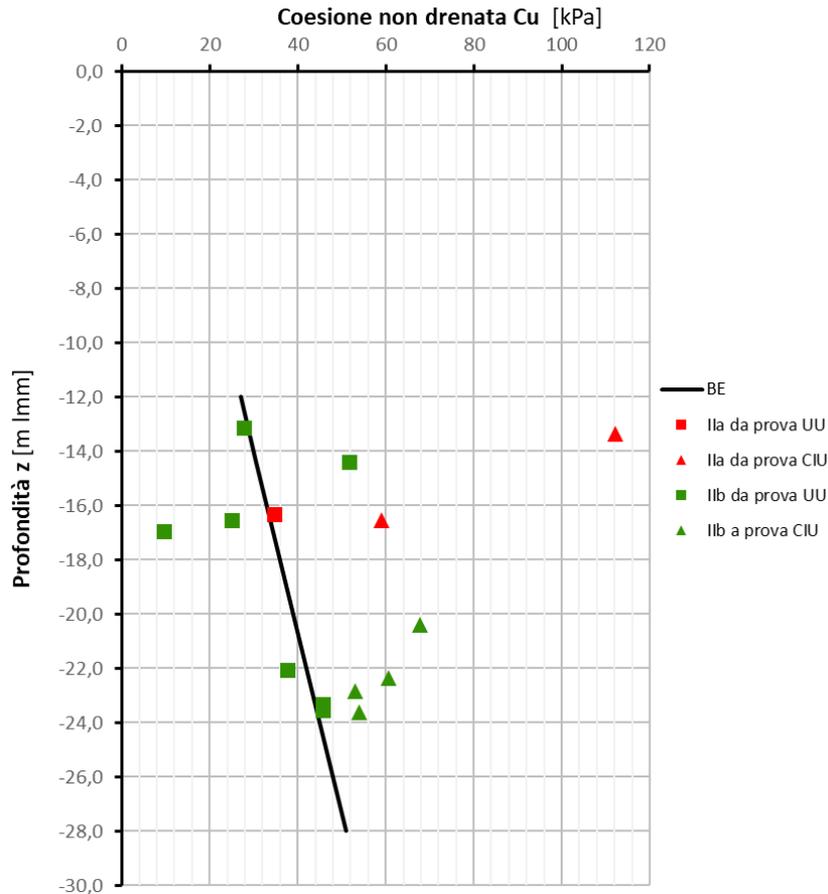


Figura 9.77: Coesione non drenata

9.2.6 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci

In questo paragrafo i risultati delle prove di resistenza sui terreni sono interpretati secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci; i parametri meccanici sono quindi l'angolo di resistenza al taglio ϕ' e la coesione c' . In Figura 9.78 si fornisce il quadro dei valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' ottenuti da prove di taglio diretto e da prove di compressione triassiale CID. Da Figura 9.79 a Figura 9.81 si ricava che sia per l'unità sabbiosa che per l'unità argillosa, tutti valori si possono interpolare con un unico inviluppo, rettilineo e passante per l'origine, caratterizzato dai parametri sintetizzati nella tabella sottostante.

Tabella 9.18: Valori coesione c' (kPa) e angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)

		ϕ' [°]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	34	35	37
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	22	25	28

L'interpolazione è coerente con l'assenza di qualunque storia tensionale del deposito.

La coesione c' è sempre pari a **0 kPa**.

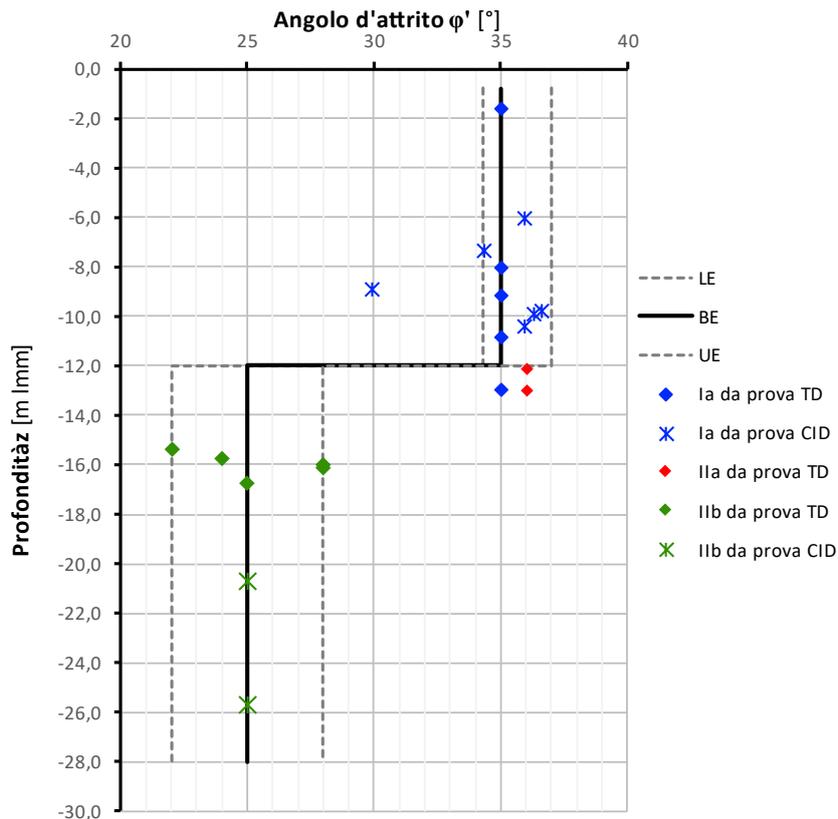


Figura 9.78: Angolo di resistenza al taglio ϕ' da TD e CID

I due provini provenienti dai campioni dell'unità argillosa IIa sono stati associati all'unità sabbiosa (Ia) in quanto caratterizzati da una composizione granulometrica prevalentemente sabbiosa (Figura 9.79).

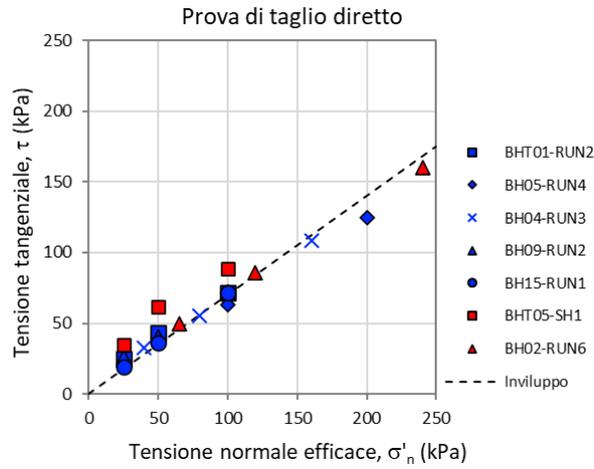


Figura 9.79: Involuppo di resistenza in tensioni efficaci da TD (Ia e IIa)

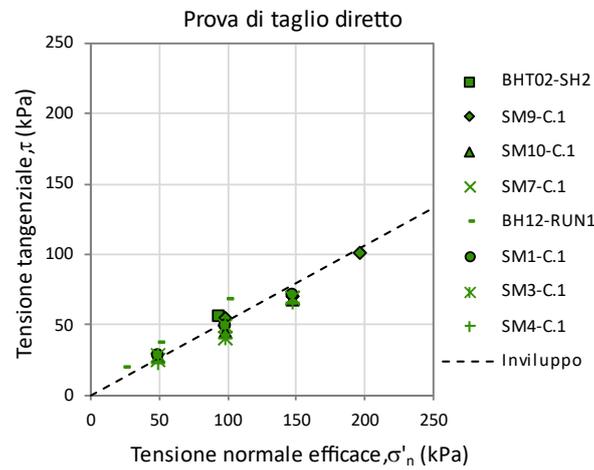


Figura 9.80: Involuppo di resistenza in tensioni efficaci da TD (IIb)

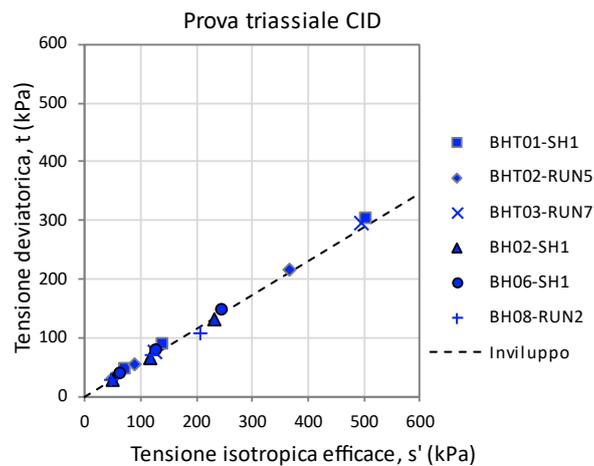


Figura 9.81: Involuppo di resistenza in tensioni efficaci da CID (Ia)

9.2.7 Caratteristiche di deformabilità

Sono state ricavate da prove di compressione edometrica (CRS e IL). In Figura 9.82 si rappresenta la distribuzione dei valori del modulo edometrico al variare della profondità, mentre in Figura 9.83 e in Figura 9.84 è rappresentato l'andamento del modulo a diversi stati tensionali.

Per l'unità argillosa si possono assumere i valori del modulo edometrico indicati in Tabella 9.19:

Tabella 9.19: Valori modulo edometrico M (MPa)

		M [MPa]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	/	/
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	1,0	2,5	5,0

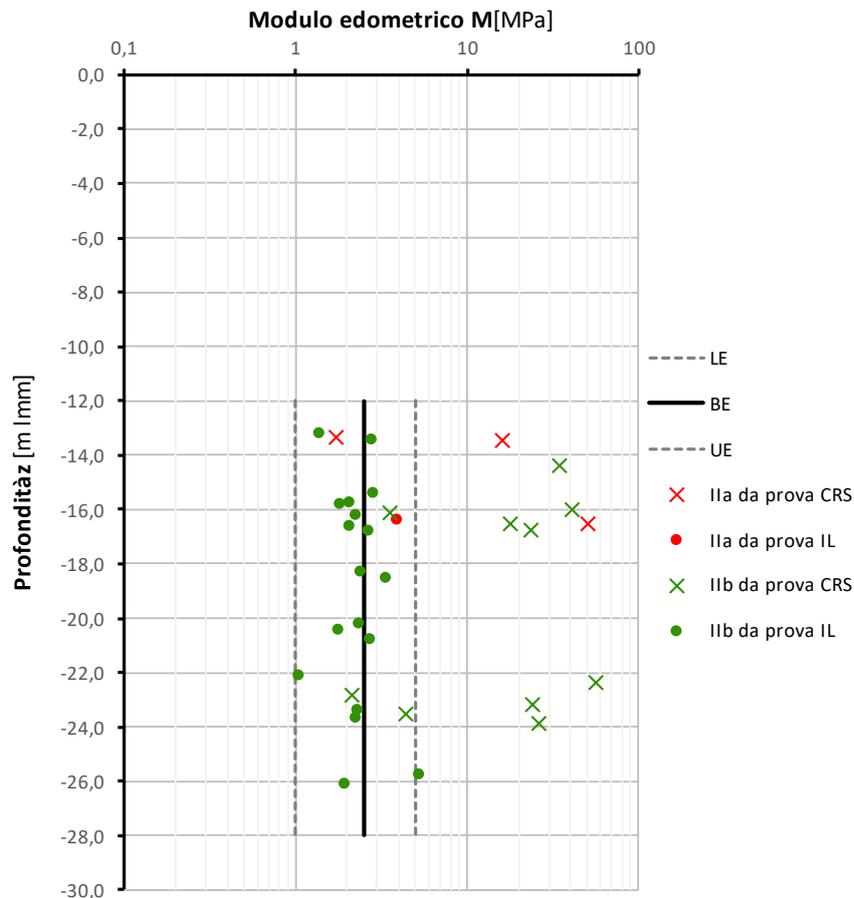


Figura 9.82: Modulo edometrico M da prove CRS e IL

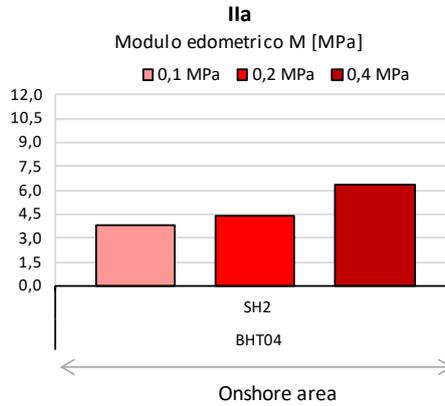


Figura 9.83: Modulo edometrico M da prove IL (IIa)

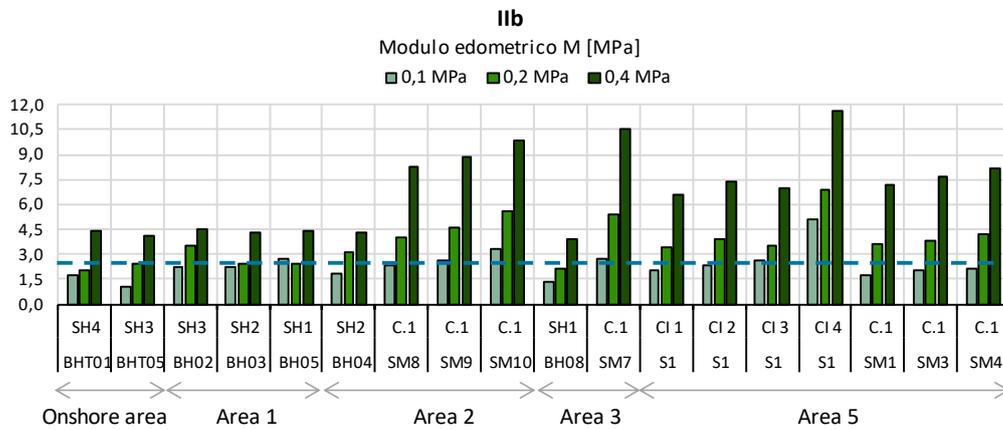


Figura 9.84: Modulo edometrico M da prove IL (IIb)

In Figura 9.85 sono rappresentati i coefficienti di compressione e di rigonfiamento, Cc e Cs, al variare della profondità. I valori ottenuti possono essere sintetizzati come segue:

Tabella 9.20: Indici di compressibilità Cc e di rigonfiamento Cs

		Cc [-]			Cs [-]		
		LE	BE	UE	LE	BE	UE
 Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	/	/	/	/	/
 Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	0,27	0,40	0,66	0,03	0,07	0,11

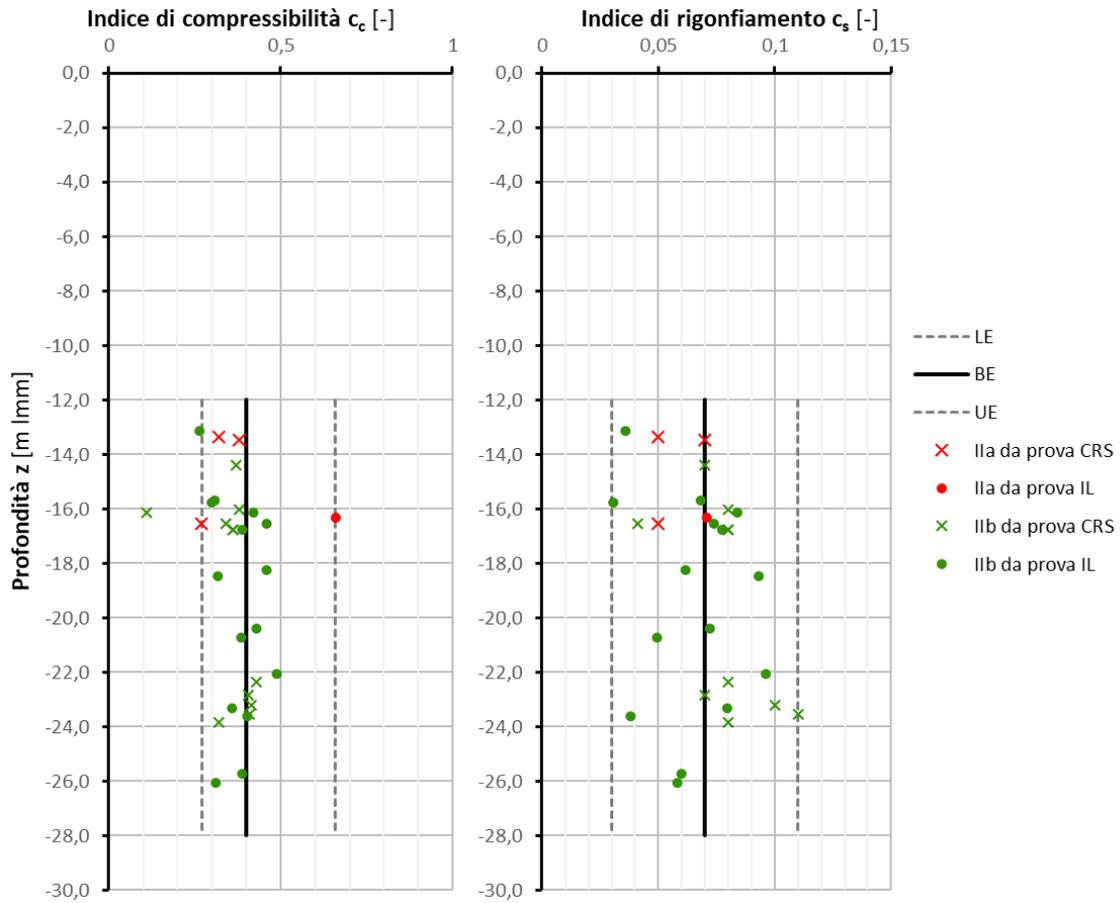


Figura 9.85: Indice di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s da prova CRS e IL

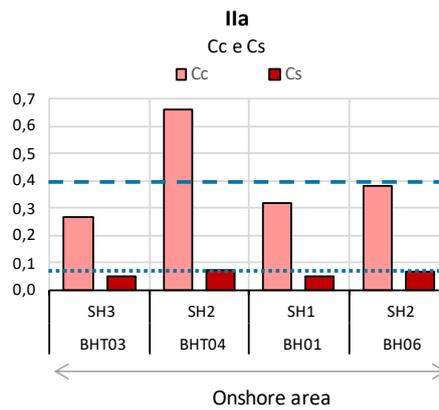


Figura 9.86: Indice di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s da CRS e IL (Ila)

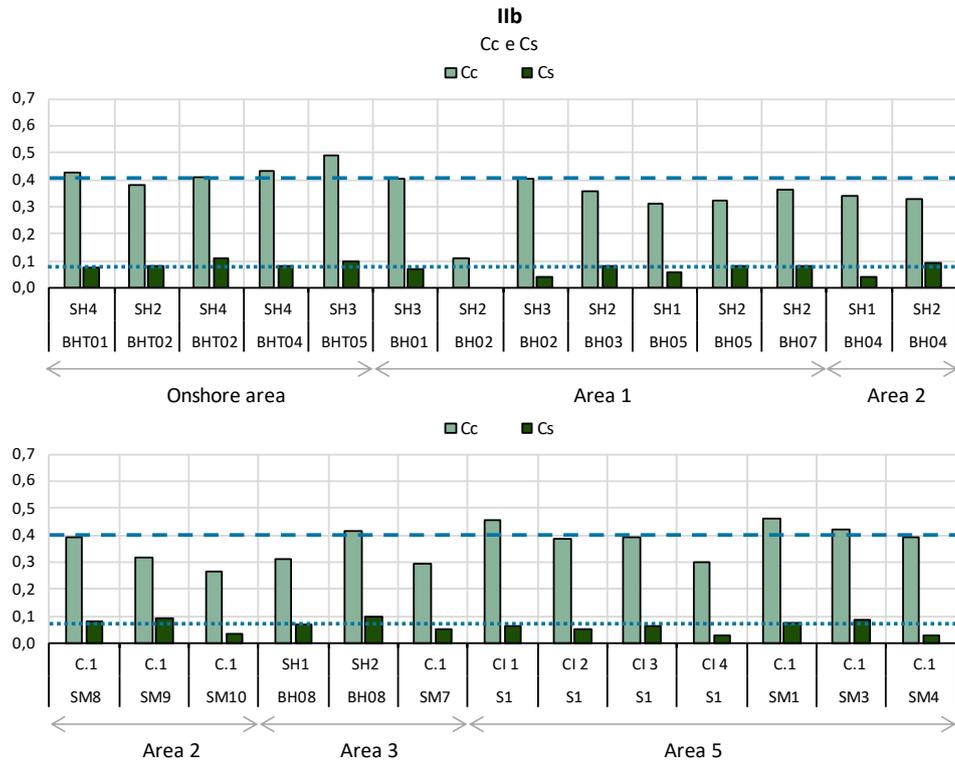


Figura 9.87: Indice di compressibilità Cc e di rigonfiamento Cs da CRS e IL (IIb)

Le curve di compressibilità ottenute dalle prove sono rappresentate da Figura 9.88 a Figura 9.92.

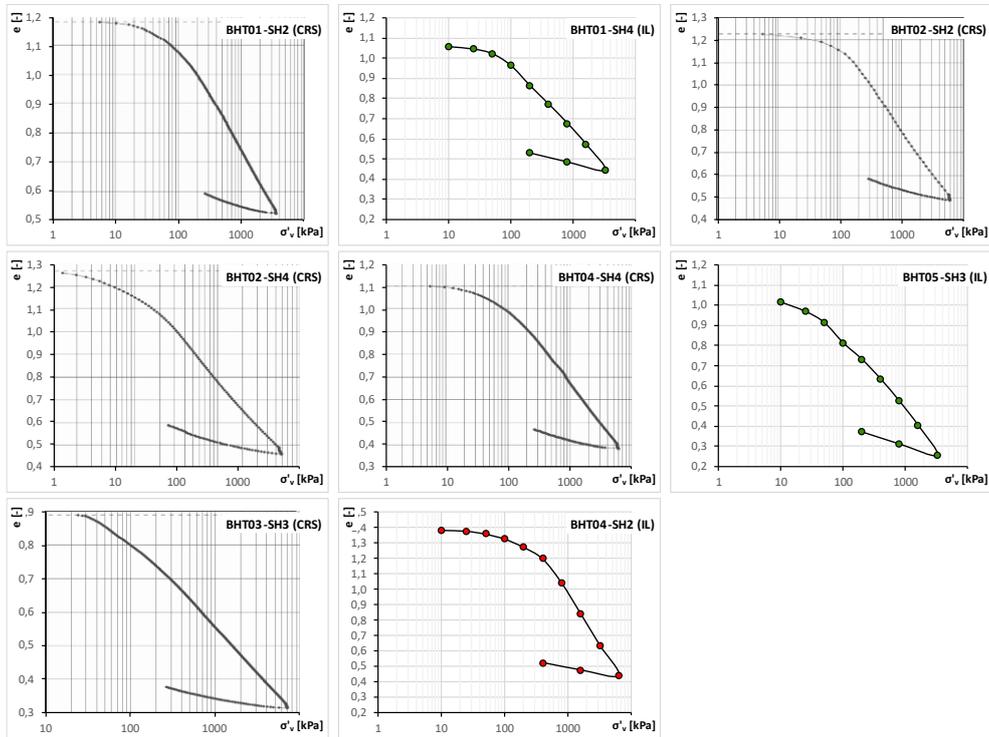


Figura 9.88: Curve di compressibilità da CRS e IL (onshore area)

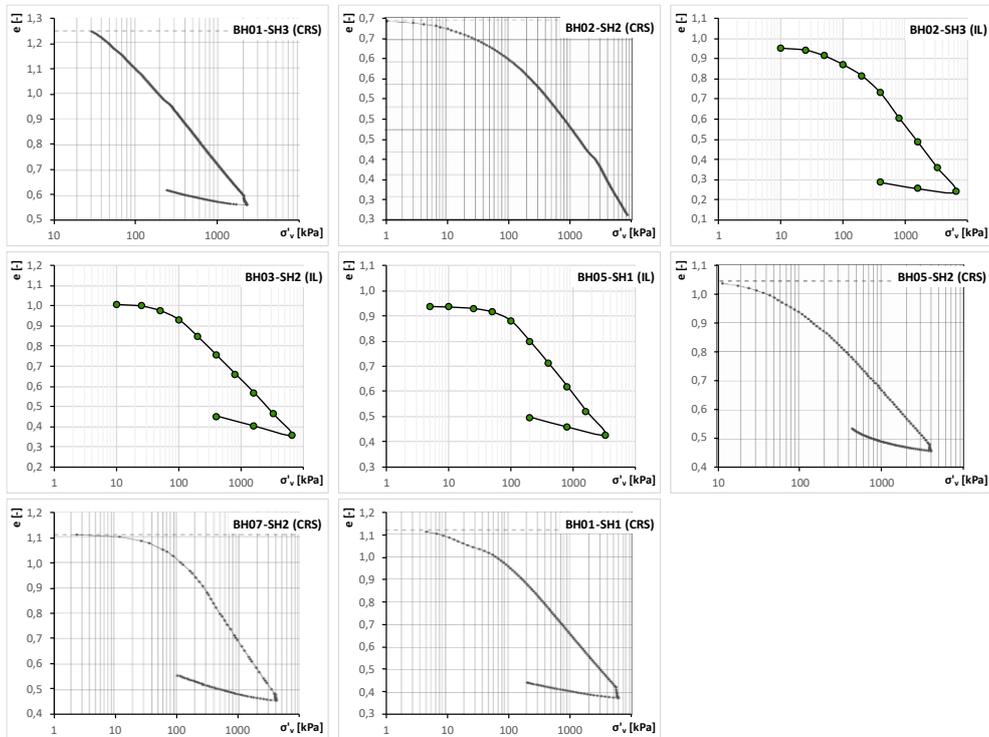


Figura 9.89: Curve di compressibilità da CRS e IL (area 1)

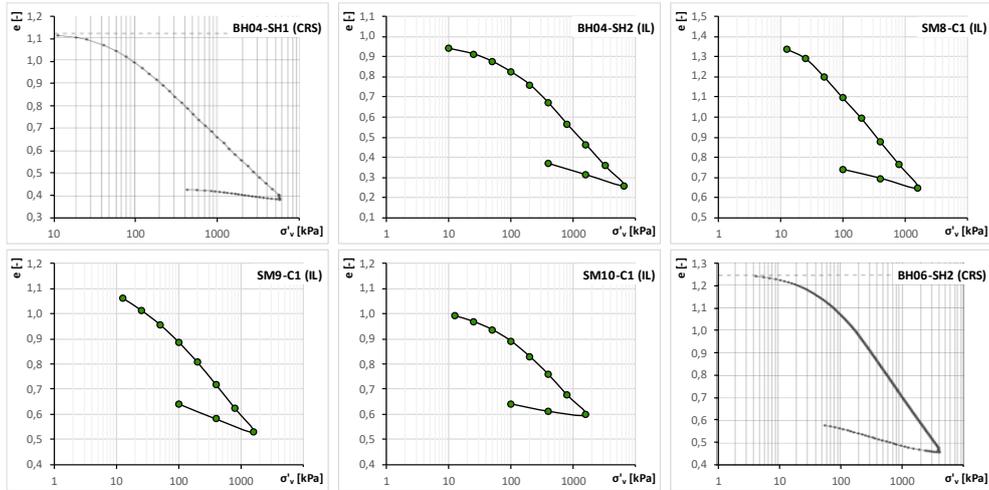


Figura 9.90: Curve di compressibilità da CRS e IL (area 2)

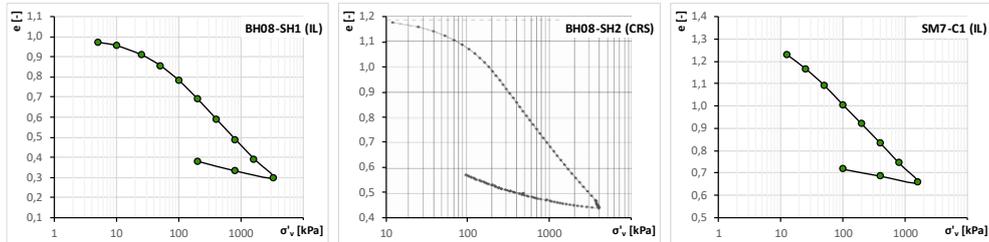


Figura 9.91: Curve di compressibilità da CRS e IL (area 3)

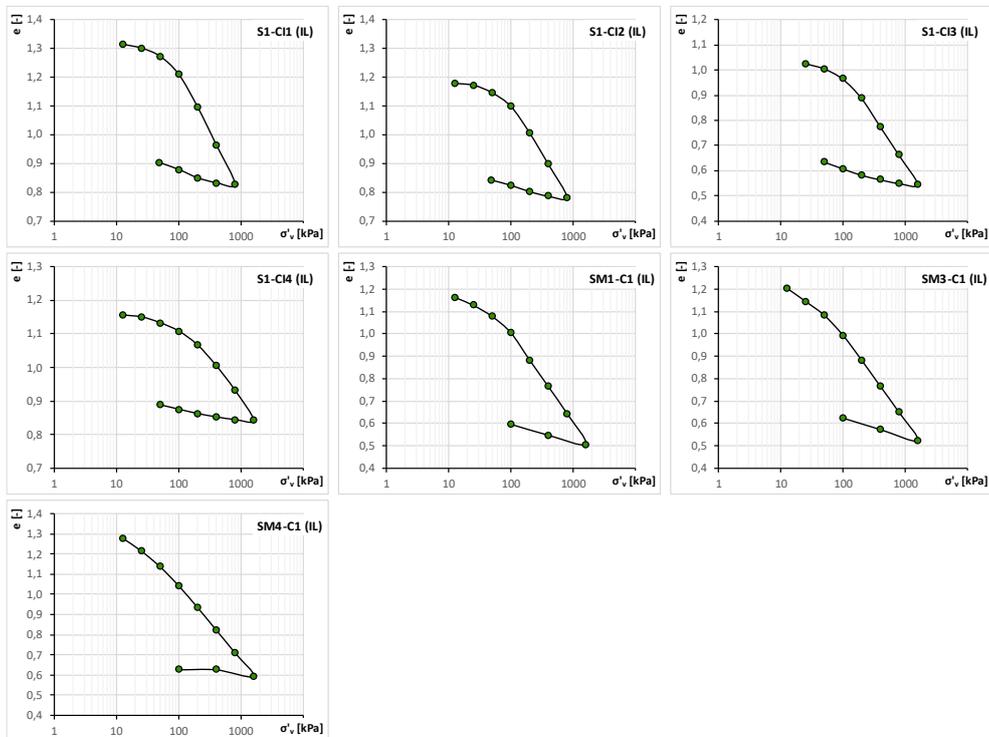


Figura 9.92: Curve di compressibilità da CRS e IL (area 5)

9.2.8 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

I valori del coefficiente di consolidazione verticale c_v ottenuti dalle prove edometriche (CRS e IL) sono rappresentati al variare della profondità in Figura 9.93 e quelli del coefficiente di permeabilità verticale k_v in Figura 9.96. Invece, da Figura 9.94 a Figura 9.98, è rappresentato il loro andamento a diversi stati tensionali. La sintesi di tutti i valori ottenuti si ritrova in Tabella 9.21 per il coefficiente c_v e in Tabella 9.22 per k_v .

Tabella 9.21: Valori coefficiente di consolidazione verticale c_v (cm^2/s)

		c_v [cm^2/s]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	/	/
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	$3,4 \times 10^{-4}$	8×10^{-4}	$3,5 \times 10^{-3}$

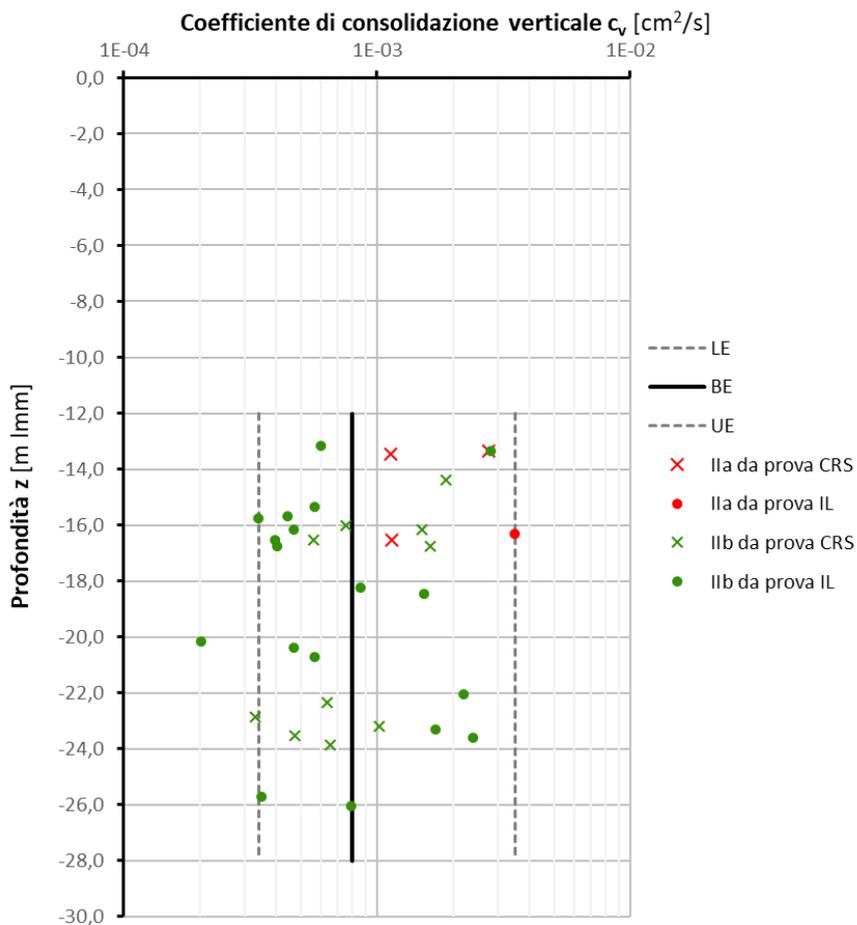


Figura 9.93: Coefficiente di consolidazione verticale c_v da CRS e IL

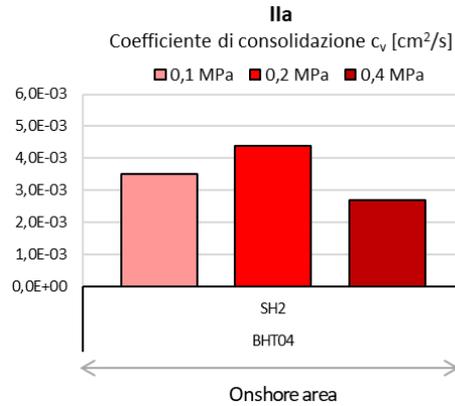


Figura 9.94: Coefficiente di consolidazione verticale c_v da IL (IIa)

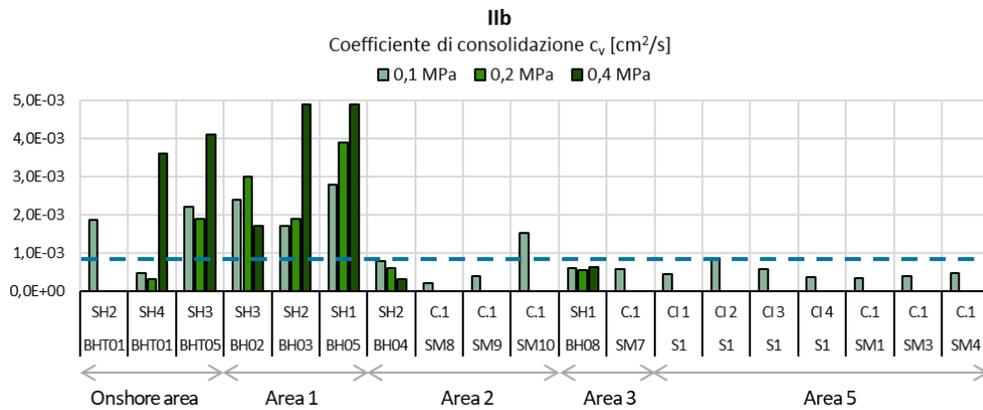


Figura 9.95: Coefficiente di consolidazione verticale c_v da IL (IIb)

Tabella 9.22: Valori coefficiente di permeabilità verticale k_v (cm/s)

		k_v [cm/s]			
		LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	/	/
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	$2,7 \times 10^{-8}$	$2,0 \times 10^{-7}$	$1,6 \times 10^{-6}$

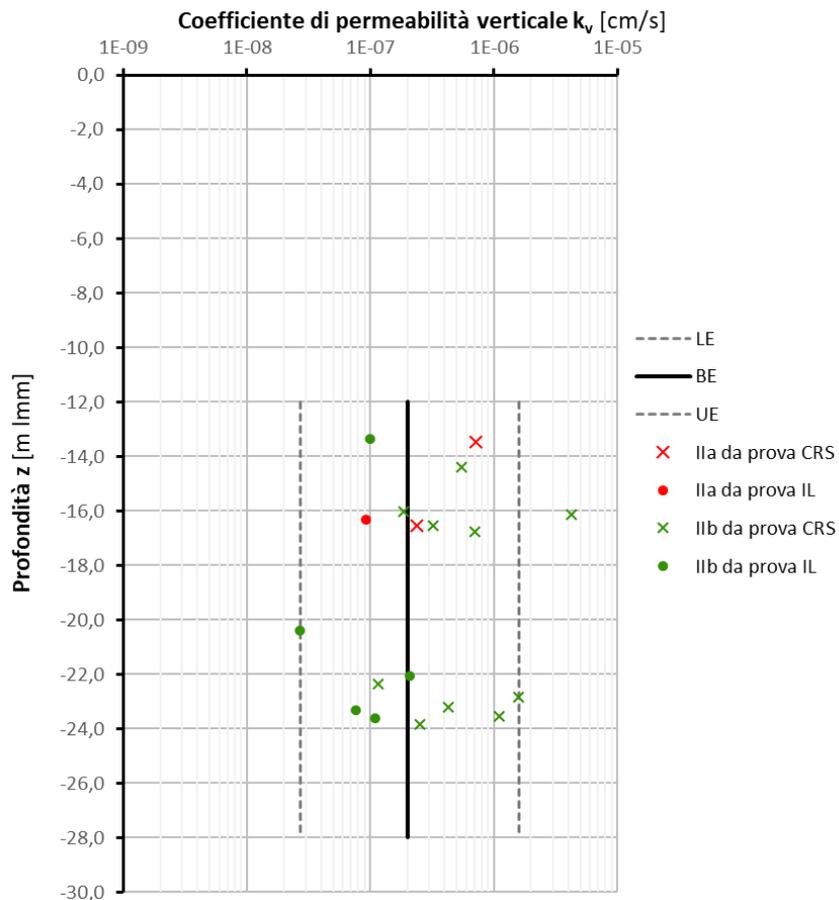


Figura 9.96: Coefficiente di permeabilità k_v da CRS e IL

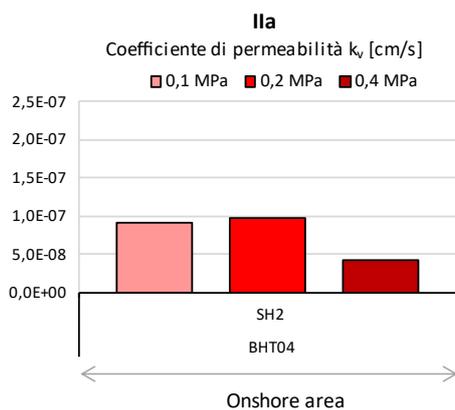


Figura 9.97: Coefficiente di permeabilità k_v da IL (Ila)

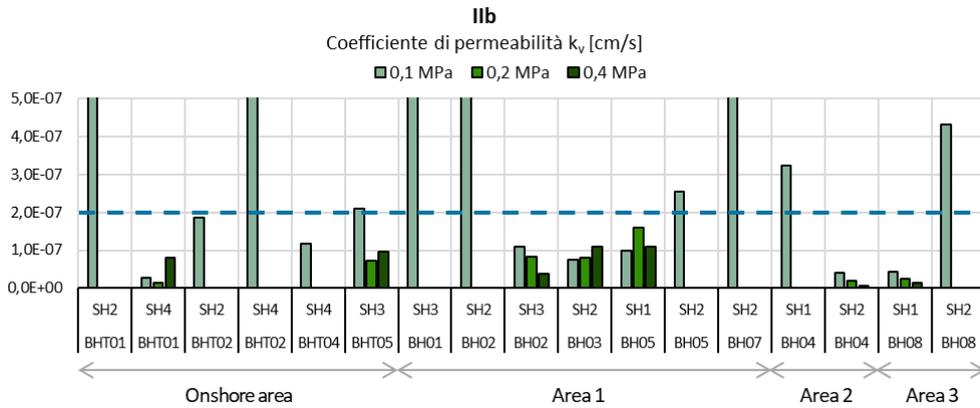


Figura 9.98: Coefficiente di permeabilità k_v da IL (IIb)

9.2.9 Modulo a piccole deformazioni e curva di decadimento

Le curve di smorzamento del modulo di taglio a piccole deformazioni e di decadimento sono state elaborate prendendo in considerazione i dati provenienti da 3 prove di Colonna Risonante (RC), relative all'unità sabbiosa (Figura 9.99).

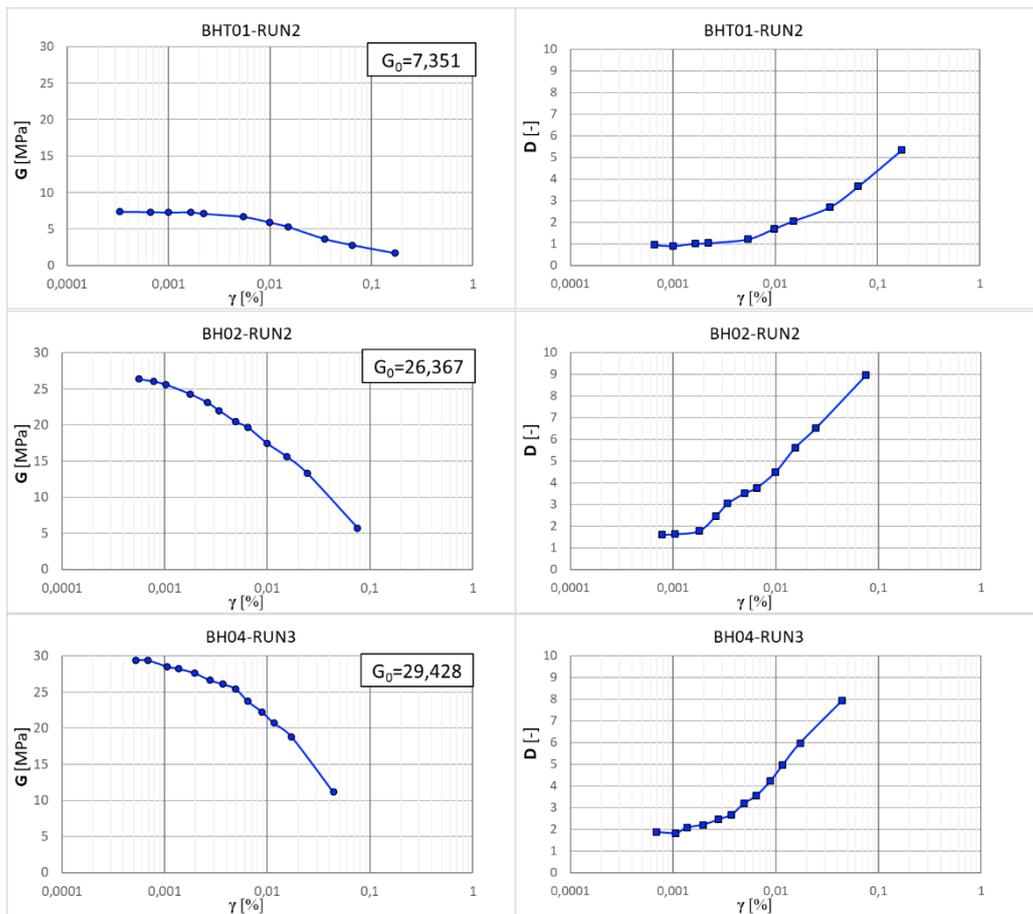


Figura 9.99: Curve di smorzamento e di decadimento da prova RC (unità sabbiosa, Ia)

I risultati sperimentali dalle prove di colonna risonante (RC) sono stati confrontati con le curve di letteratura.

In particolare, l'andamento teorico del modulo di taglio può essere stimato con la formula:

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma - \gamma_e}{\gamma_{ref}}\right)^m}$$

Dove

G_0 è il modulo di taglio misurato del terreno;

γ è lo sforzo di taglio del terreno;

γ_e è lo sforzo elastico;

γ_{ref} è un valore di riferimento dello sforzo di taglio che corrisponde ad avere $G_{sec}/G_0=0,5$;

m è un coefficiente che dipende dal tipo di terreno.

I valori indicati dalla letteratura di questi parametri i sono riassunti nella Tabella 9.23:

Tabella 9.23: Valori di riferimento (Tabella ripresa da EN 1997-2)

Soil type as per EN ISO 14688- 1	Parameters			Reference
	γ_{ref}	m	γ_e	
Sand	0,02-0,1	0,88	0,02% + 0,012 γ_{ref}	Oztoprak and Bolton (2013)
Clay and silt	0,0022 I_p	0,735 ± 0,122	0	Vardanega and Bolton (2013)

NOTE I_p expressed as a value, not as a percentage.

Per l'unità sabbiosa, dalle correlazioni descritte in precedenza si ottengono delle curve di smorzamento teoriche che risultano ben sovrapponibili a quelle misurate nelle prove RC, adottando una distorsione di riferimento γ_{ref} pari 0,03 (Figura 9.100).

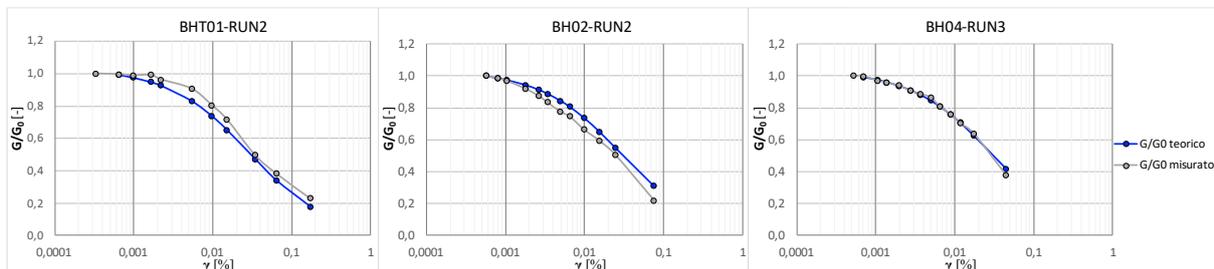


Figura 9.100: Confronto curve di smorzamento teoriche e misurate (unità sabbiosa, Ia)

Stante la buona corrispondenza fra andamenti teorici e misure, la previsione teorica può essere utilizzata per ricavare la curva di smorzamento dell'unità argillosa (IIa e IIb). In Figura 9.101 è rappresentata la curva di smorzamento ottenuta con le correlazioni descritte in precedenza in riferimento ai terreni a grana fine (IIa e IIb) adottando un indice di plasticità $IP = 25$ (dalle distribuzioni dei valori di Figura 9.75 e Figura 9.76).

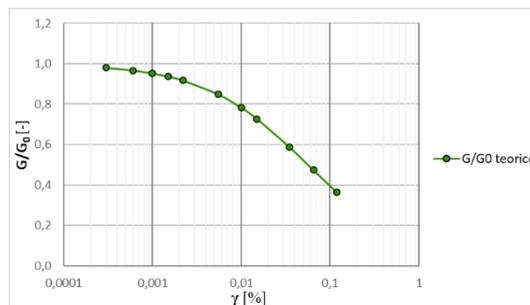


Figura 9.101: Curva di smorzamento teorica (unità argillosa, IIa e IIb)

Il rapporto di smorzamento al taglio D può essere stimato in funzione dello sforzo di taglio ciclico γ_{cyc} con la formula:

$$D = D_0 + b \times D_M \times \left(\frac{G_{sec}}{G_0} \right)^{0,1}$$

Dove:

$$D_0 = (\phi_6 + \phi_6 \times IP \times OCR^{\phi_8}) \times \sigma'_{v0}{}^{\phi_9} \times [1 + \phi_{10} \ln(f)] \quad \text{per terreni granulari}$$

$$D_0 = 0,55 c_{U,PSD}^{0,1} \times D_{50}^{-0,3} \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0,05} \quad \text{per terreni a grana fine}$$

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_{cyc}}{\gamma_{ref}} \right)^\alpha}$$

G_0 è il modulo di taglio misurato del terreno;

γ_{cyc} è lo sforzo di taglio ciclico;

γ_{ref} è un valore di riferimento dello sforzo di taglio che corrisponde ad avere $G_{sec}/G_0=0,5$;

α è il coefficiente di curvatura; per terreni a grana fine $\alpha = 0,919$, mentre per terreni granulari si ha:

$$\alpha = 0,86 + 0,1 \log \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)$$

Da queste correlazioni, si ottengono delle curve di decadimento teoriche che, per l'unità sabbiosa, risultano sovrapponibili a quelle misurate dalla prova RC (Figura 9.102).

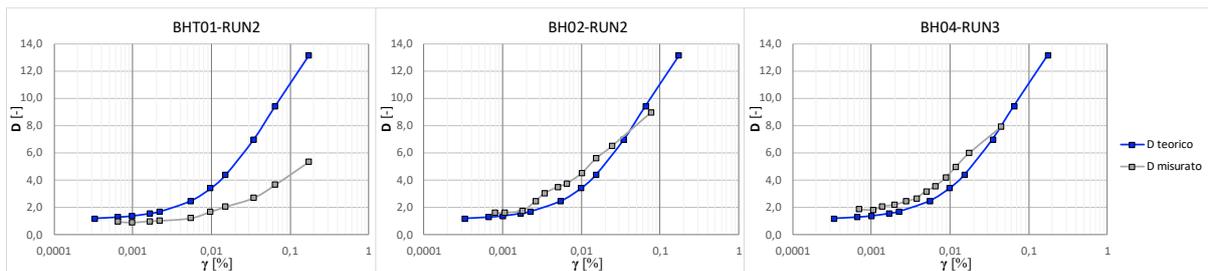


Figura 9.102: Confronto curve di decadimento teoriche e misurate (unità sabbiosa, Ia)

Vista l'affidabilità dell'andamento teorico, anche in questo caso la stessa correlazione, riferita a terreni a grana fine, può essere utilizzata per ricavare la curva di decadimento dell'unità argillosa (IIa e IIb), rappresentata in Figura 9.103.

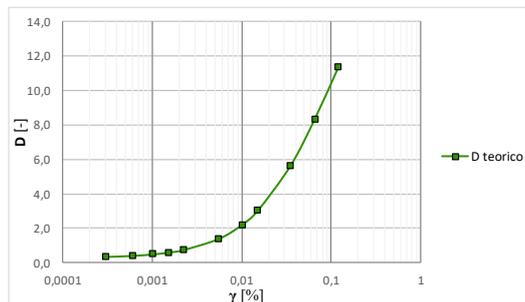


Figura 9.103: Curva di decadimento teorica (unità argillosa, IIa e IIb)

In conclusione, in Figura 9.104 si fornisce l'andamento della curva di decadimento e smorzamento per le due principali unità geotecniche ricadenti nell'area del nuovo Terminal, mentre in Tabella 9.24 i valori numerici con le principali grandezze.

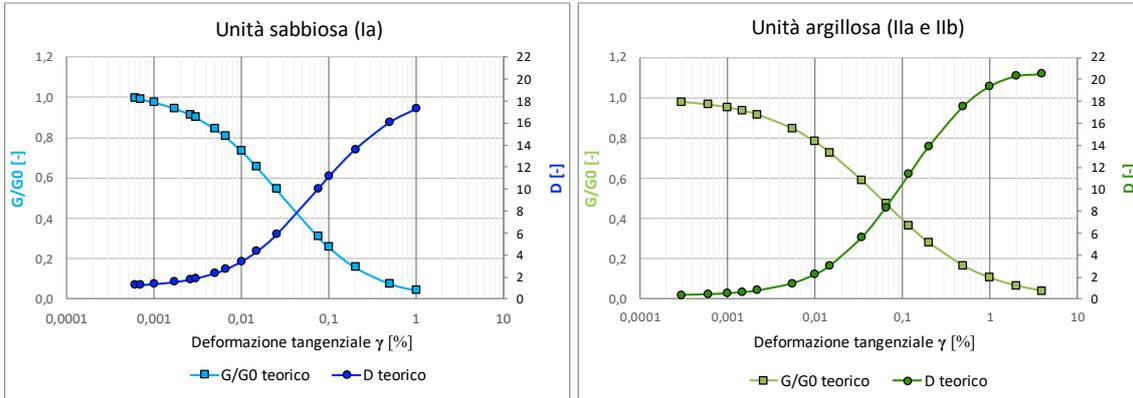


Figura 9.104: Curva di smorzamento e di decadimento (unità sabbiosa, Ia, e unità argillosa, IIa e IIb)

Tabella 9.24: Sintesi dei valori da prove di colonna risonante

Unità sabbiosa (Ia)			
γ [%]	G/G_0 [-]	γ_{cyc} [%]	D [-]
0,0006	0,9971	0,0006	1,271
0,0007	0,9912	0,0007	1,298
0,0010	0,9762	0,0010	1,378
0,0017	0,9467	0,0017	1,561
0,0026	0,9142	0,0026	1,789
0,0030	0,9010	0,0030	1,889
0,0050	0,8431	0,0050	2,366
0,0065	0,8061	0,0065	2,704
0,010	0,7345	0,010	3,433
0,015	0,6555	0,015	4,352
0,025	0,5450	0,025	5,856
0,075	0,3101	0,075	10,024
0,1	0,2584	0,1	11,152
0,2	0,1588	0,2	13,618
0,5	0,0776	0,5	16,094
1	0,0437	1	17,323

Unità argillosa (IIa e IIb)			
γ [%]	G/G_0 [-]	γ_{cyc} [%]	D [-]
0,0003	0,9797	0,0003	0,360
0,0006	0,9665	0,0006	0,424
0,0010	0,9519	0,0010	0,509
0,0015	0,9361	0,0015	0,614
0,0022	0,9169	0,0022	0,758
0,0055	0,8485	0,0055	1,408
0,010	0,7825	0,010	2,222
0,015	0,7272	0,015	3,041
0,035	0,5874	0,035	5,658
0,065	0,4738	0,065	8,343
0,120	0,3639	0,120	11,372
0,2	0,2816	0,2	13,871
0,5	0,1660	0,5	17,577
1	0,1065	1	19,391
2	0,0666	2	20,322
4	0,0410	4	20,508

$\gamma_{ref} =$	0,03	$\gamma_{ref} =$	0,0492
$\gamma_e =$	0,00056	$D_0 =$	1,1075
m=	0,88	b=	0,620

$\gamma_{ref} =$	0,0564	$\gamma_{ref} =$	0,0623
IP =	25	$D_0 =$	0,2957
m=	0,74	b=	0,620

9.2.10 Derminazione del modulo a piccole deformazioni da prove Bender Element

La prova di vibrazione indotta da Bender Elements si esegue al termine della fase di consolidazione in cella triassiale e permette di determinare il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 misurando la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s ; la relazione usata è la seguente:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

In particolare, sono state eseguite 2 prove su provini appartenenti all'unità sabbiosa (Ia) e 4 prove su provini dell'unità argillosa (IIb).

In Figura 9.105 è presentato il profilo della velocità delle onde di taglio V_s e in Figura 9.106 quello del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 . Nella Tabella 9.25 sono sintetizzati i valori attribuibili alle due unità geotecniche.

Tabella 9.25: Valori da prove Bender Element

		V_s [m/s]			G_0 [MPa]			
		LE	BE	UE	LE	BE	UE	
	Unità sabbiosa (Ia)	Da fondale a -12,0 m l.m.m.	/	130	/	/	40	/
	Unità argillosa (IIa e IIb)	Da -12,0 m l.m.m.	/	150	/	/	42	/

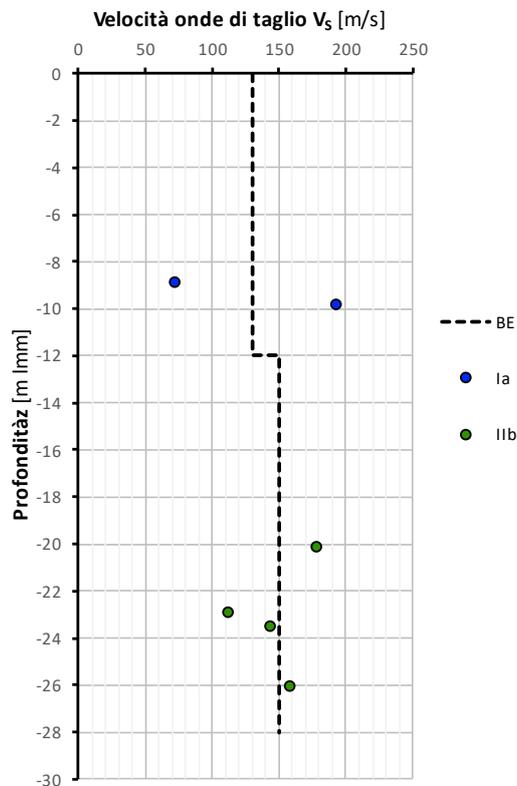


Figura 9.105: Velocità onde di taglio da prova Bender Element

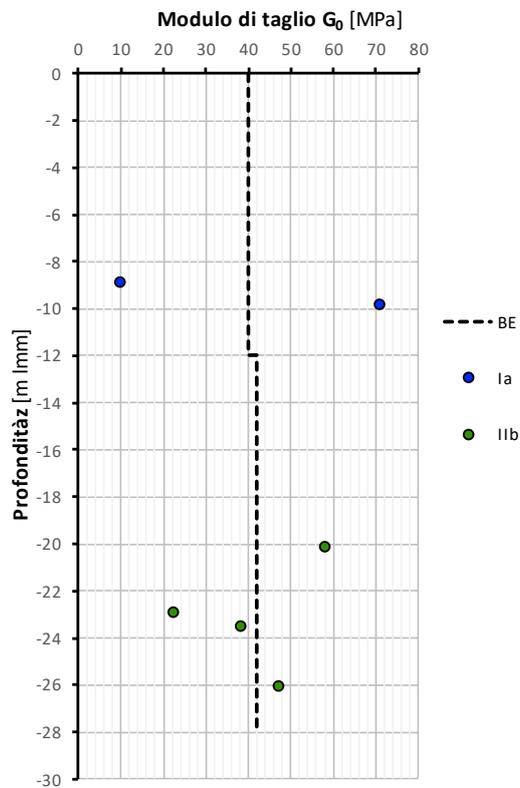


Figura 9.106: Modulo di Taglio G_0 da prove Bender Element

10 MONITORAGGIO

Fra le attività sperimentali utili alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo per la progettazione delle opere rientra certamente quella della analisi del comportamento della parte di Molo Traiano realizzata a partire dal 2010.

E' noto infatti che circa 600 metri di molo sono stati realizzati con un'opera in tout-venant, protetta verso mare da una scogliera in tetrapodi. Nel corso della costruzione vennero installati alcuni target topografici disposti lungo l'asta del molo per la misura degli assestamenti verticali e sono disponibili alcune misure di assestamento eseguite nel tempo.

Inoltre, per le caratteristiche geometriche della sezione, l'opera risulta particolarmente visibile dalle attuali piattaforme di osservazione satellitare dell'Unione europea (ad esempio il sistema di osservazione Copernicus) e, con tecniche di elaborazione dei dati interferometrici è possibile ottenere una misura indipendente degli spostamenti dell'opera, nel periodo in cui il sistema satellitare è risultato operativo.

In riferimento al molo Traiano, risulta in particolare disponibile il monitoraggio topografico con misure fra il 2010 e il 2014 e monitoraggio satellitare tra il 2016 e il 2021.

In Figura 10.1 e in Figura 10.2 sono riportate le posizioni in planimetria dei punti di monitoraggio, rispettivamente topografico e satellitare, mentre in Figura 10.3 sono rappresentati i dati in forma grafica.

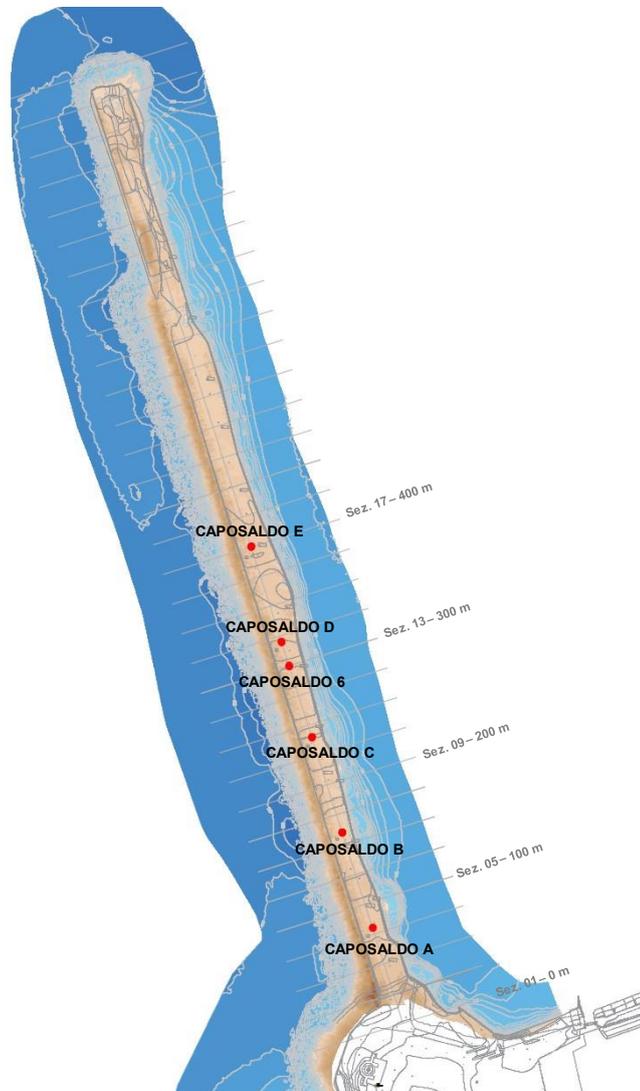


Figura 10.1: Posizione planimetrica dei punti di monitoraggio topografico

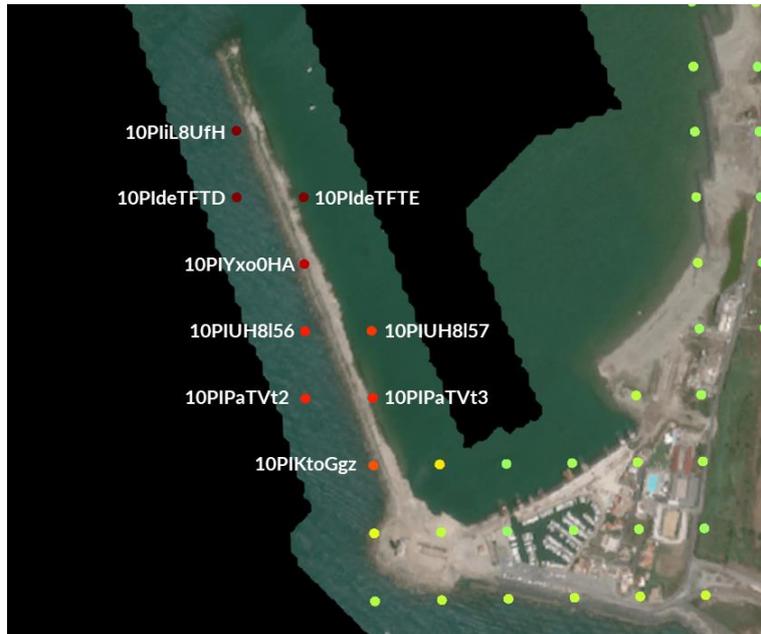


Figura 10.2: Posizione planimetrica dei punti disponibili dal monitoraggio satellitare (elaborazione delle misurazioni verticali)

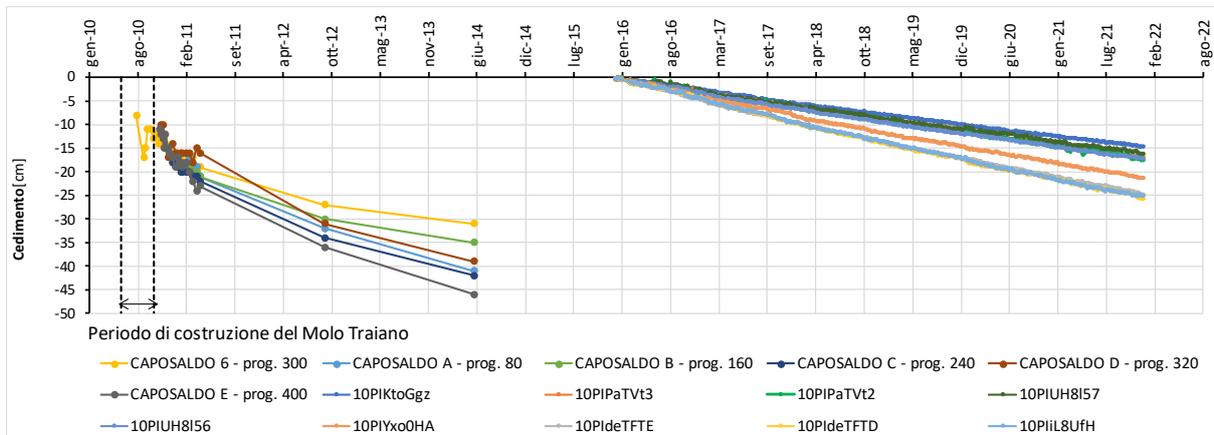


Figura 10.3: Grafici dati di monitoraggio (topografico e satellitare)

Dalla Figura 10.3, tutte le osservazioni indicano che il molo Traiano manifesta cedimenti verticali sin dalla sua costruzione e che le deformazioni verticali non sono ancora ultimate. Tale evoluzione è sicuramente imputabile ad un fenomeno di consolidazione che evolve con continuità a partire circa da Agosto 2010, fenomeno che si protrae nel tempo in assenza di nuove sollecitazioni.

L'analisi del fenomeno della consolidazione del molo Traiano è particolarmente utile perché consente di valutare in modo indiretto i parametri che regolano l'evoluzione nel tempo del processo, come la lunghezza del percorso di drenaggio all'interno dello strato compressibile di argille normalmente consolidate. Naturalmente ciò è possibile perché sono note le caratteristiche stratigrafiche e le proprietà geotecniche dei terreni di fondazione del molo sulla base delle indagini disponibili.

Prendendo a riferimento una sezione del 2014 del molo traiano si può estrapolare la sagoma del rilevato e quindi entità del carico e geometria. In Figura 10.4 viene riportata una sezione tipo del molo e le principali grandezze come il carico medio ($q=60\text{kPa}$) e la larghezza media ($B=60\text{m}$).

Essendo il carico molto esteso rispetto allo spessore del terreno a grana fine ($B \approx 2h$), la stima del cedimento finale per consolidazione può essere fatta in base al metodo edometrico; si ha:

$$\delta = \epsilon_v \cdot h = \frac{q}{M} \cdot h$$

dove

- q Carico, pari a circa 60 kPa (Figura 10.4);
- M Modulo edometrico, pari a circa 2,25 MPa, scelto come valore medio lungo lo spessore;
- h Spessore dell'unità argillosa (IIa, IIb), pari a circa 30 m.

Con i valori dei parametri indicati, il cedimento finale atteso per il Molo Traiano è pari a circa 80 cm.

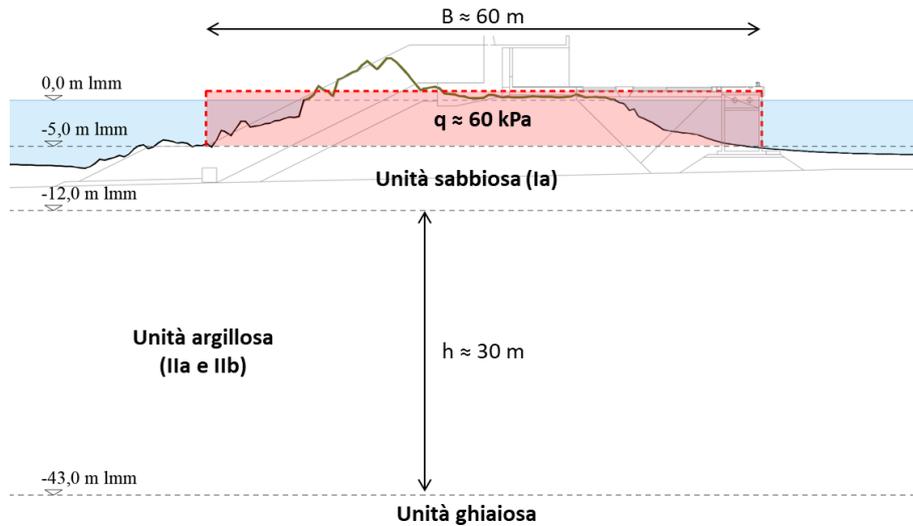


Figura 10.4: Schema di calcolo

Nota il cedimento finale, l'andamento teorico della curva di consolidazione può essere ricavato in base a possibili combinazioni dei dati in termini di coefficiente di consolidazione e percorso di drenaggio verificando la sovrapponibilità fra andamento teorico e grafici delle misure relative ai due periodi di monitoraggio.

Il risultato è riportato in Figura 10.5, dove si nota come la curva teorica ben approssima l'effettivo cedimento del Molo Traiano registrato nel tempo.

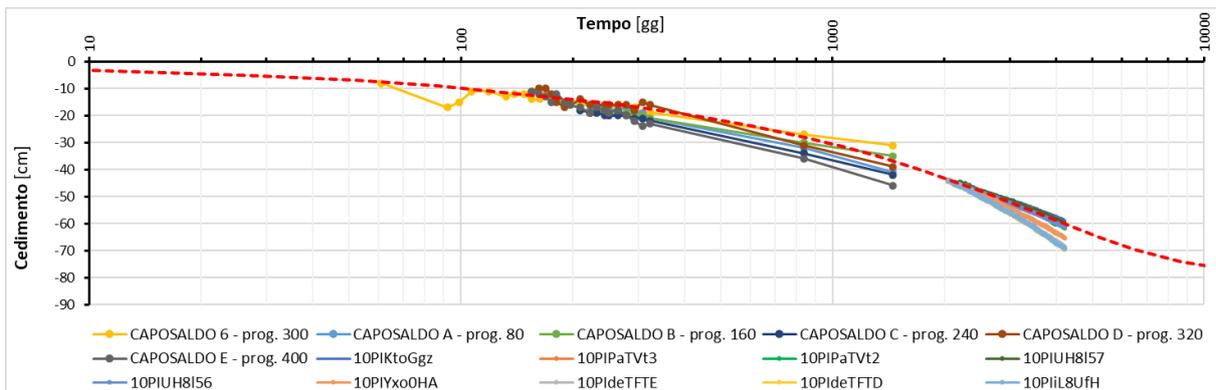


Figura 10.5: Curva di consolidazione e monitoraggio

I punti di riferimento in testata (10PIYxo0HA, 10PIdeTFTE, 10PIdeTFTD e 10PIil8UfH) presentano una pendenza maggiore sia rispetto alla curva di consolidazione teorica, sia rispetto agli altri riflettori; una possibile spiegazione è che il cedimento in questi punti sia dovuto alla consolidazione e all'erosione causata dalle mareggiate nell'ultimo tratto di molo, attualmente poco protetto.

La curva di consolidazione ottenuta può riferirsi a due possibili combinazioni di percorso di filtrazione (2H) e coefficiente di consolidazione verticale, (Figura 10.6). L'opzione A fa riferimento a una situazione con uno strato drenante situato a metà dell'unità argillosa (2H=15,5 m) e un coefficiente di consolidazione c_v pari a $8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, mentre nell'opzione B non sono previsti strati drenanti (2H=31 m) e il coefficiente di consolidazione c_v è pari a $3,2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. Queste due opzioni sono sintetizzate in Tabella 10.1.

Tabella 10.1: Parametri utilizzati

	2H [m]	c_v [cm ² /s]
Opzione A	15,5	8×10^{-4}
Opzione B	31	$3,2 \times 10^{-3}$

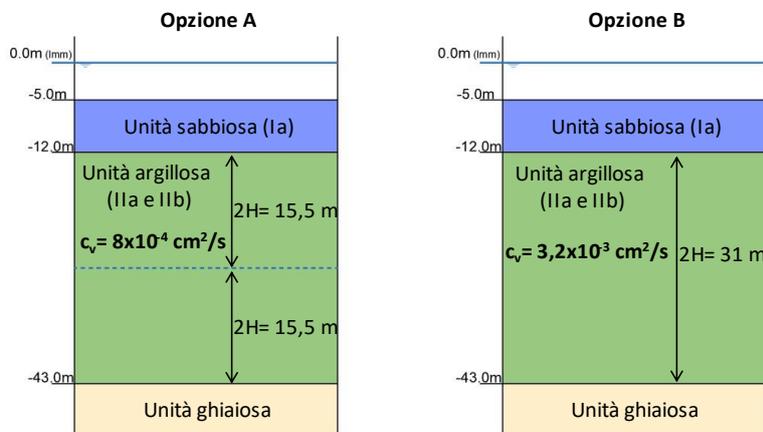


Figura 10.6: Modelli di calcolo per l'opzione A e l'opzione B

Per entrambe le opzioni si ricava la curva di consolidazione rappresentata in Figura 10.7., con i valori del grado di consolidazione medio U e fattore tempo T riportati nella Tabella 10.2

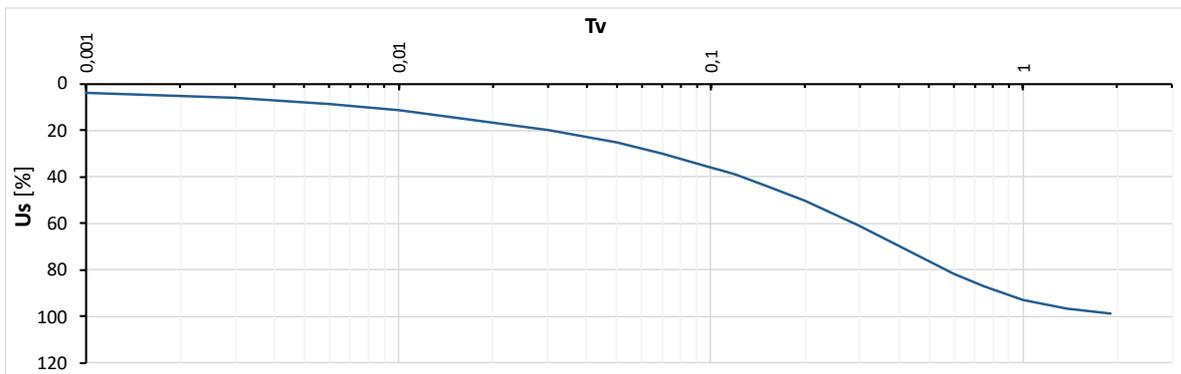


Figura 10.7: Curva di consolidazione

Tabella 10.2: Valori nel grafico della curva di consolidazione

T_v [-]	U_s [%]	T_v [-]	U_s [%]	T_v [-]	U_s [%]
0,001	4	0,07	30	0,30	61
0,003	6	0,10	36	0,60	82
0,006	9	0,11	37	0,75	87
0,01	11	0,12	39	1,00	93
0,03	20	0,15	44	1,38	97
0,05	25	0,20	50	1,90	98

11 QUADRO SINOTTICO DEI RISULTATI

Dall'insieme dei valori ottenuti dalle prove in sito e di laboratorio è possibile formulare un quadro di sintesi delle caratteristiche geotecniche delle unità sabbiosa e argillosa, che viene illustrato nella seguente tabella.

		Unità sabbiosa			Unità argillosa				
		(Ia)			(IIa e IIb)				
									
		LE	BE	UE	LE	BE	UE		
Peso di volume	γ [kN/m ³]	16,0	18,0	19,2	16,5	17,2	19,0		
Gravità specifica	G_s [-]	2,65			2,65				
Contenuto d'acqua	W [%]	24,8	28	30,6	29,7	40	49,8		
Limite liquido	LL [%]	50			30	50	60		
Indice di plasticità	IP [%]	22			10	25	30		
Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci	ϕ' [°]	TD e CID		34°	35°	37°	22°	25°	28°
		SPT (Peck)	Onshore		32°				
			Area 1		32°				
			Area 2	-	32°	-		-	
			Area 3		32°				
			Area 4		30°				
		SPT (Schmert.)	Onshore		37°				
			Area 1		40°				
			Area 2	-	39°	-		-	
			Area 3		39°				
			Area 4		37°				
		CPTu	Onshore	33°	34°	36°			
Area 1	34°		36°	37°					
Area 2	34°		36°	37°		-			
Area 3	35°		37°	39°					
Area 5	35°		37°	38°					

									
			LE	BE	UE	LE	BE	UE	
Caratteristiche di resistenza in tensioni totali	c_u [kPa]	UU e CIU	-			27 – 1,5 (z + 12)			
		CPTu	Onshore	-			27 – 1,5 (z + 12)		
			Area 1	-			27 – 1,5 (z + 12)		
			Area 2	-			30 – 1,5 (z + 12)		
			Area 3	-			7 – 2,4 (z + 12)		
			Area 4	-			5 – 2,4 (z + 12)		
		Area 5	-			15 – 1,5 (z + 12)			
DMT	Area 2	-			30				
	Area 3	-			15 – 1,5 (z + 12)				
	Area 5	-			15 – 1,5 (z + 12)				
PMP		-			27 – 1,5 (z + 12)				
Modulo edometrico	M [MPa]	ED	-			1,0	2,5	5,0	
		CPTu	Onshore	30 – 1,5 (z - q_{ts})			2,0		
			Area 1	30 – 1,5 (z - q_{ts})			1,5		
			Area 2	30 – 1,5 (z - q_{ts})			2,5		
			Area 3	25 – 3,0 (z - q_{ts})			1,0		
			Area 4	-			3,0		
		Area 5	33 – 1,5 (z - q_{ts})			1,0			
DMT	Area 2	40 – 1,5 (z - q_{ts})			2,5				
	Area 3	25 – 3,0 (z - q_{ts})			1,5				
	Area 5	33 – 1,5 (z - q_{ts})			2,0				
PMP		7,0			2,0				
Permeabilità	c_v [cm ² /s]	ED	-			3,4×10 ⁻⁴	8×10 ⁻⁴	3,5×10 ⁻³	
	k_v [cm/s]	ED	-			2,7×10 ⁻⁸	2,0×10 ⁻⁷	1,6×10 ⁻⁶	
	c_h [cm ² /s]	CPTu	-			3,0×10 ⁻³	1,5×10 ⁻²	7,5×10 ⁻²	
	k_h [cm/s]	CPTu	-			2,2×10 ⁻⁸	5,0×10 ⁻⁷	2,6×10 ⁻⁶	

									
				LE	BE	UE	LE	BE	UE
Modulo di compressione vergine e di carico/scarico	Cc [-]	ED		-			0,27	0,40	0,66
	Cs [-]	ED		-			0,03	0,07	0,11
Modulo elastico	E _{25%} [MPa]	SPT (Jamiol.)	Onshore	-	10	-			
			Area 1	-	10	-			
			Area 2	-	10	-			
			Area 3	-	8	-			
			Area 4	-	6	-			
		Area 5	-	10	-				
		SPT (Denver)	Onshore	-	25	-			
			Area 1	-	25	-			
			Area 2	-	22	-			
			Area 3	-	22	-			
	Area 4		-	18	-				
	E _s [MPa]	CPTu	Onshore	15 - 2,5 (z - q_{ts})					
			Area 1	15 - 2,5 (z - q_{ts})					
			Area 2	15 - 2,5 (z - q_{ts})					
			Area 3	15 - 3,5 (z - q_{ts})					
Area 5			20 - 2,5 (z - q_{ts})						
Velocità di propagazione delle onde di taglio	V _s [m/s]	Bender Element		-	130	-	-	150	-
		DH	Onshore	163			Da -12,0 a -26,8 m l.m.m.: V _s = 163 m/s Da -26,8 a -29,8 m l.m.m.: V _s = 238 m/s		
Modulo di taglio a piccole deformazioni	G ₀ [MPa]	Bender Element		-	40	-	-	42	-
		CPTu	Onshore	30 - 2,0 (z - q_{ts})			30 - 1,5 (z + 12)		
			Area 1	30 - 2,0 (z - q_{ts})			25 - 1,5 (z + 12)		
			Area 2	30 - 2,0 (z - q_{ts})			30 - 1,5 (z + 12)		
			Area 3	20 - 5,0 (z - q_{ts})			15 - 1,5 (z + 12)		
			Area 4	-			8 - 1,5 (z + 12)		
			Area 5	35 - 2,0 (z - q_{ts})			15 - 1,5 (z + 12)		

									
				LE	BE	UE	LE	BE	UE
Modulo di taglio a piccole deformazioni	G_0 [MPa]	DH	Onshore	51			Da -12,0 a -26,8 m l.m.m.: $G_0 = 51$ MPa Da -26,8 a -29,8 m l.m.m.: $G_0 = 110$ MPa		
		RC	Onshore Area 1 Area 2	7,3 26,4 29,4			-		
Densità relativa	Dr [%]	SPT (Gibbs e Hot)	Onshore		60				
			Area 1		65				
			Area 2	-	65	-			
			Area 3		60				
			Area 4		57				
		SPT (Bazaara)	Onshore		40				
			Area 1		45				
			Area 2	-	45	-			
			Area 3		45				
			Area 4		45				
		CPTu	Onshore	33	42	50			
			Area 1	42	50	55			
			Area 2	40	48	60			
			Area 3	45	55	60			
			Area 4	48	55	60			

z in m da l.m.m.

q_{ts} intesa come quota del tetto dell'unità sabbiosa dal l.m.m.

I valori Best Estimate (BE) sono sempre indicati in grassetto

12 VALIDAZIONE DELLE INFORMAZIONI OTTENUTE DALLE INDAGINI

In accordo a quanto prescritto dal §6.2.2 delle NTC 2018, il quadro sperimentale complessivamente stabilito attraverso le indagini svolte risulta adeguato alla definizione del modello di sottosuolo nell'area di progetto, tenendo conto della dimensione delle opere e dei rispettivi volumi significativi.

Le indagini forniscono in particolare il quadro complessivo delle proprietà geotecniche con la precisione necessaria per la scelta dei parametri per tutti i terreni interessati caso per caso, in particolare in riferimento alle caratteristiche di resistenza e di rigidità. In riferimento anche, e non solo, a quanto specificato dall'Eurocodice 7, la validazione dei contenuti della Relazione di caratterizzazione implica un apprezzamento sulla qualità delle indagini, sulla congruenza dei risultati ottenuti dalle diverse prove, sulla completezza delle informazioni in relazione alle esigenze del progetto.

In merito a quanto precede si precisa quanto segue:

- ✓ Il modello geologico dell'area è stato confermato e meglio approfondito nel corso delle indagini di dettaglio, attraverso l'esame diretto dei terreni condotto sulle cassette catalogatrici dai consulenti geologi, unitamente ai progettisti;
- ✓ Tutte le indagini sono state eseguite con l'impiego di attrezzature adeguate alla complessità dei luoghi: in particolare le indagini sono state svolte da terra e a mare, queste ultime con l'impiego di una piattaforma auto sollevante che ha permesso di praticare i carotaggi con il prelievo di campioni indisturbati e l'esecuzione di prove in sito da un piano di lavoro fisso e stabile;
- ✓ Tutte le prove sperimentali sono state condotte secondo gli standard specifici vigenti per le diverse prove, da soggetti qualificati e presso laboratori autorizzati ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380;
- ✓ Il quadro sinottico delle proprietà geotecniche derivate dall'insieme delle prove svolte fornisce tutte le informazioni per la scelta dei parametri geotecnici caratteristici come necessario per la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo per le analisi di progetto relativamente a tutte le opere di banchinamento, ai sistemi di fondazione delle diverse strutture (Termina, Circular, Hotel, ...).

