



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BRESCIA
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI FERRARA
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI VENEZIA IUAV**
Dottorato di ricerca in Ingegneria Geotecnica
Ciclo XXIII

L'ESPERIENZA GEOTECNICA DEL MOSE:

OPERE DI SBARRAMENTO ALLE BOCCHE DI PORTO -

CEDIMENTI E MIGLIORAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. Alberto Mazzucato, IUAV Venezia

Relatore:

Chiar.mo Prof. Francesco Colleselli, Università degli Studi di Brescia

Correlatore:

Ing. Luigi Belloni, Technital S.p.A.

Dottorando: Francesco Carnevale

2011

Ad Emanuele, Concetta e Marco

Il primo ringraziamento va ai miei genitori che mi hanno dato i mezzi e le possibilità per arrivare al punto in cui sono.

Il secondo ringraziamento va al prof. Colleselli e all'ing. Belloni che hanno creduto in me e nelle mie possibilità di arrivare a finire questo lavoro e che per questo mi hanno attivamente sostenuto dandomi preziosi consigli e suscitando in me continui stimoli.

Un ringraziamento particolare a Viviana che per puro spirito di amicizia mi ha più volte aiutato a superare le insidie di Word nello scrivere questa tesi.

L'ultimo e più importante ringraziamento va al mio grande Amore che specialmente in quest'ultimo anno mi ha sopportato e supportato aiutandomi ad arrivare al traguardo finale.

INDICE

1.	PREMESSE	1
2.	LE OPERE PRESE IN ESAME	8
3.	I TERRENI DELLA LAGUNA DI VENEZIA	12
3.1.	Geologia e sedimentologia	12
3.1.1.	Geologia paleoambientale ed evoluzione della laguna	12
3.1.2.	Sequenza stratigrafica	18
3.2.	Caratteristiche geotecniche dei terreni lagunari	19
3.2.1.	Individuazione della successione stratigrafica e principali aspetti legati alla caratterizzazione geotecnica dei terreni	19
3.2.2.	Caratterizzazione geotecnica dalle prove di laboratorio e dalle prove in posto	28
3.2.3.	Caratterizzazione geotecnica dei terreni basata sul comportamento a larga scala: il rilevato di Treporti	31
3.2.4.	Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione per le opere considerate	41
4.	AREA DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO: DESCRIZIONE DEL RILEVATO E SYNCROLIFT	45
4.1.	Aspetti generali	45
4.2.	Descrizione delle opere e fasi di realizzazione	46
4.2.1.	Rilevato di prefabbricazione	46
4.2.2.	Syncrolift	51
4.3.	Attività di monitoraggio del rilevato e dei cassoni Syncrolift	57
4.3.1.	Rilevato	57
4.3.2.	Cassoni Syncrolift	66
5.	AREA DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO: RISULTATI DEL MONITORAGGIO	68
5.1.	Rilevato	68
5.1.1.	Controllo della falda	68
5.1.2.	Misura dei cedimenti	70
5.1.3.	Misura del grado di compattazione	96
5.1.4.	Prove penetrometriche statiche con piezocono	99
5.2.	Cassoni del Syncrolift	100
6.	AREA DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO: INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DEL MONITORAGGIO	103
6.1.	Rilevato	103
6.1.1.	Considerazioni preliminari	103
6.1.2.	Analisi dei cedimenti dovuti al solo peso del rilevato	105
6.1.3.	Compressibilità del terreno di fondazione	111

6.1.4.	Stratigrafia di calcolo ed incremento tensionale in corrispondenza delle singole piastre assesti metriche	116
6.1.5.	Calcolo dei cedimenti e confronto con i valori misurati	117
6.1.6.	Misura dei cedimenti in scarico e valutazione del rapporto tra moduli di scarico e di primo carico	117
6.1.7.	Analisi dell'assestometro profondo	121
6.2.	Cassoni del Syncrolift	123
6.3.	Parziale saturazione del terreno di fondazione: effetti sulla compressibilità	138
6.3.1.	Comportamento riscontrato	138
6.3.2.	Parziale saturazione del terreno	139
6.3.3.	Evidenze della parziale saturazione del terreno	139
6.3.4.	Primo tentativo di interpretazione: comportamento del terreno parzialmente saturo soggetto a variazioni di carico totale	149
6.3.5.	Influenza della parziale saturazione sul rilevato di Malamocco	156
6.3.6.	Influenza della parziale saturazione sui cassoni Syncrolift	158
7.	MIGLIORAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE: USO DEL JET-GROUTING	160
7.1.	Descrizione del metodo	160
7.2.	Il campo prova di Lido San Nicolò	165
7.2.1.	Campo prova a terra	167
7.2.2.	Campo prova a mare	176
7.2.3.	I risultati del campo prova	182
7.2.4.	Considerazioni conclusive sul campo prova	201
7.3.	Progetto ed esecuzione della fondazione di Lido Treporti	202
7.4.	Modello di previsione del jet grouting	212
7.4.1.	Generalità	212
7.4.2.	Diametro colonna	212
7.4.3.	Volumi	220
7.4.4.	Prelavaggio	222
7.4.5.	Volume di refluo	228
7.4.6.	Peso di volume del refluo e della colonna	230
7.4.7.	Il foglio di calcolo	231
7.5.	Utilizzo del foglio di calcolo per la barriera di Treporti	234
7.5.1.	Campo prova di Lido San Nicolò	234
7.5.2.	La fondazione di Lido Treporti	236
7.6.	Esempi ulteriori di applicazione del modello previsionale in laguna	238
7.6.1.	Chioggia	238
7.6.2.	Spalla sud di Malamocco	246
7.7.	Considerazioni finali sul modello di previsione	250
8.	CONCLUSIONI	251

APPENDICE A: ALGORITMO PER IL CALCOLO CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE	254
APPENDICE B: PROGRAMMA DI CALCOLO DI COLONNE JET-GROUTING – DIAGRAMMI DI FLUSSO	256
BIBLIOGRAFIA	262
DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	263

ELENCO FIGURE

Fig. 1-1 - Le tre bocche di porto	3
Fig. 1-2 -BOCCA DI MALAMOCCO – RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE E SYNCROLIFT – PLANIMETRIA	3
Fig. 1-3 - Lido Treporti – Planimetria della barriera e disposizione delle colonne jet grouting	4
Fig. 2-1 -BOCCA DI MALAMOCCO – RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE E SYNCROLIFT – PLANIMETRIA DI DETTAGLIO	9
Fig. 2-2 - Opere considerate – Bocca di Lido San Nicolò - Campo prova delle colonne jet- grouting – Corografia della bocca e planimetria	11
Fig. 3-1 - Bocca di Malamocco – Ubicazione sezioni stratigrafiche	21
Fig. 3-2 - Bocca di Malamocco – Sezione 1-1 – Area rilevato	22
Fig. 3-3 - Bocca di Malamocco – Sezione 2-2 – Area rilevato – 1/2	23
Fig. 3-4 - Bocca di Malamocco – Sezione 2-2 – Area syncrolift – 2/2	23
Fig. 3-5 - Bocca di Malamocco – Sezione 3-3	24
Fig. 3-6 - Bocca di Lido Treporti – Sezione stratigrafica in asse barriera	25
Fig. 3-7 - Bocca di Lido San Nicolò – Sezione stratigrafica per il campo prove a terra	26
Fig. 3-8 - Bocca di Lido San Nicolò – Sezione stratigrafica per il campo prove a mare	27
Fig. 3-9 - Bocca di Malamocco – ubicazione campo prova per la taratura del penetrometro e dilatometro, ricceri et al. 2001	29
Fig. 3-10 – Rilevato sperimentale di Treporti – Ubicazione del rilevato rispetto alla barriera della Bocca di Lido, IMAGE 2004.	32
Fig. 3-11 - Rilevato di Treporti – Ubicazione delle indagini svolte prima e dopo la costruzione del rilevato, IMAGE 2004	33
Fig. 3-12 - Rilevato sperimentale di Treporti – Stratigrafia in direzione nord-sud al di sotto del rilevato, IMAGE 2004.	34
Fig. 3-13 - Rilevato sperimentale di Treporti – limiti di Atterberg, contenuto naturale d’acqua, peso di volume ed indice dei vuoti con la profondità, IMAGE 2004	35
Fig. 3-14 - Rilevato sperimentale di Treporti – Strumentazione messa in opera, IMAGE 2004	36

Fig. 3-15 - Rilevato sperimentale di Treporti – Curva carico-cedimento al centro del rilevato misurata con GPS, IMAGE 2004	38
Fig. 3-16 - Rilevato sperimentale di Treporti – Deformazioni E_i , CR, RR con la profondità, IMAGE 2004	39
Fig. 4-1 - Bocca di Malamocco – Ubicazione rilevato di prefabbricazione e syncrolift nel contesto delle opere di barriera	46
Fig. 4-2 - Rilevato di prefabbricazione – Sezione 2-2 in direzione Nord-Sud	48
Fig. 4-3 - Rilevato di prefabbricazione – Sezione 3-3 in direzione Nord-Sud	49
Fig. 4-4 - Rilevato di prefabbricazione – Sezione 5-5 in direzione Est-Ovest	50
Fig. 4-5 - Syncrolift – Darsena syncrolift – Planimetria e cassoni	51
Fig. 4-6 - Syncrolift – Piattaforma syncrolift e sezioni A-A e B-B	52
Fig. 4-7 - Syncrolift – Sezione stratigrafica di riferimento con indicate le successive fasi di dragaggio eseguite nella zona dei cassoni	54
Fig. 4-8 - Syncrolift – cronogramma attività dalla posa cassoni alla fine precarica	55
Fig. 4-9 - Rilevato di prefabbricazione – Planimetria con l'ubicazione di pozzi (P) e piezometri (PZ)	58
Fig. 4-10 - Rilevato di prefabbricazione – Schema tipologico dei pozzi (P20)	59
Fig. 4-11 - Rilevato di prefabbricazione – Schema piezometri - Pz10A, P210B, Pz9C	60
Fig. 4-12 - Rilevato di prefabbricazione – Piastre assestometriche ed assestimetro profondo	62
Fig. 4-13 - Rilevato di prefabbricazione – Materiali messi in opera per il rilevato	63
Fig. 4-14 - Rilevato di prefabbricazione – Ubicazione delle prove di controllo del rilevato e delle prove di densità	65
Fig. 4-15 - Rilevato di prefabbricazione - Syncrolift – Posizione caposaldi ed inclinometro	66
Fig. 5-1 - Rilevato prefabbricazione a Malamocco – Planimetria con l'ubicazione di pozzi e piezometri	68
Fig. 5-2 - Rilevato di prefabbricazione a Malamocco - Letture piezometriche nel livello A, B, C	69
Fig. 5-3 - Rilevato di prefabbricazione – Planimetria con ubicazione pozzi (P), piezometri (PZ) e piastre assestometriche (PA)	70
Fig. 5-4 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA1	71
Fig. 5-5 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA2	71
Fig. 5-6 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA3	72
Fig. 5-7 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA4	72

Fig. 5-8 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA5	73
Fig. 5-9 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA6	73
Fig. 5-10 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO- CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA7	74
Fig. 5-11 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO- CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA8	74
Fig. 5-12 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO- CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA9	75
Fig. 5-13 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO- CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA10	75
Fig. 5-14 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO- CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA11	76
Fig. 5-15 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA1	76
Fig. 5-16 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA2	77
Fig. 5-17 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA3	77
Fig. 5-18 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA4	78
Fig. 5-19 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA5	78
Fig. 5-20 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA6	79
Fig. 5-21 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA7	79
Fig. 5-22 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA8	80
Fig. 5-24 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA10	81
Fig. 5-25 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO- CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA11	81
Fig. 5-26 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA1	82
Fig. 5-27 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA2	83
Fig. 5-28 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA3	84
Fig. 5-29 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA4	85
Fig. 5-30 - Rilevato di prefabbricazione – Misure piezometriche e Curva cedimento-tempo piastra PA5	86
Fig. 5-31 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA6	87
Fig. 5-32 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA7	88

Fig. 5-33 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA8	89
Fig. 5-34 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA9	90
Fig. 5-35 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA10	91
Fig. 5-36 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA11	92
Fig. 5-37 - Rilevato di prefabbricazione – ubicazione planimetrica dell’assestometro profondo in relazione alle piastre assestometriche	93
Fig. 5-38 - Rilevato di prefabbricazione – Letture dell’assestometro profondo AP2	96
Fig. 5-39 - Rilevato di prefabbricazione a Malamocco – Risultati delle prove di pozzetto su materiale A	97
Fig. 5-40 - Rilevato di prefabbricazione a Malamocco – Risultati delle prove di pozzetto su materiale B per i vari strati messi in opera	98
Fig. 5-41 - Rilevato di prefabbricazione a Malamocco – Andamento della resistenza alla punta per la prova CPTU6 – Confronto tra le tre serie di prove penetrometriche eseguite	99
FIG. 5-42 PUNTO DI RIFERIMENTO PER LA COSTRUZIONE DEL DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO	100
Fig. 5-43 - Analisi geotecnica del Syncrolift – diagramma carico-cedimento misurato dei 6 cassoni del Syncrolift	101
Fig. 5-44 - Analisi geotecnica del Syncrolift – diagramma carico-tempo, cedimento-tempo e rotazione-tempo per il cassone C07	102
Fig. 6-1 - Definizione della profondità di influenza nel calcolo cedimenti – Espressione analitica del legame $n-z/B$	104
Fig. 6-2 - Rilevato di prefabbricazione – Planimetria con ubicazione pozzi (P), piezometri (PZ) e piastre assestometriche (PA)	106
Fig. 6-3 - Rilevato di prefabbricazione – Curva carico-cedimento piastra PA1	107
Fig. 6-4 - Rilevato di prefabbricazione – andamento moduli elastici con le tensioni efficaci negli strati sabbiosi	112
Fig. 6-5 - Rilevato di prefabbricazione – Curva di decadimento del modulo, saccetti, 2005	114
Fig. 6-6 - Rilevato di prefabbricazione – Curva carico-cedimento PA2 – Sollevamento dovuto ai pozzi	120
Fig. 6-7 - Rilevato di prefabbricazione – Confronto tra cedimento calcolato e cedimento misurato dall’assestometro	122
Fig. 6-8 - Analisi geotecnica del Syncrolift – ubicazione planimetrica dei cassoni	125
Fig. 6-9 - Modellazione geotecnica del terreno di fondazione del Syncrolift - Modello Ansys dei cassoni del Syncrolift – Vista assonometrica SUD-NORD dei tre cassoni del Syncrolift	130

Fig. 6-10 -	Analisi geotecnica del terreno di fondazione del Syncrolift – Modello Ansys - Diagramma carico-cedimento di calcolo	131
Fig. 6-11 -	Analisi geotecnica del terreno di fondazione del Syncrolift – diagramma carico-cedimento misurato dei 6 cassoni del Syncrolift	132
Fig. 6-12 -	Analisi geotecnica del terreno di fondazione del Syncrolift – diagramma carico-cedimento dei 6 cassoni del Syncrolift relativo alla sola fase di precarica	133
Fig. 6-13 -	Analisi geotecnica del terreno di fondazione del Syncrolift – confronto tra previsione e misura	135
Fig. 6-14 -	Analisi geotecnica del terreno di fondazione del Syncrolift – back-analysis delle misure	136
Fig. 6-15 -	Parziale saturazione dei terreni – Ubicazione verticali piezometriche alla Bocca di Lido Treporti	140
Fig. 6-16 -	Piezometro S1Ts – Livelli piezometrici e marea	141
Fig. 6-17 -	Piezometro S4Ts – Livelli piezometrici e marea	142
Fig. 6-18 -	Piezometro S1Tp – Livelli piezometrici e marea	143
Fig. 6-19 -	Piezometro S1Tpp – Livelli piezometrici e marea	144
Fig. 6-20 -	Modello accoppiato monodimensionale - Andamento delle pressioni interstiziali nel tempo	147
Fig. 6-21 -	Andamento del rapporto di amplificazione – Nei livelli deposizionali - Confronto risultati simulazioni con dati sperimentali	148
Fig. 6-22 -	Diminuzione delle tensioni totali e risposta della pressione del fluido interstiziale su un terreno con disciolte grandi quantità di gas – gassy soil – Caso 1 – da Sobkowicz (1982)	152
Fig. 6-23 -	Diminuzione delle tensioni totali e risposta della pressione del fluido interstiziale su un terreno con disciolte piccole quantità di gas – terreno parzialmente saturo – Caso 2 – da Sobkowicz (1982)	153
Fig. 7-2 -	Jet grouting - Ubicazione campo prove a terra ed a mare	166
Fig. 7-3 -	Prova penetrometrica CPTUT1 – q_c , u_2 , f_s (MPa)	167
Fig. 7-4 -	Jet grouting - Campo prova a terra – planimetria e sezione rilevato con ubicazione colonne, prove penetrometriche e stratigrafia terreni di fondazione	169
Fig. 7-5 -	Jet grouting – Esecuzione delle colonne a terra – a) rivestimento fino a quota -6/-12.50 – b) infissione del rivestimento	172
Fig. 7-6 -	Jet grouting – Esecuzione delle colonne a terra – a) dima per posizionare il monitor e carotaggi – b) dima posta nel rivestimento	173
Fig. 7-7 -	Jet grouting – Esecuzione delle colonne a terra – a) preventer per la raccolta del refluo – b) tubi di mandata del refluo dal preventer alla vasca di raccolta	174
Fig. 7-8 -	Jet grouting – Esecuzione delle colonne a terra – a) vasca per la raccolta del refluo e misura del suo volume – b) misura livello refluo nel tempo di esecuzione della colonna	175

Fig. 7-9 -	Jet grouting - Campo prova a mare – Planimetria e sezione con ubicazione delle colonne e stratigrafia jet grouting	177
Fig. 7-10 -	Jet grouting – Campo prova a mare – Attrezzature utilizzate – Piattaforma, primo pontone ausiliario e macchinari	178
Fig. 7-11 -	Jet grouting – Campo prova a mare – Attrezzature utilizzate sul secondo pontone ausiliario per la miscela	179
Fig. 7-12 -	Jet grouting – Campo prova a mare – Attrezzature utilizzate sonda per la gettiniezione	180
Fig. 7-13 -	Jet grouting – Campo prova a mare – Attrezzature utilizzate - Dime per l'esecuzione delle colonne	181
Fig. 7-14 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido - Ubicazione delle prove cross-hole	185
Fig. 7-15 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido - Onde di compressione e di taglio: a) all'interno della colonna JGT9, b) nel terreno naturale prima e dopo il trattamento	187
Fig. 7-16 -	Modulo elastico e resistenza a compressione in funzione del volume di miscela iniettata – Valori a 28 gg: a) livelli B e D, b) livello C.	190
Fig. 7-17 -	Campioni di jet grouting – Risultati prove triassiali	190
Fig. 7-18 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido - Estrazione delle colonne jet grouting – Carotiere utilizzato	191
Fig. 7-19 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Colonne JGT8 e JGT11 – Spezzoni di colonne estratte	192
Fig. 7-20 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Fasi di estrazione della colonna jgt8, spezzone superiore tra -6.5 e -11.5 m s.l.m.m.	193
Fig. 7-21 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Fasi di estrazione della colonna JGT8, spezzone inferiore	194
Fig. 7-22 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Carotaggio della colonna JGT8	194
Fig. 7-23 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Parametri geometrici e meccanici della colonna JGT8	197
Fig. 7-24 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Fasi di estrazione della colonna JGT11, a) spezzone superiore, b) spezzone inferiore	198
Fig. 7-25 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Tratto inferiore della colonna JGT11 fino a 19 m dal p.c.	199
Fig. 7-26 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Parametri geometrico meccanici della colonna jgt11	201
Fig. 7-27 -	Lido Treporti – Planimetria della barriera e disposizione delle colonne jet sotto i vari cassoni	203
Fig. 7-28 -	Lido Treporti – Stratigrafia in asse barriera, quote del trattamento jet grouting, caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati	204
Fig. 7-29 -	Lido Treporti – colonne jet – prove di routine sulle colonne – parametri di iniezione misurati	206
Fig. 7-30 -	Lido Treporti – colonne jet – prove di routine sulle colonne – caratteristiche del refluo	207

Fig. 7-31 -	Lido Treporti – colonne jet – prove di carotaggio sonico	208
Fig. 7-32 -	Lido Treporti – Colonne jet – prove di idoneità sulle colonne . peso di volume colonna	209
Fig. 7-33 -	Lido Treporti – Colonne jet – prove di idoneità sulle colonne – resistenza a compressione monoassiale	210
Fig. 7-34 -	Lido Treporti – Colonne jet – prove di idoneità sulle colonne – modulo elastico	211
Fig. 7-35 -	Determinazione del raggio di erosione in funzione della resistenza terreno	214
Fig. 7-36 -	Jet grouting –Influenza della forma dell’ugello sulle perdite di pressione con la distanza, Shibazaki (2003).	217
Fig. 7-37 -	Jet grouting –Decadimento della pressione con la distanza dall’ugello al variare del mezzo attraversato, Shibazaki (2003)	217
Fig. 7-38 -	Decadimento della pressione con la distanza nel caso di miscela o acqua	224
Fig. 7-39 -	Campo prova di lido – confronto previsione/misura – Diametro e peso di volume colonne	235
Fig. 7-40 -	Campo prova di lido – confronto previsione/misura – Peso di volume e volume di refluo	236
Fig. 7-41 -	Chioggia campo prova – Confronto tra previsioni e misure – Colonne CS1-CS6, CC1-CC5, CS7 e CS8	244
Fig. 7-42 -	Chioggia - confronto tra previsioni e misure	245
Fig. 7-43 -	Malamocco spalla sud – risultati del modello di previsione	249

ELENCO TABELLE

Tab. 3.1 –	Schema cronostratigrafico del tardo Pleistocene e dell’Olocene	14
Tab. 3.2 -	Bocca di Lido S. Nicolò – Campo prova jet-grouting – Stratigrafia di progetto	25
Tab. 3.3 -	Bocca di Malamocco – Sito di prefabbricazione cassoni opere mobili	42
Tab. 3.4 -	Bocca di Lido San Nicolò –area campo prove – caratterizzazione geotecnica	43
Tab. 4.1 -	Rilevato di prefabbricazione – Cronogramma dei lavori	47
Tab. 6.1 -	Bocca di Malamocco – Sito di prefabbricazione cassoni opere mobili	111
Tab. 6.2 -	Moduli Elastici per il calcolo dei cedimenti	115
Tab. 6.3 -	Moduli elastici del terreno ricavati dall’assestmetro	121
Tab. 6.4 -	Parziale saturazione del terreno – ritardo temporale e deamplificazione del segnale	140
Tab. 7.1 -	Jet grouting – Campi prove - Caratterizzazione geotecnica	168
Tab. 7.2 -	Jet grouting - Campo prova a terra – Quote di inizio e fine delle colonne jet-grouting	168
Tab. 7.3 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido - Parametri operativi jet grouting e quantità registrate	170

Tab. 7.4 -	Jet grouting - Campo prova a mare – quote di inizio e fine delle colonne jet-grouting	176
Tab. 7.5 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido – Misura dei diametri delle colonne	184
Tab. 7.6 -	Jet grouting – Campo prova a terra di Lido - Caratteristiche geotecniche delle colonne jet grouting	189
Tab. 7.7 -	Spalla Sud di Malamocco– Parametri di resistenza al taglio e deformabilità dei terreni	247

LISTA DEI SIMBOLI

z (m)	=	coordinata verticale – riferita al medio mare o al livello di falda
γ (kN/m ³)	=	peso di volume totale
γ' (kN/m ³)	=	peso di volume sommerso
γ_d (kN/m ³)	=	peso di volume secco
w (%)	=	contenuto di acqua
w_n (%)	=	contenuto naturale di acqua
LL (%)	=	limite liquido
LP (%)	=	limite plastico
IP (%)	=	indice di plasticità
G_s (-)	=	peso specifico dei grani
n (%)	=	porosità
e_0 (-)	=	indice dei vuoti in sito
DR (%)	=	densità relativa
σ_v (MPa)	=	sforzo verticale totale
σ'_v (MPa)	=	sforzo verticale efficace
u (MPa)	=	pressione interstiziale
σ_{v0} (MPa)	=	sforzo verticale totale in sito
σ'_{v0} (MPa)	=	sforzo verticale efficace in sito
u (MPa)	=	pressione dell'acqua interstiziale
u_0 (MPa)	=	pressione interstiziale riferita al medio mare o al livello di falda
$\sigma'_{v\max}$ (MPa)	=	sforzo verticale di preconsolidazione
p (MPa)	=	pressione del fluido interstiziale
p_l/g (MPa)	=	pressione di saturazione
c_u (kPa)	=	resistenza al taglio non drenata non consolidata
c' (kPa)	=	coesione, in sforzi efficaci
ϕ' (°)	=	angolo di attrito di picco, in sforzi efficaci
E (MPa)	=	modulo di elasticità – valore operativo
E_i (MPa)	=	modulo iniziale
E_c (MPa)	=	modulo di elasticità in fase di carico
E_s (MPa)	=	modulo di elasticità in fase di scarico
E_{01} (MPa)	=	modulo di elasticità a 0.1% deformazione verticale
E_{\max} (MPa)	=	modulo di deformazione iniziale (deformazione 1E-6)

G (MPa)	=	modulo di taglio
G_{\max} (MPa)	=	modulo di taglio iniziale (deformazione $10E-6$)
CR (-)	=	rapporto di compressione edometrica
RR (-)	=	rapporto di ricompressione edometrica
$C\alpha$ (-)	=	coefficiente di consolidazione secondaria di compressione vergine
$C\alpha_r$ (-)	=	coefficiente di consolidazione secondaria di ricompressione
M_c (MPa)	=	modulo edometrico di compressione vergine
M_r (MPa)	=	modulo edometrico di ricompressione
ν (-)	=	coefficiente di Poisson
w (m)	=	cedimento verticale
ε (%)	=	deformazione
ε_z (%)	=	deformazione verticale
ε_c (%)	=	deformazione in fase di carico
ε_s (%)	=	deformazione in fase di scarico
p_a (MPa)	=	pressione atmosferica
g (m/s)	=	accelerazione di gravità
V_s (m/s)	=	velocità delle onde di taglio
V_p (m/s)	=	velocità delle onde longitudinali
K_0 (-)	=	coefficiente di spinta a riposo
OCR (-)	=	grado di sovraconsolidazione
c_v (m ² /s)	=	coefficiente di consolidazione verticale
k (m/s)	=	coefficiente di permeabilità per terreno isotropo
L	=	lunghezza dell'area di carico
B	=	larghezza dell'area di carico, $B \leq L$
I	=	coefficiente di influenza

1. PREMESSE

La realizzazione del MOSE con le sue imponenti opere consente, attraverso la lettura critica dei dati di monitoraggio dei terreni di fondazione, di confrontare il comportamento a scala reale dell'opera in corso di costruzione con quello previsto in progetto sulla base delle indagini condotte in sito ed in laboratorio.

La campagna di indagine ha compreso tanto prove in campo quali sondaggi, prove penetrometriche statiche e dinamiche, pressiometriche, dilatometriche, cross-hole, che prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi e consistenti in prove di classificazione, edometriche e triassiali per l'individuazione dei parametri di deformabilità e resistenza dei terreni.

L'interpretazione di dette prove, di cui si discuterà nei capitoli che seguono, ha consentito di definire la stratigrafia dei terreni di fondazione e la caratterizzazione geotecnica che è stata alla base dei calcoli che hanno portato alla previsione del comportamento delle opere.

Durante la loro realizzazione sono stati condotti estesi monitoraggi del comportamento del terreno di fondazione nelle varie fasi costruttive verificando anche la corretta riuscita dei metodi di trattamento utilizzati per consolidare il terreno di fondazione.

Il monitoraggio ha consentito di apprezzare l'effetto scala sul comportamento dei terreni e l'effettiva profondità di influenza delle opere in relazione alle loro dimensioni ed all'intensità del carico trasmesso.

Tra le varie opere realizzate e soggette a monitoraggio il presente studio ha riguardato nello specifico le seguenti:

- Il grande rilevato in terra per la prefabbricazione dei cassoni e le vicine strutture di appoggio del sistema di varo Syncrolift realizzati alla Bocca di Malamocco;
- Il jet grouting per il consolidamento del terreno di fondazione delle opere mobili alla Bocca di Lido Treporti.

Alla Bocca di Malamocco il sito realizzato appositamente come area di prefabbricazione dei cassoni in calcestruzzo armato che costituiranno le future dighe è costituito da un rilevato di ampie dimensioni, 400 m x 450 m in pianta, realizzato con il materiale proveniente da vicine aree soggette a dragaggio, che è stato refluito e che è consolidato sotto peso proprio, e da materiale selezionato proveniente da cava steso e rullato per strati fino a raggiungere una quota nominale di +2.50 m sul livello del medio mare.

I cassoni costruiti sul rilevato verranno poi movimentati e varati in mare per consentire il loro successivo trasporto in corrispondenza della barriera vera e propria. Il sistema di varo è costituito da una piattaforma mobile vincolata ad un sistema di funi ed argani che prende in carico i cassoni alla quota del rilevato e scende fino a metterli in galleggiamento. Gli argani che consentono la movimentazione della piattaforma appoggiano su cassoni cellulari in calcestruzzo armato, di dimensioni

in pianta 22.5x25 m e alti 21 m, aventi fondazione diretta con piano di imposta alla -19 m l.m.m. che sono stati soggetti a monitoraggio topografico durante tutte le fasi di costruzione e posa in opera.

Data la compressibilità dei terreni lagunari e le ristrette tolleranze sui cedimenti totali e differenziali delle opere mobili, si è reso necessario consolidare il terreno di fondazione sotto le dighe.

A Lido Treporti la riduzione della compressibilità del terreno è stata ottenuta realizzando delle colonne di terreno trattato e migliorato impiegando la tecnica del jet grouting.

La progettazione di tale tecnica è fortemente empirica e la previsione dei risultati del trattamento viene rimandata ad opportuni campi prova atti ad individuare i parametri di iniezione ottimali per ottenere le colonne aventi le caratteristiche geometrico-meccaniche desiderate. Anche per l'intervento alla Bocca di Lido è stato preliminarmente eseguito un campo prova i cui risultati verranno descritti e sulla base dei quali è stato messo a punto un modello di previsione analitico delle caratteristiche fisiche e geometriche delle colonne jet grouting in relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni trattati.

Le figure che seguono mostrano le tre bocche di porto che mettono in comunicazione la laguna con il mare aperto e le planimetrie inerenti le opere considerate in questo studio, ovvero il rilevato e Syncrolift alla Bocca di Malamocco e le colonne jet-grouting utilizzate per il consolidamento del terreno di fondazione in corrispondenza della Barriera di Lido Treporti.



FIG. 1-1 - LE TRE BOCHE DI PORTO

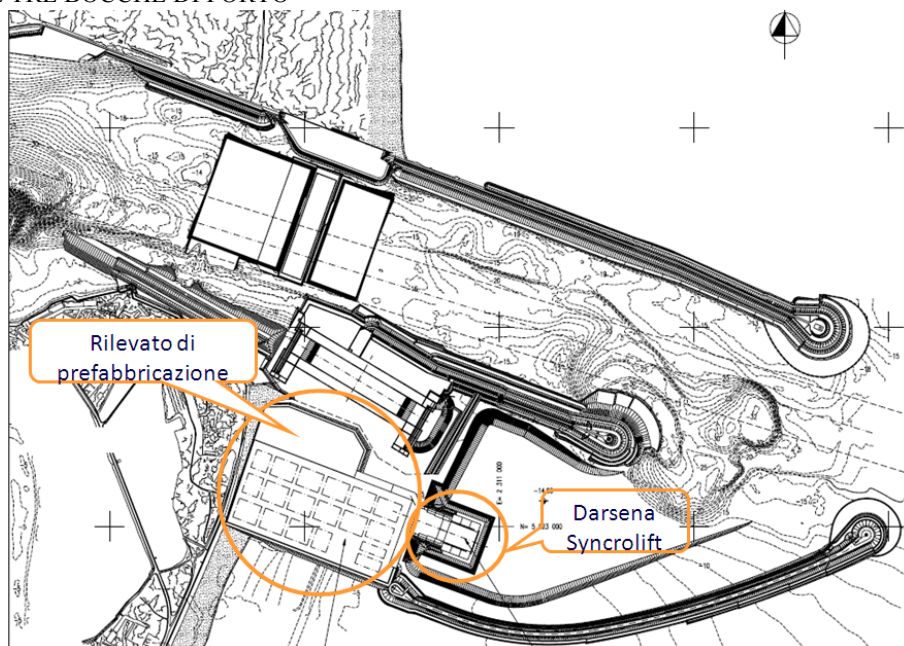


FIG. 1-2 -BOCCA DI MALAMOCCHO – RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE E SYNCROLIFT – PLANIMETRIA

Il monitoraggio delle opere è stato condotto con gli strumenti normalmente in uso nella pratica geotecnica e parimenti la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata condotta con prove usuali e di semplice esecuzione quali prove penetrometriche statiche, prove edometriche o triassiali.

I dati di monitoraggio raccolti riguardano: la misura dei cedimenti del terreno di fondazione sotto il peso proprio del rilevato di Malamocco durante tutte le fasi costruttive dello stesso, la misura dell'efficienza del sistema di pozzi messo in opera sul rilevato per consentire la stesa e compattazione del materiale attraverso una rete di piezometri, le misure di cedimento durante tutte le fasi di messa in opera e precarica dei cassoni del Syncrolift, la misura dei parametri di iniezione utilizzati per la realizzazione delle colonne jet-grouting a Lido, la misura sui campioni prelevati dalle carote di materiale consolidato delle caratteristiche fisiche e deformazionali delle colonne jet grouting.

Tutti i dati di monitoraggio raccolti concorrono ad individuare il comportamento dei terreni lagunari alla scala delle opere piuttosto che alla scala del laboratorio.

La forte eterogeneità dei terreni che compongono la laguna veneta ha consentito di mettere ben in evidenza l'effetto scala sul comportamento globale del terreno stesso.

Questa tesi ha quindi per oggetto i seguenti argomenti:

- a) il comportamento dei terreni di fondazione del grande rilevato di Malamocco a grande scala, sia in fase di carico che di scarico e l'influenza della parziale saturazione del terreno;
- b) La messa a punto di un modello previsionale del consolidamento del terreno con la tecnica del "jet grouting" in relazione alla stratigrafia dei terreni lagunari ed alle loro caratteristiche geotecniche.

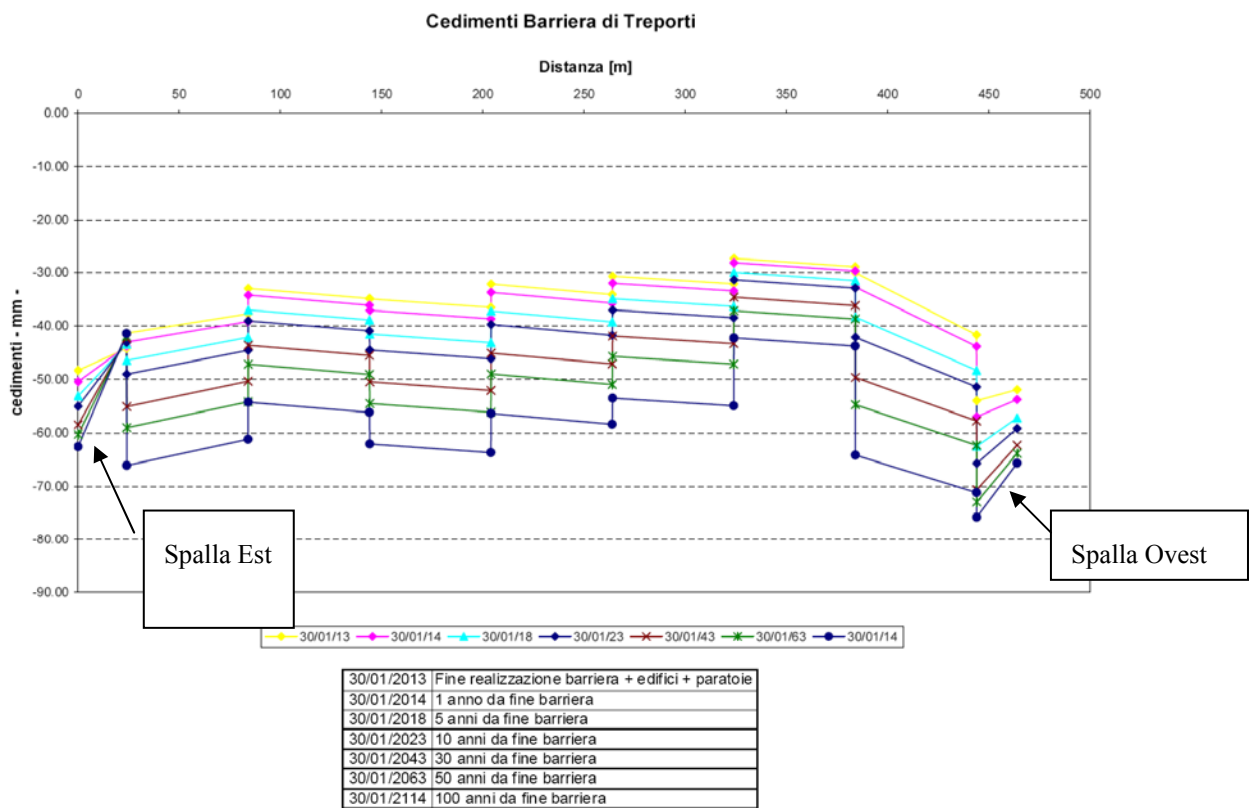
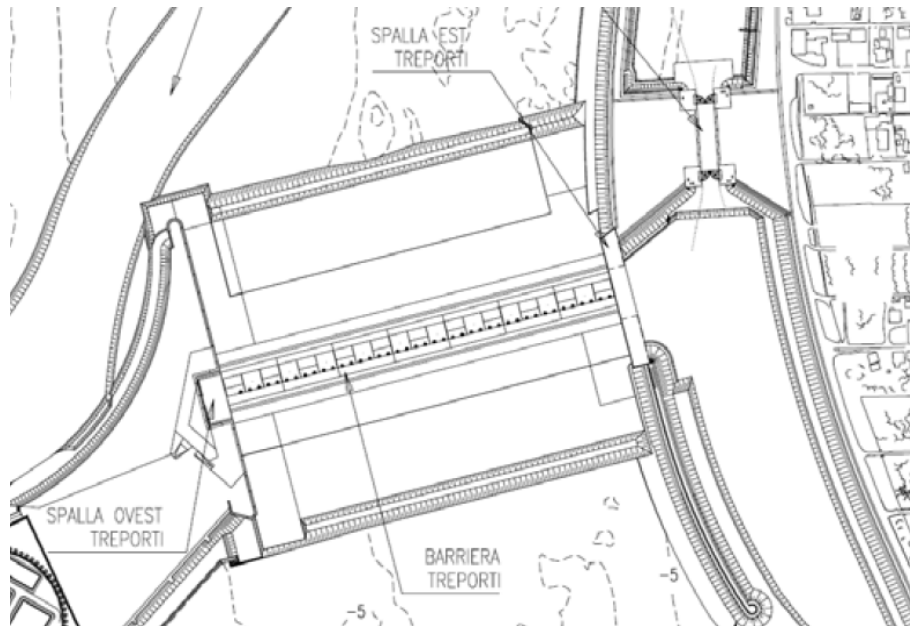
Vanno ulteriormente sottolineati due aspetti: il primo riguarda le notevoli dimensioni del rilevato di Malamocco che implicano un'interazione con un notevole volume di terreno, volume ben maggiore rispetto a quello che interagisce con le usuali opere di ingegneria civile.

Il secondo aspetto è che il progetto geotecnico delle opere è incentrato sulla riduzione e sul contenimento dei cedimenti, assoluti e differenziali, dei cassoni costituenti le barriere alle bocche di porto durante l'esercizio.

Il rilevato di Malamocco consente di monitorare il comportamento del terreno di fondazione fino a profondità confrontabili con quelle che interagiranno con i cassoni in barriera e l'uso del jet grouting consente il miglioramento delle caratteristiche dei terreni di fondazione.

I due temi sono dunque tra loro collegati dall'obiettivo di caratterizzare il comportamento deformazionale del terreno sotto i carichi di esercizio trasmesso dai cassoni di barriera al fine di avere una previsione il più precisa possibile del comportamento futuro delle opere mobili.

A tal proposito si riporta nella figura che segue la previsione cedimenti per la barriera di Lido Treporti che tiene conto dei risultati presentati in questa tesi per quanto concerne le caratteristiche delle colonne jet-grouting e dei parametri di deformabilità dei terreni.



Come si vede i cedimenti assoluti previsti sono dell'ordine dei 30-40 mm a fine costruzione dell'intera barriera e arrivano a 60-70 mm a 100 anni da fine costruzione. I cedimenti differenziali sono, nei 100 anni di vita utile dell'opera, sempre inferiori ai 30 mm.

Il monitoraggio delle opere ha inoltre permesso di mettere in evidenza la forte influenza della parziale saturazione dei terreni lagunari sul loro comportamento deformatore.

Tale aspetto, poiché non usuale, non era stato previsto in fase di progetto delle opere ed è stato messo in luce solamente dal monitoraggio durante le fasi costruttive delle stesse.

Il problema del gas sulla compressibilità dei terreni in questa tesi viene solo accennato e chiamato in causa per giustificare lo scostamento tra le previsioni progettuali e il comportamento osservato, esso andrà ulteriormente studiato e approfondito con successivi studi.

2. LE OPERE PRESE IN ESAME

La protezione della città di Venezia dagli eventi di acqua alta prevede la costruzione di barriere mobili in corrispondenza delle tre bocche di porto: Lido, Malamocco e Chioggia, che mettono in comunicazione la laguna con il mare aperto.

Le barriere mobili sono costituite da paratoie metalliche che in condizioni di marea ordinaria restano adagiate sul fondale, mentre in occasione di eventi mareali rilevanti si sollevano, creando una barriera. Il livello dell'acqua lato laguna resta fisso, mentre quello dell'acqua lato mare cresce in funzione dell'evento mareale in atto.

In particolare le paratoie entrano in funzione per un evento di marea pari a 110 cm sul medio mare e sono progettate per un livello massimo di 3 metri. Le paratoie sono vincolate a cassoni cellulari in calcestruzzo con due cerniere per paratoia. In totale ogni cassone alloggia 3 paratoie. I cassoni sono tra loro collegati da giunti a tenuta idraulica, per rendere ispezionabili i locali tecnici all'interno dell'intera barriera. I cassoni sono all'interno di una trincea sostenuta da palancole e su una fondazione consolidata da elementi riduttori di cedimento, pali o colonne jet-grouting. La costruzione dei cassoni viene eseguita in aree di prefabbricazione realizzate in adiacenza alle future barriere, a Lido Treporti all'interno di una tura ricavata in quello che a fine lavori sarà il porto rifugio lato mare, a Lido San Nicolò e Malamocco su un rilevato realizzato alla bocca di Malamocco nella zona di spalla Sud della barriera, a Chioggia all'interno di una tura ricavata in quello che sarà il futuro porto rifugio lato mare.

Il primo argomento della tesi riguarda il rilevato di prefabbricazione realizzato alla bocca di Malamocco che è stato strumentato durante le fasi di costruzione e soggetto ad un'intensa attività di monitoraggio. Le sue dimensioni sono tali da coinvolgere i terreni naturali fino a profondità di -100 m l.m.m., la sua geometria è regolare e la sua storia costruttiva puntualmente documentata.

Sempre nell'area di Malamocco, in adiacenza al rilevato di prefabbricazione, Fig. 2-1, il monitoraggio plano-altimetrico condotto durante la messa in opera dei cassoni del Syncrolift ha consentito di fare delle interessanti osservazioni in merito al comportamento dei terreni soggetti a cicli di scarico-ricarico. Il Syncrolift è una piattaforma mobile che ha il compito di varare in mare i cassoni costruiti sul rilevato e poggia su 6 cassoni cellulari in calcestruzzo direttamente appoggiati sul terreno di fondazione.

Il monitoraggio del rilevato di Malamocco e dei cassoni del Syncrolift hanno consentito di studiare il comportamento dei terreni di fondazione, coinvolgendo ampi volumi e notevoli profondità.

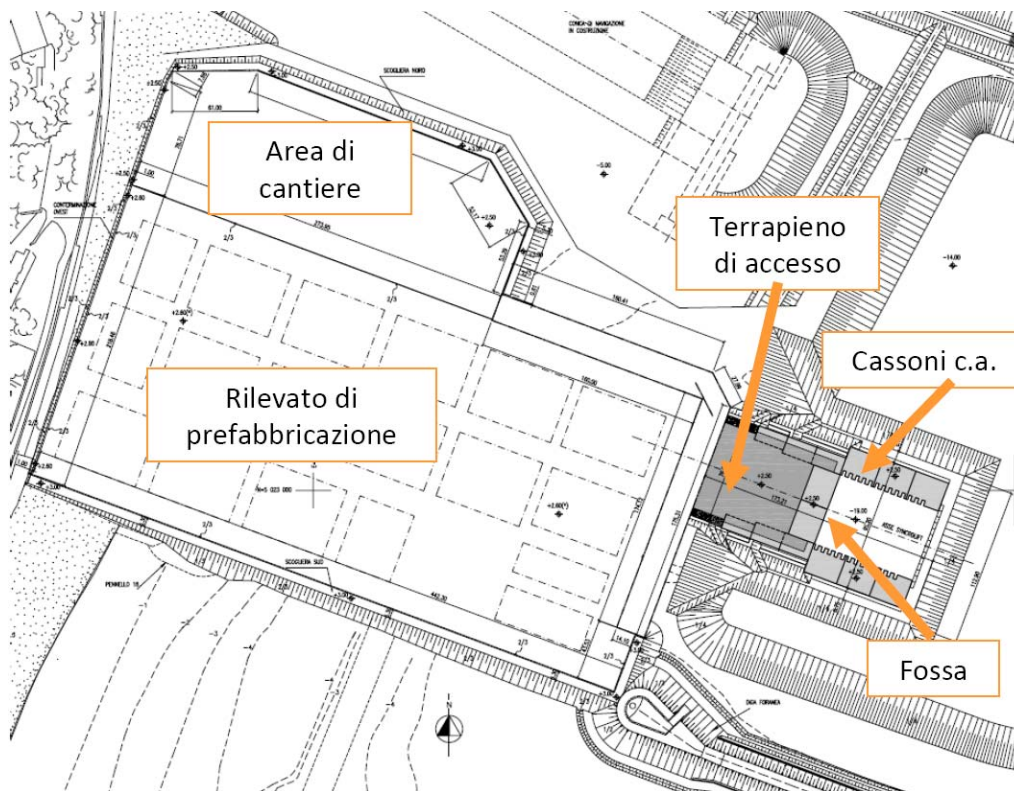


Fig. 2-1 -BOCCA DI MALAMOCCO – RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE E SYNCROLIFT – PLANIMETRIA DI DETTAGLIO

L'altro argomento della tesi riguarda il miglioramento dei terreni di fondazione con la tecnica del jet-grouting.

Come già anticipato, l'ampio uso in sede di progetto della tecnica di consolidamento jet grouting ha richiesto l'esecuzione preliminare di un campo prova.

Il campo prova ha riguardato lo studio dell'impiego di diverse tecniche di consolidamento del terreno di fondazione, e non solo il jet-grouting, in particolare si sono testati anche elementi di consolidamento costituiti da pali in c.a.c.

Il campo prova è stato dunque guida non solo per la barriera di Lido, ma anche per le altre dove sono stati utilizzati i pali in c.a.c. o in acciaio come elementi riduttori di cedimento.

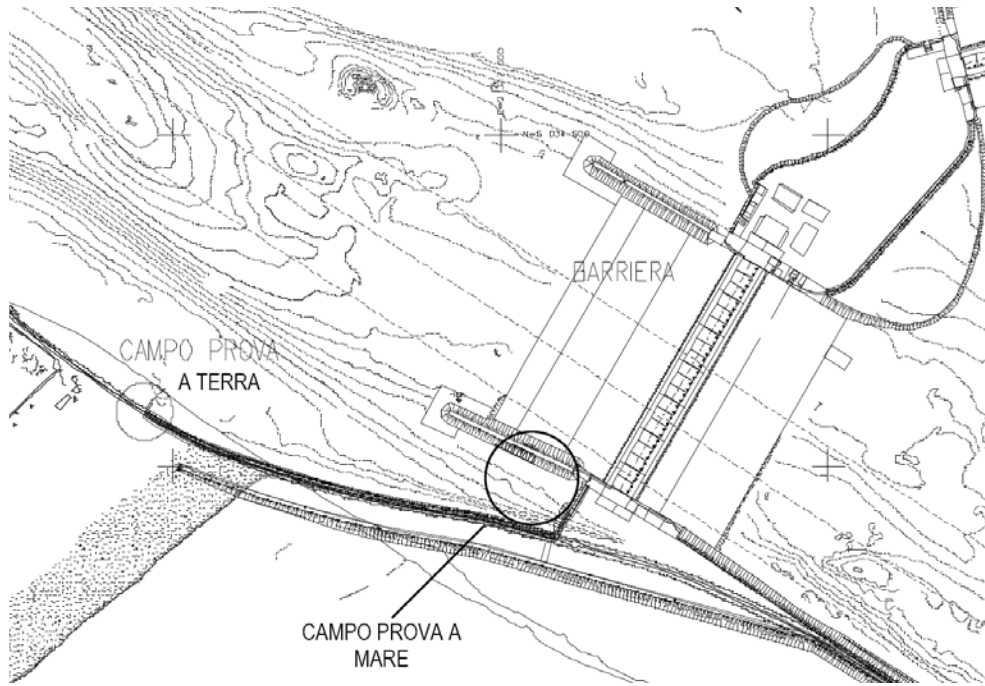
Il campo prova è stato eseguito a Lido San Nicolò e vista la comune origine deposizionale dei terreni della laguna i risultati in esso ottenuti sono chiaramente estrapolabili a tutte le bocche. Il campo è stato suddiviso in due parti: una prima parte a terra e una seconda a mare, si veda in particolare la Fig. 2-2.

Per gli scopi di questa tesi vengono presentati solo i risultati inerenti le colonne jet-grouting per le quali il campo prova è servito a determinare i parametri di iniezione ottimali con cui poi realizzare l'intervento di consolidamento della barriera di Lido Treporti.

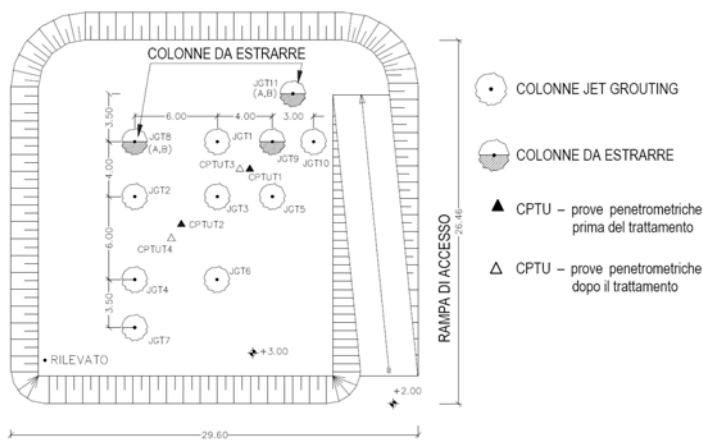
In particolare la parte a terra, costituita da 11 colonne, è servita per la taratura vera e propria dei parametri di iniezione, mentre la parte a mare, dove sono state realizzate solo 4 colonne, è servita per verificare l'applicabilità della tecnologia alle profondità di trattamento previste per Treporti e alla effettiva quota del fondale da cui le colonne verranno realizzate.

La descrizione puntuale delle attività svolte all'interno del campo prova è rimandata ai capitoli seguenti quello che appare opportuno evidenziare a questo punto è che per poter utilizzare la tecnica del jet-grouting come effettivo strumento di progetto e per poterla estrapolare a qualunque variazione tanto dei parametri operativi quanto della natura del terreno trattato è stato necessario mettere a punto e validare un modello previsionale delle caratteristiche geometrico-fisiche delle colonne, che, ovviamente, non può che essere basato tanto sulle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni quanto sui parametri di iniezione.

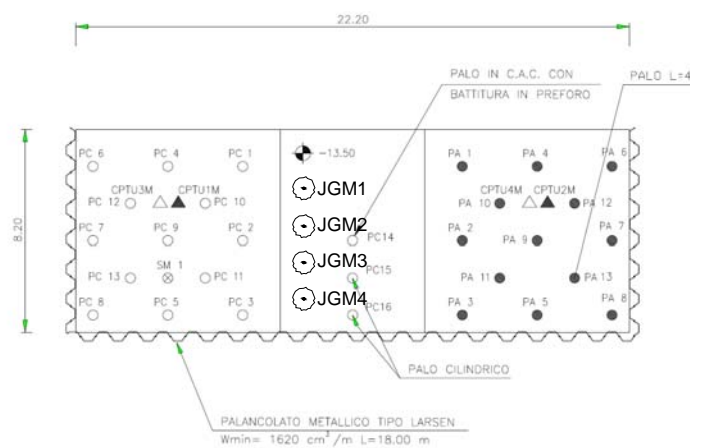
Alla luce dell'esperienza del campo prova e avendo a disposizione un metodo non solo previsionale, ma anche di verifica dei risultati ottenuti con la gettiniezione è stato possibile progettare ed interpretare i dati di monitoraggio delle colonne realizzate a Treporti sotto la barriera come elementi riduttori di cedimento.



UBICAZIONE



Campo prove a terra



Campo prove a mare

FIG. 2-2 - OPERE CONSIDERATE – BOCCA DI LIDO SAN NICOLÒ - CAMPO PROVA DELLE COLONNE JET-GROUTING – COROGRAFIA DELLA BOCCA E PLANIMETRIA

3. I TERRENI DELLA LAGUNA DI VENEZIA

3.1. Geologia e sedimentologia

La configurazione geomorfologica della laguna nella sua condizione attuale e la sua storia deposizionale rivestono particolare rilievo dal punto di vista geotecnico in quanto consentono di elaborare con confidenza le sezioni stratigrafiche e di interpretare le caratteristiche geotecniche dei terreni a scala reale.

La storia deposizionale fornisce gli elementi che descrivono le condizioni nelle quali si sono formati i livelli e sottolivelli, che costituiscono gli strati che formano la stratigrafia lagunare. Si ha così avuto modo di riconoscerli nei sondaggi e correlarli nei profili stratigrafici.

Caratteristiche del terreno come granulometria, forma di grani, stato di addensamento della sabbia e di consistenza dei terreni coesivi, presenza di strati intercalati di differente granulometria, anche se di spessore trascurabile rispetto a quello dello strato che li ospita, eteropie laterali, concorrono in modo rilevante nella caratterizzazione geotecnica del volume di terreno interessato dalle opere ben più eterogeneo di quello studiato con i campioni in laboratorio. E' su base geologica e sedimentologica che queste complesse stratigrafie possono essere correttamente valutate e può essere definita la loro importanza nella caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere.

3.1.1. Geologia paleoambientale ed evoluzione della laguna

La laguna di Venezia occupa una superficie di circa 550 Km² ed è situata nella fascia costiera dell'alto Adriatico tra la foce del fiume Brenta, posta a Sud, e il tratto finale del Sile a Nord. Il bacino lagunare si estende per una lunghezza di circa 55 Km e una larghezza di circa 13 Km. Si è originato a seguito degli apporti dei principali fiumi che sfociano nella parte settentrionale del mare Adriatico quali il Po, l'Adige, il Brenta, il Tagliamento.

Nel secolo scorso si sono verificati notevoli cambiamenti all'interno della laguna. Il livello del mare si è alzato, cambiando in modo netto i rapporti esistenti tra le zone intertidali e i fondali. Nel seguente diagramma, Albani & Alii, 1984, è riportato il diagramma altimetrico della laguna desunto dai rilievi effettuati dal Magistrato alle Acque negli anni 1926-1932, con i livelli mareografici alla fine del XIX secolo a sinistra e del XX secolo a destra. Il livello medio del mare dal 1897 ad oggi è aumentato di circa 24 cm, con conseguente immersione di vaste aree del bacino lagunare.

Le cause che hanno determinato l'innalzamento del livello del mare sono dovute all'abbassamento del suolo, subsidenza, e all'aumento del livello assoluto del mare, eustatismo.

I terreni dell'attuale laguna sono caratterizzati da un'estrema variabilità, che testimonia una complessa storia evolutiva. La Tab. 3.1 fornisce l'inquadramento stratigrafico generale in scala geologica regionale dell'area lagunare.

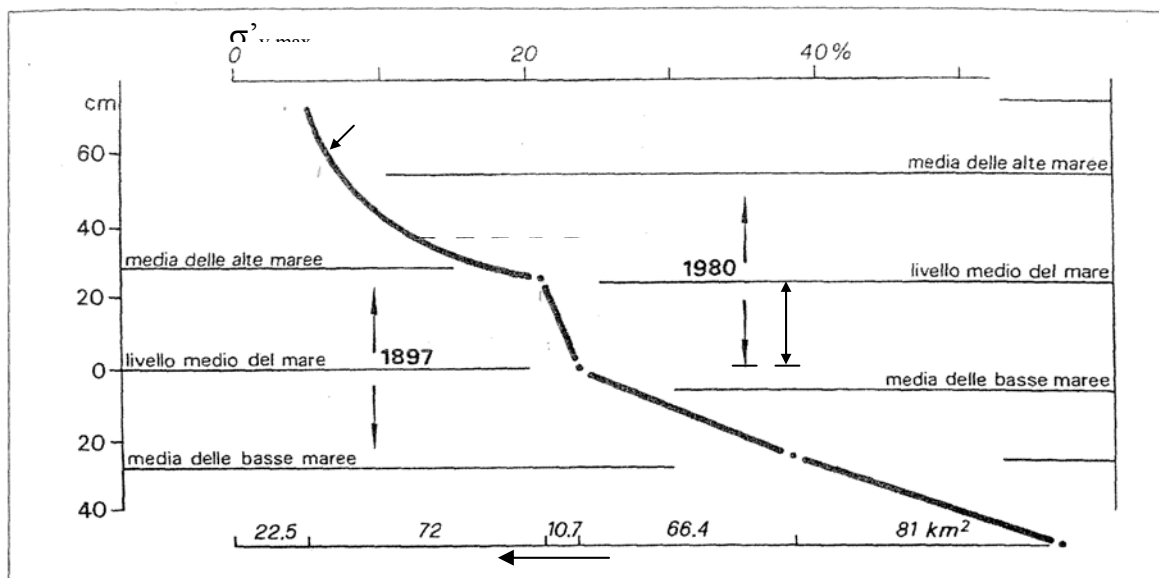
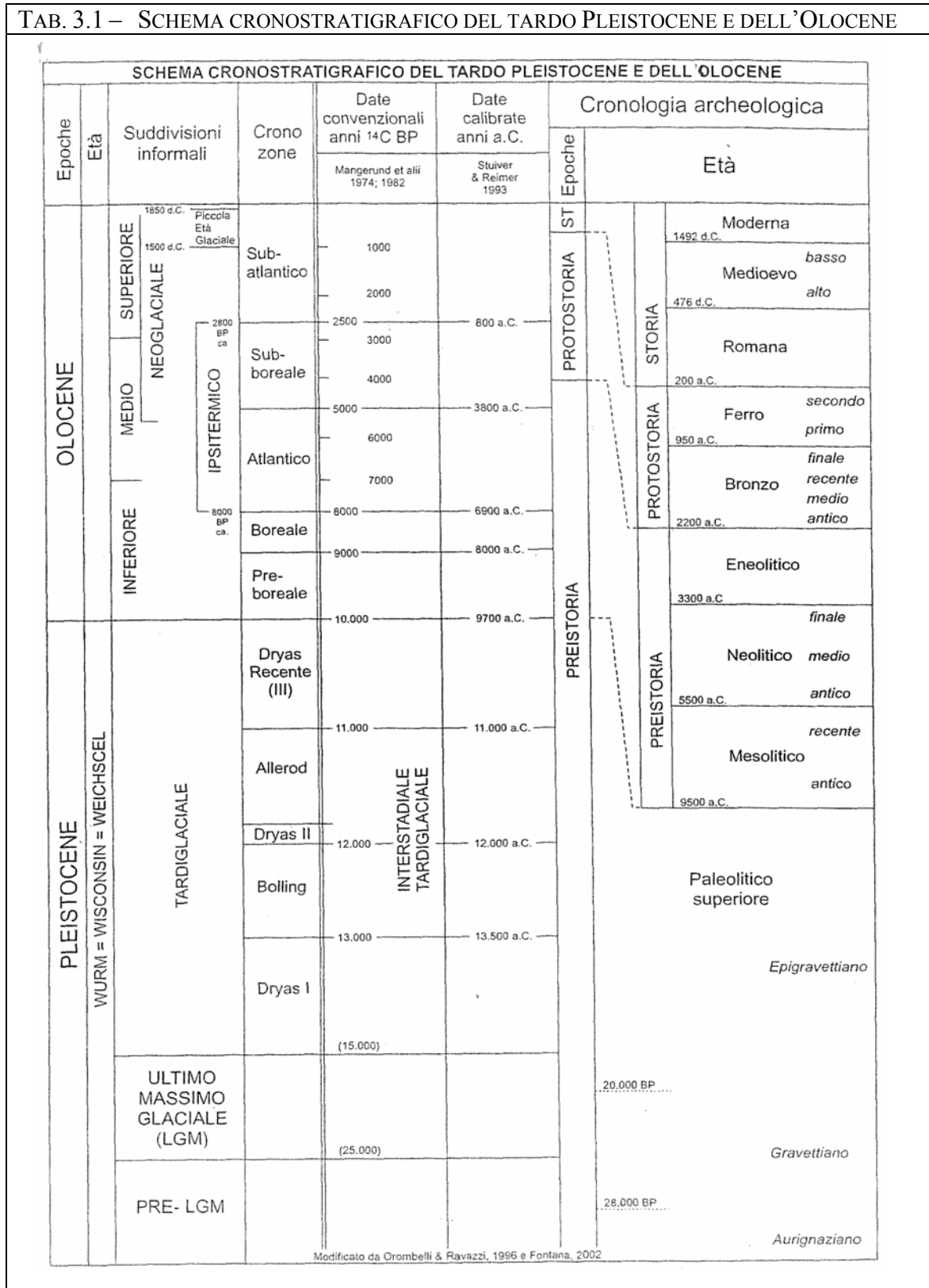


DIAGRAMMA ALTIMETRICO PARZIALE DELLA LAGUNA DI VENEZIA NELL'ULTIMO SECOLO, ALBANI ET ALII, 1984

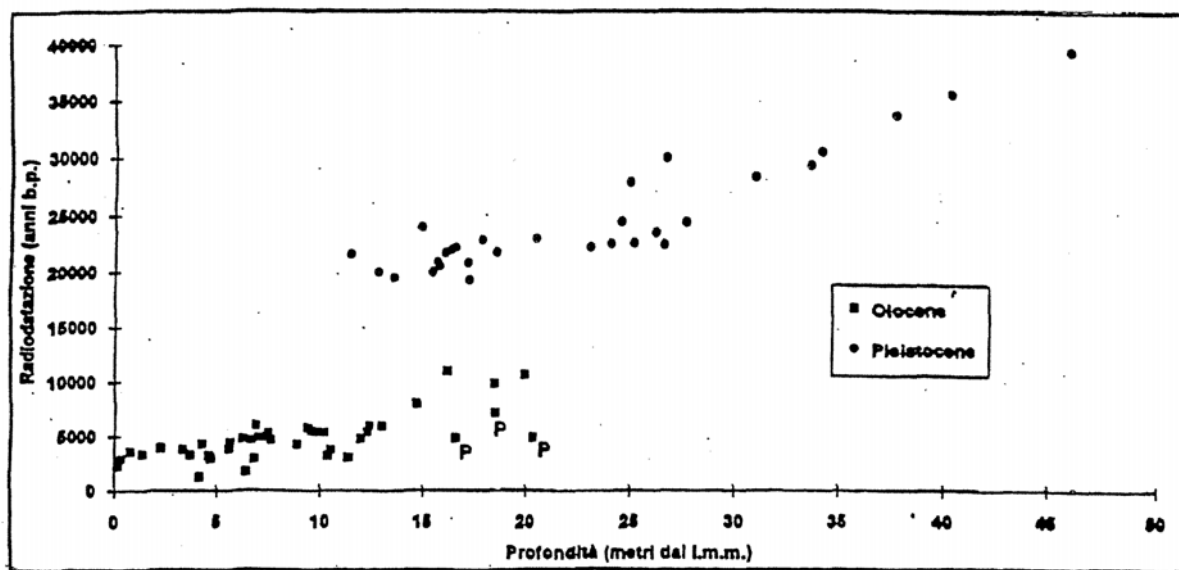
Le opere interessano i terreni superficiali appartenenti al Pleistocene superiore e all'Olocene, che affiorano nell'area in studio sotto forma di sabbie, limi ed argille, talvolta con presenza di materiale organico quali torbe. Si presentano inoltre sempre con una marcata variabilità sia orizzontale che verticale.

TAB. 3.1 – SCHEMA CRONOSTRATIGRAFICO DEL TARDO PLEISTOCENE E DELL' OLOCENE



Nel caso dell'area lagunare veneziana, la sedimentazione discontinua e spesso lacunosa dell'ambiente continentale o di zona litoranea lagunare poco profonda ha comportato notevole difficoltà nel distinguere il Pleistocene dall'Olocene con criteri puramente paleontologici.

Secondo le radiodattazioni, l'età dei terreni pleistocenici è riportabile a 40.000 anni B.P. circa per i più profondi, e a 18.000 anni B.P. circa per quelli più prossimi al passaggio con l'Olocene. Questo intervallo corrisponde ad un periodo di clima glaciale freddo secco, che ha provocato un notevole abbassamento del livello di base, con conseguente erosione e approfondimento degli alvei fluviali. Nel seguente diagramma sono state riportate le radiodattazioni dei campioni litoranei in funzione delle profondità di prelievo dedotti dagli studi di Bortolami et al. (1984) e di Tosi (1994).



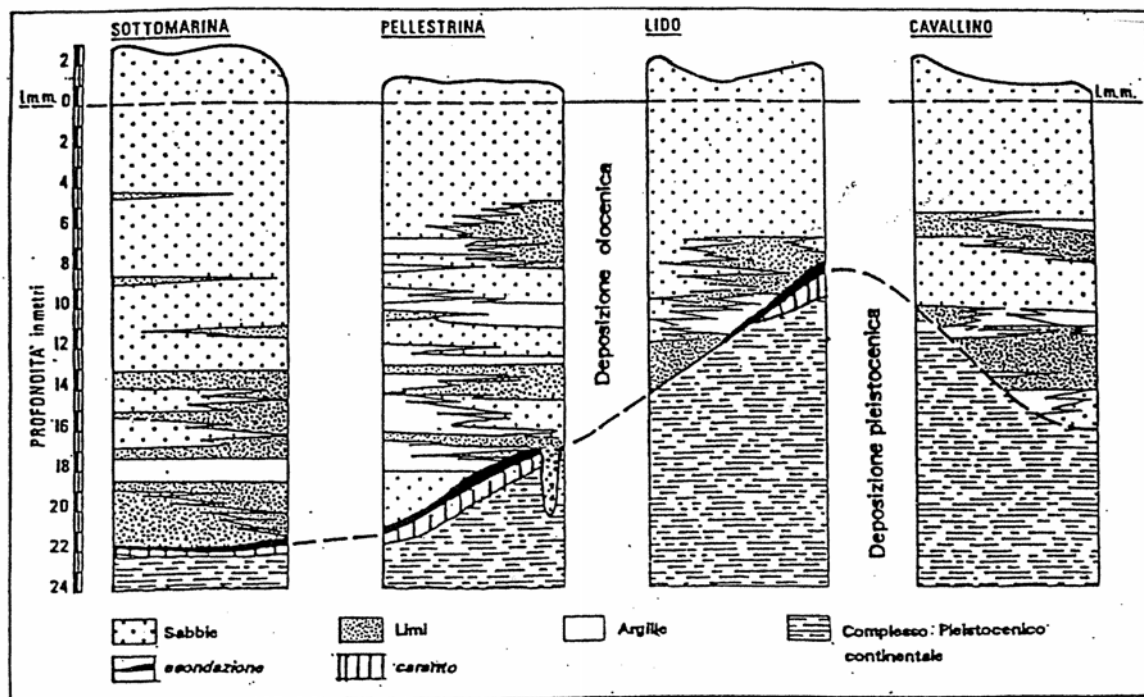
RELAZIONE TRA LA RADIODATAZIONE DI TORBE, CONCHIGLIE E MATERIALE ORGANICO DEI DEPOSITI SOTTOSTANTI IL CORDONE LITORANEO DA CAVALLINO A CHIOGGIA E PROFONDITÀ RISPETTO AL LIVELLO MEDIO MARE. CON P SONO STATE INDICATE LE DATAZIONI DEL MATERIALE DI RIEMPIMENTO DI PALEOALVEI, TOSI 1994.

Le datazioni dei sedimenti hanno mostrato una lacuna stratigrafica tra gli ultimi depositi pleistocenici, datati circa 18.000 anni B.P., e i primi depositi olocenici, datati 11.000 anni B.P. dovuta ad una prevalente fase di erosione, entro un'ampiezza temporale diversa a seconda dei settori litorali analizzati.

La presenza di un rialzo morfologico, già descritto da Gatto (1984), della paleopianura wurmiana pleistocenica in corrispondenza del litorale centrale rispetto al lato meridionale e settentrionale della laguna medesima, ha contribuito anche ad una differenziazione paleoambientale, Tosi (1994). Il settore meridionale e quello settentrionale erano separati da un alto strutturale coincidente grosso modo con l'attuale zona di Venezia-Lido, che molto probabilmente fungeva da spartiacque tra i bacini del Piave e del Sile a Nord, del Brenta, del Bacchiglione e dell'Adige a Sud, vedi figura seguente.

Questo alto strutturale è ben evidenziato dal limite Pleistocene-Olocene, che indica l'andamento morfologico della paleopianura wurmiana dopo la fase erosiva che da -20 m dal l.m.m. in località Sottomarina, estremo Sud, sale a -8 m dal l.m.m. nella zona centrale di Lido, per poi di nuovo approfondirsi verso Cavallino a -14 m dal l.m.m., estremo Nord.

Il limite dunque tra il Pleistocene e l'Olocene presenta un andamento variabile con due aree depresse separate da un alto morfologico in corrispondenza dell'attuale Bocca di Lido.

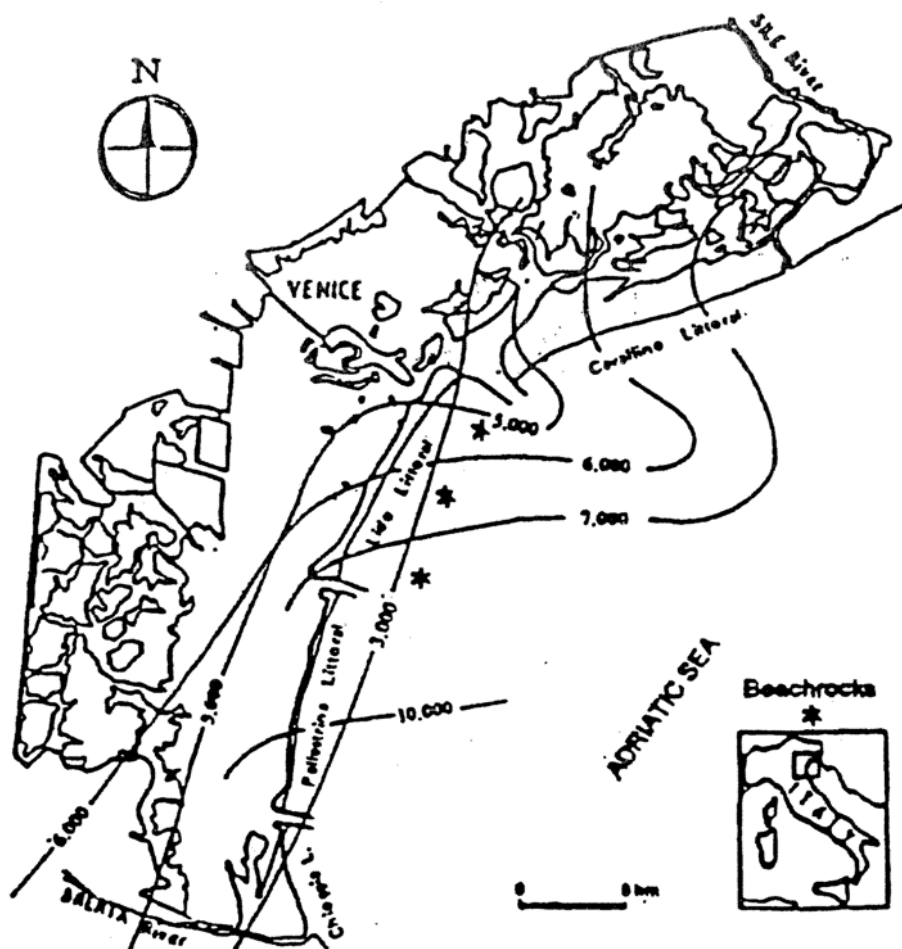


RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEL SOTTOSUOLO LITORANEO. LA LINEA TRATTEGGIATA INDICA IL LIMITE TRA OLOCENE E PLEISTOCENE.

Ipotizzando che questo alto morfologico fosse presente anche in epoca pleistocenica, ne consegue che le deposizioni sono avvenute separatamente nelle varie aree litoranee. La sedimentazione tardo pleistocenica nella zona meridionale era prevalentemente fluviale e occasionalmente lacustre, caratterizzata da depositi medio-fini, mentre nella zona settentrionale gli ambienti di deposizione erano marcatamente di tipo lacustre e talora palustre. Anche il deposito guida del “caranto” presenta delle differenze nella distribuzione areale, negli spessori e nelle proprietà geotecniche, attribuibili a queste diversità paleoambientali tra Sud e Nord. Senza dubbio l’ingressione marina ha contribuito a differenziare le proprietà deposizionali e fisiche dei sedimenti in quanto, non essendo stata isocrona, ha permesso un’esposizione più prolungata nelle aree meno depresse.

La lacuna deposizionale dovuta principalmente al fenomeno di emersione dura verosimilmente 12.000 anni circa, tra 18.000 e 6.000 anni BP. Durante tale periodo si sviluppa il processo di sovraconsolidazione per essiccamento dei limi argillosi e delle argille organiche di alta plasticità, clas-

sificato come “paleosuolo”, che costituiva l’ultimo deposito alluvionale pleistocenico, comunemente denominato caranto. A partire da 15.000-17.000 anni fa circa la temperatura media cominciò ad aumentare e il miglioramento climatico portò allo scioglimento dei ghiacciai continentali, con conseguente innalzamento del livello del mare. La massima ingressione marina si verificò circa 5.000-6.000 anni fa. Tale ingressione marina è costituita da depositi di sabbie conchigliifere. Questo livello, esclusivamente di tipo fluvio-lacustre, si è formato a seguito di depositi di sedimenti accumulatisi in periodi di sovralluvionamento del reticolo fluviale. La datazione dei primi livelli sedimentari di tipo marino-lagunare sovrastanti quelli continentali, ha permesso di delineare le varie posizioni della linea di costa durante la trasgressione marina olocenica, riportata di seguito.



RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DELL’EVOLUZIONE DELLA LINEA DI COSTA DURANTE LA TRASGRESSIONE OLOCENICA.

Come riscontrato nel tardo Pleistocene, anche nell’Olocene i paleoambienti in cui si sono depositati i sedimenti presentano una certa diversità tra il settore Sud e quello Nord. Infatti nella zona meridionale la sedimentazione è di tipo litorale con locali episodi continentali, ambiente vallivo o di delta, mentre nell’area settentrionale la sedimentazione è prevalentemente di tipo lagunare o marina.

3.1.2. Sequenza stratigrafica

Le sezioni stratigrafiche, riportate nei seguenti paragrafi, sono state elaborate individuando i livelli deposizionali che rappresentano strati di terreno depositati in un ambiente con energia di trasporto pressoché costante. Tuttavia variazioni minori di questa condizione hanno dato luogo alla sedimentazione di strati con spessore frequentemente millimetrico, a volte decimetrico, avente granulometrie e caratteristiche differenti da quelle che caratterizzano il livello in formazione. Queste perturbazioni nel processo di deposizione sono più frequenti negli strati coesivi, favorite dall'ambiente deposizionale di palude o piana alluvionale, in cui un occasionale evento di esondazione o sovralluvionamento dava luogo alla formazione di dette eteropie.

Quando la perturbazione continuava per un periodo abbastanza lungo, a causa di un'importante variazione delle condizioni deposizionali quali clima, livello del mare, deviazione del corso d'acqua etc, si depositava un consistente spessore di terreno con caratteristiche diverse da quelle del livello in formazione. Questi strati, all'interno dei livelli deposizionali sono stati considerati come sottolivelli nella descrizione stratigrafica. Questo tipo di eteropia è più frequente negli strati incoerenti sabbiosi che in quelli coesivi.

Per quanto riguarda l'estensione laterale di queste eteropie si può dire quanto segue:

- le sottili alternanze sono talmente distribuite e diffuse arealmente che possono considerarsi continue. Ciò vuol dire che, specialmente negli strati coesivi, concorrono in modo determinante nel definire la caratterizzazione geotecnica dell'intero livello;
- i sottolivelli hanno in genere una limitata continuità laterale, metrica ed eccezionalmente ettometrica. La loro importanza nel profilo geotecnico del terreno di fondazione dipende essenzialmente dalle dimensioni dell'opera da realizzare e dalla profondità della sua fondazione rispetto al sottolivello medesimo.

I livelli deposizionali nell'area lagunare sono i seguenti, dall'alto verso il basso.

Livello A – primo livello incoerente. E' una sabbia medio-fine, ben definita a partire dal tetto del sottostante livello coesivo, più limosa verso il fondo. Contiene frequentemente resti conchigliari, bivalvi e gasteropodi, sottili intercalazioni limose e limo argillose con presenza sporadica.

Livello B – primo livello coesivo. E' fondamentalmente un'argilla limosa con intercalati piccoli strati sabbiosi. Lo strato superiore è preconsolidato e forma il livello B' ovvero il caranto. Al di sotto si alternano strati di minor grado di preconsolidazione a testimonianza che non sempre è stato completamente esposto all'aria. Presenta frequenti inclusioni di torba.

Livello C – secondo livello incoerente. Sabbia fine al tetto frequentemente debolmente limosa, passante al letto a sabbia media pulita talvolta anche grossolana. Sono presenti noduli di argilla e sottolivelli limo-argillosi di piccolo spessore.

Livello D – secondo livello coesivo. E' uno strato prevalentemente coesivo, con frequenti intercalazioni, sia sabbiose che di torba. Si riscontrano varie alternanze deposizionali, e si individuano

strati esposti all'aria che hanno provocato la formazione della crosta dessiccata. Sono di conseguenza presenti piccoli strati torbosi, mentre i livelli di sabbia presenti sono di modesto spessore e costituiti da sabbia limosa.

Livello E – terzo livello incoerente. E' una sabbia medio-fine, con poche intercalazioni limose, che però sono di piccolo spessore, centimetrico, ed abbastanza distanti tra di loro, quindi tali da non creare vere discontinuità nella matrice sabbiosa. Questo livello contiene il sottolivello E' coesivo.

Sottolivello E' – sottolivello coesivo. E' uno strato coesivo all'interno del livello sabbioso E, costituito da argilla limosa a volte preconsolidata per dessiccamento e da strati torbosi. Per questo sotto livello valgono le considerazioni fatte in precedenza, a proposito del livello D. Sono presenti, a quote diverse, orizzonti di materiale torboso di spessore decimetrico. In alcuni casi si incontrano veri e propri spessori di torba molto compatta.

Livello F – terzo livello coesivo. E' uno strato prevalentemente coesivo con intercalazioni di strati sabbiosi e scarsa presenza di torba; tuttavia è sempre lo stesso tipo di deposizione con esposizione all'aria dei sedimenti, magari in presenza di acque poco profonde, quindi in condizioni di palude, con minore attitudine alla formazione di praterie o vegetazione in genere.

Livello G – quarto livello incoerente. Si correla bene allo strato granulare E inferiore, ma è un po' più eterogeneo nella granulometria delle sabbie, presentando tra l'altro livelli di limo.

Livello H – quarto livello coesivo. Per questo livello coesivo si possono ripetere le considerazioni fatte per E'. Si ha tuttavia una più marcata presenza di torba diffusa, sintomatica di deposizione lagunare. Sono meno frequenti rispetto ad E' ed F le intercalazioni di strati sabbiosi.

3.2. Caratteristiche geotecniche dei terreni lagunari

3.2.1. Individuazione della successione stratigrafica e principali aspetti legati alla caratterizzazione geotecnica dei terreni

La distribuzione altimetrica dei livelli deposizionali presentati nel precedente paragrafo alle tre bocche è la seguente:

Bocca di Lido		Bocca di Malamocco		Bocca di Chioggia	
Quota m l.m.m.	Livello	Quota m l.m.m.	Livello	Quota m l.m.m.	Livello
fondale ÷ -13	A	fondale ÷ -14	A	fondale ÷ -12	A ⁽¹⁾
-13 ÷ -17	B	-14 ÷ -22	B	-12 ÷ -19	B
-17 ÷ -25	C	-22 ÷ -29	C	-19 ÷ -33	C ⁽²⁾
-25 ÷ -39	D	-29 ÷ -41	D	-33 ÷ -45	D
-39 ÷ -75	E	-41 ÷ -76	E	-45 ÷ -86	E
-75 ÷ -96	F	-76 ÷ -85	F	-86 ÷ -98	F

Bocca di Lido		Bocca di Malamocco		Bocca di Chioggia	
Quota m l.m.m.	Livello	Quota m l.m.m.	Livello	Quota m l.m.m.	Livello
-96 ÷ -108	G	-85 ÷ -92	G	-98 ÷ oltre -120	G
-108 ÷ -120	H	-92 ÷ -120	H		
⁽¹⁾ contiene piccoli strati limosi verso il basso, a contatto con B ⁽²⁾ il livello C, come evidenziato nella caratterizzazione, presenta in corrispondenza dell'area nord della bocca una lente di terreno coesivo denominata C'					

La natura dei terreni lagunari è tale che la frazione limosa risulta quella predominante. Il terreno presenta caratteristiche di comportamento intermedie tra terreni a grana fine e a grana grossa. In più il materiale è estremamente sensibile al rilascio tensionale dovuto al campionamento.

Essendo infatti il campione mediamente eterogeneo con presenza di intercalazioni di diversa composizione granulometrica, tra di loro si genera una migrazione di contenuto di acqua in conseguenza del gradiente generato dalla variazione dello stato tensionale. Per questi motivi ottenere campioni realmente indisturbati da sottoporre alle prove di laboratorio è complesso e richiede molta cura. A queste considerazioni si aggiunge l'effetto scala.

Viste le innumerevoli eteropie presenti all'interno dello stesso livello deposizionale diventa importante stabilire quanto un campione di terreno provato alla scala di laboratorio sia effettivamente rappresentativo del comportamento dell'intero livello deposizionale a scala reale, o più correttamente alla scala delle opere. Le dimensioni delle opere da realizzare sono tali, infatti, da coinvolgere volumi di terreno significativi in relazione ai quali bisogna valutare l'effetto delle eteropie sul comportamento sotto carico, o scarico, dei terreni.

La caratterizzazione si è basata sull'interpretazione delle prove di laboratorio e delle prove in situ, tenendo in dovuta considerazione gli aspetti sopra menzionati.

3.2.1.1 Rilevato di Malamocco e Syncrolift

Si presentano le sezioni stratigrafiche che descrivono i terreni di fondazione nelle aree di interesse. Con riferimento alla Fig. 3-1:

- La sezione 1-1 intercetta il rilevato in direzione nord-sud, estendendosi anche all'area della conca di navigazione;
- La sezione 2-2 si sviluppa in direzione ovest-est e parte dall'area a terra fino ad oltre la zona del Syncrolift;
- La sezione 3-3 ha direttrice sud-nord e riguarda l'area più verso terra del rilevato, la conca di navigazione e la zona di spalla sud;

Le sezioni stratigrafiche sono riportate nelle Fig. 3-2 ÷ Fig. 3-5.

In direzione ovest-est (sezione 2-2) il fondale naturale varia dalla quota +0.00 in corrispondenza della linea di costa alla quota -6.00 m l.m.m. in corrispondenza del doppio palancolato che contermina il rilevato. Tale quota resta poi pressoché costante tra la zona Syncrolift e la diga frangiflutti esistente.

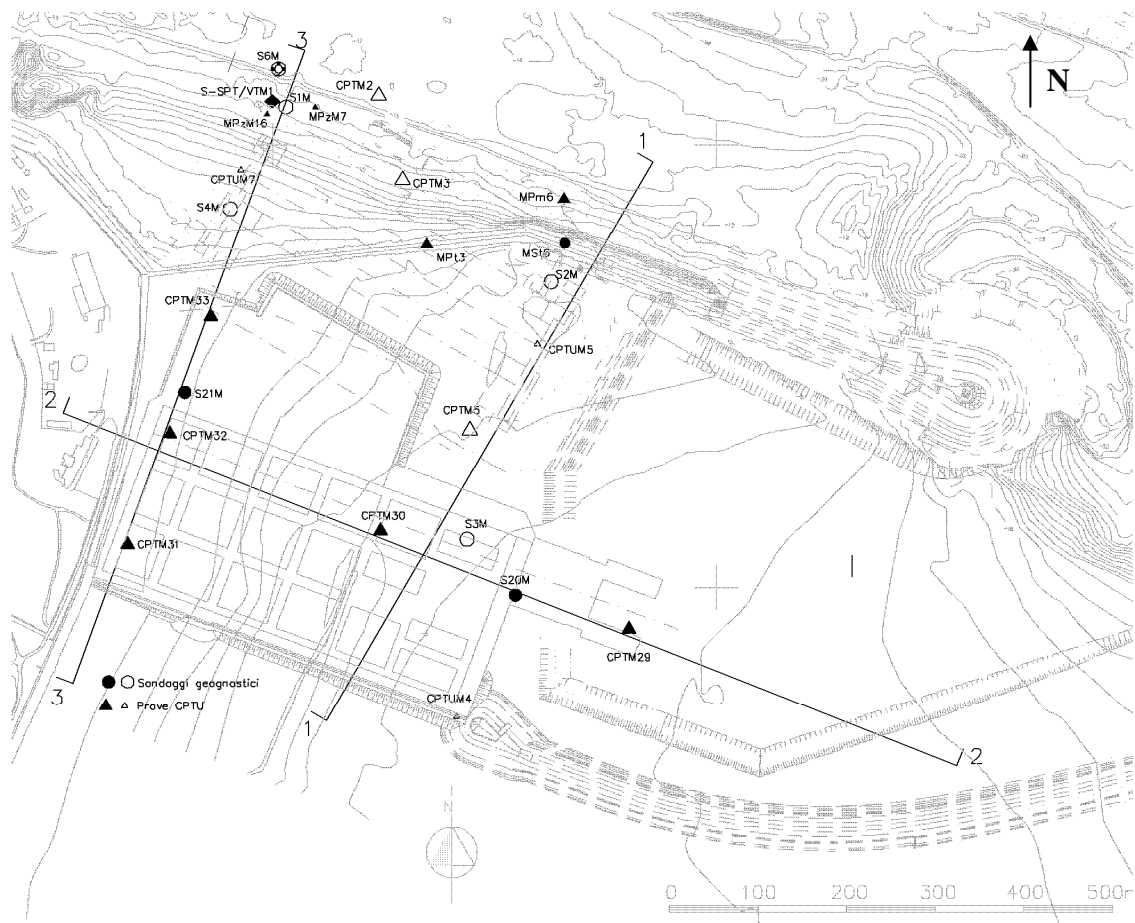


FIG. 3-1 - BOCCA DI MALAMOCCO – UBICAZIONE SEZIONI STRATIGRAFICHE

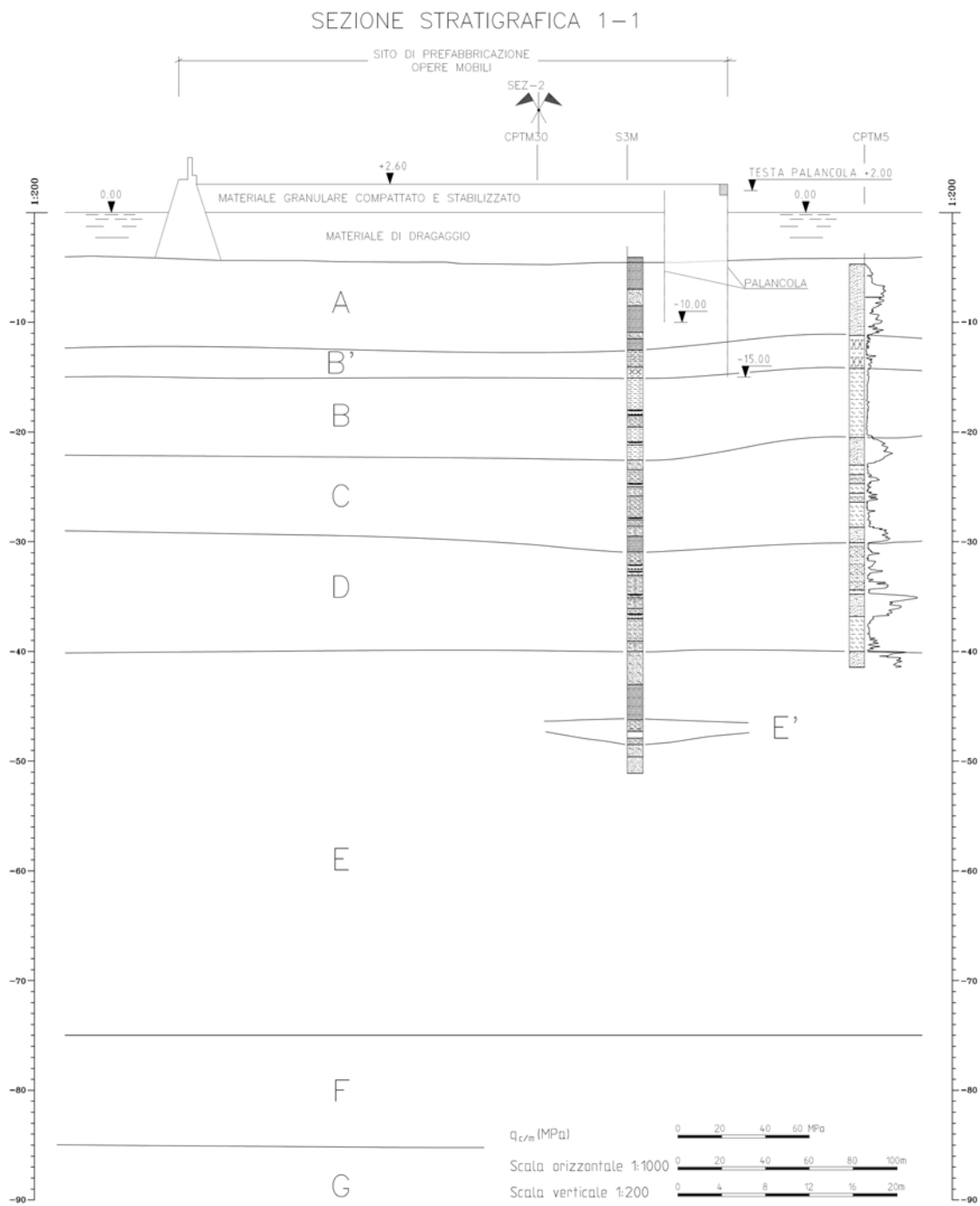


FIG. 3-2 - BOCCA DI MALAMOCCO – SEZIONE 1-1 – AREA RILEVATO

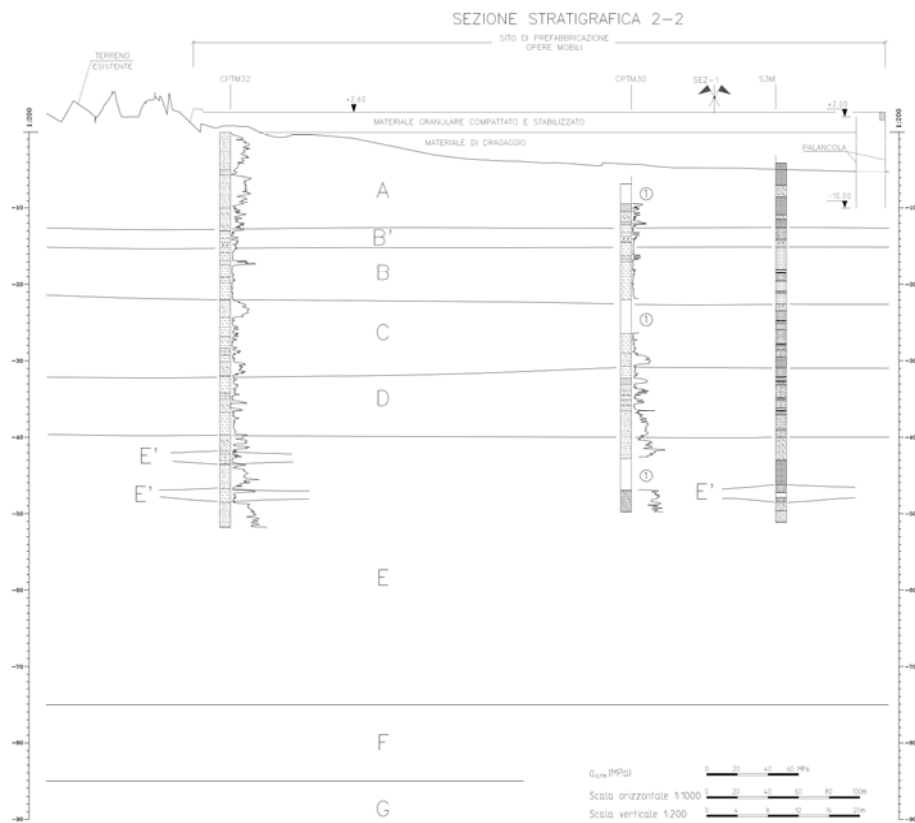


FIG. 3-3 - BOCCA DI MALAMOCCO – SEZIONE 2-2 – AREA RILEVATO – 1/2

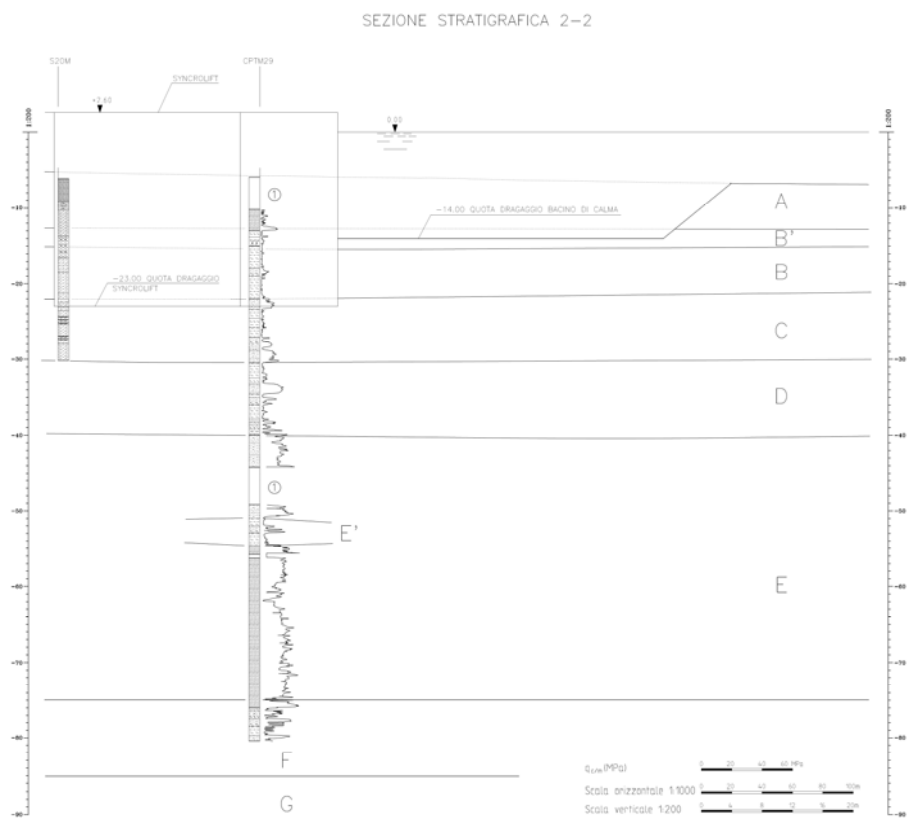


FIG. 3-4 - BOCCA DI MALAMOCCO – SEZIONE 2-2 – AREA SYNCROLIIFT – 2/2

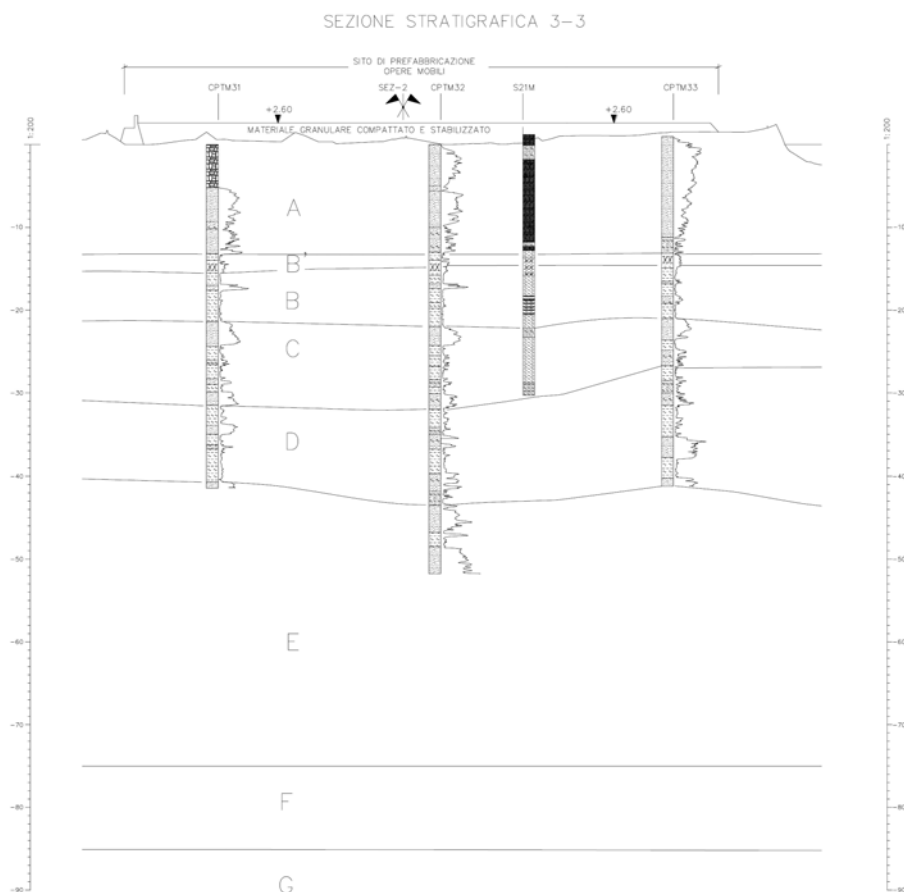


FIG. 3-5 - BOCCA DI MALAMOCCO – SEZIONE 3-3

In direzione sud-nord ci si riferisce alla sezione 1-1 per l'area verso mare del rilevato ed alla sezione 3-3 per la zona verso terra.

Lungo tali direttrici la stratigrafia si presenta regolare e i passaggi di strato sono identici a quelli nella direzione ovest-est.

3.2.1.2 Lido Treporti e San Nicolò

Nell'area della futura barriera di Lido Treporti il fondale si trova mediamente a quota -5 m l.m.m. Le colonne jet-grouting verranno eseguite dopo aver dragato il fondale nella zona della barriera alla -13m l.m.m.

La successione stratigrafica è quella di cui si è già discusso e la seguente Fig. 3-6 riporta una sezione stratigrafica eseguita in asse barriera sulla quale, per comodità di visione e per evidenziare le profondità del trattamento di consolidamento rispetto alla stratigrafia, sono riportate le quote del trattamento jet grouting.

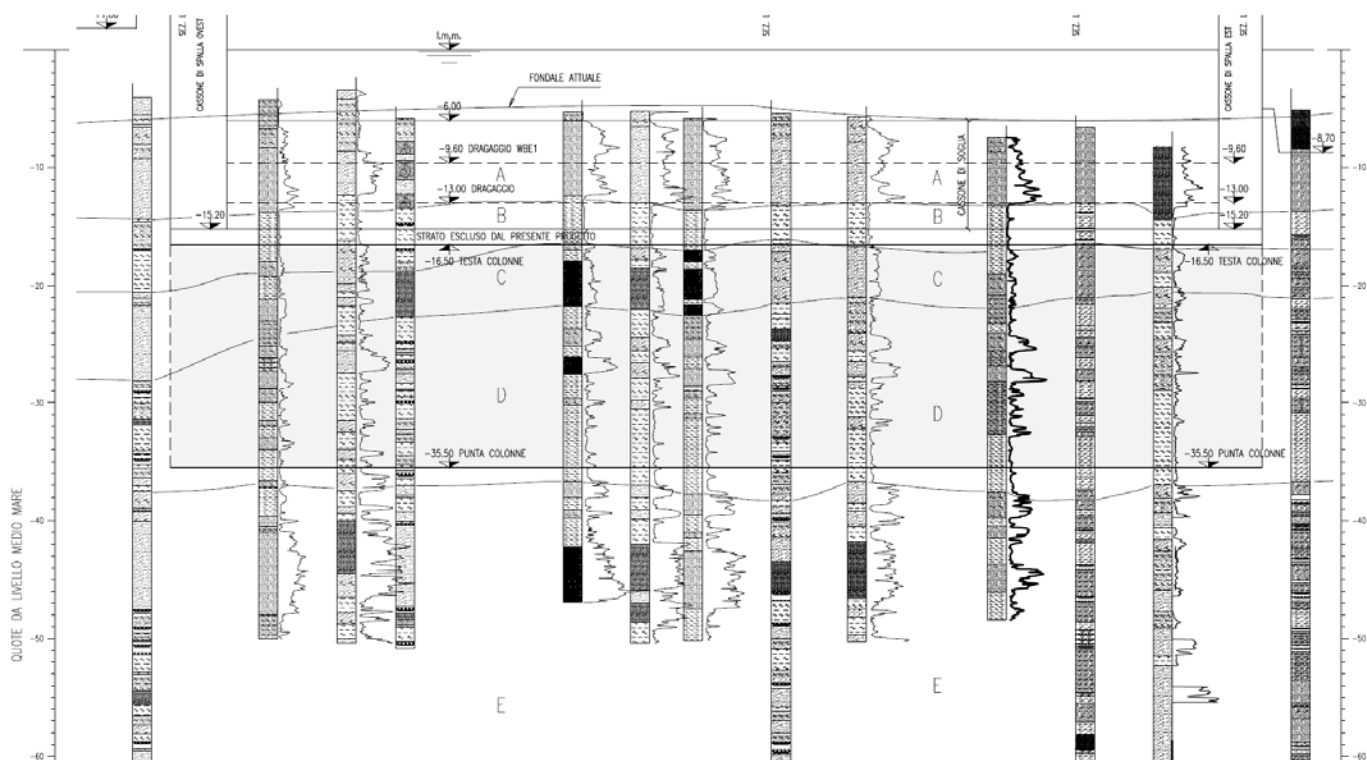


FIG. 3-6 - BOCCA DI LIDO TREPORTI – SEZIONE STRATIGRAFICA IN ASSE BARRIERA

La stratigrafia nell'area del campo prova di Lido San Nicolò è simile a quella illustrata per Treporti ed in particolare le quote cui si trovano i vari livelli deposizionali sono le seguenti:

TAB. 3.2 - BOCCA DI LIDO S. NICOLÒ – CAMPO PROVA JET-GROUTING – STRATIGRAFIA DI PROGETTO	
QUOTA m l.m.m.	LIVELLO
fondale ÷ -6.00	A
-6.00 ÷ -10.00	B
-10.00 ÷ -26.00	C
-26.00 ÷ -45.00	D

Per l'area a terra va precisato che il piano di lavoro è stato creato realizzando un rilevato fino alla quota +3.00, mentre a mare è stato eseguito un dragaggio preliminare per poter consentire di eseguire le colonne con un fondale prossimo a quello presente in corrispondenza della futura barriera di Treporti. Nelle due figure che seguono si riportano le sezioni stratigrafiche per il campo a terra e quello a mare con indicate le profondità interessate dal trattamento con le colonne jet-grouting.

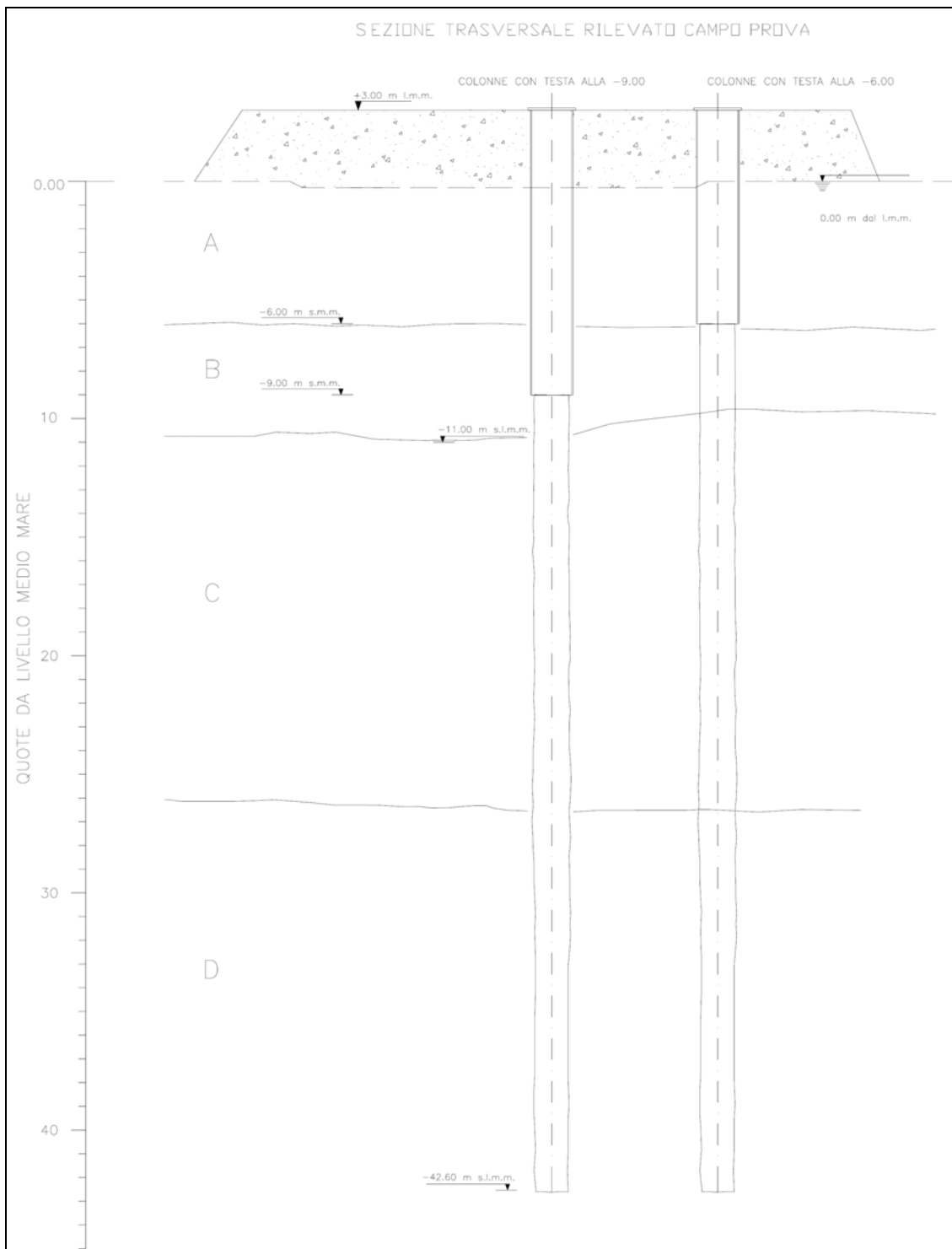


FIG. 3-7 - BOCCA DI LIDO SAN NICOLÒ – SEZIONE STRATIGRAFICA PER IL CAMPO PROVE A TERRA

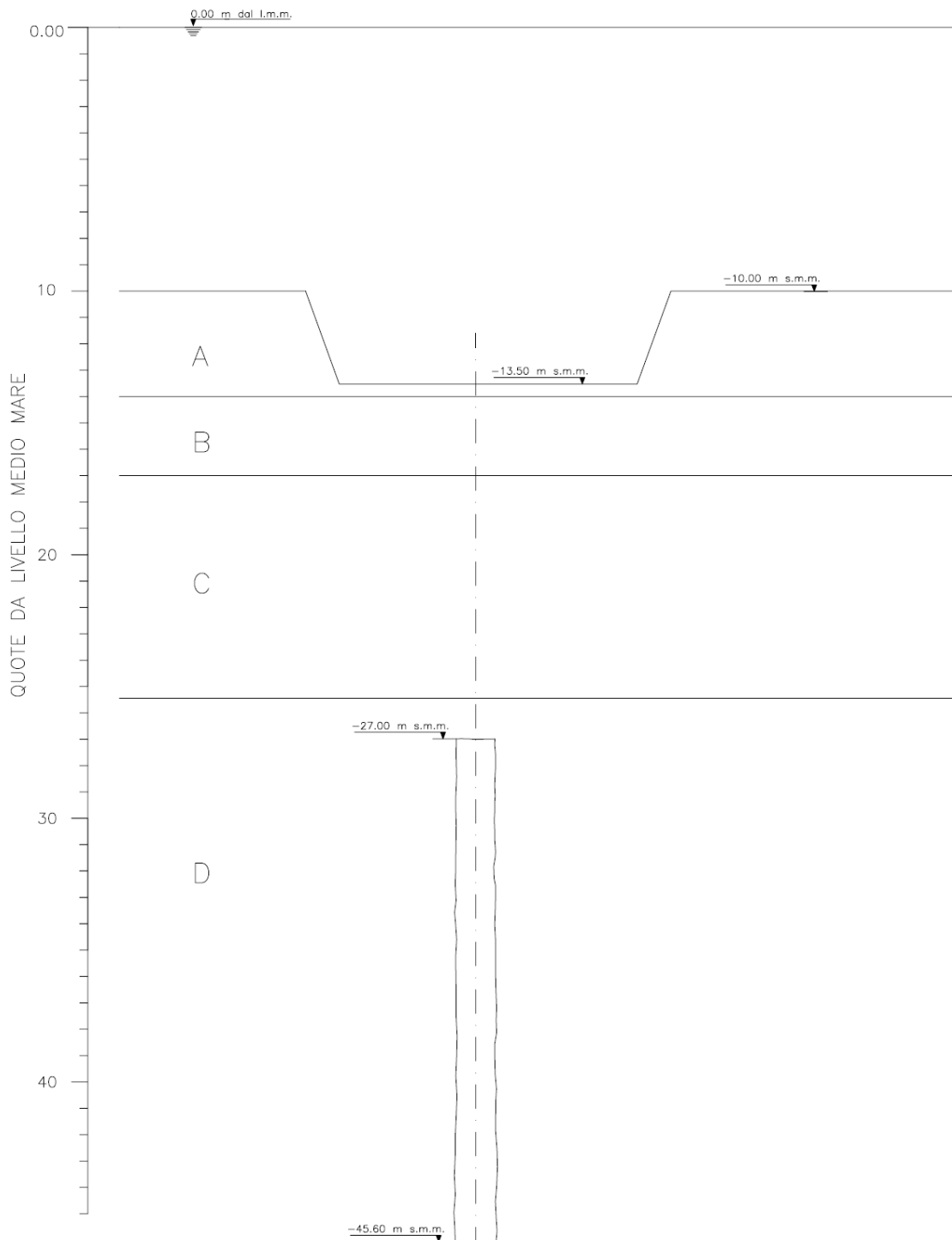


FIG. 3-8 - BOCCA DI LIDO SAN NICOLÒ – SEZIONE STRATIGRAFICA PER IL CAMPO PROVE A MARE

3.2.2. Caratterizzazione geotecnica dalle prove di laboratorio e dalle prove in posto

La campagna di indagine geognostica per la caratterizzazione dei terreni di fondazione delle opere è stata molto estesa e ha previsto la seguente tipologia di prove:

- Sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati e disturbati per le prove di laboratorio;
- Prove penetrometriche dinamiche, SPT, eseguite in foro di sondaggio;
- Prove penetrometriche statiche, CPT, con e senza piezocono;
- Prove dilatometriche;
- Prove Cross-Hole.

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati hanno riguardato:

- Prove di classificazione, ovvero granulometrie e limiti di Atterberg;
- Misura dei contenuti naturali d'acqua;
- Prove edometriche;
- Prove triassiali;
- Misura delle velocità delle onde di compressione e di taglio.

La natura dei terreni lagunari è tale che la frazione limosa risulta quella predominante, il terreno quindi presenta caratteristiche di comportamento intermedie tra terreni a grana fine e a grana grossa. In più il materiale è estremamente sensibile allo stato tensionale e in particolare al rilascio tensionale dovuto al campionamento.

La natura limosa dei terreni e la forte influenza dello scarico tensionale da campionamento hanno fatto sì che ottenere campioni realmente indisturbati da sottoporre alle prove di laboratorio sia stato molto complesso e abbia richiesto molta cura.

Per questo motivo le prove di laboratorio sono state affiancate in maniera significativa dalle prove in posto, ed in particolare dalla prove penetrometriche, che molto meglio di altre prove si sono mostrate in grado di cogliere il comportamento del terreno in situ, arrecandone peraltro il minimo disturbo.

Si sono eseguite sia prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio, SPT, che prove penetrometriche statiche, con e senza piezocono, CPT e CPTu.

L'affidabilità dell'uso delle CPT con misura delle pressioni neutre nei terreni lagunari, ai fini dell'individuazione della corretta successione stratigrafica dei vari livelli di terreno e della loro caratterizzazione geotecnica, è stata affrontata da Ricceri et al., 2001.

In particolare gli autori riferiscono dell'esperienza condotta alla bocca di Malamocco dove è stato realizzato uno specifico campo prova per la taratura del penetrometro statico e del dilatometro con le prove di laboratorio.

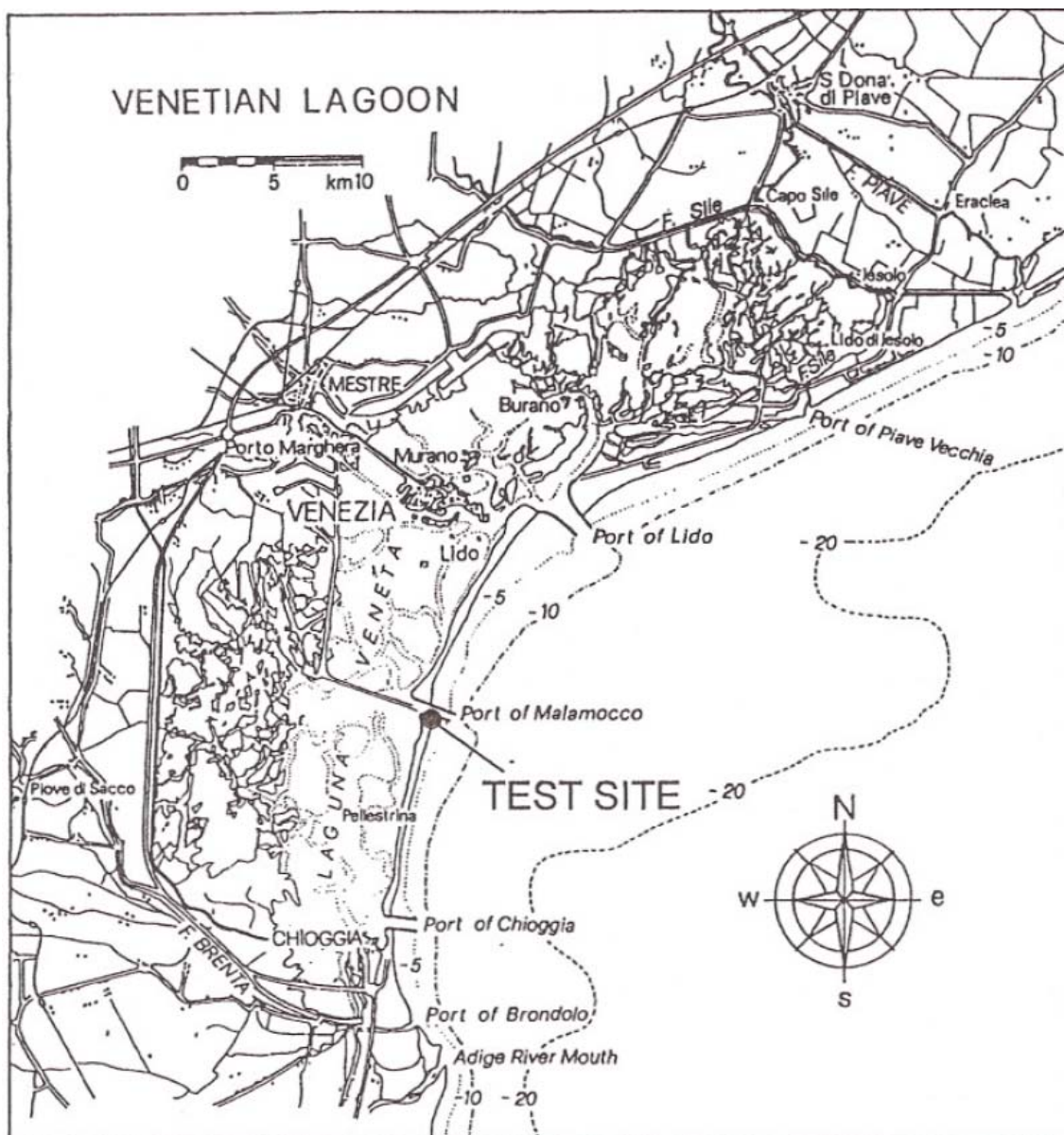


FIG. 3-9 - BOCCA DI MALAMOCCHO – UBICAZIONE CAMPO PROVA PER LA TARATURA DEL PENETROMETRO E DILATOMETRO, RICCI ET AL. 2001

Tale taratura e confronto tra prove in posto e prove di laboratorio ha consentito le seguenti considerazioni:

- L'uso delle prove penetrometriche statiche CPTu si è rivelato ottimo per l'individuazione delle continue alternanze di livelli a comportamento granulare, ovvero drenato, a livelli con comportamento coesivo, ovvero non drenato, tipiche dei terreni lagunari.
- Nella definizione della stratigrafia dei terreni le prove penetrometriche statiche hanno permesso una puntuale e precisa ricostruzione di tutti i sottolivelli incontrati nel corso della prova.

- Le prove penetrometriche, così come le dilatometriche, si sono rivelate molto efficaci nell'individuare il profilo di preconsolidazione dei terreni naturali, ovvero nell'individuare il grado di preconsolidazione, OCR.
- Il profilo della resistenza al taglio non drenata è ricavabile dalle prove cptu basandosi sulla correlazione che lega la c_u all'eccesso di pressione neutra Δu ($c_u = \frac{\Delta u_2}{N_{\Delta u}}$ con $N_{\Delta u} = 18.6Bq+0.13$) piuttosto che alla resistenza alla punta corretta, q_t ($c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{18.5}$).
- L'angolo di resistenza al taglio di picco per i terreni granulari è ben individuabile mediante l'uso delle prove penetrometriche statiche in funzione della resistenza alla punta corretta e della tensione verticale efficace agente.
- Il coefficiente di consolidazione dei terreni è ricavabile dalle prove di dissipazione condotte durante le prove cptu.

Nelle prove di laboratorio il disturbo dei campioni e la natura limosa dei terreni hanno fatto sì che non fosse così evidente il passaggio di curvatura (nel diagramma carico-deformazione) tra la tensione di preconsolidazione ed il campo vergine, pertanto anche i valori di OCR ricavati dal laboratorio con metodo di Casagrande presentano qualche aleatorietà legata alla corretta individuazione del punto di massima curvatura nella curva di carico-cedimento.

Le prove in posto hanno quindi permesso di integrare le informazioni provenienti dal laboratorio.

Le velocità delle onde di taglio, e, di conseguenza, i moduli elastici alle piccole deformazioni, sono state ricavate dalle misure cross-hole, dalle misure in laboratorio e anche dalle prove penetrometriche statiche, basandosi per quest'ultime sull'utilizzo del parametro Bq , ovvero l'eccesso di pressione neutra misurata durante la prova.

Il profilo delle velocità delle onde di taglio si è rivelato continuo con la profondità senza salti legati al cambio di livello deposizionale, evidenziando quindi la dipendenza delle V_s sostanzialmente dalla sola tensione efficace agente e dall'indice dei vuoti del materiale ed evidenziando contemporaneamente la sostanziale origine comune dei sedimenti componenti i livelli deposizionali.

Le misure di decadimento del modulo elastico in funzione del livello di deformazione, o di carico applicato, condotte in laboratorio hanno consentito di stabilire il comportamento del terreno sia in fase di carico che di scarico evidenziando un più veloce decadimento della rigidità sotto carico che sotto scarico e un maggiore campo di deformazioni in regime elastico, ovvero senza decadimento del modulo al progredire della deformazione, in fase di scarico piuttosto che di carico (Saccenti 2005).

In particolare si è evidenziato come già in campo elastico, ovvero per deformazioni inferiori allo 0.0015%, il modulo di scarico del terreno risulta maggiore del modulo di carico di circa il 20-30% (Saccenti, 2005).

Da ciò segue che già in campo elastico un ciclo di carico-scarico comporta un cedimento residuo, ovvero una deformazione plastica permanente. Tale aspetto è di fondamentale importanza vista la natura ciclica dei carichi cui saranno soggette le opere, carichi rappresentati da onde e maree.

Vista la forte eterogeneità dei terreni, ma la loro comune origine, alcuni autori, Cola e Simoni 2002, hanno cercato di trovare un denominatore comune per caratterizzare geotecnicamente i vari livelli deposizionali.

In particolare si è cercato di legare le caratteristiche meccaniche dei terreni alle loro caratteristiche granulometriche riferendo le principali caratteristiche di resistenza e deformabilità ad un indice (IGS) legato alla dimensione media dei grani e al coefficiente di uniformità della curva granulometrica.

Ovviamente tali considerazioni valgono per i terreni a comportamento granulare per quali la frazione fine è inferiore al 25% e quindi la resistenza al taglio si può considerare sostanzialmente governata dall'interazione tra le particelle di terreno piuttosto che da legami elettrochimici.

In generale quindi le prove di laboratorio unitamente alle prove in posto hanno consentito una completa caratterizzazione dei terreni lagunari consentendo di definirne le principali caratteristiche di interesse per la progettazione. Ciò nonostante alcuni punti sono rimasti in sospeso, specialmente per quanto concerne il passaggio dalla caratterizzazione da laboratorio alla caratterizzazione alla scala delle opere.

Di questo aspetto si discuterà nel paragrafo che segue.

3.2.3. Caratterizzazione geotecnica dei terreni basata sul comportamento a larga scala: il rilevato di Treporti

È stato messo in evidenza nei paragrafi precedenti come le modalità deposizionali dei terreni lagunari siano state tali da generare diverse eteropie che hanno più o meno importanza nella caratterizzazione a seconda della scala cui lavora l'opera.

La natura dei terreni è sostanzialmente limosa il che pone il problema del riuscire ad ottenere campioni realmente indisturbati da sottoporre alle prove di laboratorio.

Quello che si è detto è che per i citati motivi la caratterizzazione fatta alla scala del laboratorio può non essere fedelmente rappresentativa di quella alla scala delle opere.

Al fine di inquadrare meglio questo aspetto, che è anche uno dei temi di questa tesi, si cita nel seguito l'esperienza del rilevato di Treporti. In prossimità delle bocche di Treporti è stato infatti realizzato un rilevato di forma circolare avente diametro 40 metri e altezza 6.70 m soggetto a monitoraggio topografico per poter studiare il decorso dei cedimenti nel tempo.

In particolare lo scopo è stato quello di misurare l'entità ed il decorso dei cedimenti di fondazione nel tempo, orizzontali e verticali, al centro e al bordo del rilevato e nelle zone ad esso circostanti, in condizioni di carico e scarico.

L'analisi retrospettiva delle misure ha consentito di calcolare le caratteristiche di deformabilità e consolidazione dei diversi strati che compongono il terreno di fondazione.

Il Rilevato Sperimentale di cui si è detto è stato realizzato in seguito ad un Atto di intesa tra il Dipartimento IMAGE (2004) dell'Università di Padova e il Magistrato alle Acque di Venezia. Il Dipartimento IMAGE, in collaborazione con l'Università di Bologna e l'Università dell'Aquila, ha provveduto ad eseguire i sondaggi, le prove in sito ed in laboratorio, all'assistenza durante l'installazione e gestione della strumentazione e alla raccolta ed elaborazione dei dati di monitoraggio.

La Fig. 3-10 mostra l'ubicazione del rilevato rispetto alla barriera e alla bocca di Lido.

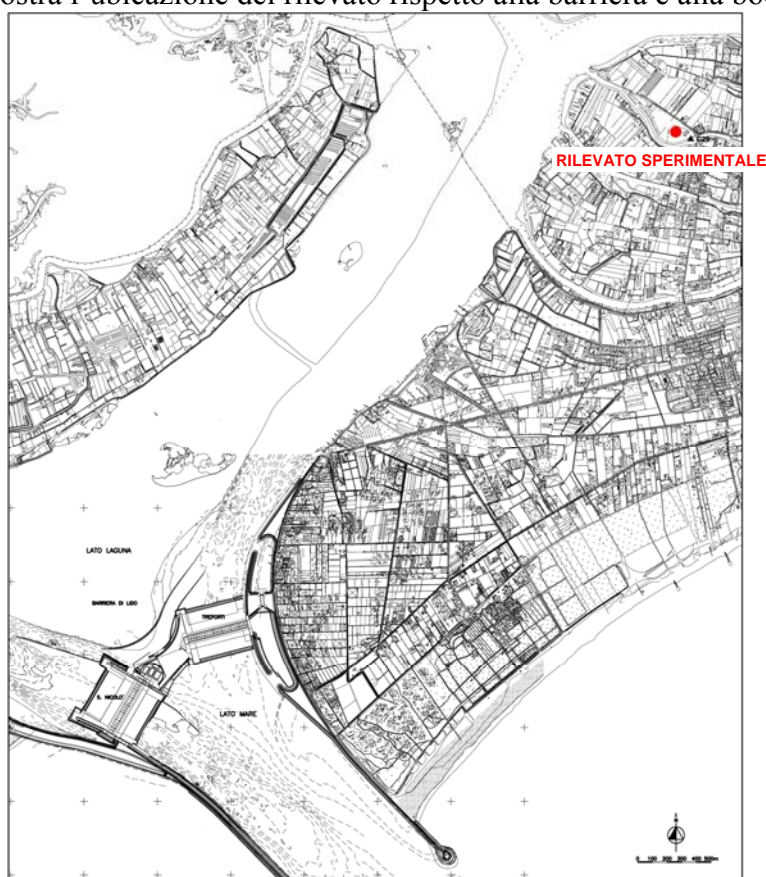


FIG. 3-10 – RILEVATO SPERIMENTALE DI TREPOTI – UBICAZIONE DEL RILEVATO RISPETTO ALLA BARRIERA DELLA BOCCA DI LIDO, IMAGE 2004.

La stratigrafia dell'area del rilevato è del tutto compatibile con quella della Bocca di Treporti di cui già si è discusso.

A supporto di ciò per la definizione della stratigrafia dei terreni di fondazione del rilevato sono state eseguite le seguenti indagini:

- Sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni per le prove di laboratorio;

- Prove penetrometriche statiche con piezocono, CPTU;
- Prove penetrometriche statiche con misura delle velocità delle onde di taglio, SCPTU;
- Prove dilatometriche, DMT;
- Prove dilatometriche con misura della velocità delle onde di taglio, SDMT;

A costruzione avvenuta sono state eseguite ulteriori prove penetrometriche e dilatometriche in corrispondenza delle stesse verticali indagate prima della costruzione del rilevato per valutare effetti dovuti all'addensamento del terreno di fondazione ad opera del carico trasmesso dal rilevato.

La Fig. 3-11 mostra la planimetria con l'ubicazione delle verticali indagate prima e dopo la costruzione del rilevato.

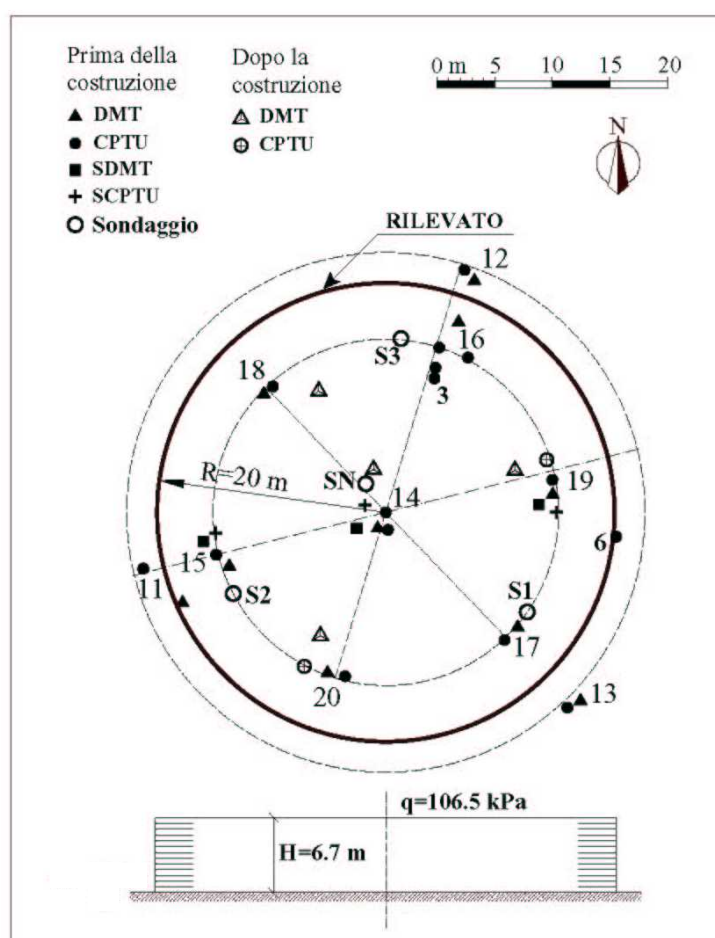


FIG. 3-11 - RILEVATO DI TREPORTI – UBICAZIONE DELLE INDAGINI SVOLTE PRIMA E DOPO LA COSTRUZIONE DEL RILEVATO, IMAGE 2004

La ricostruzione stratigrafica sotto il rilevato è stata ottenuta dall'esame dei carotaggi effettuati nei 4 sondaggi, dall'esame dei campioni indisturbati in laboratorio e dall'interpretazione delle prove in situ, penetrometriche e dilatometriche.

Si riporta nella Fig. 3-12 che segue la stratigrafia in direzione Nord-Sud.

Oltre alla descrizione dei terreni, sono anche stati individuati i livelli deposizionali da A ad E.

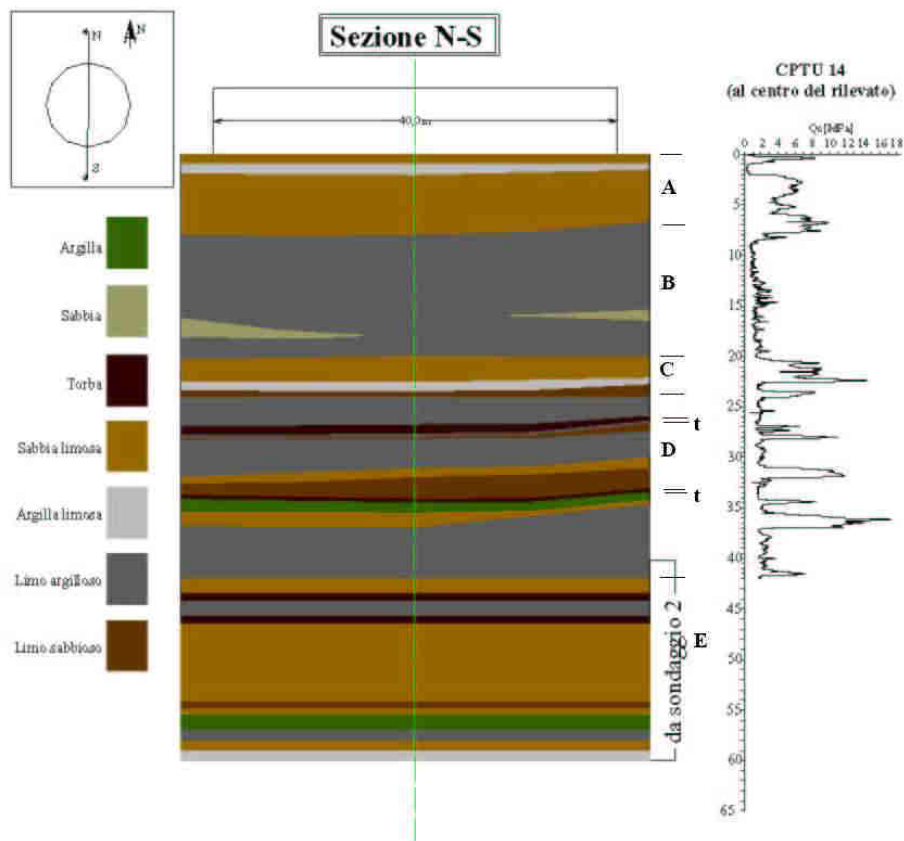


FIG. 3-12 - RILEVATO SPERIMENTALE DI TREPORTI – STRATIGRAFIA IN DIREZIONE NORD-SUD AL DI SOTTO DEL RILEVATO, IMAGE 2004.

I risultati delle prove di classificazione eseguite sui campioni indisturbati prelevati dai sondaggi sono riassunti nella Fig. 3-13.

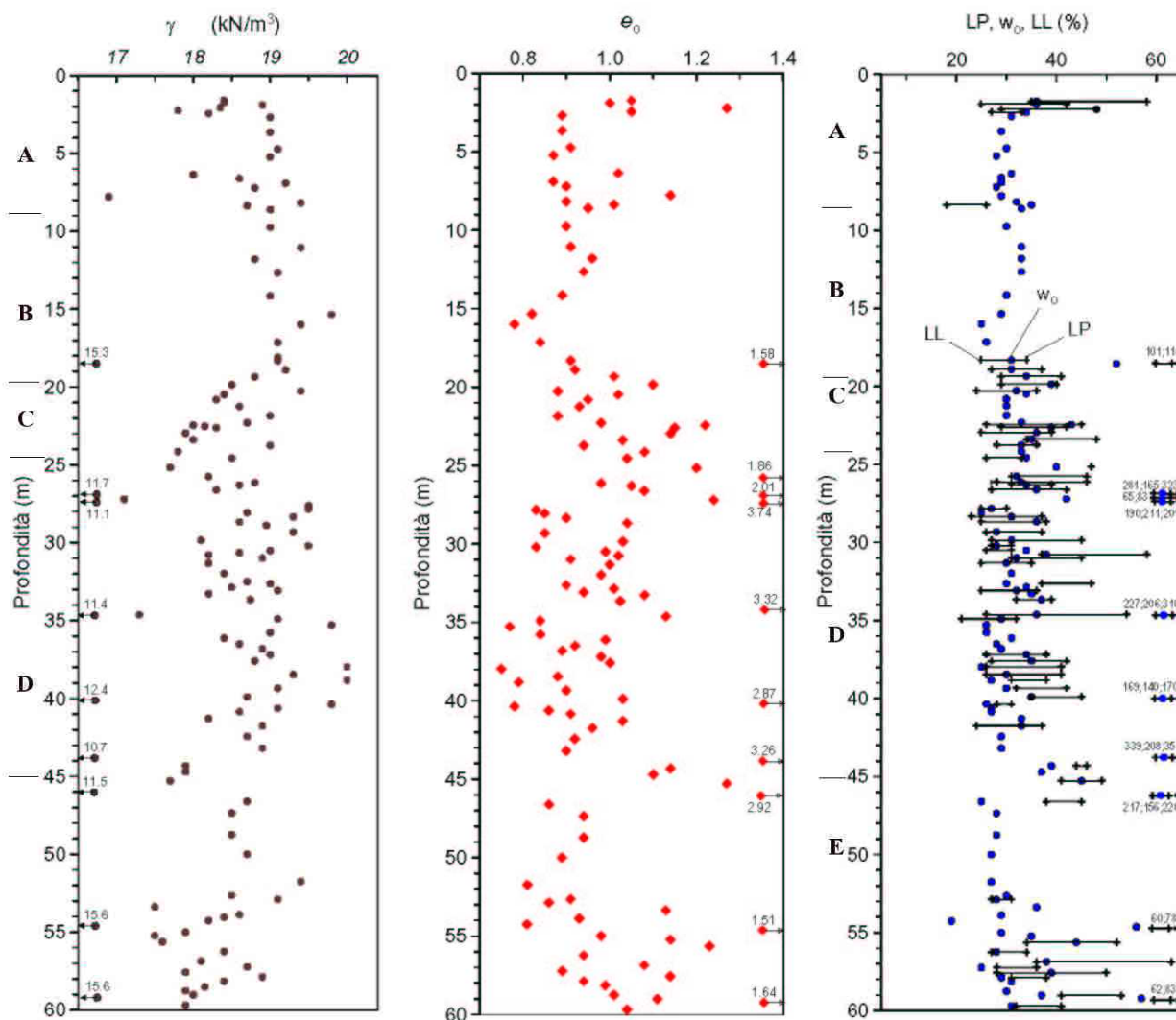


FIG. 3-13 - RILEVATO SPERIMENTALE DI TREPORTI – LIMITI DI ATTERBERG, CONTENUTO NATURALE D'ACQUA, PESO DI VOLUME ED INDICE DEI VUOTI CON LA PROFONDITÀ, IMAGE 2004

La costruzione del rilevato è stata oggetto di monitoraggio ed in particolare si è messa in opera la seguente strumentazione:

- Assesimetri profondi, assesimetri superficiali a piastra, caposaldi topografici, assesimetri multibase, sliding deformeters;
- Inclinometri;
- Piezometri con cella Casagrande e piezometri a corda vibrante.
- Celle di carico a corda vibrante.

Lo scopo della strumentazione è stato quello di misurare:

- Cedimenti, superficiali e profondi. Al centro, al bordo ed esterni all'area di carico;
- Spostamenti orizzontali;
- Pressioni neutre indotte nel terreno a seguito dell'applicazione del carico dato dal rilevato;

- Sforzi trasmessi dal rilevato al terreno di fondazione.

La Fig. 3-14 mostra la strumentazione messa in opera.

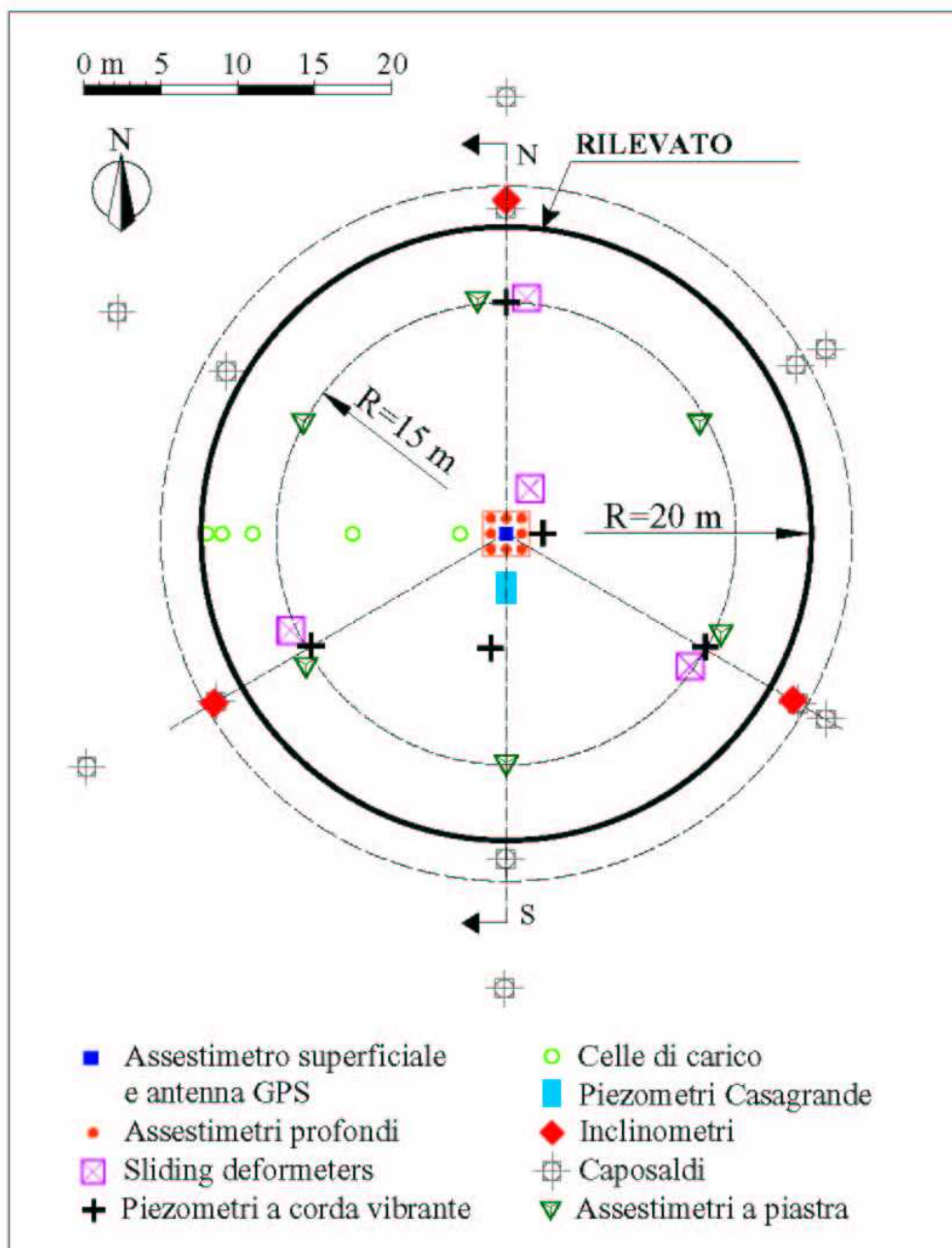


FIG. 3-14 - RILEVATO SPERIMENTALE DI TREPORTI – STRUMENTAZIONE MESSA IN OPERA, IMAGE

2004

Le informazioni ottenute con le prove di laboratorio sono state confrontate con quelle che derivano dalle prove in posto e dalle misure provenienti dalla strumentazione installata, quindi la caratterizzazione geotecnica a piccola scala è stata confrontata con quella a grande scala, mettendone in luce le principali differenze, IMAGE (2004), Ricceri et Al. (2001), Simonini (2004).

E' stata riscontrata un'estrema variabilità nella natura del terreno in senso verticale. Questo fatto è risultato evidente anche all'interno degli stessi campioni indisturbati, ovvero la successione di diversi strati di terreno è decimetrica.

Una prima informazione di rilevante interesse arriva dalle prove penetrometriche ed in particolare dalle prove di dissipazione. I valori del coefficiente di consolidazione dalle CPTU è dell'ordine di $1E-5$ fino a $1E-4$ m^2/s , mentre i valori di laboratorio sono dell'ordine di $1E-7$ fino a $1E-6$ m^2/s e quindi decisamente più bassi. Tale differenza è chiaramente legata al fatto che il laboratorio esegue la prova di consolidazione selezionando un piccolo strato di terreno, il più omogeneo possibile composto soltanto da limo argilloso, mentre in sito la prova coinvolge anche le intercalazioni sabbiose.

Di interesse risulta la determinazione del valore medio di c_v dalla strumentazione installata. In particolare utilizzando le misure fornite dallo sliding deformer al centro del rilevato e la teoria della consolidazione per lo strato di limo compreso tra gli 8 e i 20 metri dal piano campagna risulta $c_v=5E-5$ m^2/s . Tale valore è in linea con quello ricavato dalle CPTU e superiore quindi a quello che deriva dal laboratorio.

Con questi valori del coefficiente di consolidazione quello che emerge è che la consolidazione si esaurisce al termine della costruzione, ossia durante l'applicazione del carico non ci sono apprezzabili incrementi di pressione neutra, aspetto confermato dalle misure piezometriche che non hanno registrato variazioni apprezzabili della pressione neutra durante la costruzione.

La Fig. 3-15 riporta la curva carico-cedimento al centro del rilevato, misurata dal GPS, che chiaramente conferma che il cedimento avviene durante la costruzione. La curva consente anche di apprezzare il coefficiente di consolidazione secondaria dell'intera stratigrafia

Sempre con riferimento al centro del rilevato è stato possibile per ogni 1.03 m di profondità, vedi Fig. 3-16, in corrispondenza delle letture dell'assestmetro SLIDING, ricostruire la curva sforzo applicato-deformazione misurata e ricavare quindi, dalla pendenza di tale curva nei vari tratti, i valori del modulo elastico in ricompressione e in compressione vergine.

Durante lo scarico del rilevato è stato possibile valutare anche il valore del modulo di scarico.

CEDIMENTO AL CENTRO DEL RILEVATO

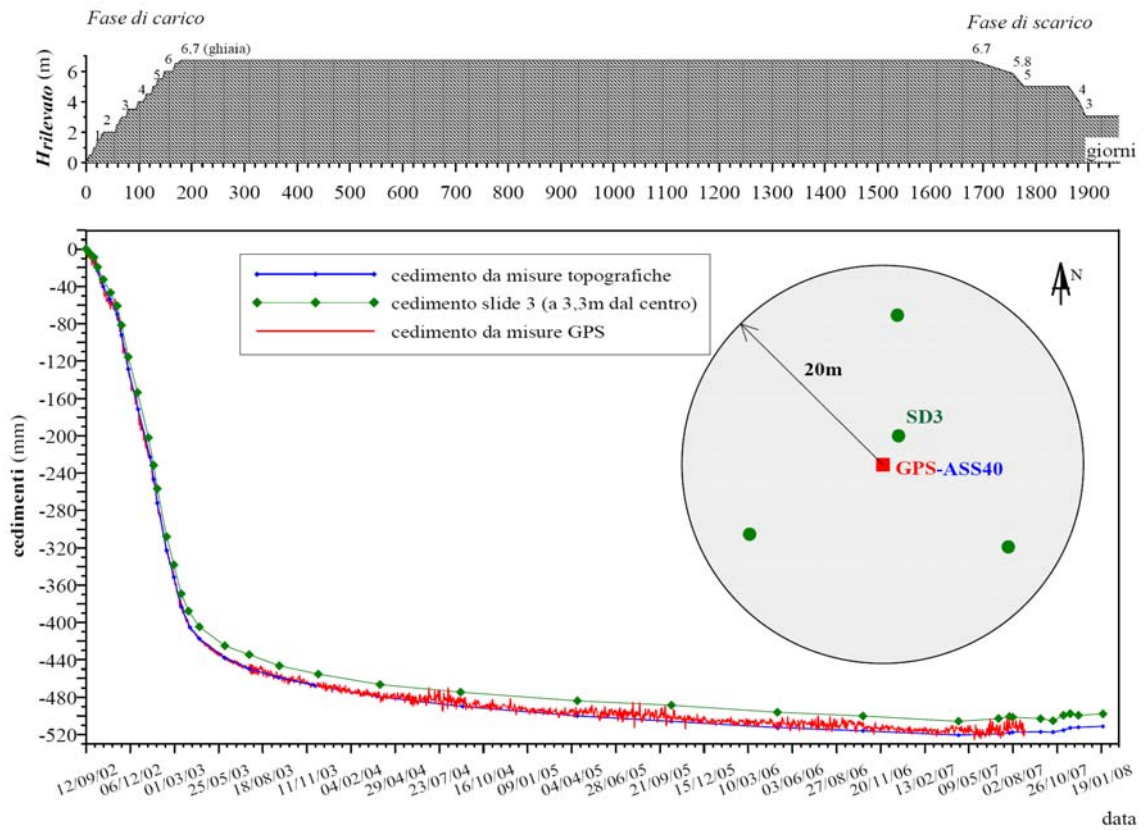
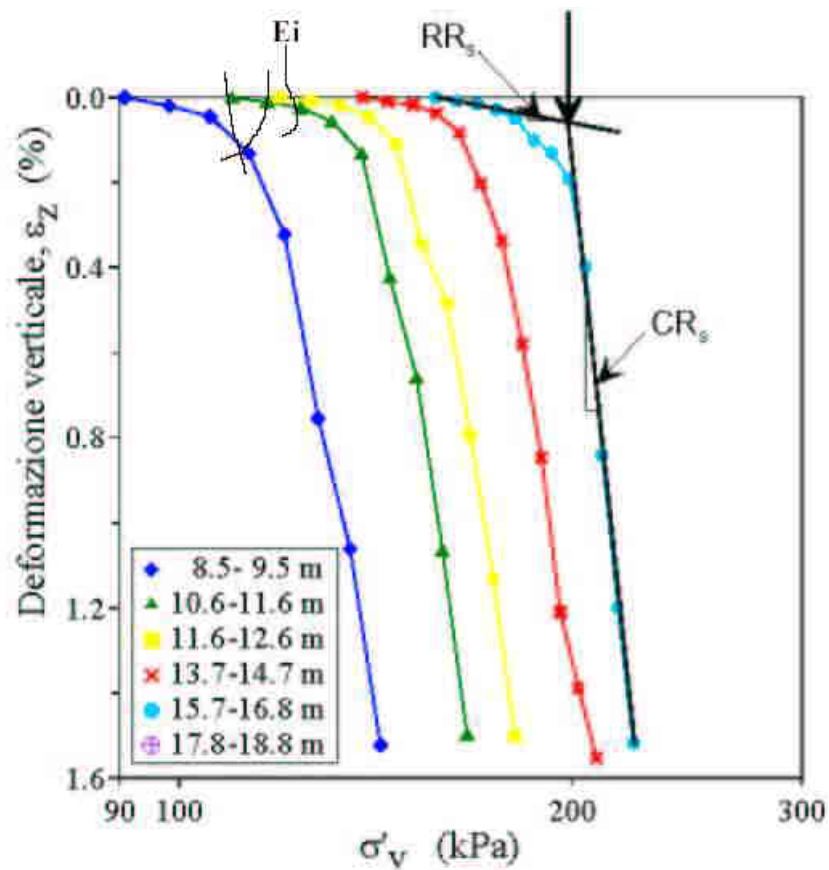
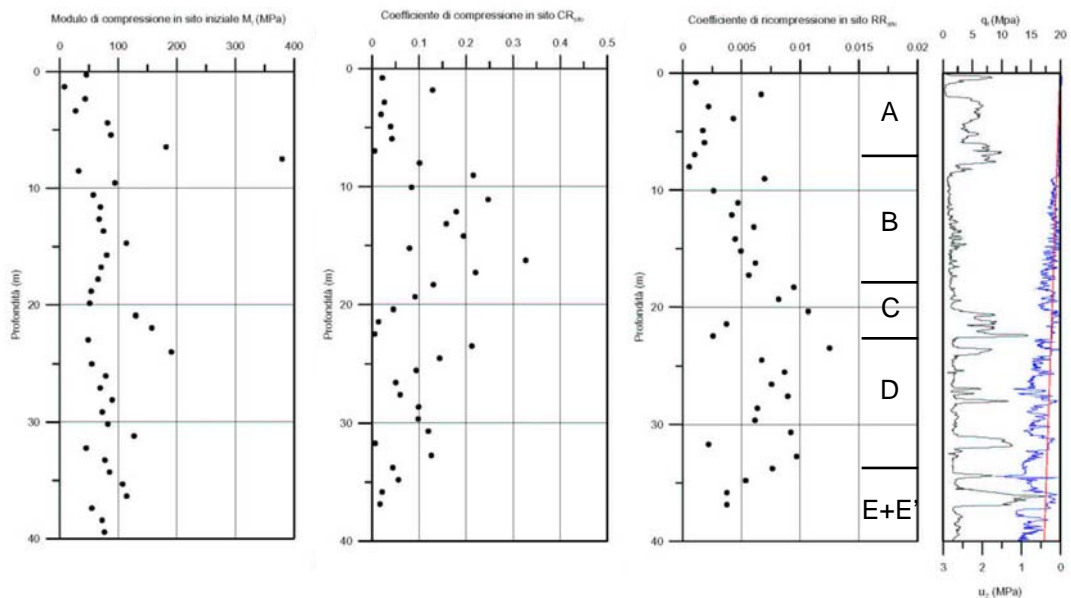


FIG. 3-15 - RILEVATO SPERIMENTALE DI TREPORTI – CURVA CARICO-CEDIMENTO AL CENTRO DEL RILEVATO MISURATA CON GPS, IMAGE 2004



ANDAMENTO DELLE DEFORMAZIONI IN SITO CON GLI SFORZI APPLICATI - STIMA DELLA TENSIONE DI PRECONSOLIDAZIONE



MODULO TANGENTE INIZIALE, COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE IN SITO CR, COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE IN SITO RR

FIG. 3-16 - RILEVATO SPERIMENTALE DI TREPORI – DEFORMAZIONI E_i , CR, RR CON LA PROFONDITÀ, IMAGE 2004

Dall'analisi dei risultati del monitoraggio si è potuto osservare che:

- a) I moduli elastici iniziali sono abbastanza alti e prossimi a quelli misurati in laboratorio e relativi alle piccole deformazioni;
- b) I valori del coefficiente di compressibilità sono molto più bassi per le sabbie che per gli strati coesivi;
- c) In generale i valori di compressibilità dati dal laboratorio sono risultati più alti di quelli ricavati dal monitoraggio con un rapporto variabile tra 2 e 6;
- d) I coefficienti di ricomprensione sono notevolmente più bassi di quelli misurati in laboratorio;
- e) I livelli deposizionali che contribuiscono al cedimento sono A, B, C e D ovvero i primi 30-40 m di stratigrafia.

Quanto messo in evidenza al punto a) appare pienamente in linea con il fatto che la mobilitazione degli sforzi data dal carico del rilevato è bassa e conseguentemente le deformazioni coinvolte sono basse, tanto da risultare nel tratto iniziale della curva di decadimento del modulo con la deformazione. Si deve osservare che essi sono relativi al tratto di ricomprensione della curva carico-cedimento.

Quanto emerso al punto b) appare in linea con la natura dei terreni, dove i livelli caratterizzati da prevalente granulometria sabbiosa sono più rigidi di quelli a prevalente contenuto limoso. La differenza riscontrata al punto c) può dipendere dal fatto che il campione di laboratorio è più omogeneo e quindi meno affetto dalle intercalazioni che contraddistinguono invece la stratigrafia in genere.

Per il punto d) non c'è che da prendere atto che il laboratorio sovrastima notevolmente RR. Il punto e) mette in evidenza che di fatto la profondità di influenza nel calcolo cedimenti è pari alla dimensione di base del rilevato.

Per il cedimento secondario si riscontra che il valore di $C\alpha$ in sito è maggiore di quello di laboratorio, in questo caso di un fattore 1.5.

In conclusione quindi i risultati conseguiti con il rilevato sperimentale di Treporti portano ad evidenziare come rispetto al laboratorio il comportamento del terreno della laguna veneta a scala più ampia metta in luce importanti differenze.

In particolare:

- a) Il coefficiente di consolidazione ad ampia scala è maggiore di quello di laboratorio e quindi la consolidazione in sito è più rapida di quella prevedibile con i risultati di laboratorio. Durante la costruzione del rilevato non si sono apprezzati incrementi della pressione neutra nel terreno di fondazione e quindi la costruzione è avvenuta praticamente in condizioni drenate;
- b) I terreni in sito sono leggermente preconsolidati. I valori dei moduli in questo tratto di ricomprensione sono risultati ben più alti di quelli misurati in laborato-

rio. Questo risultato si estende a tutta la stratigrafia, in quanto i risultati sono stati ottenuti per ogni 1.03 m di incremento della profondità;

- c) Il rapporto tra i moduli di scarico e quelli di carico, valutati nella fase di scarico del rilevato, è pari a 10 per i terreni granulari ed è superiore a 10 per i terreni coesivi. Il risultato di cui al punto b) è riconfermato nella fase di scarico reale del rilevato, ovvero i moduli di scarico sono prossimi a quelli alle piccole deformazioni, in quanto il terreno in sito durante lo scarico subisce effettivamente deformazioni molto piccole;
- d) Il volume di terreno che interagisce col rilevato è dipendente dalle dimensioni dell'area di carico. In particolare in profondità interessa i terreni che si trovano a quota dal piano fondazione pari alla base del rilevato, mentre lateralmente interessa i terreni fino ad una distanza pari a metà della base.

3.2.4. Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione per le opere considerate

Il campo prova eseguito alla bocca di Malamocco ha consentito di tarare le usuali prove in sito utilizzate per la caratterizzazione dei terreni con i risultati delle prove di laboratorio consentendo di definire al meglio le correlazioni empiriche da poter utilizzare, il rilevato sperimentale di Treporti ha consentito di individuare il comportamento deformazionale del terreno e la sua compressibilità tanto a breve che a lungo termine.

Le informazioni ottenute dallo studio della storia deposizionale dei terreni, i risultati delle prove di laboratorio le considerazioni fatte per il campo prova di Malamocco e per il rilevato di Treporti hanno portato alla definizione dei parametri meccanico-deformazionali dei terreni lagunari in corrispondenza delle opere oggetto di questa tesi.

Si riportano nel seguito le tabelle di caratterizzazione geotecnica per i siti di Malamocco, Treporti e anche per il campo prova di Lido San Nicolò.

TAB. 3.3 - BOCCA DI MALAMOCCO – SITO DI PREFABBRICAZIONE CASSONI OPERE MOBILI

RILEVATO E SYNCROLIFT

STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Quota m s.l.m.	Livello	Note
Quota fondale + -12.50	A	
-12.50 + -14.50	B'	
-14.50 + -21.00	B	Strati sottili con OCR = 1 sono possibili
-21.00 + -30.00	C	
-23.50 + -28.00	C'	porzione centrale dello strato C di natura limo-argillosa
-30.00 + -41.00	D	I valori di c' e ϕ' tengono conto della presenza degli strati sabbiosi
-41.00 + -75.00	E-E'	
-75.00 + -85.00	F	
Oltre -85.00	G	

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Livello	γ (kN/m ³)	IP (-)	G_s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E_{01} (MPa)	G_{max} (Mpa)	CR (-)	RR (-)	C_{or} (%)	M_c (Mpa)	M_r (Mpa)	ν (-)	k_0 (-)
A	18.50	-	2.78	-	30+60	1E-5	-	-	0	38	15	70	-	-	-	-	-	0.30	0.45
B'	20.00	20	2.78	4	-	1E-8	3E-7	80	8	32	-	60	0.15	0.035	0.15	2	8	0.35	0.50
B	19.50	20	2.78	3	-	1E-8	8E-7	50	5	33	-	60	0.15	0.025	0.15	2.5	13	0.40	0.50
C	19.00	-	2.78	-	30+50	1E-5	-	-	0	36	35 (*)	90	-	-	-	-	-	0.30	0.45
C'	19.00	15	2.78	2	-	5E-8	1E-6	60	5	33	-	100	0.16	0.025	0.12	3	15	0.40	0.50
D	19.00	15	2.78	1,5	-	1E-7	1E-6	80	0	34	-	120	0.18	0.025	0.15	4	25	0.30	0.45
E	18.50	-	2.78	-	50	1E-5	-	-	0	37	40	150	-	-	-	-	-	0.30	0.45
E'	19.00	12	2.78	1	-	1E-8	1E-6	150	0	32	-	150	0.20	0.030	0.10	7	30	0.40	0.50
F	19.00	12	2.78	1	-	1E-7	1E-6	150	0	32	-	170	0.20	0.030	0.10	9	50	0.35	0.45
G	18.50	-	2.78	-	50	1E-6	-	-	0	38	50	200	-	-	-	-	-	0.30	0.45

CARATTERIZZAZIONE MATERIALE DRAGATO

MAT. DRAGATO	18	-	2.78	-	40+50	1E-5	-	-	0	38	20-10 (**)	-	-	-	-	-	-	0.35	0.50
--------------	----	---	------	---	-------	------	---	---	---	----	------------	---	---	---	---	---	---	------	------

(*) Tiene conto delle presenze di lenti coesive all'interno di C.

(**) Decresce linearmente con la profondità dal limite superiore fino a 0,50 m sotto tale limite.
Per profondità maggiori tale modulo resta costante e pari a 10 MPa

LIDO TREPORI – BARRIERA		
STRATIGRAFIA DI PROGETTO		
Quota m s.l.m.	Strato	Note
fondale ÷ -13,5	A	
-13,5 ÷ -17,5	B	
-17,5 ÷ -21	C	Il livello si assottiglia verso Nord, mentre si ispessisce ed approfondisce verso Ovest (Isola)
-21 ÷ -37	D	
-37 ÷ -75	E – E'	

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA																				
Livello Layer	γ (kN/m ³)	IP (-)	G _s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C _v (m ² /s)	C _u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E ₀₁ (MPa)	G _{max} (Mpa)	CR (-)	RR (-)	C _α , C _{αr} (-)	M _c (Mpa)	M _r (Mpa)	v (-)	k ₀ (-)	
A	19.5		2.70	1	60	1E-6			0	40	10-30 (1)	40-60 (1)							0.30	0.5
B	19	15	2.72	6-4 (1)		1E-8	5E-7	50	10	32		65	0.17	0.03	2E-3	1.6	9	0.35	0.5	
C	18.5		2.70	1	50	1E-6			0	36	20	70							0.30	0.5
D	19	15	2.72	2		1E-7	1E-6	75	10	32	25	80	0.15	0.03	2E-3	3	20	0.35	0.5	
E	18.5		2.70	1	50	1E-6			0	38	25-50 (1)	80-150 (1)							0.30	0.5
E'	19	15	2.72	1.5		1E-8	5E-7	90	20	32		120	0.20	0.03	2E-3				0.35	0.5

TAB. 3.4 - BOCCA DI LIDO SAN NICOLÒ – AREA CAMPO PROVE – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA																
Livello	γ [kN/m ³]	IP	G _s	OCR	DR [%]	K [m/s]	C _v [m ² /s]	C _u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E ₀₁ [MPa]	M _C [MPa]	M _R [MPa]	v	k ₀	
A	19	-	2.70	1	60	1·10 ⁻⁶	-		0	40	10÷30			0.3	0.5	
B	19	15	2.72	≥1	-	1·10 ⁻⁸	5·10 ⁻⁷	50	10	32		2	9	0.35	0.5	
C	18.5	-	2.70	1	50	1·10 ⁻⁶	-		0	38	25			0.3	0.5	
D	19	15	2.72	≥1	-	1·10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	75	0	32		3	20	0.35	0.5	

Nelle precedenti tabelle i simboli utilizzati hanno i seguenti significati:

- γ (kN/m³)= peso di volume totale
- w (%) = contenuto di acqua
- IP (%) = indice di plasticità
- G_s (-) = peso specifico dei grani
- DR (%) = densità relativa
- c_u (kPa) = resistenza al taglio non drenata non consolidata
- c' (kPa) = coesione, in sforzi efficaci
- ϕ' (°) = angolo di attrito di picco, in sforzi efficaci
- E₀₁ (MPa)= modulo di elasticità a 0.1% deformazione verticale

G_{\max} (MPa)=	modulo di taglio iniziale (deformazione 10E-6)
CR (-)	= rapporto di compressione edometrica
RR (-)	= rapporto di ricomprensione edometrica
$C\alpha$ (-)	= coefficiente di consolidazione secondaria di compressione vergine
M_c (MPa)=	modulo edometrico di compressione vergine
M_r (MPa)=	modulo edometrico di ricomprensione
ν (-)	= coefficiente di Poisson
K_0 (-)	= coefficiente di spinta a riposo
OCR (-)	= grado di sovraconsolidazione
c_v (m ² /s)=	coefficiente di consolidazione verticale
k (m/s)	= coefficiente di permeabilità per terreno isotropo

4. AREA DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO: DESCRIZIONE DEL RILEVATO E SYNCROLIFT

4.1. Aspetti generali

I cassoni per la barriera di San Nicolò e Malamocco vengono prefabbricati su un rilevato costruito alla bocca di Malamocco. Saranno poi trasportati con carrelli, che transitano su rotaie, al Syncrolift per il varo e successivamente trasportati in barriera.

Il Syncrolift è una piattaforma sorretta da argani in grado di prendere in carico il cassone e portarlo dalla quota del rilevato al livello del mare.

Il rilevato ed il Syncrolift sono realizzati in adiacenza alla conca di navigazione e nelle vicinanze della spalla sud della futura barriera, Fig. 4-1.

Per quanto concerne la costruzione del rilevato, sono state prima realizzate le strutture di conterminazione, rappresentate da una scogliera in massi sul lato sud e da doppi palancolati sui lati est e nord. Sul lato a ovest il rilevato è delimitato dalla linea di costa. In direzione est-ovest il rilevato misura 450 m, in direzione nord-sud la larghezza è variabile tra 400 m verso terra e 250 m verso mare.

L'originaria quota del fondale va dalla linea di costa ad ovest alla -6.00 m l.m.m. ad est. Al fine di garantire il sufficiente pescaggio per le navi che dovranno transitare dalla conca di navigazione, l'area antistante al rilevato è stata dragata fino alla -14.00 m l.m.m. e la sabbia proveniente dal dragaggio è stata refluita all'interno della conterminazione prima descritta, costituendo il corpo del rilevato fino alla quota +0.5 m l.m.m. Il materiale refluito è stato compattato con un rullo vibrante liscio da 18 t. Per poter efficacemente eseguire questa compattazione è stato necessario abbassare il livello dell'acqua all'interno della conterminazione e a questo scopo si è realizzato un sistema di pozzi. Al di sopra quota della +0.5 il rilevato è costituito da materiale granulare selezionato proveniente da cava, messo in opera per strati con spessore variabile tra 30 e 40 cm e compattato con rullo da 18 t.

La quota finale di progetto del rilevato è la +2.50 m l.m.m. La costruzione del rilevato è stata eseguita in modo tale che i cedimenti sono stati compensati durante la costruzione, così da rispettare la quota finale di progetto del rilevato medesimo.

Durante l'esecuzione dei lavori il sistema di monitoraggio ha misurato i cedimenti del rilevato nelle varie fasi costruttive, i cedimenti del terreno in profondità e le misure piezometriche durante la fase di controllo della falda con i pozzi.

I cassoni verranno movimentati con un sistema di carrelli su rotaie sino alla piattaforma del syncrolift, che prende in carico i cassoni e con un sistema di argani li cala in mare, consentendone il varo. La piattaforma è movimentata da argani che sono fissati su 6 cassoni cellulari, aventi dimensioni in pianta di 25 m x 22.50 m e altezza pari a 21.50 m, vedi seguente Fig. 4-6.

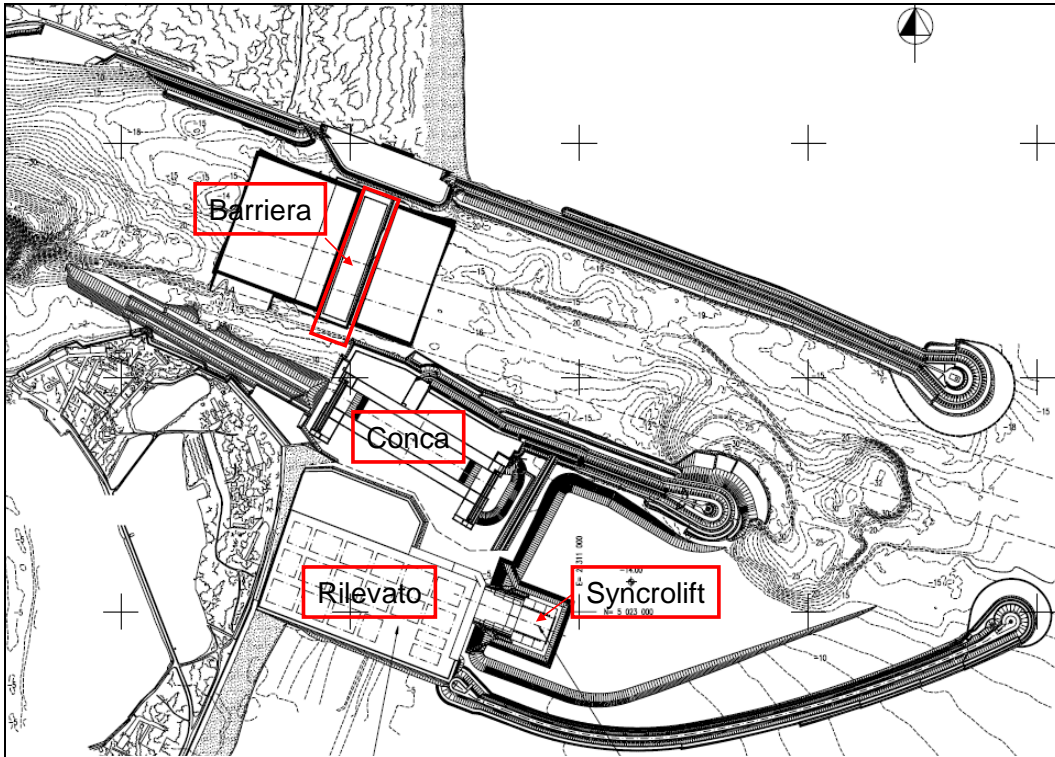


FIG. 4-1 - BOCCA DI MALAMOCCO – UBICAZIONE RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE E SYNCROLIFT NEL CONTESTO DELLE OPERE DI BARRIERA

I cassoni del Syncrolift sono imbasati alla -19.00 l.m.m. sopra uno scanno in materiale granulare alto 3 m. Gli argani richiedono tolleranze di lavoro di pochi centimetri e quindi è assolutamente necessario limitare al massimo gli spostamenti dei cassoni del Syncrolift in esercizio. Per questo è stata effettuata su ciascuno dei cassoni una precarica, avente intensità pari al massimo carico di esercizio.

4.2. Descrizione delle opere e fasi di realizzazione

4.2.1. Rilevato di prefabbricazione

Il rilevato sorge tra la conca di navigazione, a nord, e la linea di costa sul lato ovest. Vedi Fig. 4-1. Le sezioni tipo dell'opera sono mostrate nelle Fig. 4-2 ÷ Fig. 4-4 .

Il corpo del rilevato è sostanzialmente costituito da materiale refluito proveniente dai dragaggi fino alla quota +0.5 m l.m.m, quindi da materiale granulare selezionato proveniente da cava, steso e compattato.

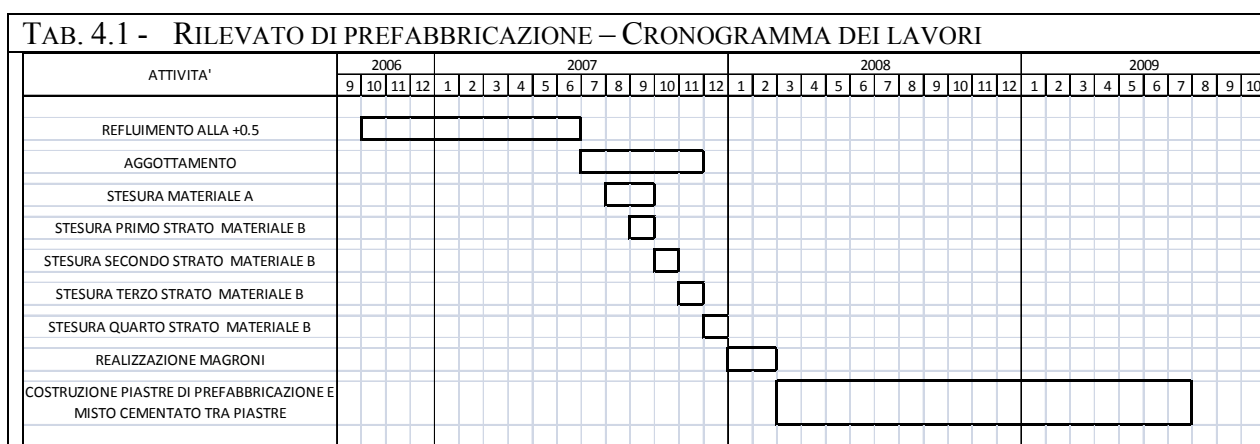
Le fasi costruttive che hanno portato alla costruzione del rilevato sono state le seguenti:

- Fase 1: Infissione dei doppi palancolati e realizzazione della scogliera lato sud;

- Fase 2: Riempimento all'interno dei doppi palancolati e realizzazione di una banca lato rilevato di prefabbricazione, utilizzando materiale proveniente dai dragaggi;
- Fase 3: Messa in opera dei tiranti tra le palancole ed esecuzione del riempimento finale della banchina con tout-venant e stabilizzato a cemento;
- Fase 4: Riempimento dell'area del rilevato di prefabbricazione con materiale refluito proveniente dai dragaggi con compattazione dell'ultimo strato superficiale fino a raggiungere la quota di +0.5 m l.m.m.;
- Fase 5: Costruzione del rilevato mettendo in opera per strati e compattando con rullo da 18 t materiale granulare proveniente da cava;
- Fase 6: Realizzazione delle piastre di prefabbricazione in calcestruzzo armato costituenti l'appoggio per la successiva costruzione dei cassoni di barriera.

Tra la fase 4 e la fase 5 prima descritte, è stato realizzato e attivato un sistema di pozzi per il controllo della falda su tutta l'area del rilevato, necessario per la buona riuscita della compattazione con rullo vibrante del materiale granulare messo appena sopra la sabbia refluita. Contemporaneamente il temporaneo abbattimento delle pressioni neutre ha permesso di dare ai terreni di fondazione del rilevato stesso un certo grado di preconsolidazione, con la finalità di ridurre i cedimenti dovuti alla successiva applicazione dei carichi.

Si riporta di seguito il cronogramma dei lavori a cui si farà riferimento in seguito per l'interpretazione delle misure di monitoraggio.



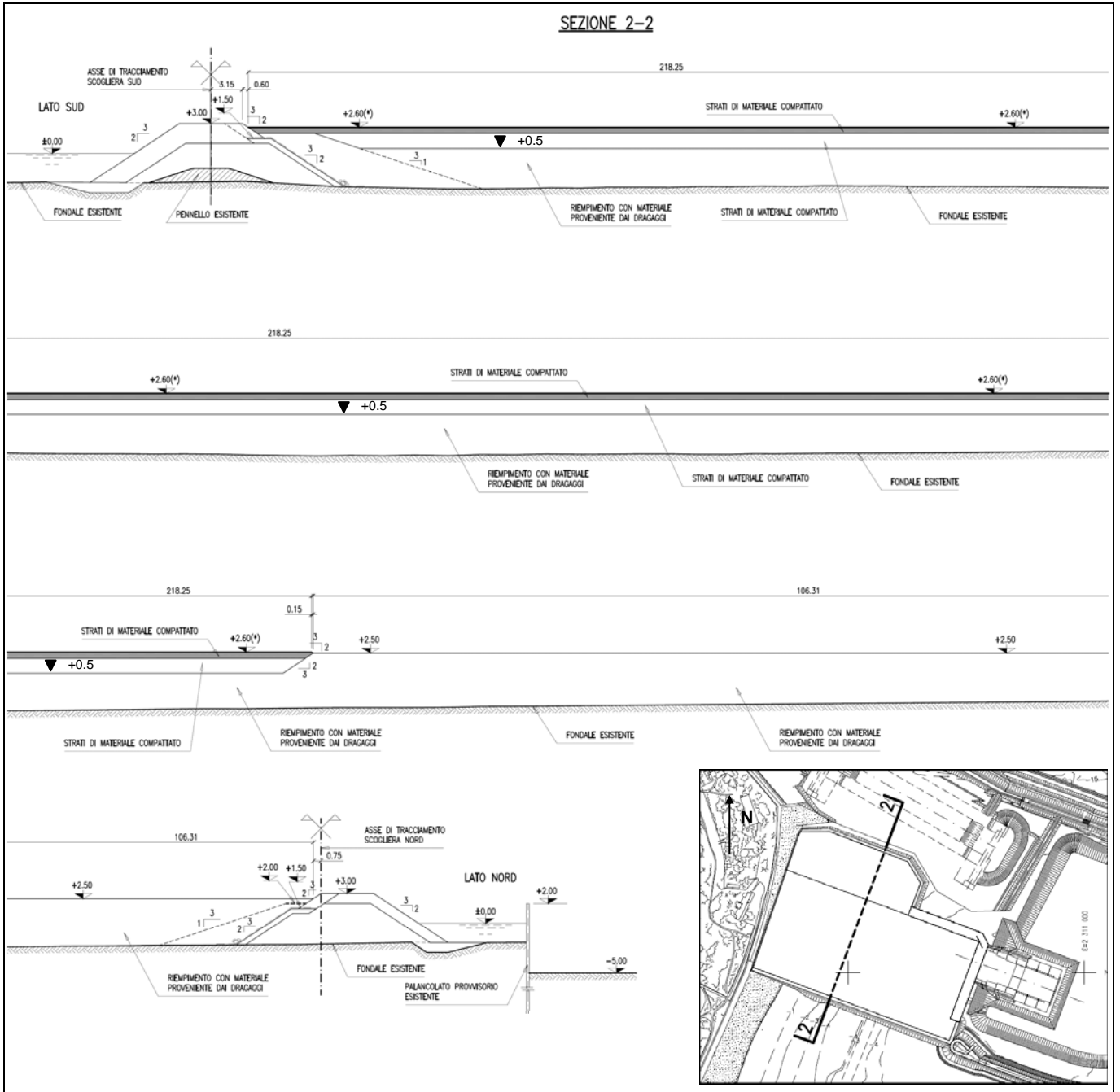


FIG. 4-2 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – SEZIONE 2-2 IN DIREZIONE NORD-SUD

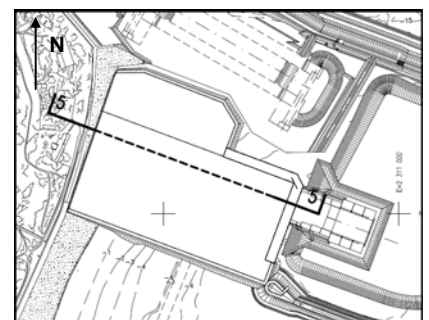
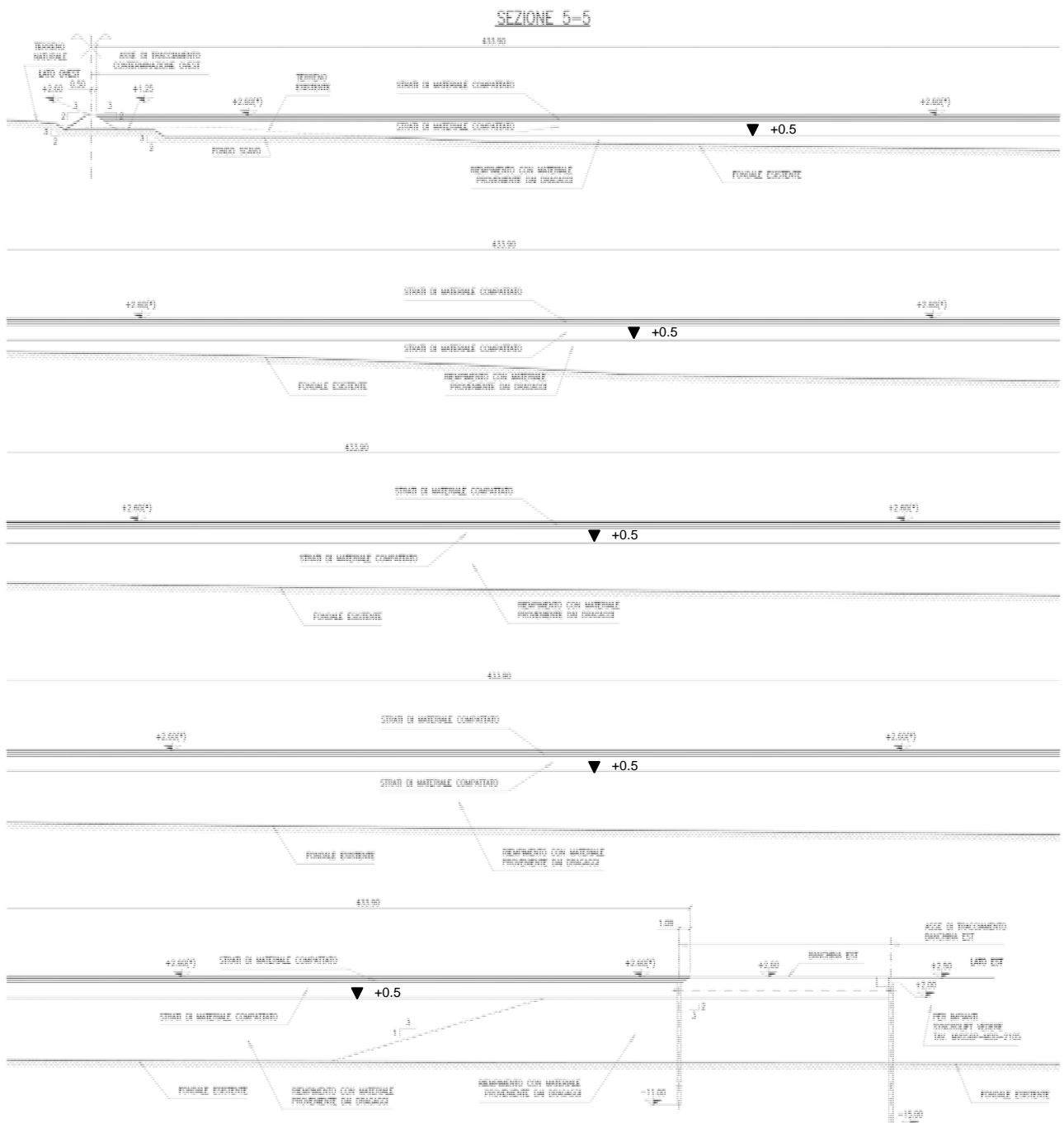


FIG. 4-4 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – SEZIONE 5-5
IN DIREZIONE EST-OVEST

4.2.2. Syncrolift

L'area del Syncrolift si trova in adiacenza al rilevato di prefabbricazione dei cassoni. La Fig. 4-5 mostra il dettaglio della sola darsena Syncrolift e dei cassoni cellulari, distinti in 2 categorie:

- a) cassoni di testata: C01, C02;
- b) cassoni syncrolift: C03, C04, C05, C06, C07, C08.

I cassoni del gruppo a) sono direttamente caricati dal passaggio dei cassoni di barriera, mentre i cassoni di tipo b) sono caricati dagli argani su cui scarica la piattaforma che prende in carico i cassoni.

Le sezioni trasversali di Fig. 4-6 chiariscono meglio la geometria della darsena syncrolift e dei cassoni.

I cassoni hanno le seguenti dimensioni:

$B = 22.50 \text{ m}$

$L = 24.90 \text{ m}$

$H = 21.50 \text{ m}$

Essendo B, L le dimensioni in pianta della fondazione e H l'altezza del cassone.

La seguente foto mostra l'area del Syncrolift subito prima dell'inizio delle precariche al maggio 2009.

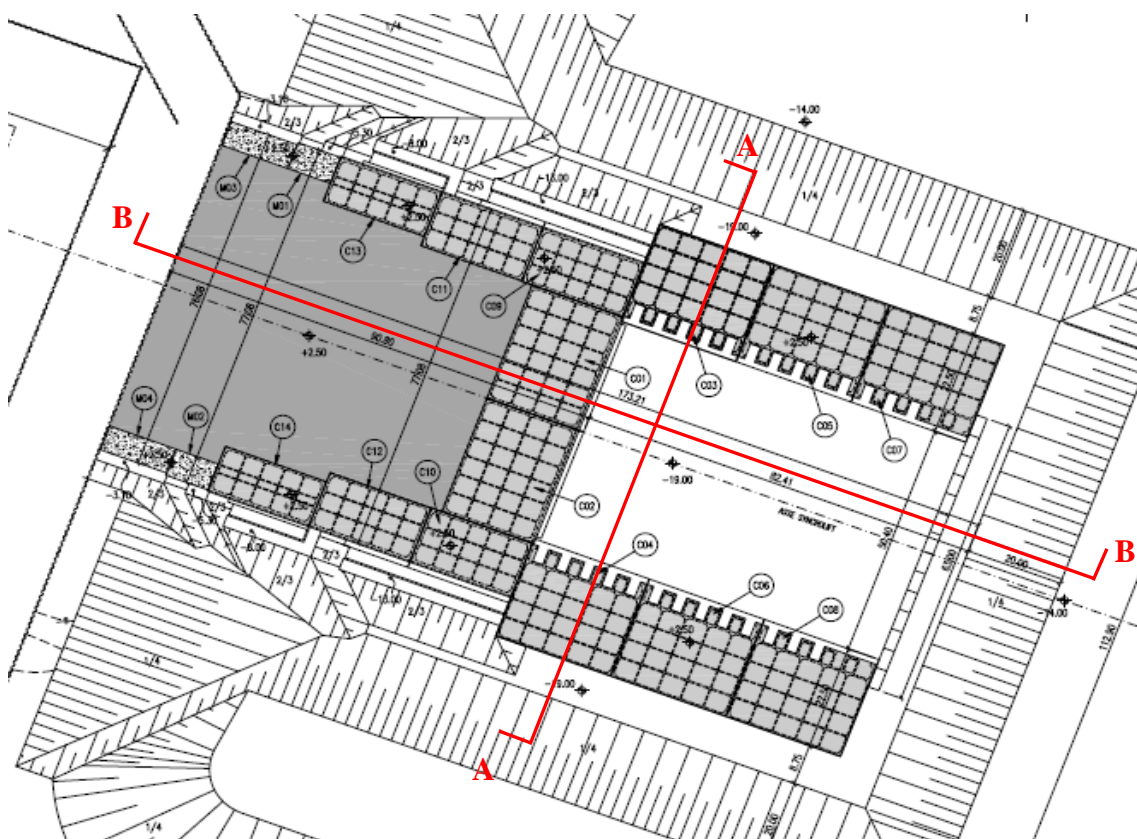


FIG. 4-5 - SYNCROLIFT – DARSENA SYNCROLIFT – PLANIMETRIA E CASSONI



SYNCROLIFT – DARSENA E RILEVATO – SITUAZIONE ALL'INIZIO DELLE PRECARICHE

L'area della darsena Syncrolift è stata soggetta a successive fasi di dragaggio, così come illustrato nella seguente Fig. 4-7. Il fondale naturale si trovava alla -6.00 m l.m.m., successivamente è stato eseguito il dragaggio generale dell'intera area alla -14.00 m l.m.m. Si è proceduto poi a dragare alla -19.00 m l.m.m. nella sola area della darsena per il Syncrolift e ad un ulteriore dragaggio locale alla -22.00 al di sotto di ciascun cassone del Syncrolift. Dalla -22.00 alla -19.00 è stato poi messo in opera uno scanno in materiale granulare.

I cassoni sono dunque imbasati alla quota -19.00 m l.m.m. e poggiano su 3 m di scanno con al di sotto i livelli naturali C, D ed E, come si può vedere dalla Fig. 4-7.

Il sistema di argani, e quindi l'intera piattaforma Syncrolift, hanno tolleranze di esercizio piuttosto ristrette, dell'ordine dei 15 cm, per tanto il terreno di fondazione è stato soggetto ad una precarica al fine di limitare i futuri cedimenti di esercizio conseguenti ai 18 vari dei 18 cassoni costruiti sul rilevato da dover effettuare.

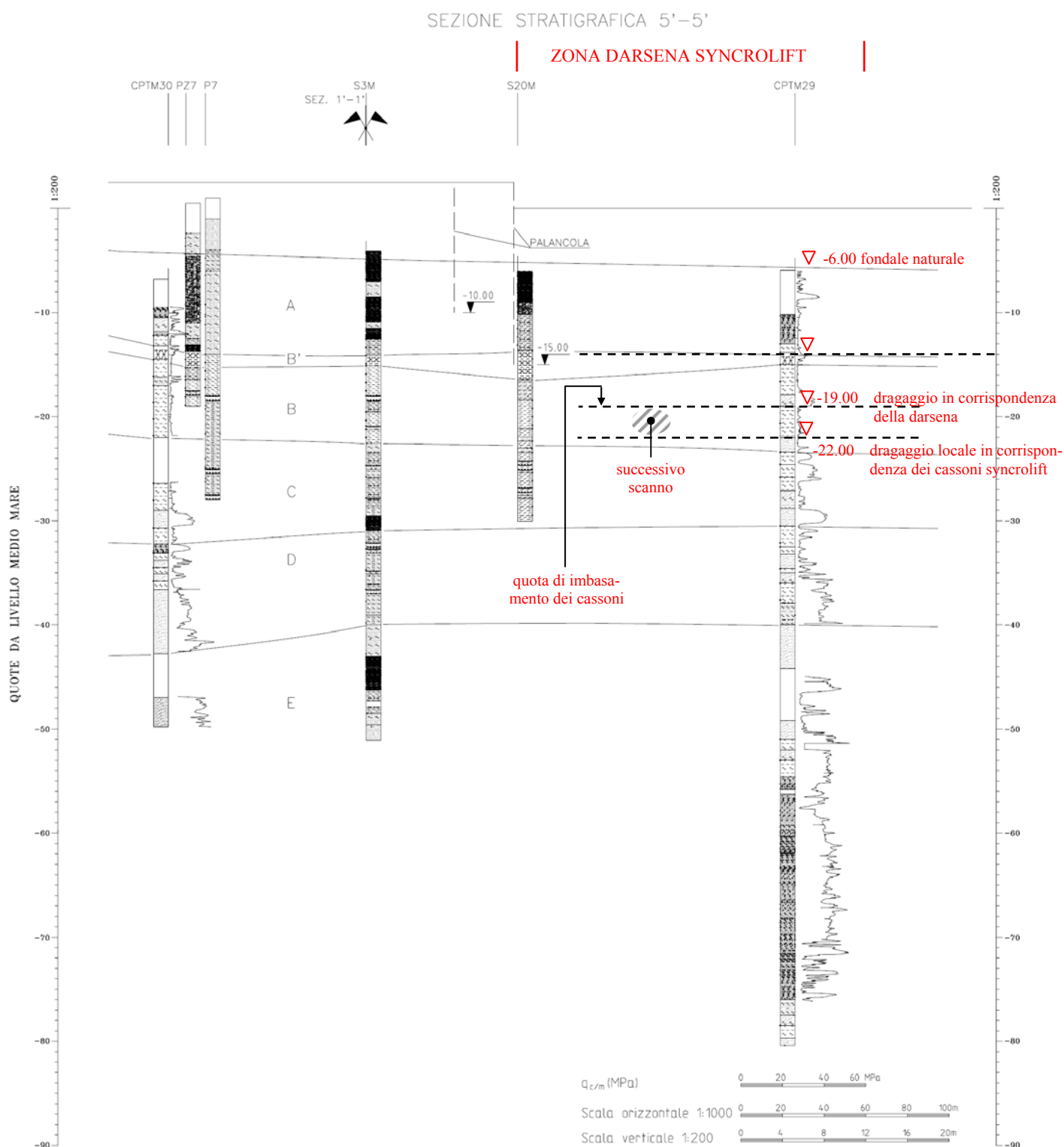


FIG. 4-7 - SYNCROLIFT – SEZIONE STRATIGRAFICA DI RIFERIMENTO CON INDICATE LE SUCCESSIVE FASI DI DRAGAGGIO ESEGUITE NELLA ZONA DEI CASSONI

Poiché il carico trasferito dagli argani ai cassoni durante l'esercizio è eccentrico, anche la pre-carica è stata realizzata eccentrica, con il momento ribaltante identico a quello di esercizio.

Il carico della precarica è stato ottenuto utilizzando blocchi in calcestruzzo non armato e billette metalliche a sezione quadrata, per un peso complessivo di 2375 kN/m, applicato con un'eccentricità di 17.93 m dal bordo lato mare del cassone.

Considerando le dimensioni dei cassoni del Syncrolift il carico totale applicato è stato di 60870 kN così distribuiti: 46180 kN sono dati dal peso dei massi in calcestruzzo ed i rimanenti 14690 kN dalle billette metalliche.

Per ciascun cassone la storia di carico è suddivisibile in 4 fasi:

- a) affondamento e posa del cassone;
- b) zavorramento;
- c) esecuzione della sovrastruttura;
- d) precarica.

Il cronogramma delle attività è quello di seguito riportato:

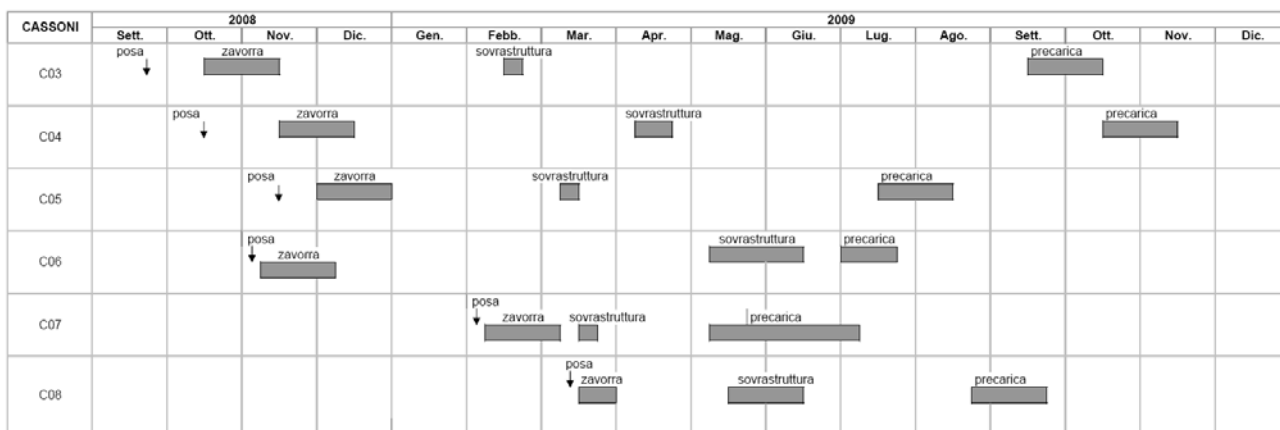


FIG. 4-8 - SYNCROLIFT – CRONOGRAMMA ATTIVITÀ DALLA POSA CASSONI ALLA FINE PRECARICA

Nelle seguenti foto sono illustrate le operazioni di precarica eseguite su alcuni cassoni.



4.3. Attività di monitoraggio del rilevato e dei cassoni Syncrolift

4.3.1. Rilevato

Durante tutta la costruzione, il comportamento del rilevato è stato sottoposto ad accurato monitoraggio inerente i seguenti aspetti:

- Controllo della falda;
- Misura dei cedimenti;
- Misura del grado di compattazione del materiale granulare;
- Prove CPTU eseguite sul rilevato a diverse quote, per la misura del grado di compattazione dei terreni di fondazione.

Tutta la strumentazione è stata installata una volta terminato il refluitamento alla +0.5 m l.m.m. del materiale proveniente dai dragaggi. I cedimenti del terreno di fondazione dovuti al peso del materiale refluito fino alla +0.5 m l.m.m. non sono stati registrati. Prima di procedere con le successive fasi costruttive, l'intera area del rilevato è stata livellata alla +0.5 m l.m.m., ovvero si è azzerato il cedimento di costruzione.

Controllo della falda

Il controllo della falda è avvenuto tramite un sistema di 21 pozzi disposti secondo una regolare maglia su tutta l'area del rilevato, vedi Fig. 4-9 e profondi fino alla -28.00 m l.m.m. con tratto finestrato dalla +0.5 m l.m.m. alla -25.00 m l.m.m., quindi abbattano il livello piezometrico nei livelli deposizionali A, B e C, vedi Fig. 4-10. Il diametro di perforazione del pozzo è variabile tra 720 mm e 820 mm, per tutti il diametro del tubo filtro microfessurato in PVC è 250 mm, il filtro è costituito da ghiaio siliceo con diametro 0.20-10.00 mm, Fig. 4-10.

Il livello della superficie piezometrica è stato monitorato da un sistema di 15 piezometri dotati di celle Casagrande, posizionate nei livelli A, B e C, Fig. 4-9 e Fig. 4-11. Le quote dei tratti col filtro all'interno dei quali sono posizionate le celle sono mediamente le seguenti:

- Livello A: tra -8.50 e -9.20 m l.m.m.;
- Livello B: tra -17.50 e -18.00 m l.m.m.;
- Livello C: tra -21.15 e -25.00 m l.m.m.

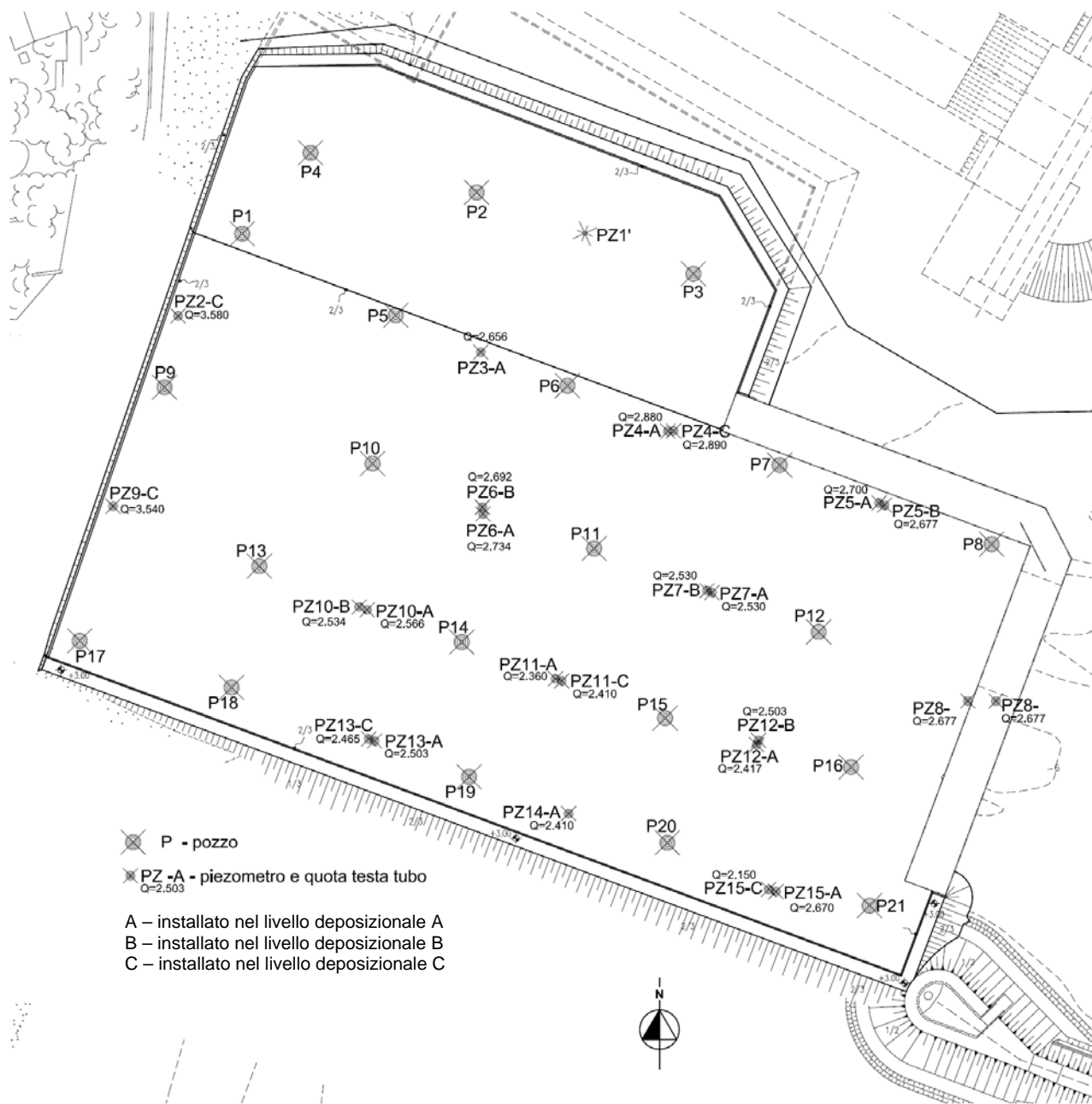


FIG. 4-9 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DI POZZI (P) E PIEZOMETRI (PZ)

SCHEMA DI COSTRUZIONE DEL POZZO

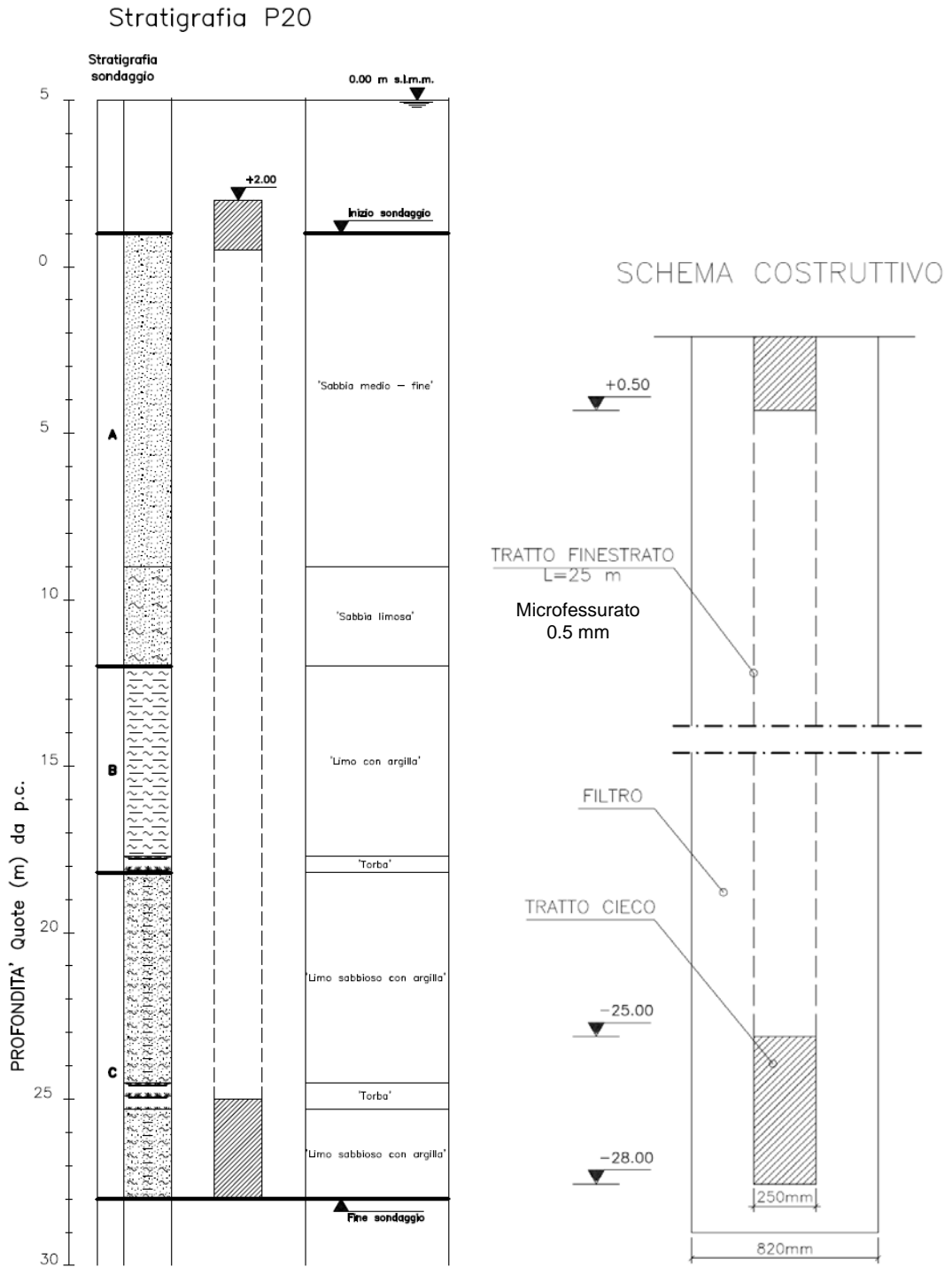
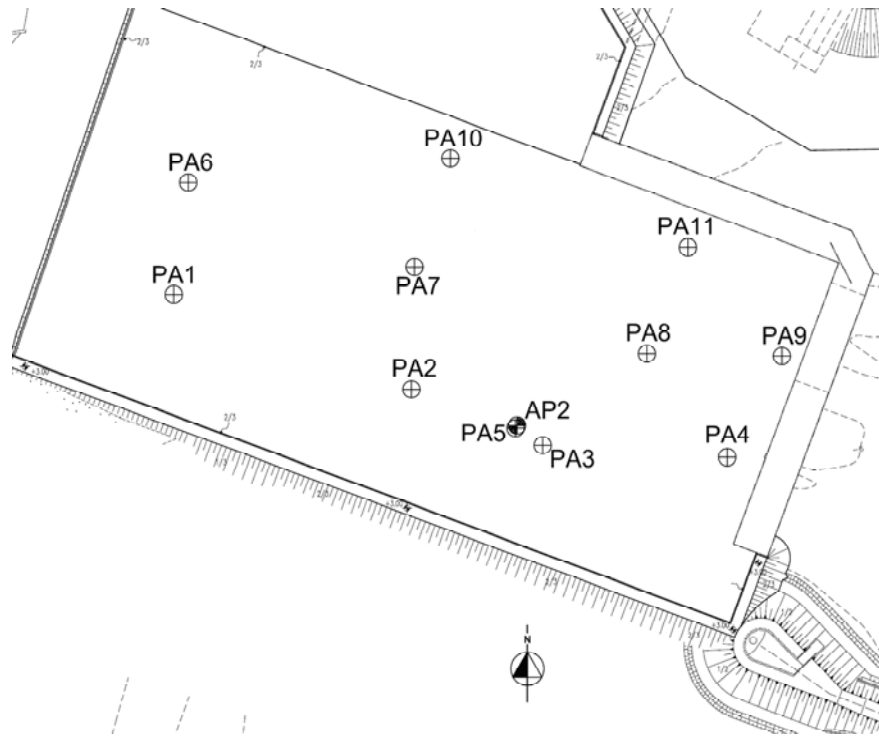


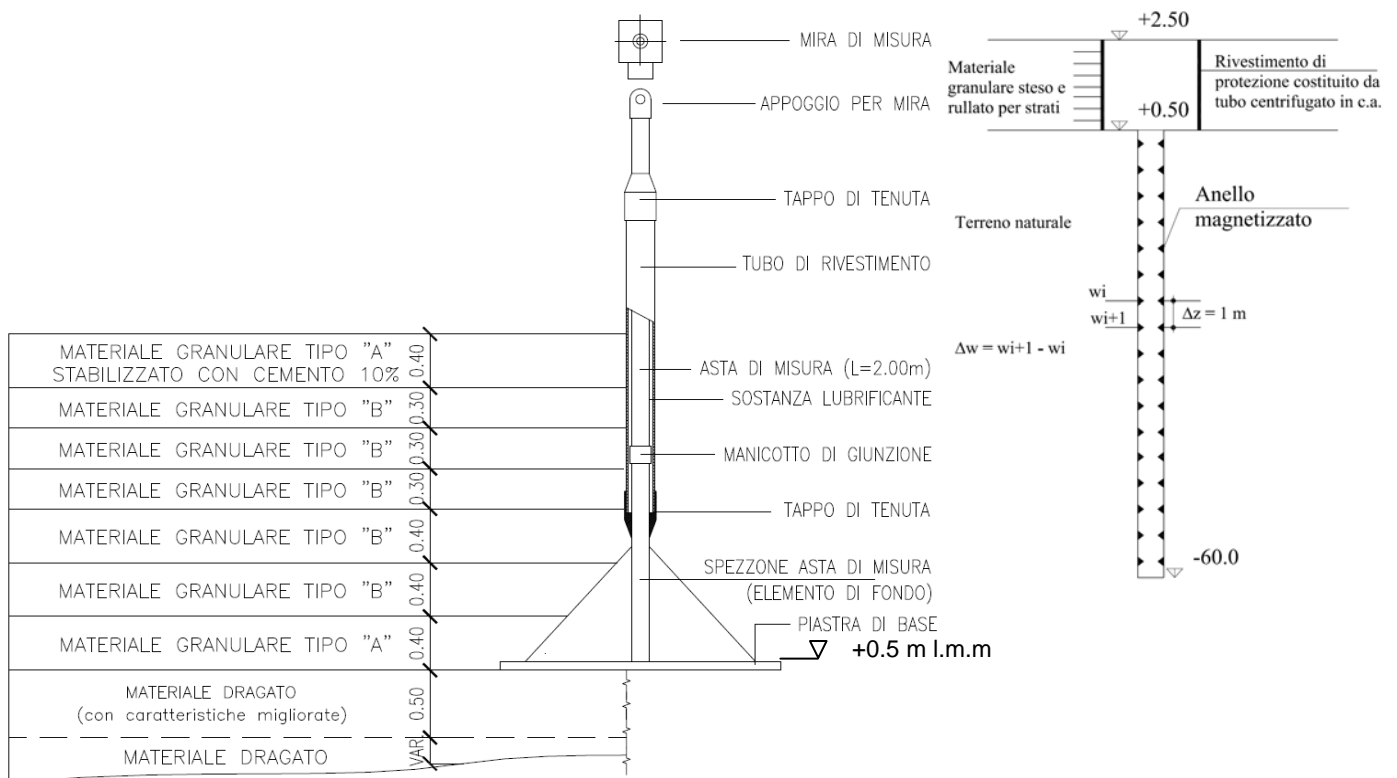
FIG. 4-10 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – SCHEMA TIPOLOGICO DEI POZZI (P20)

Controllo dei cedimenti

Il monitoraggio dei cedimenti su tutta l'area del rilevato è avvenuto mediante 11 piastre assestimetriche, impostate alla quota +0.5 m l.m.m., una volta terminato il refluento. L'ubicazione delle piastre assestimetriche è riportata in Fig. 4-12 con lo schema di installazione. E' stato anche installato un assestimetro profondo 60 m, multi base, con intervallo di lettura ogni metro, denominato AP2, posizionato nelle immediate vicinanze della piastra PA5.



PLANIMETRIA



SCHEMA DI INSTALLAZIONE: PIASTRA ED ASSESTIMETRO PROFONDO

FIG. 4-12 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – PIASTRE ASSESTIMETRICHE ED ASSESTIMETRO PROFONDO

Misure di γ_d , w sul materiale costituente il rilevato

Il materiale refluito proveniente dai dragaggi raggiunge quota +0.5 m l.m.m. Prima di proseguire con la costruzione del rilevato, sono stati attivati i pozzi e si è provveduto a compattare con rullo il terreno a tale quota. Dopo di ciò si è steso e rullato un primo strato da 40 cm di sabbia, materiale A, al di sopra di questo altri 4 strati di materiale granulare B, più grossolano, in strati da 30 o 40 cm, vedi Fig. 4-13. La compattazione è avvenuta mediante un rullo dal peso di 18 ton. Per la misura del grado di compattazione raggiunto per ciascuno strato sono state eseguite misure di peso di volume secco, γ_d , e contenuto naturale d'acqua, w . La loro disposizione planimetrica è indicata nella seguente Fig. 4-14.

I risultati di tali prove hanno consentito di caratterizzare i materiali costituenti il rilevato in termini di peso di volume.

La successione e la granulometria dei materiali messi in opera è la seguente:

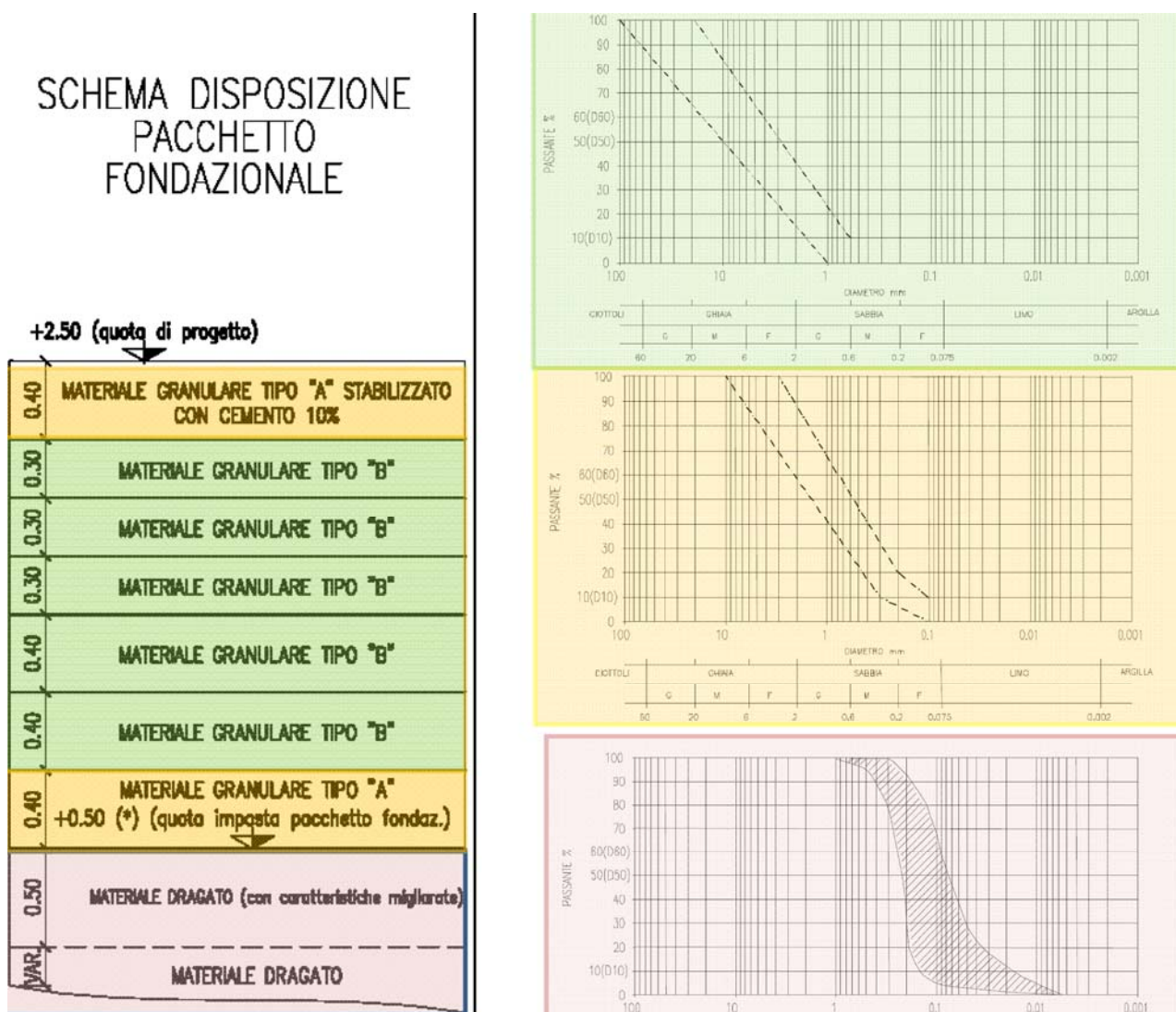


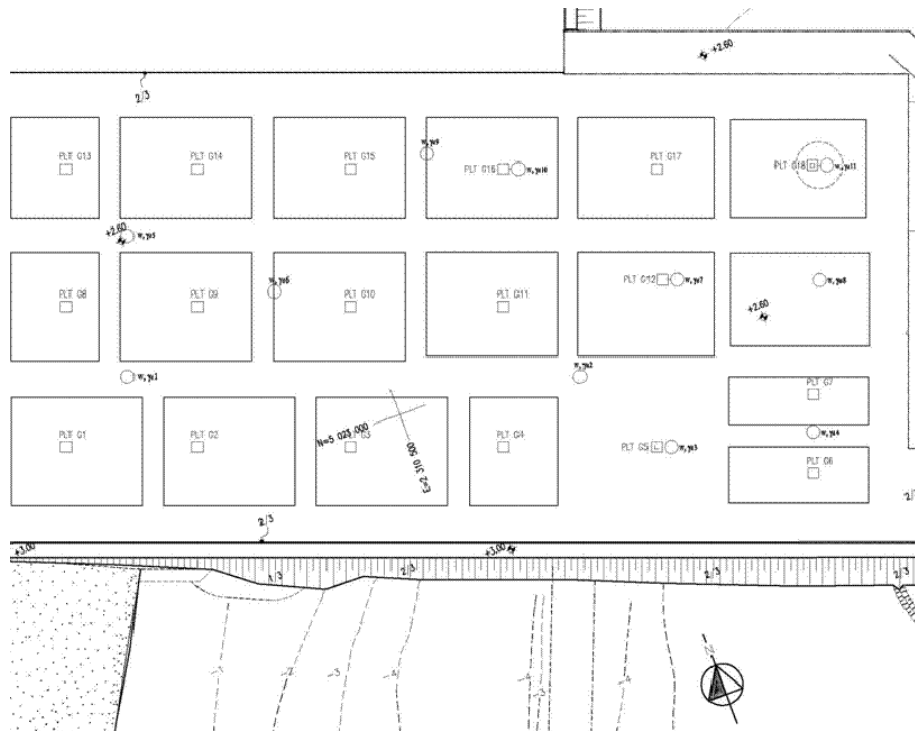
FIG. 4-13 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MATERIALI MESSI IN OPERA PER IL RILEVATO

Prove penetrometriche statiche con piezocono

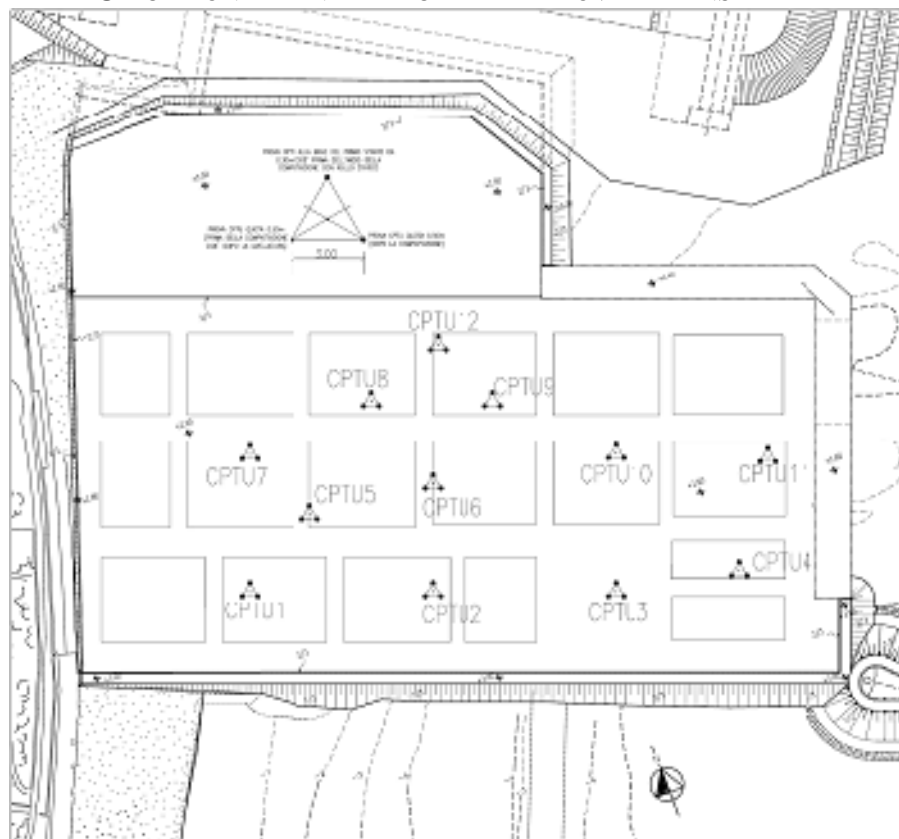
Durante la costruzione del rilevato sono state eseguite 3 serie di prove penetrometriche CPTU:

- Serie 1: da quota +0.5 m l.m.m. prima della compattazione;
- Serie 2: da quota +0.5 m l.m.m. dopo la compattazione;
- Serie 3: da quota +1.70 m l.m.m.

L'ubicazione planimetrica delle prove è riportata nella seguente Fig. 4-14.



UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE PROVE DI DENSITÀ



UBICAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE DURANTE LA COSTRUZIONE

FIG. 4-14 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – UBICAZIONE DELLE PROVE DI CONTROLLO DEL RILEVATO E DELLE PROVE DI DENSITÀ

4.3.2. Cassoni Syncrolift

Il rilievo degli spostamenti plano-altimetrici dei cassoni del syncrolift è avvenuto mediante 4 caposaldi posizionati come indicato nello schema di Fig. 4-15.

Per le fasi di precarica è installato anche un inclinometro biassiale in grado di rilevare l'inclinazione del cassone nelle 2 direzioni ortogonali che individuano il piano orizzontale della soletta superiore del cassone medesimo. Sono disponibili quindi i cedimenti dei 4 caposaldi per tutte le fasi di carico nel tempo e le rotazioni del cassone misurate sia con l'inclinometro che ricavate dalle misure di spostamento verticale ai 4 caposaldi.

Le foto che seguono mostrano i caposaldi topografici e l'inclinometro biassiale.

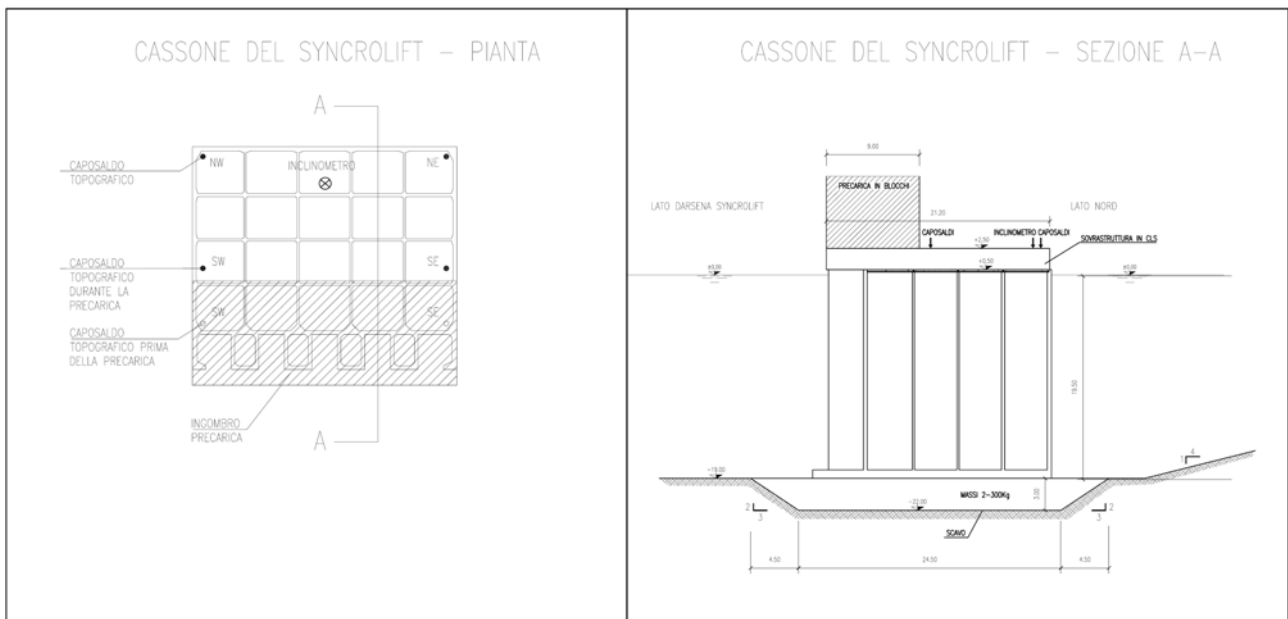


FIG. 4-15 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE - SYNCROLIFT – POSIZIONE CAPOSALDI ED INCLINOMETRO



CAPOSALDI INSTALLATI SU POZZETTI PER IL MONITORAGGIO DEGLI SPOSTAMENTI DEI CASSONI



INCLINOMETRO BIASSIALE INSTALLATO DURANTE LE FASI DI PRECARICA PER LA MISURA DELLE ROTAZIONI DEI CASSONI

5. AREA DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO: RISULTATI DEL MONITORAGGIO

5.1. Rilevato

Con riferimento alle attività elencate al paragrafo 4.3.1 si riportano di seguito i risultati dei monitoraggi condotti.

5.1.1. Controllo della falda

Il controllo della falda è avvenuto mediante la messa in funzione di un sistema di 21 pozzi, per la cui descrizione si rimanda al capitolo precedente. Di seguito si riporta nuovamente la planimetria indicante l'ubicazione dei pozzi ed i relativi piezometri di monitoraggio sull'intera area del rilevato, vedi Fig. 5-1.

Il controllo della falda ha comportato una variazione del regime delle tensioni efficaci e quindi cedimenti, che sono avvenuti nel tempo in relazione alla permeabilità dei terreni ed alla durata dell'emungimento. Di seguito si riporta per ciascun piezometro l'abbassamento della piezometrica misurato, distinguendo e raggruppando i piezometri in base al livello deposizionale in cui è installata la cella di lettura, ovvero piezometri nel livello A, B e C, vedi Fig. 5-2.

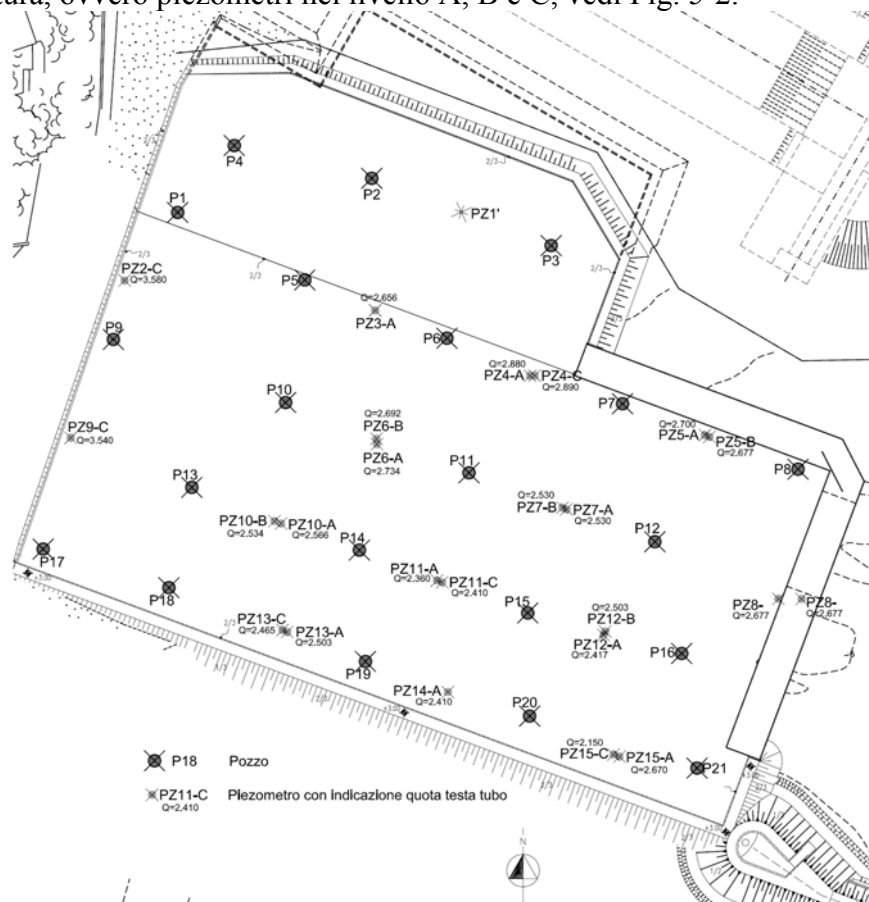


FIG. 5-1 - RILEVATO PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO – PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DI POZZI E PIEZOMETRI

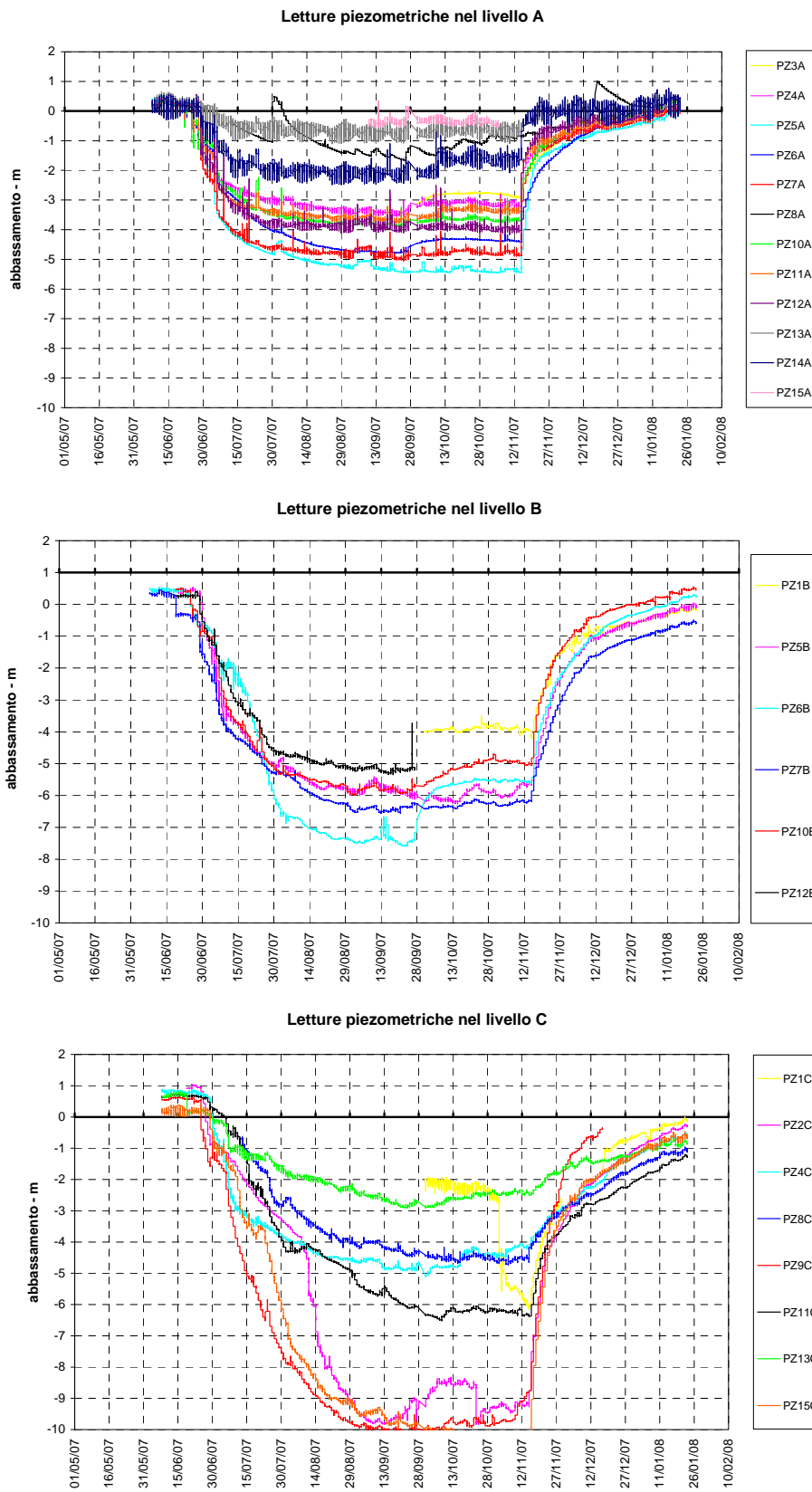


FIG. 5-2 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO - LETTURE PIEZOMETRICHE NEL LIVELLO A, B, C

Come si vede il livello piezometrico non si è abbassato istantaneamente, ma ha richiesto un certo periodo di tempo, necessario perché il sistema andasse a regime. E' sostanzialmente il tempo di consolidazione dei terreni interessati dall'aggotamento che mediamente è stato di 60 giorni.

5.1.2. Misura dei cedimenti

La figura che segue mostra la posizione planimetrica delle piastre assestimetriche in relazione ai pozzi e piezometri presenti sul rilevato.

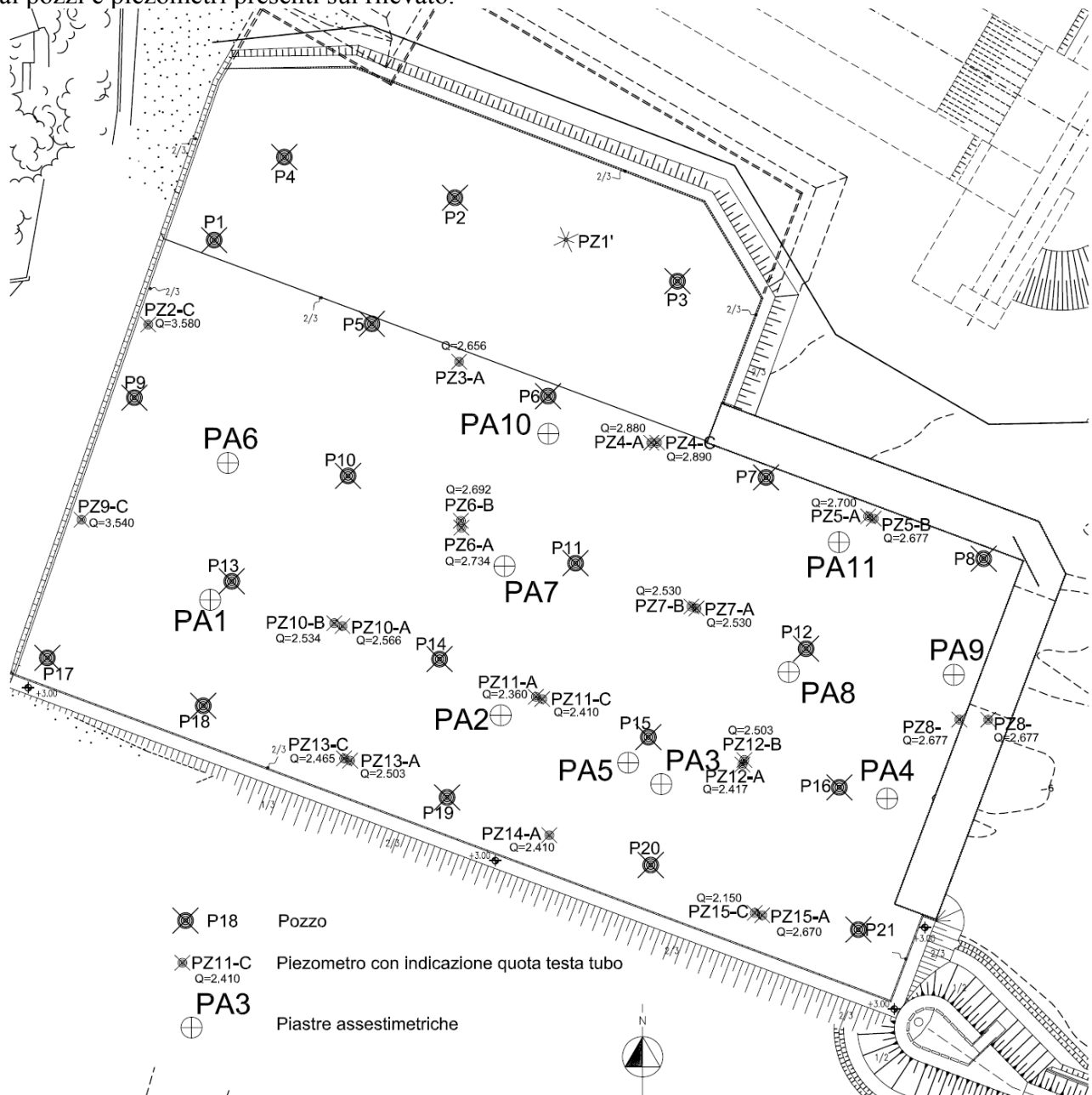


FIG. 5-3 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – PLANIMETRIA CON UBICAZIONE POZZI (P), PIEZOMETRI (PZ) E PIASTRE ASSESTIMETRICHE (PA)

Per ciascuna piastra viene riportato il diagramma cedimento-tempo sovrapposto al diagramma carico-tempo. Il carico applicato è ovviamente dato dal peso del rilevato in costruzione calcolato sulla base delle misure del peso di volume effettuato sul materiale messo in opera e di cui si è detto in precedenza.

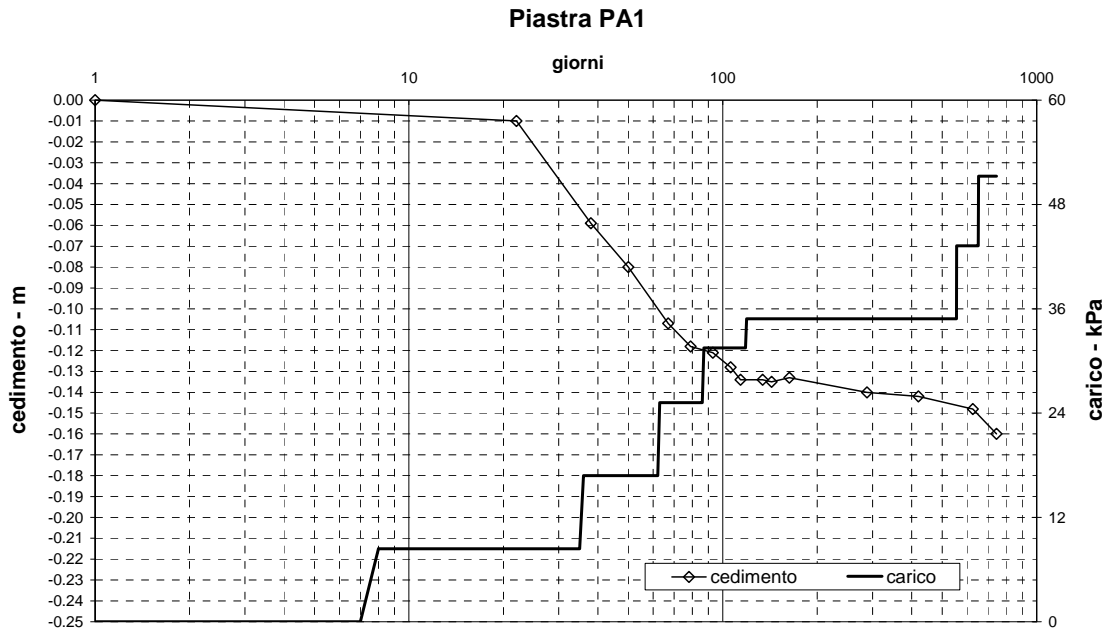


Fig. 5-4 -RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA1

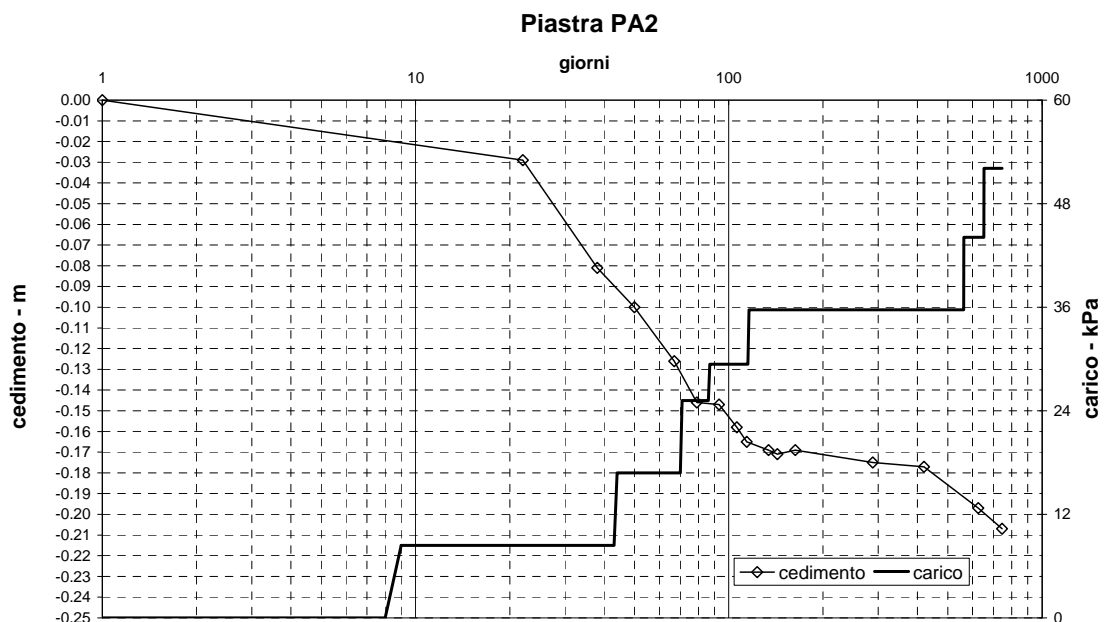


Fig. 5-5 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA2

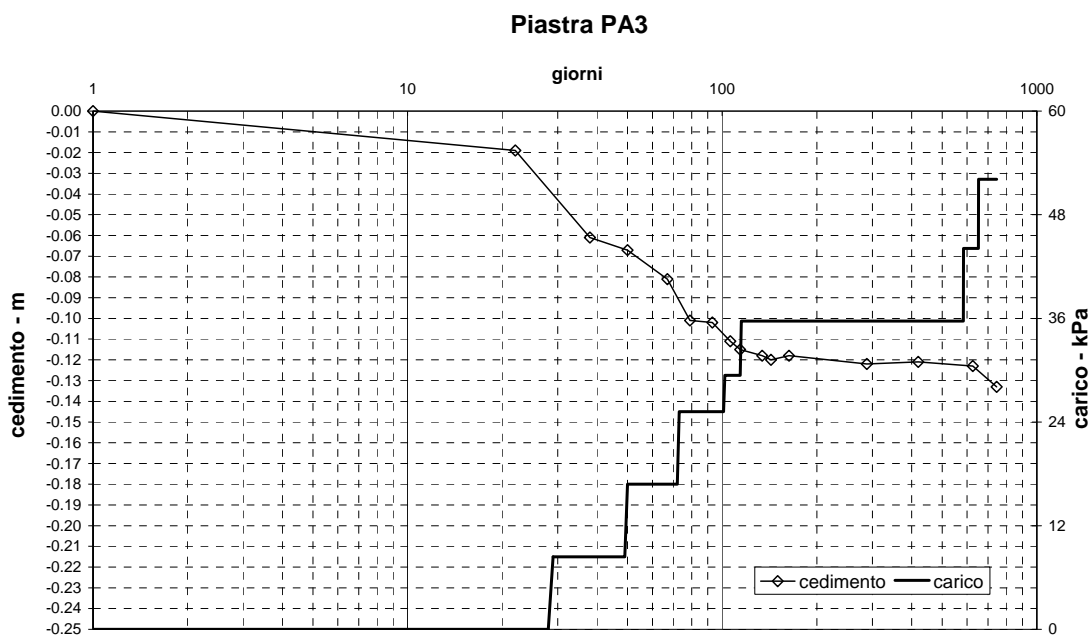


Fig. 5-6 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA3

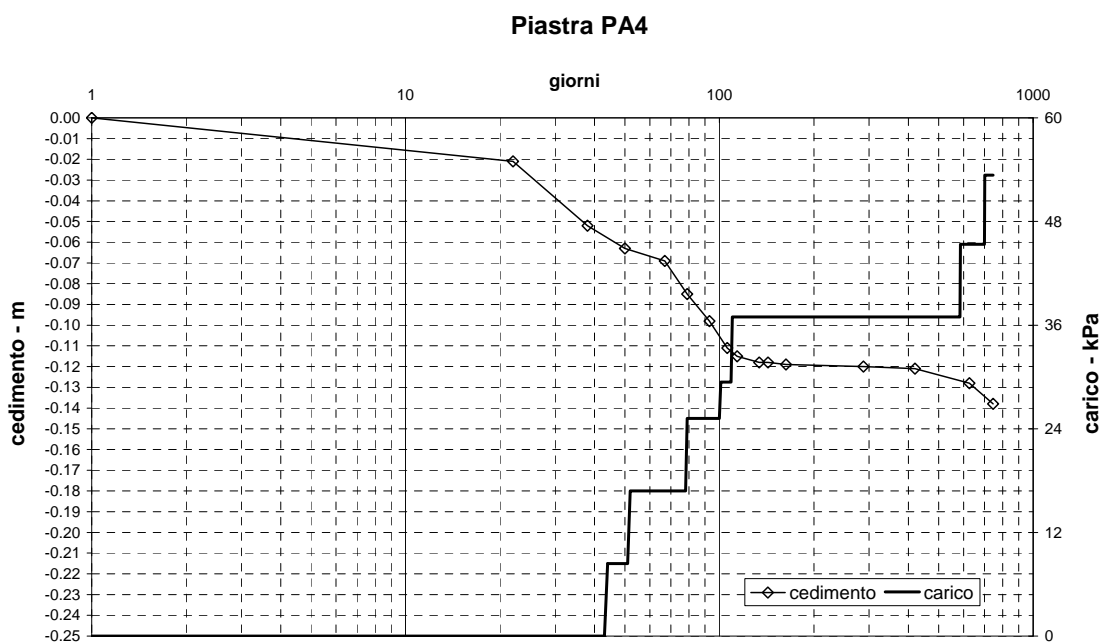


Fig. 5-7 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA4

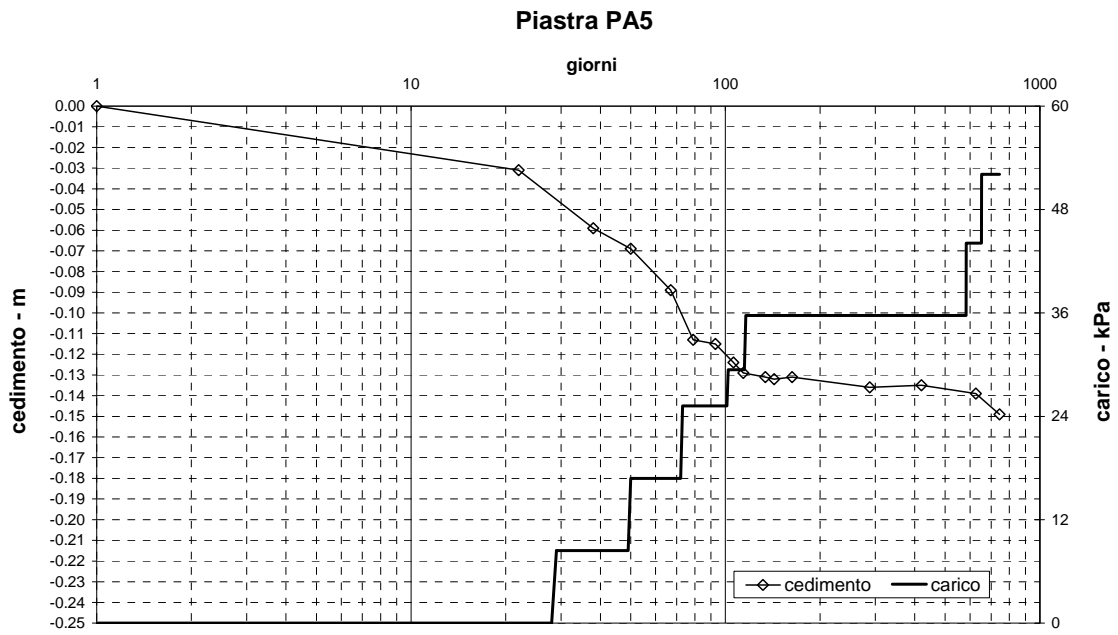


Fig. 5-8 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA5

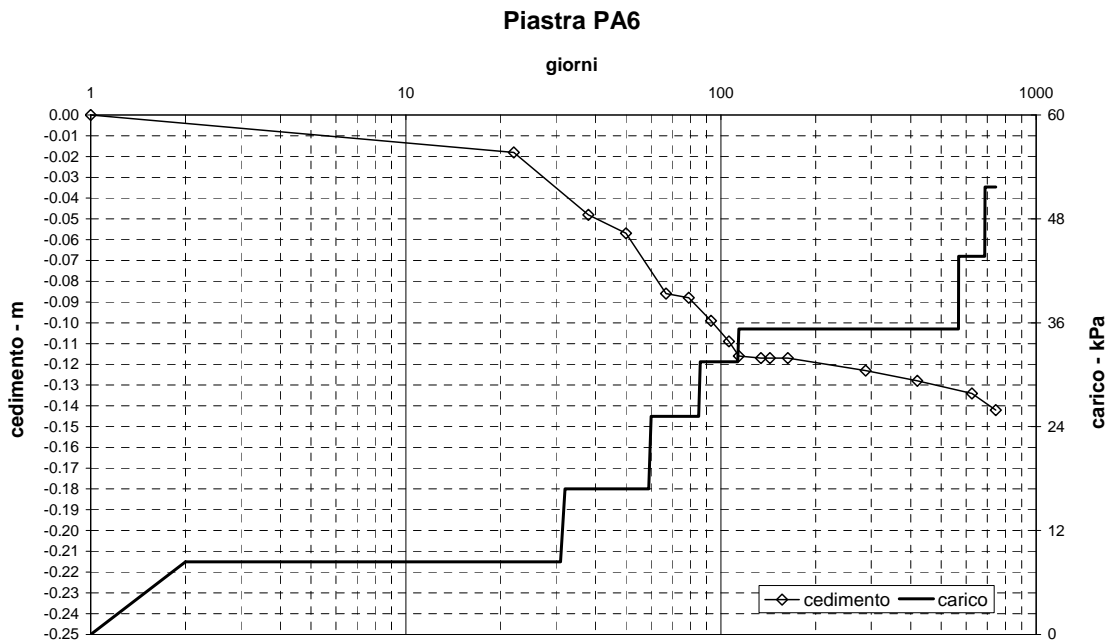


Fig. 5-9 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA6

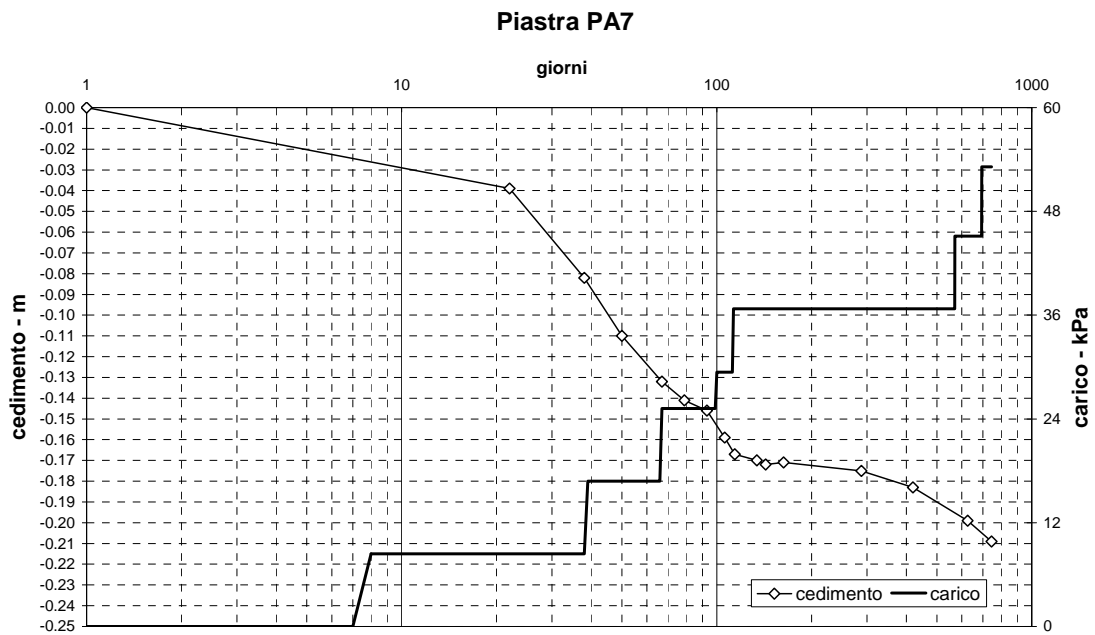


Fig. 5-10 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA7

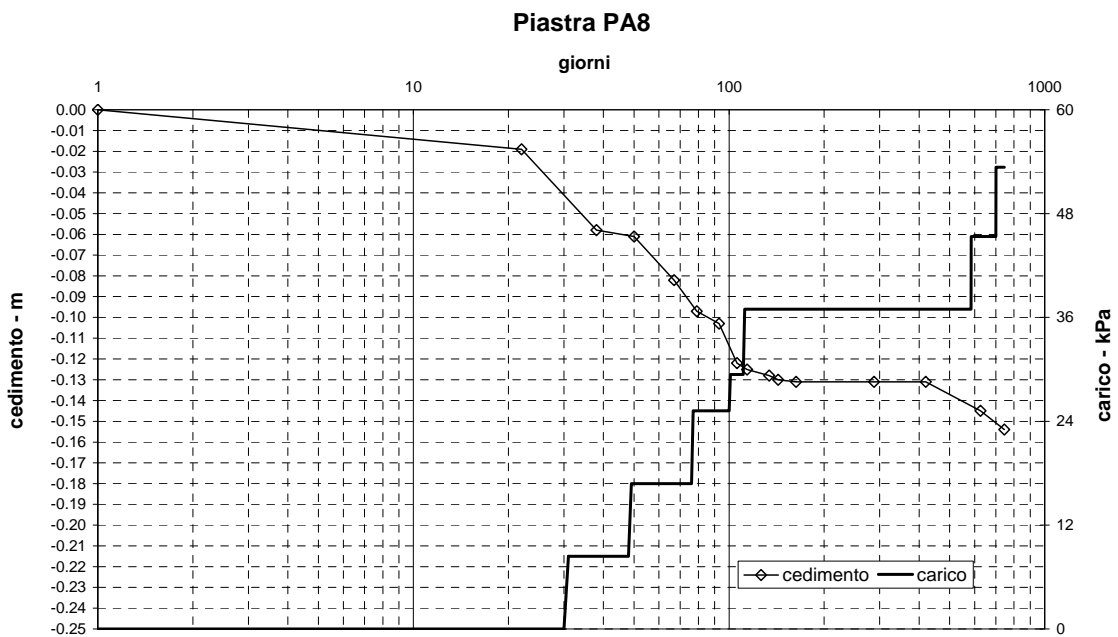


Fig. 5-11 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA8

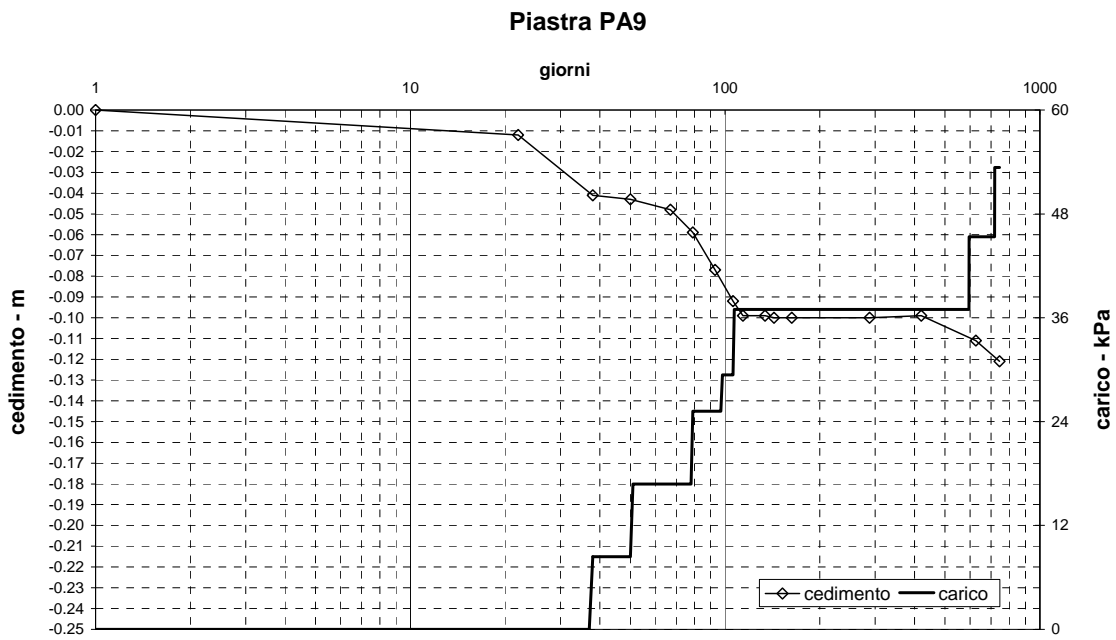


Fig. 5-12 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA9

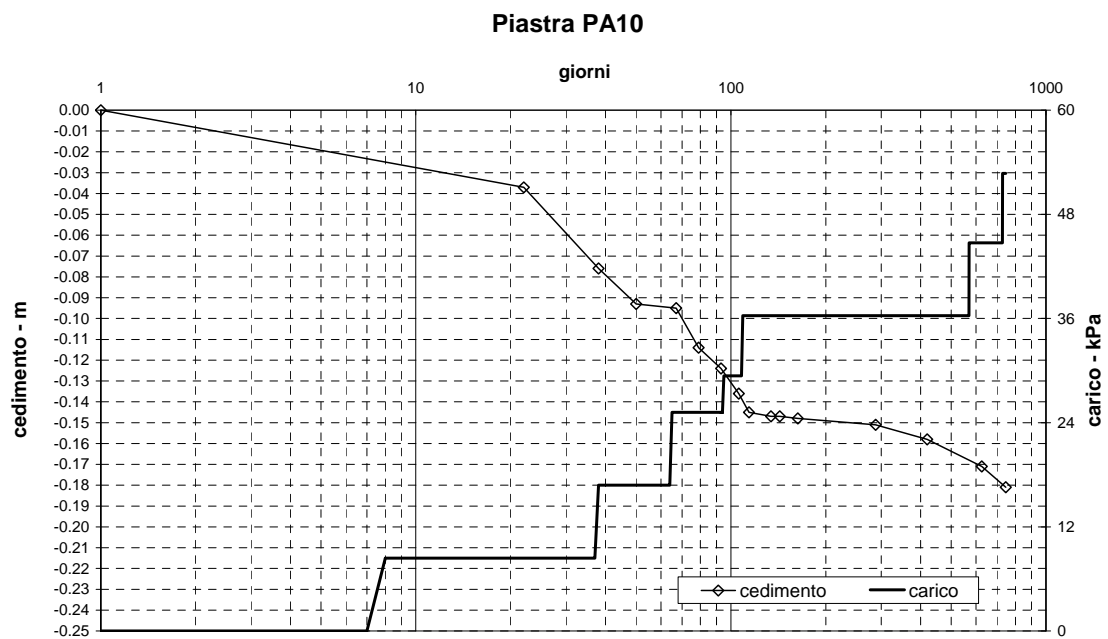


Fig. 5-13 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA10

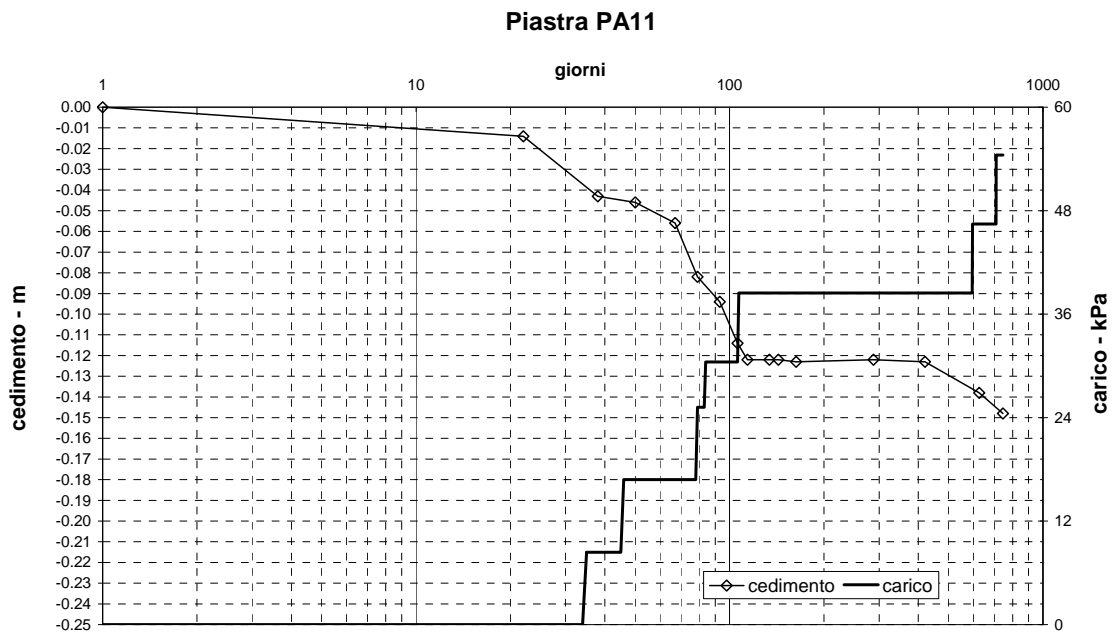


Fig. 5-14 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – STORIA CARICO-CEDIMENTO NEL TEMPO PER LA PIASTRA PA11

Dalle figure ora presentate è stato possibile ricavare il legame carico esterno-cedimento per ciascuna piastra i cui risultati sono di seguito riportati. Per carico esterno applicato si intende il peso del rilevato dato come prodotto tra i pesi di volume misurati con le prove di densità e gli spessori di materiale messo in opera. I diagrammi sono riferiti al carico esterno dato dal rilevato subito prima dello spegnimento del sistema di pozzi per il controllo della falda.

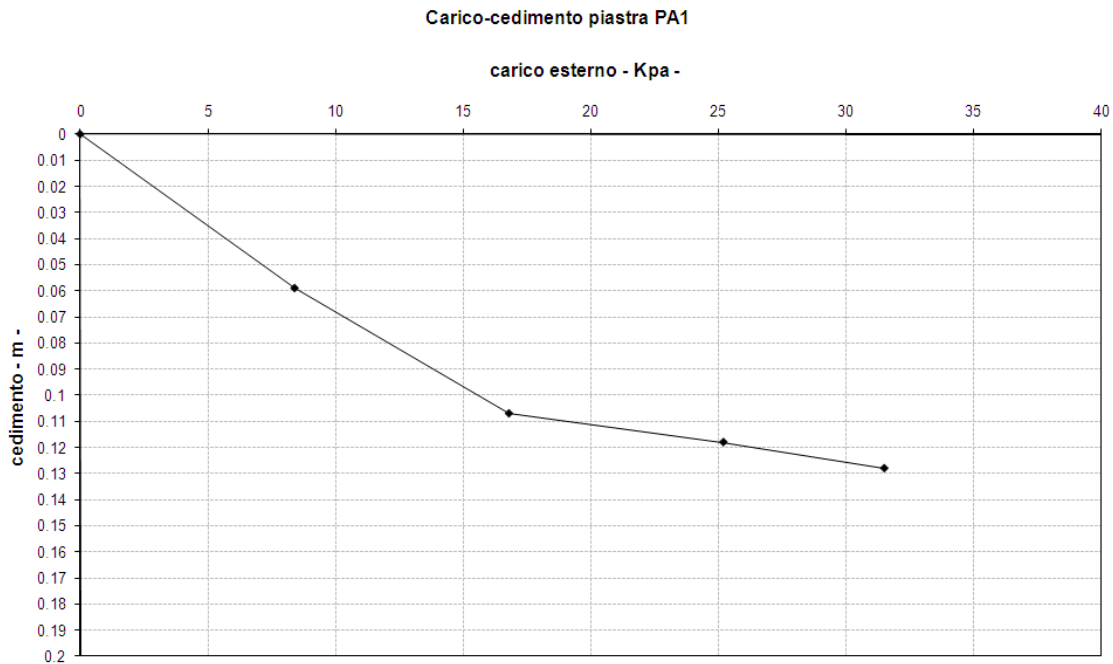


Fig. 5-15 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA1

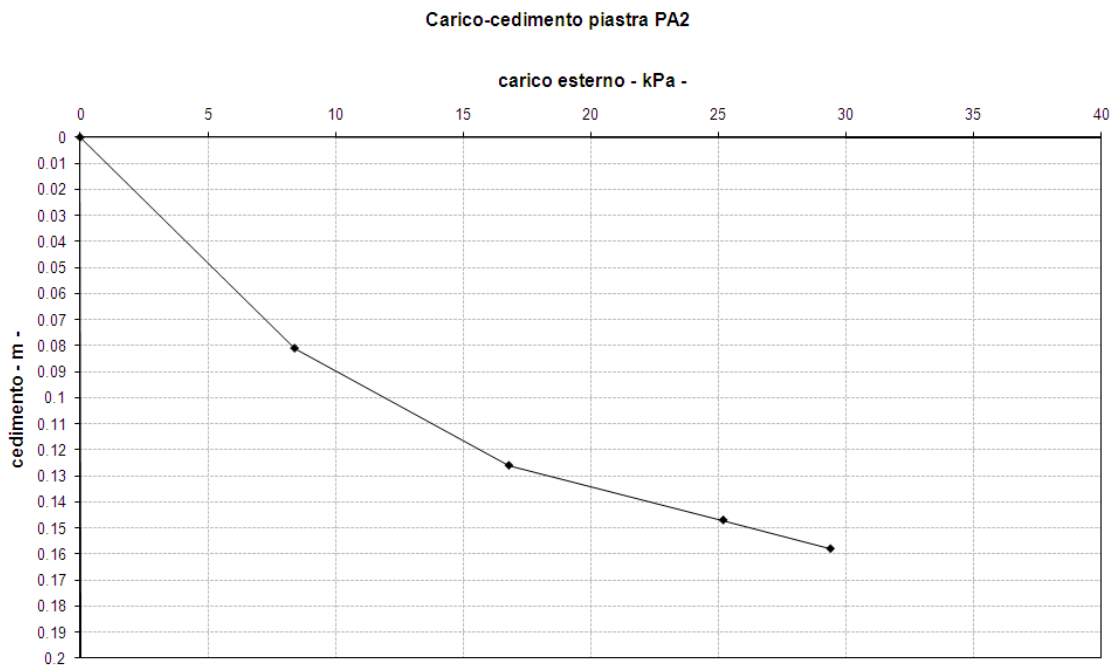


Fig. 5-16 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA2

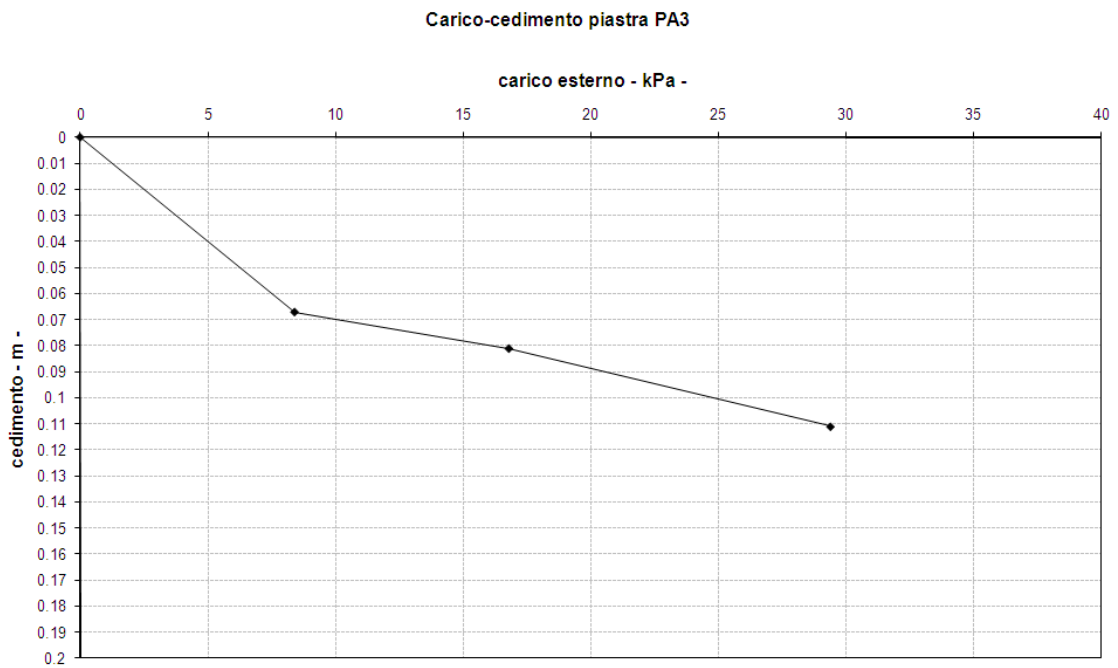


Fig. 5-17 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA3

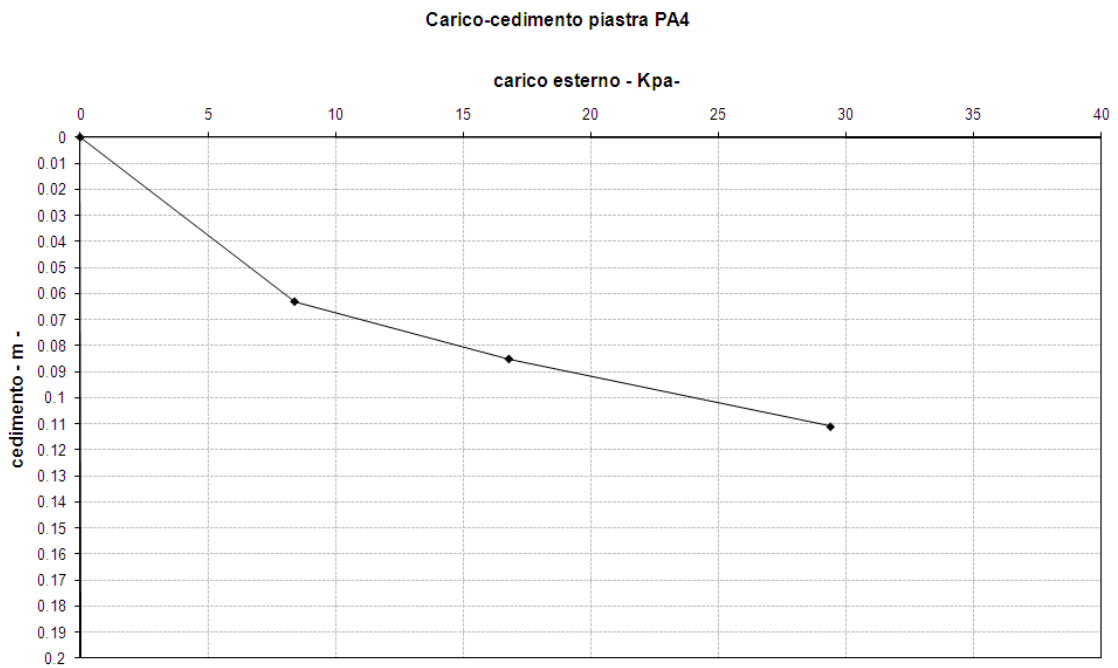


Fig. 5-18 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA4

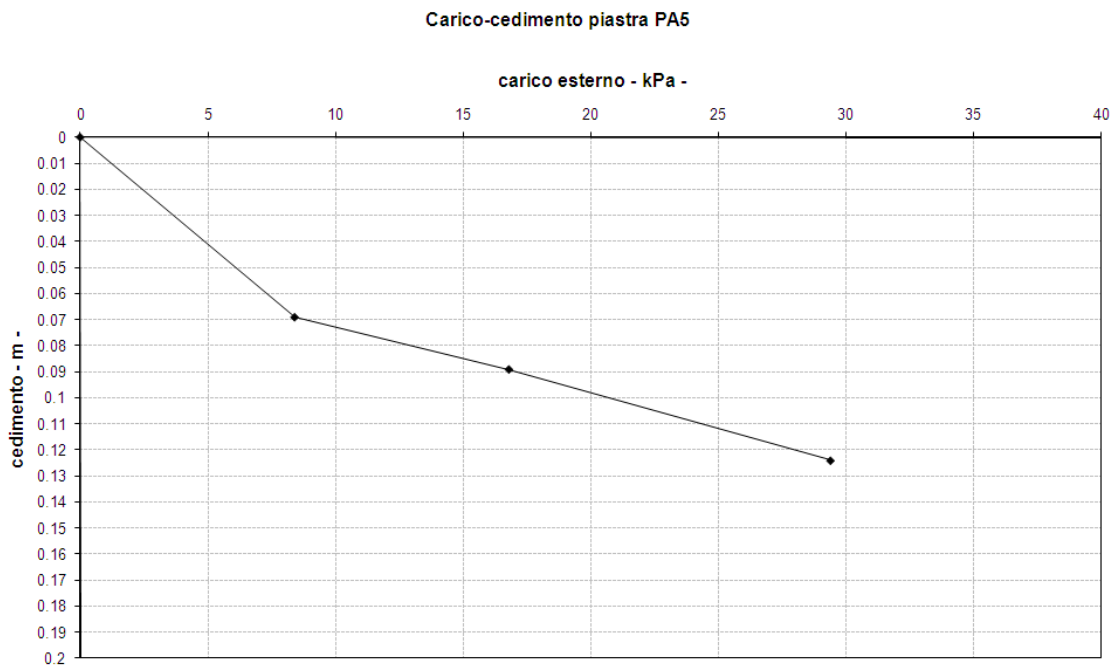


Fig. 5-19 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA5

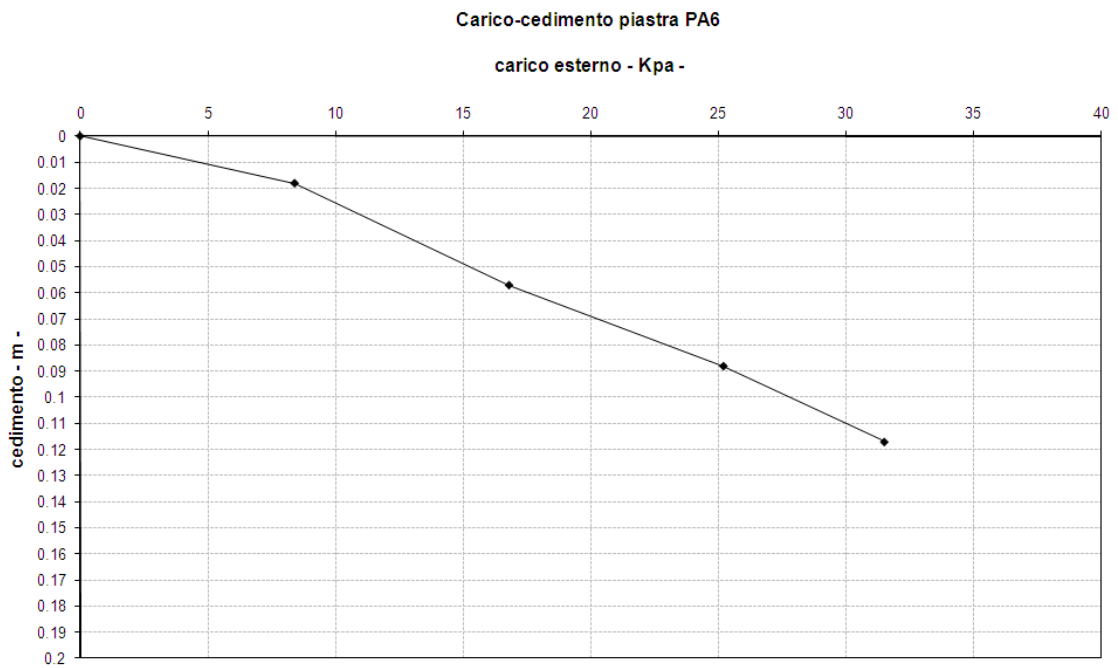


Fig. 5-20 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA6

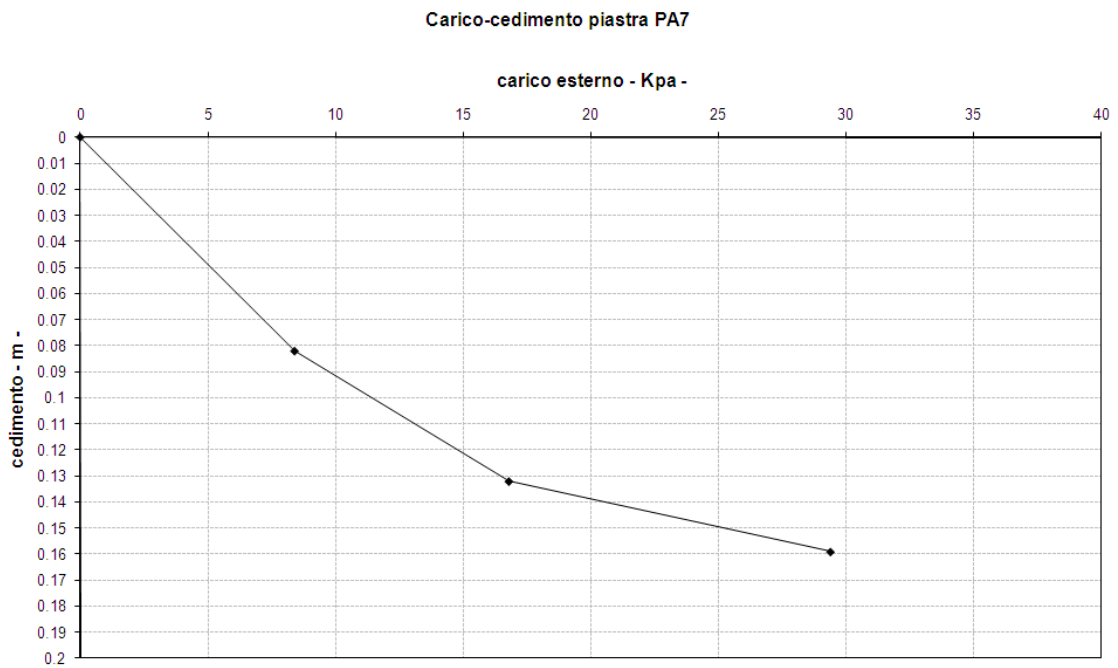


Fig. 5-21 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA7

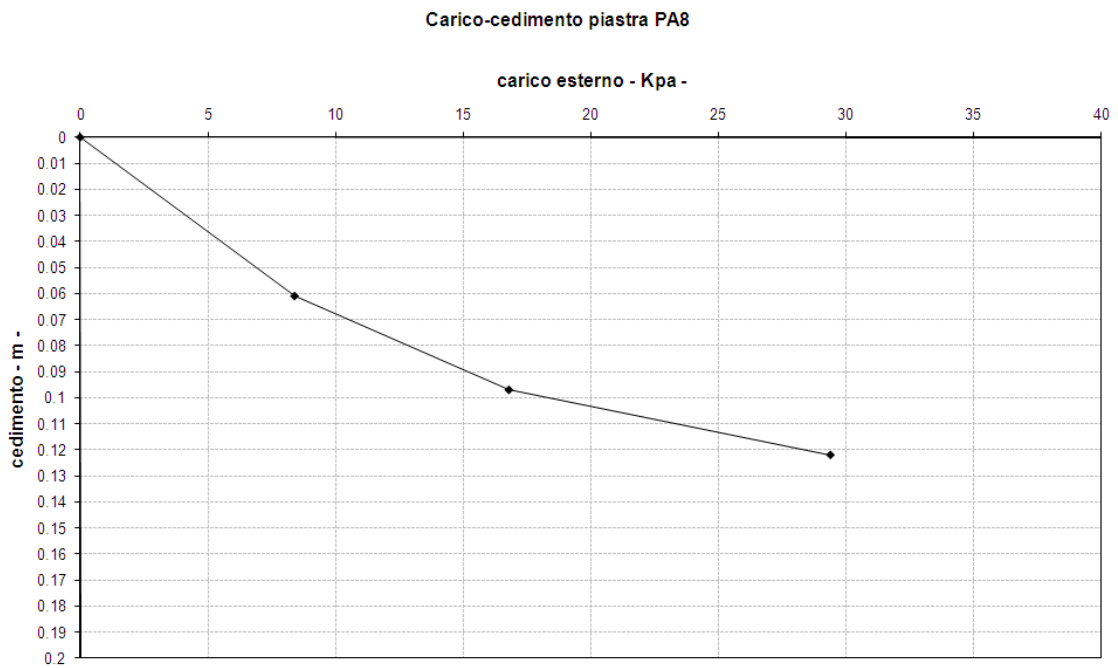


Fig. 5-22 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA8

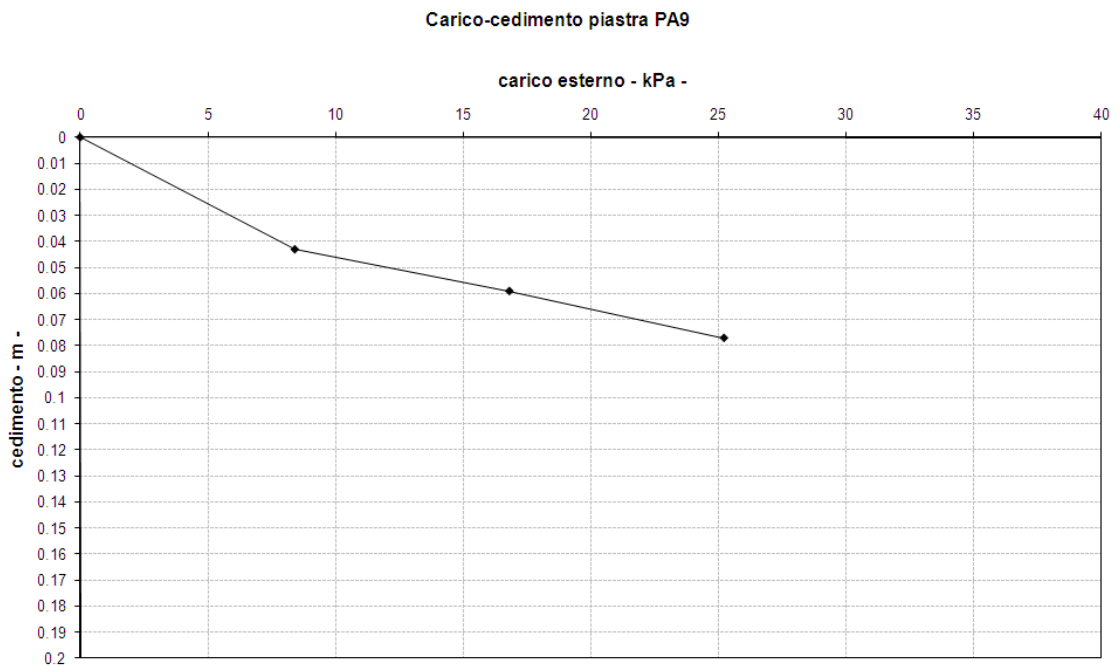


Fig. 5-23 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA9

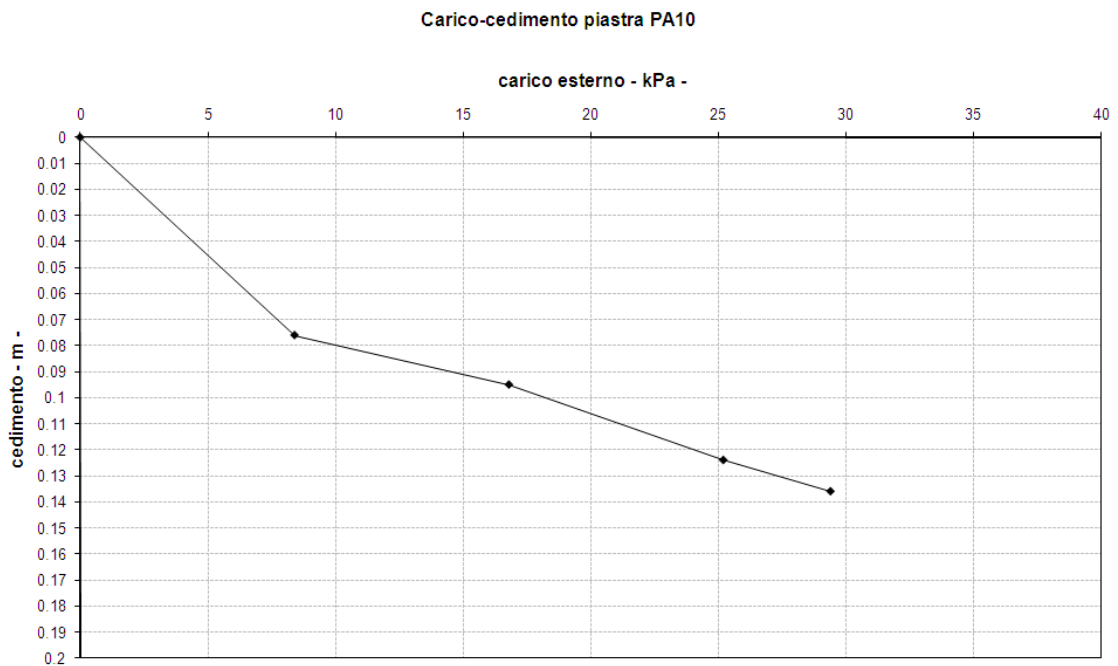


Fig. 5-24 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA10

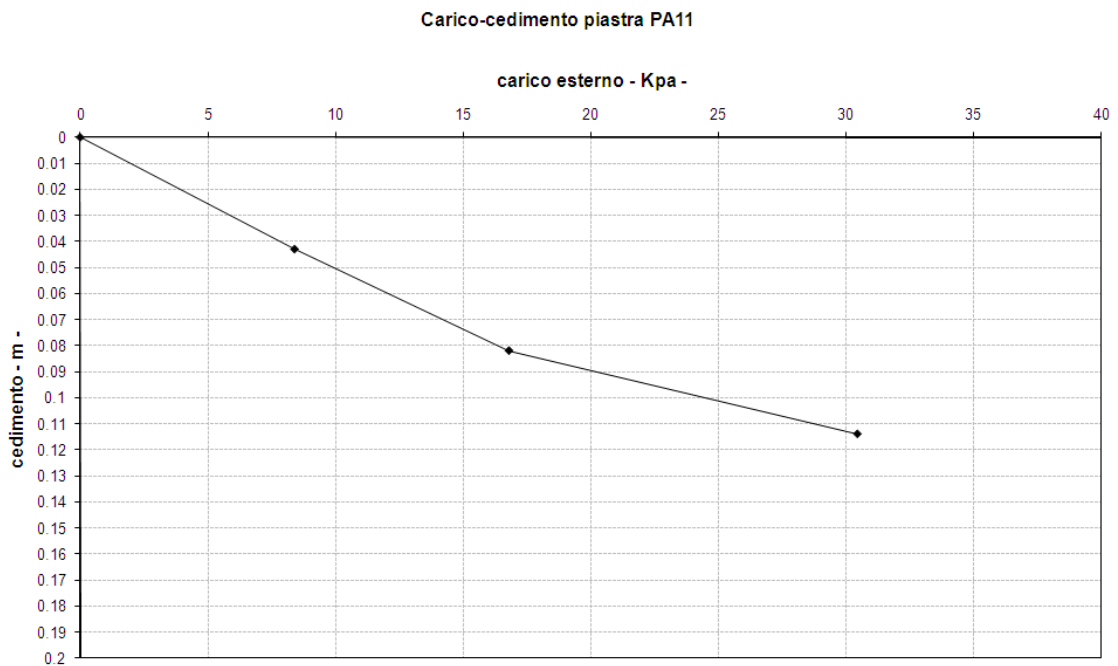
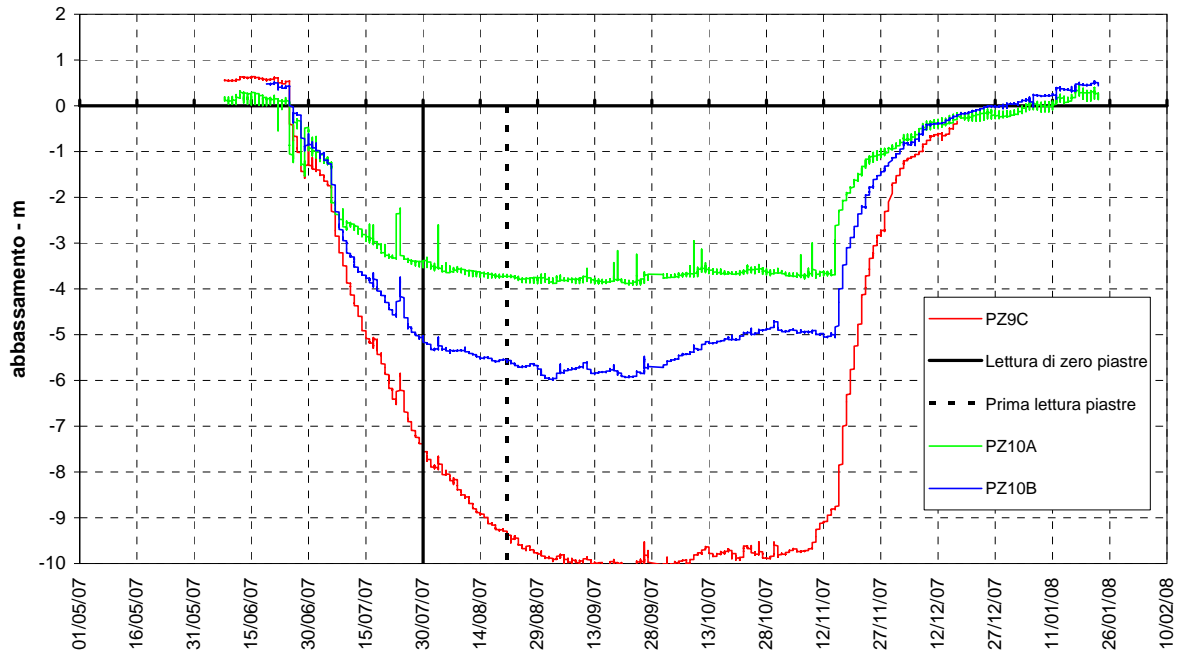


Fig. 5-25 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO PER LA PIASTRA PA11

Per gli scopi che si esporrà nel capitolo successivo vengono presentate anche le letture dei piezometri più vicini alla piastra in esame e l'andamento del cedimento nel tempo.

Piezometri di riferimento per la piastra PA1



Piastra PA1 - diagramma cedimento-tempo

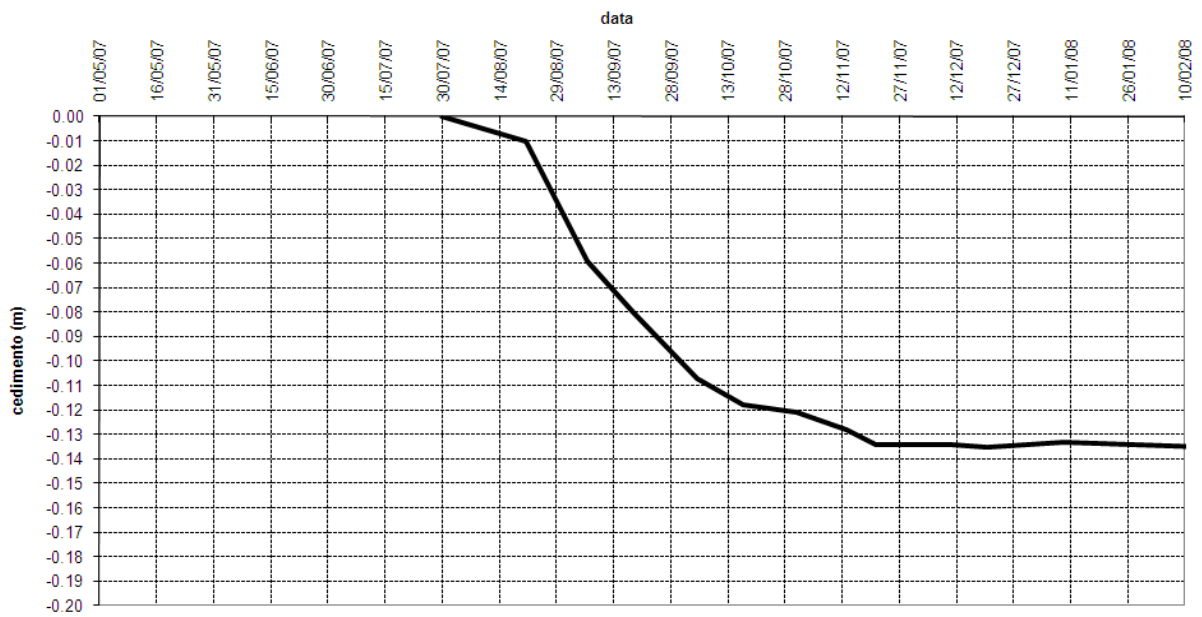
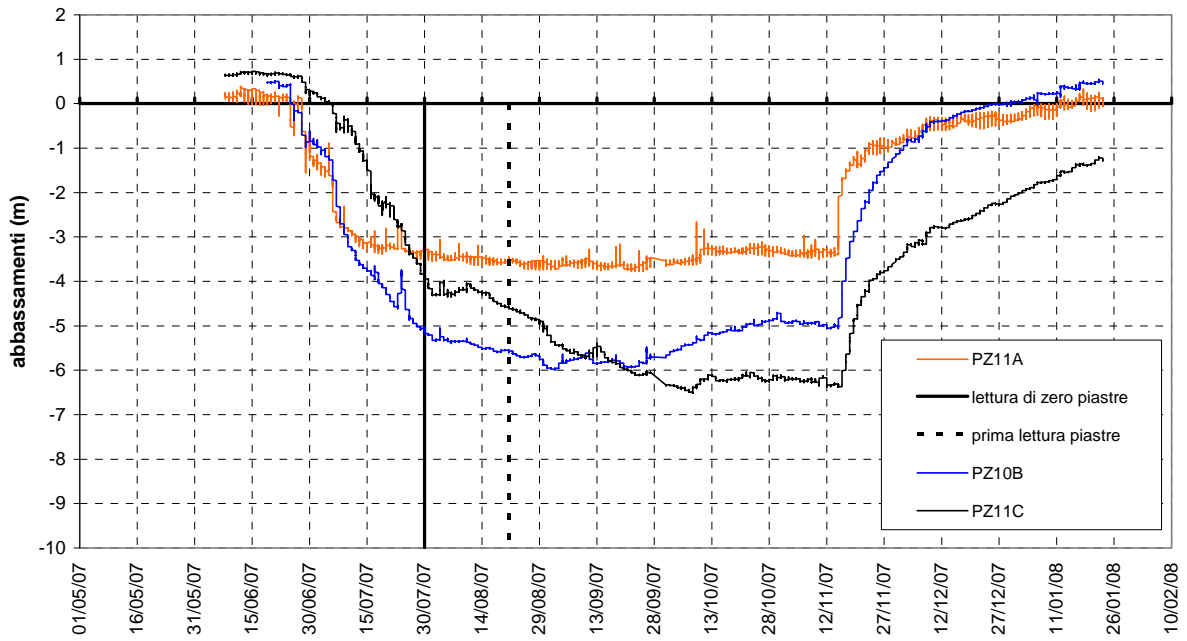


Fig. 5-26 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA1

Piezometri di riferimento per la piastra PA2



Piastra PA2 - diagramma cedimento - tempo

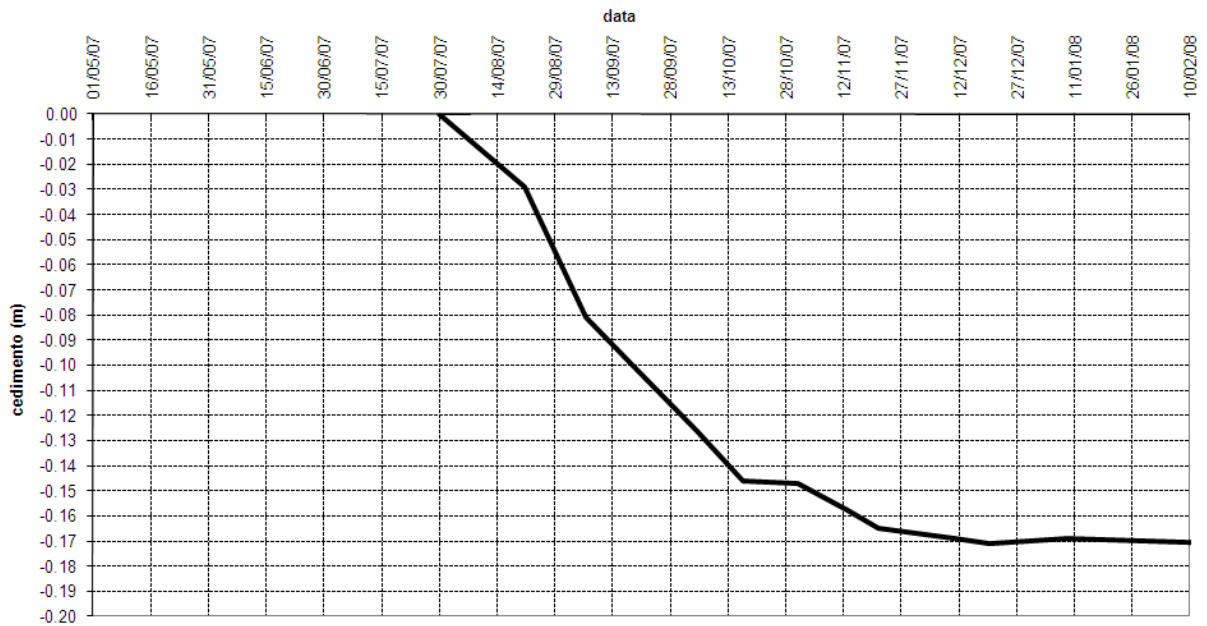
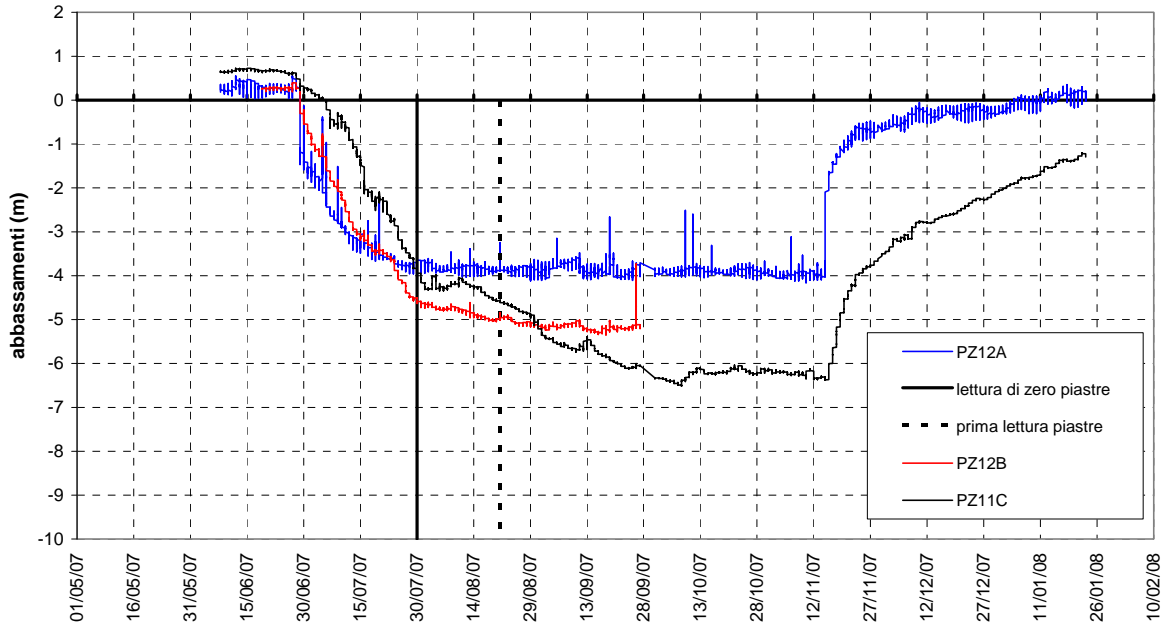


Fig. 5-27 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA2

Piezometri di riferimento per la piastra PA3



Piastra PA3 - diagramma cedimento - tempo

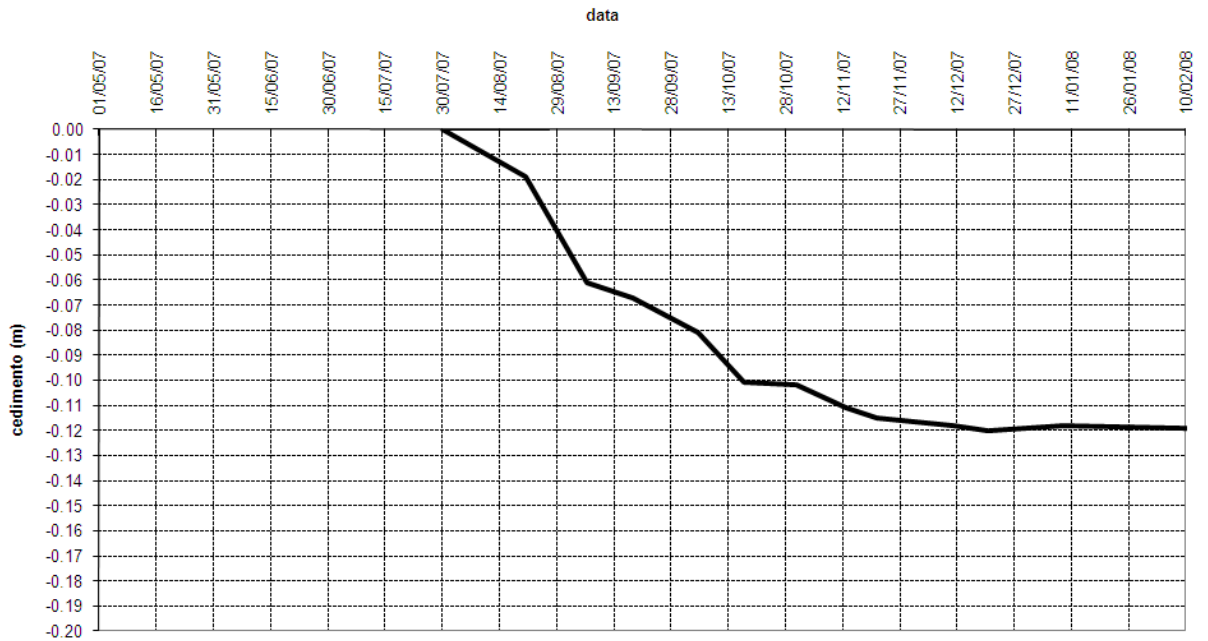
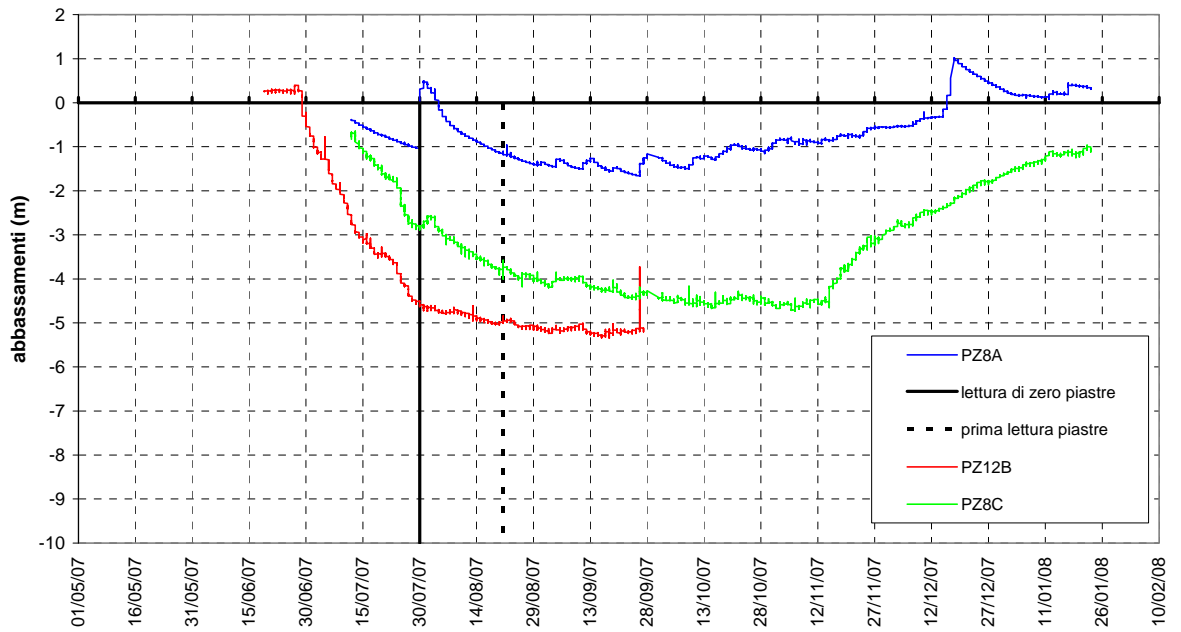


Fig. 5-28 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA3

Piezometri di riferimento per la piastra PA4



Piastra PA4 - diagramma cedimento - tempo

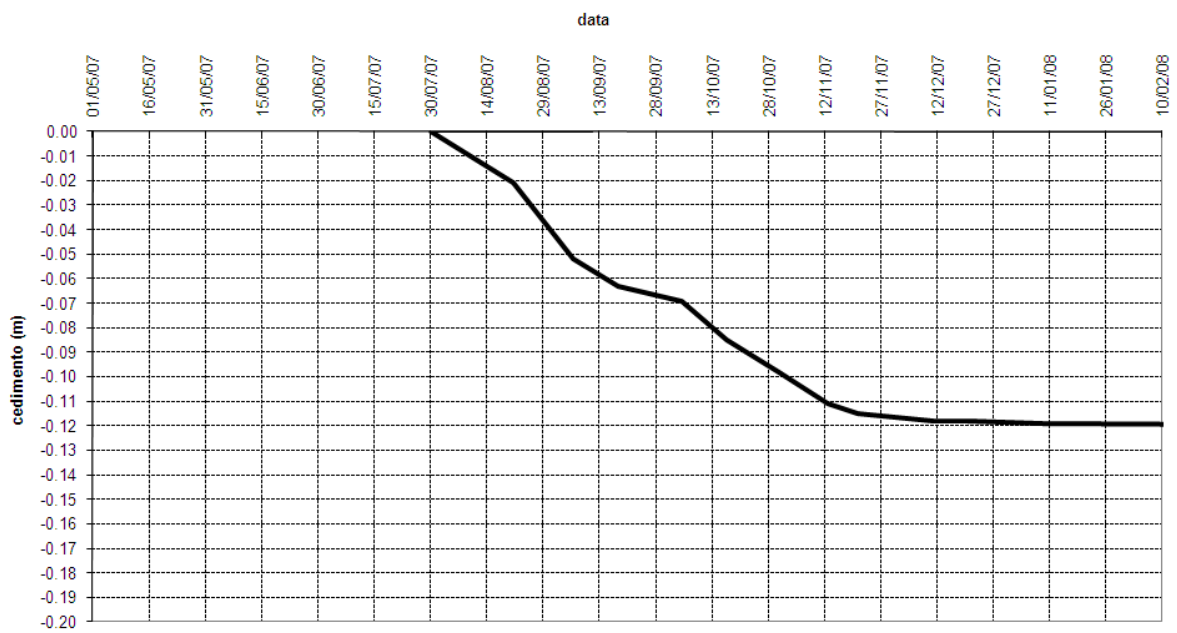
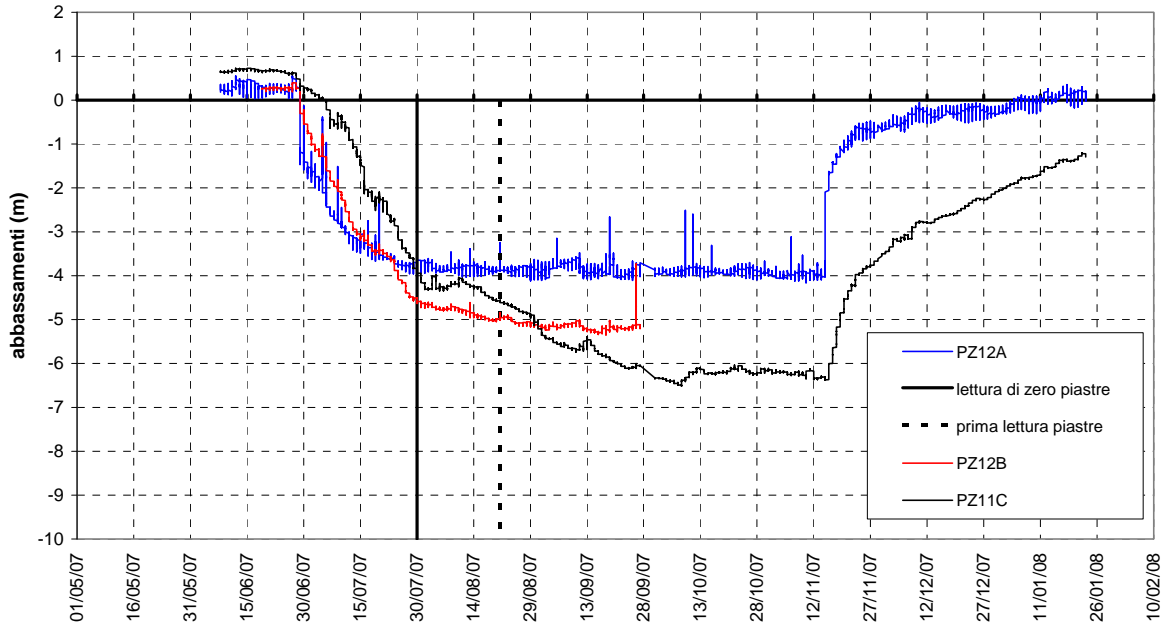


Fig. 5-29 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA4

Piezometri di riferimento per la piastra PA5



Piastra PA5 - diagramma cedimento - tempo

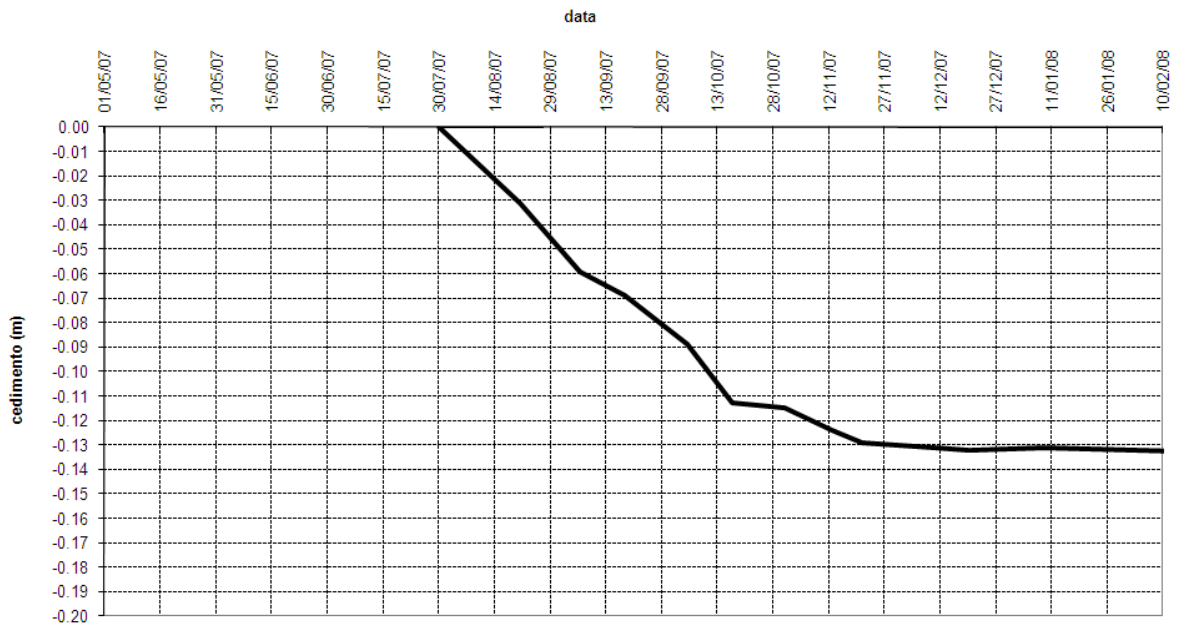
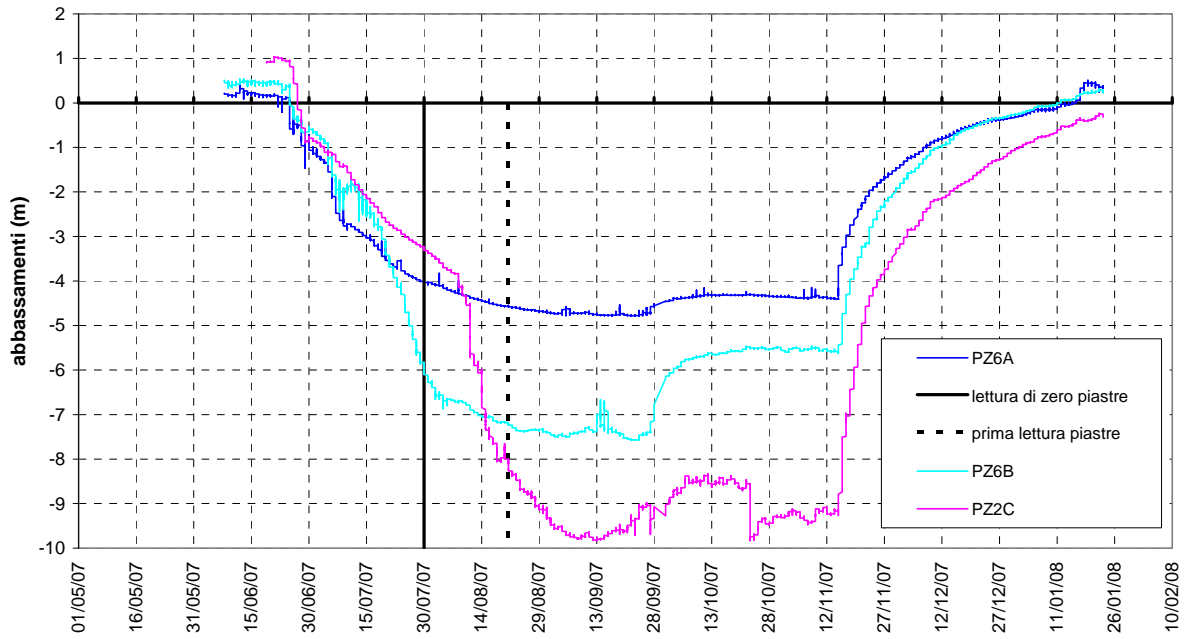


FIG. 5-30 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA5

Piezometri di riferimento per la piastra PA6



Piastra PA6 - diagramma cedimento - tempo

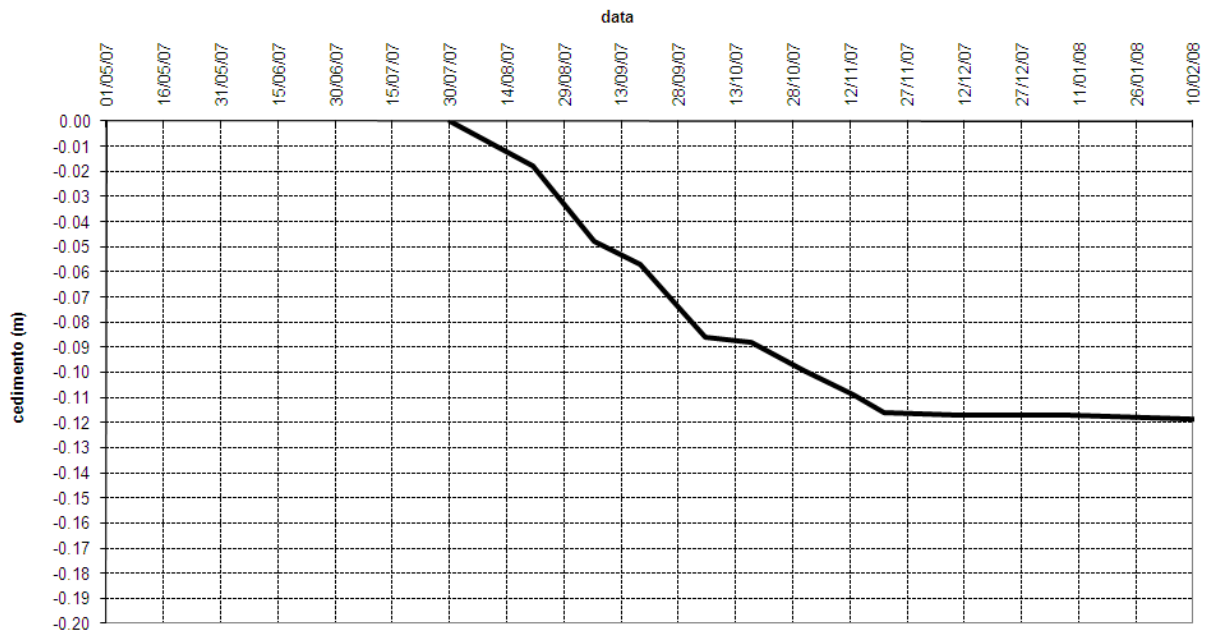
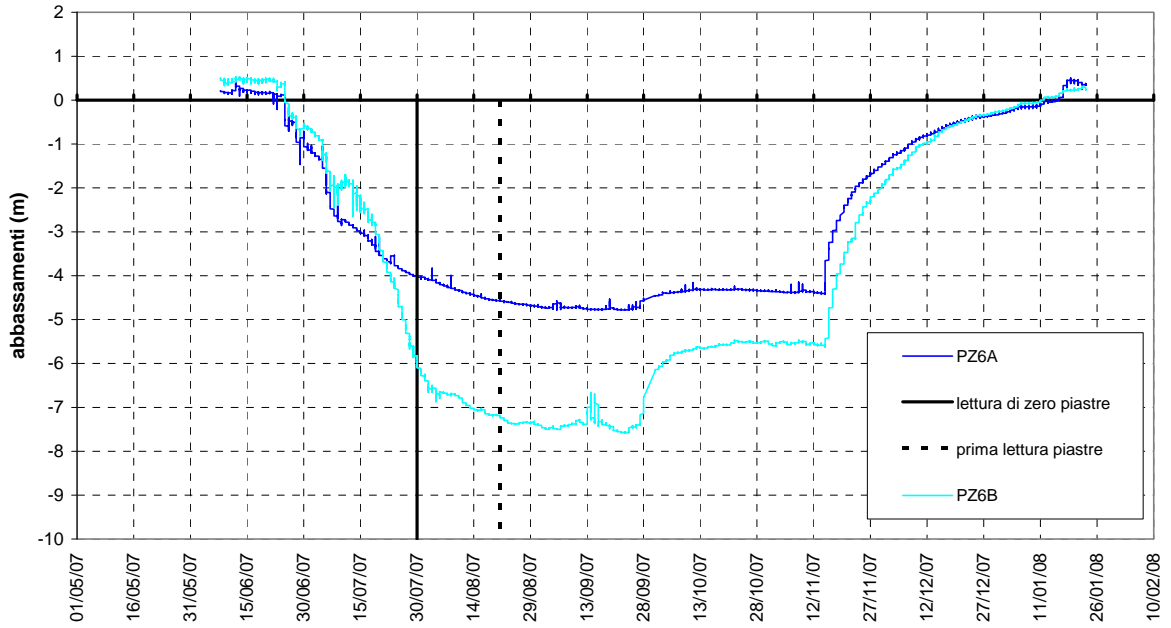


Fig. 5-31 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA6

Piezometri di riferimento per la piastra PA7



Piastra PA7 - diagramma cedimento - tempo

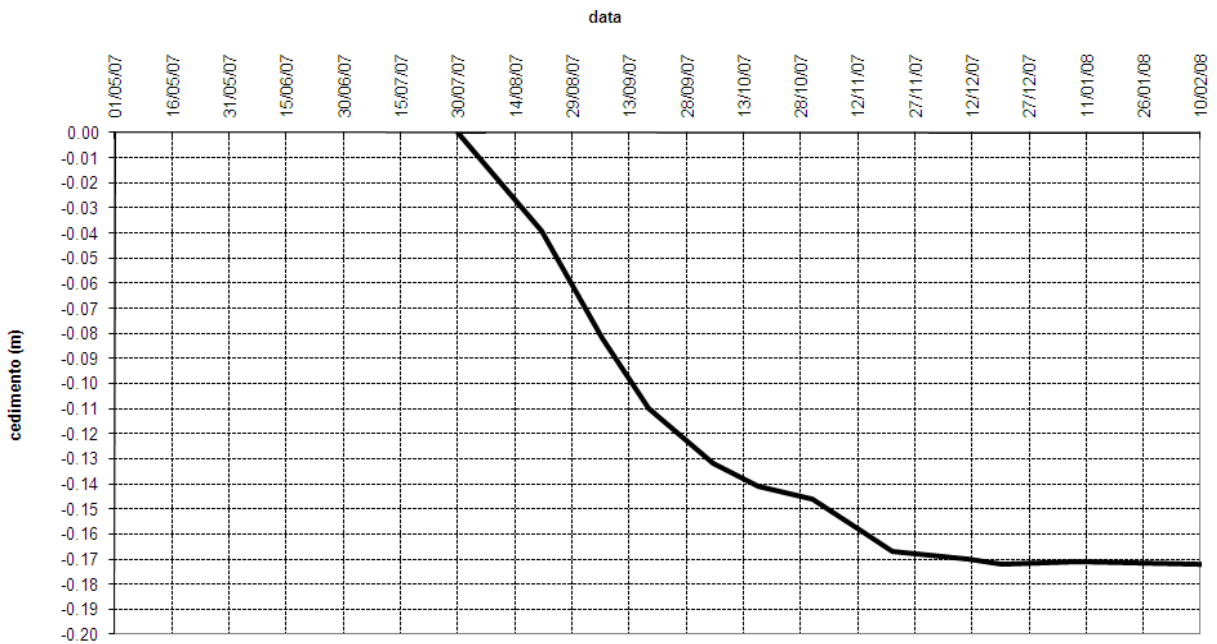
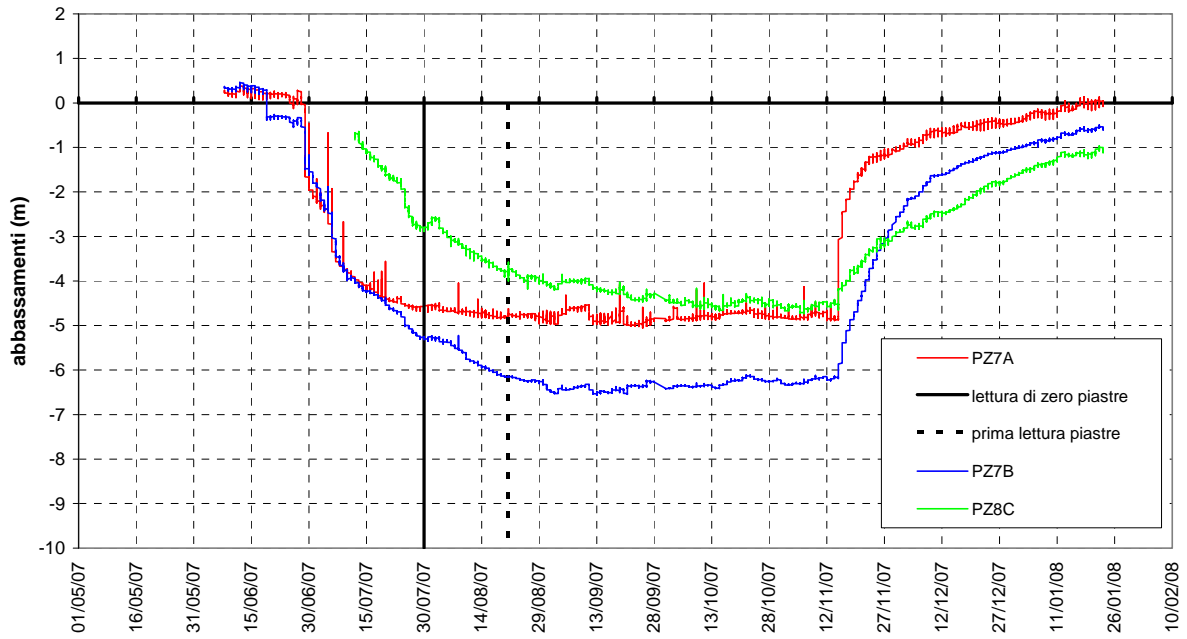


Fig. 5-32 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA7

Piezometri di riferimento per la piastra PA8



Piastra PA8 - diagramma cedimento - tempo

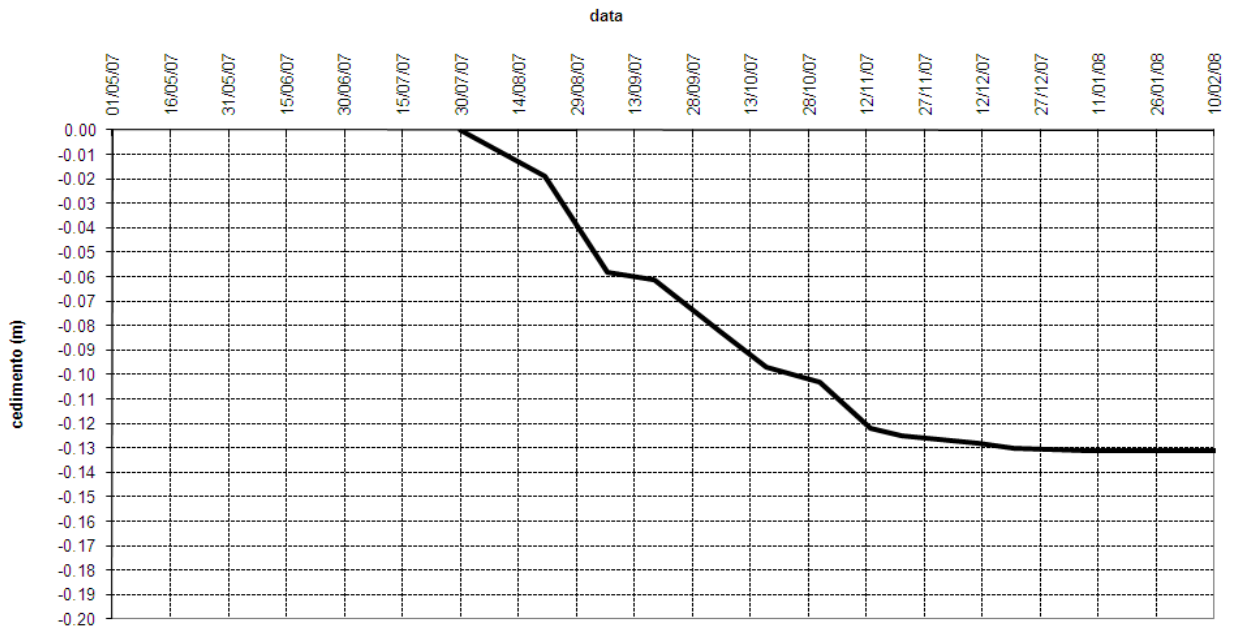
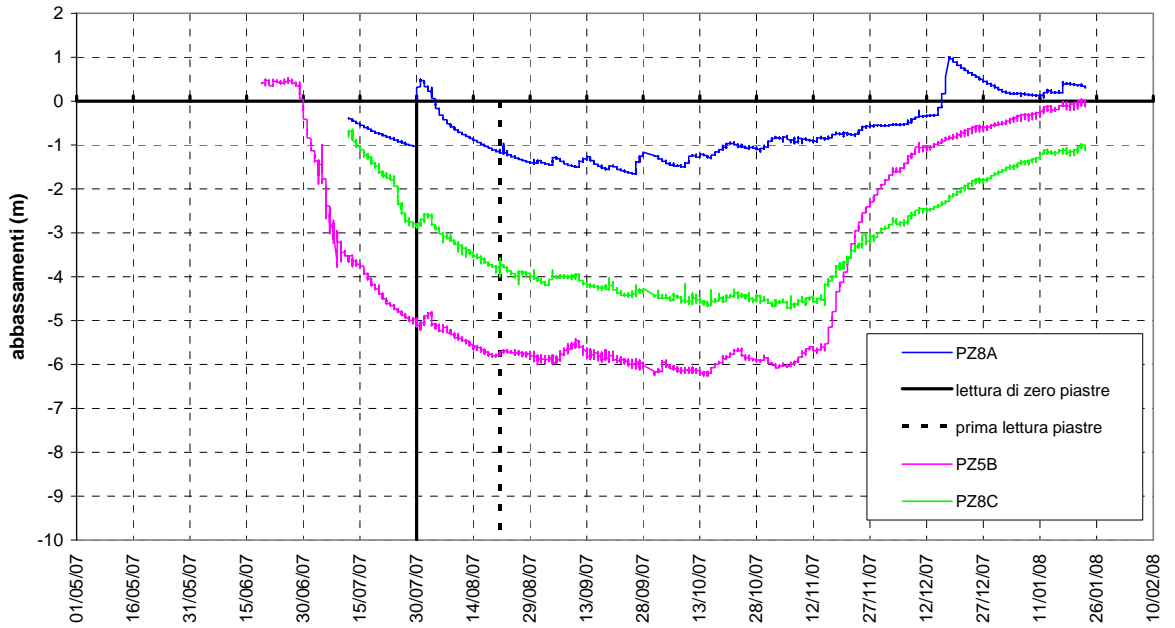


Fig. 5-33 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA8

Piezometri di riferimento per la piastra PA9



Piastra PA9 - diagramma cedimento - tempo

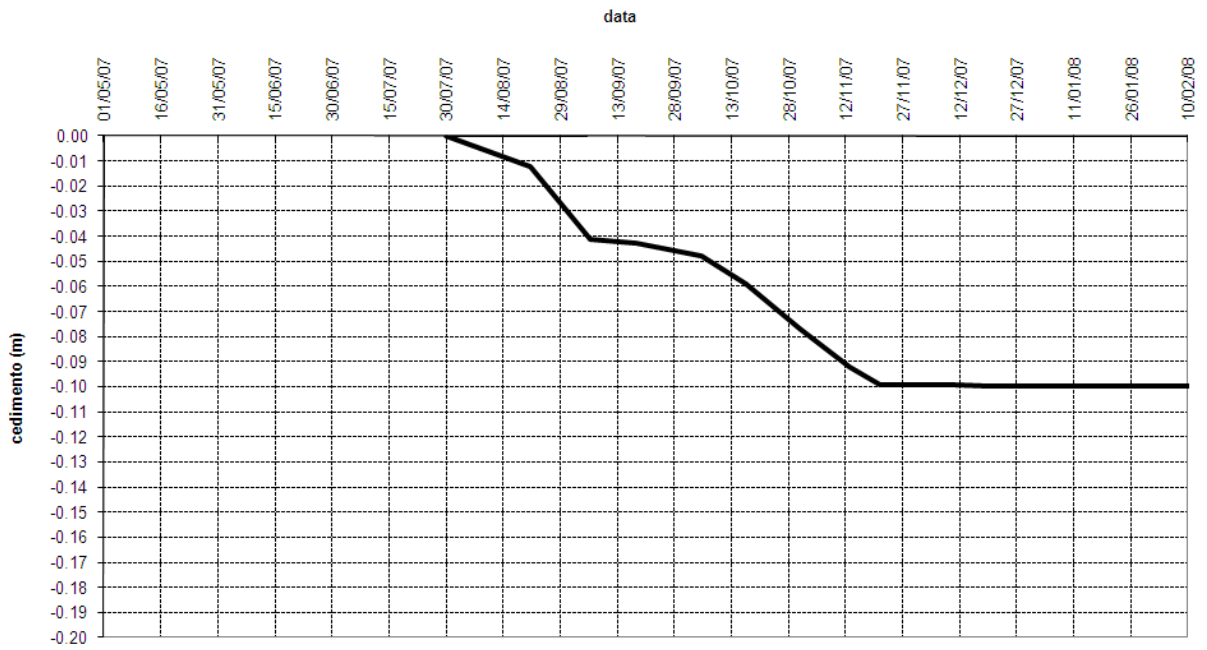
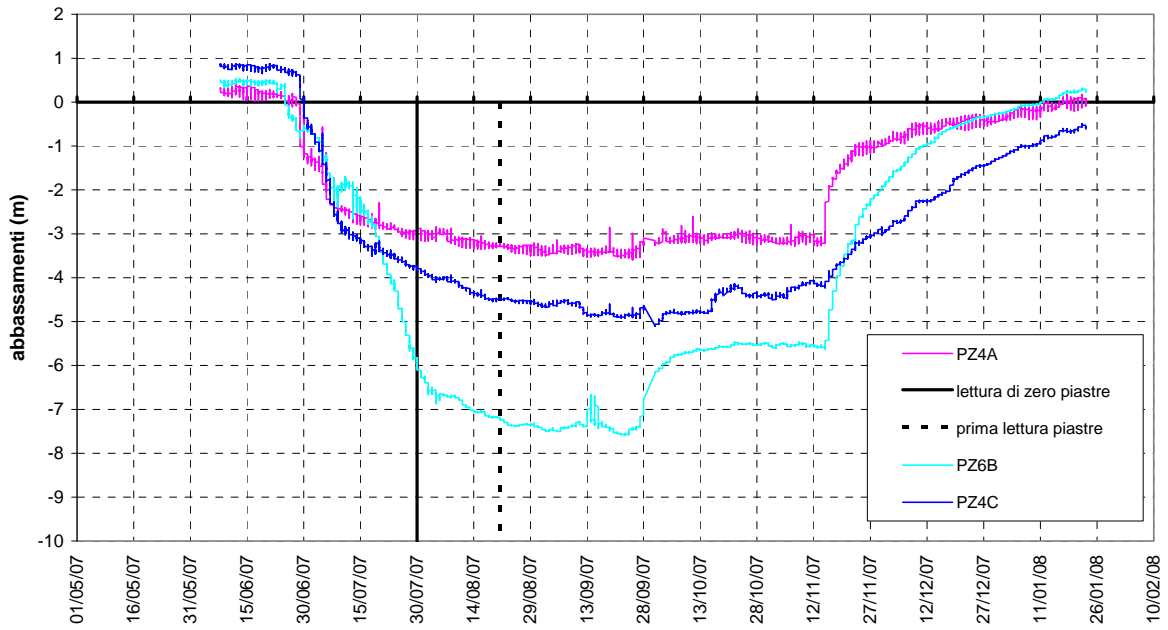


Fig. 5-34 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA9

Piezometri di riferimento per la piastra PA10



Piastra PA10 - diagramma cedimento - tempo

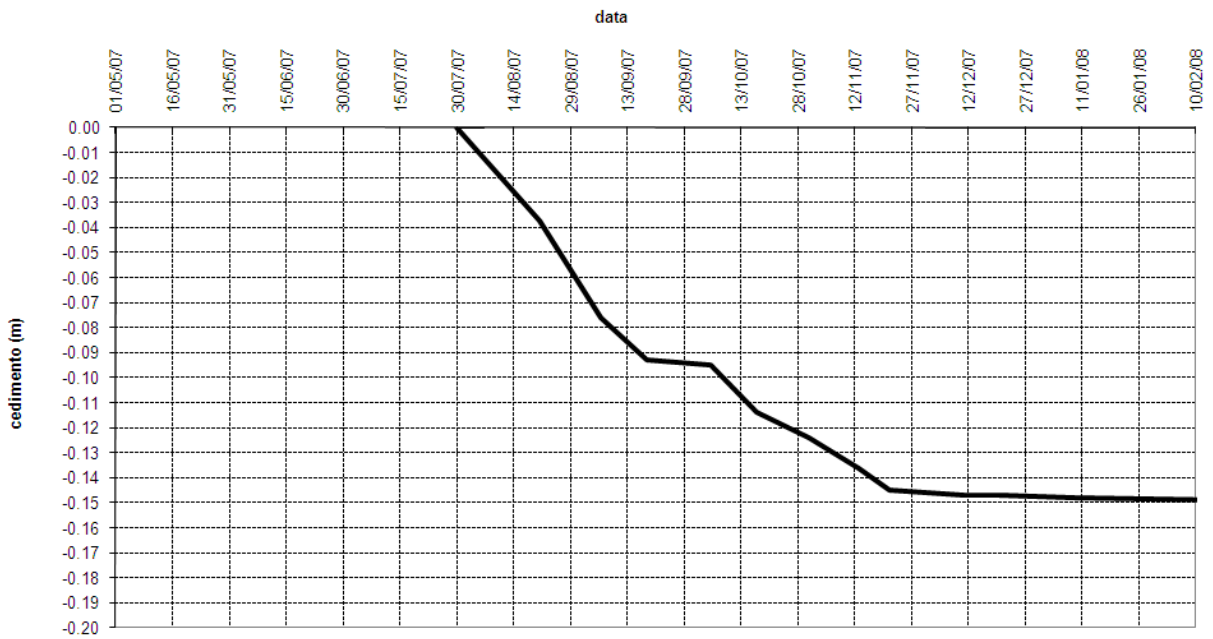
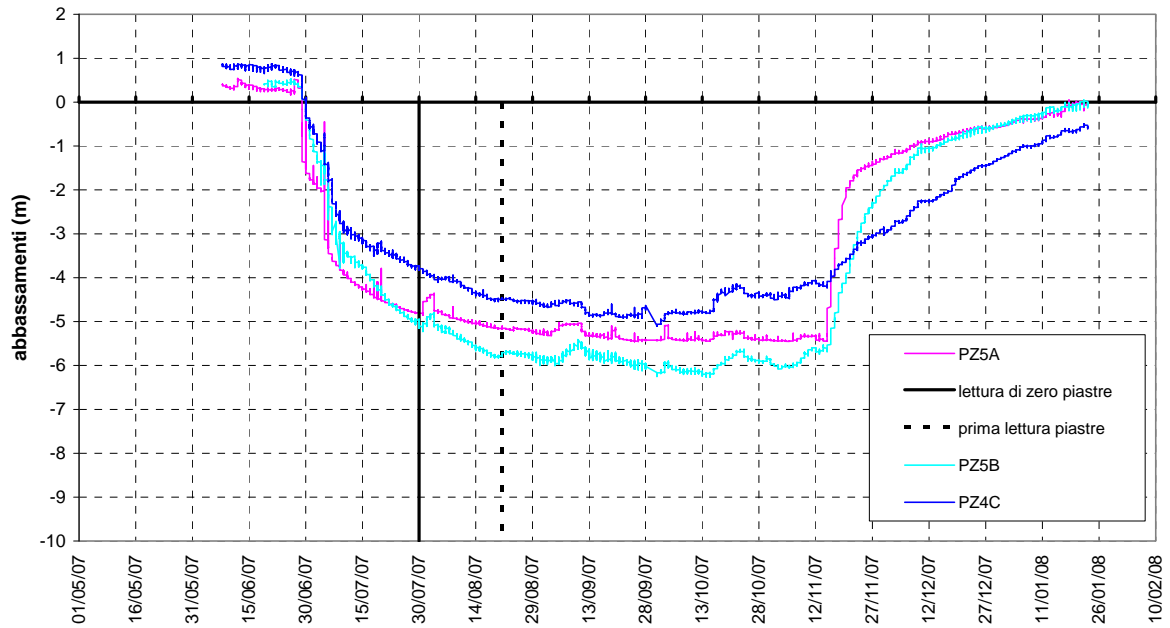


Fig. 5-35 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA10

Piezometri di riferimento per la piastra PA11



Piastra PA11 - diagramma cedimento - tempo

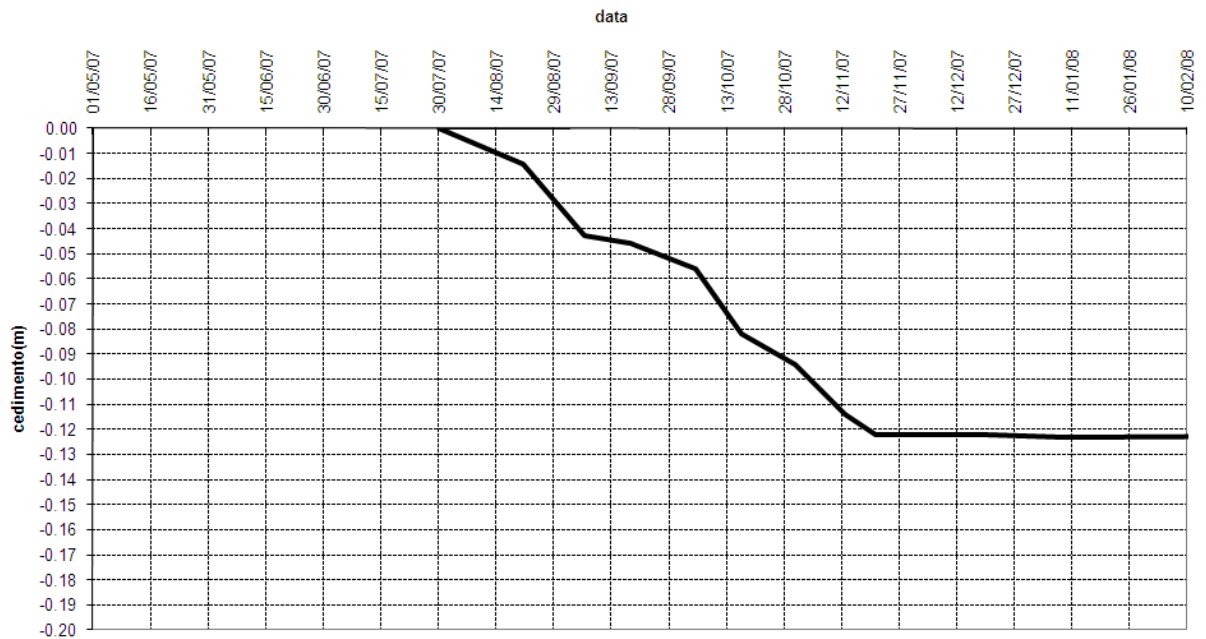


Fig. 5-36 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – MISURE PIEZOMETRICHE E CURVA CEDIMENTO-TEMPO PIASTRA PA11

Oltre alle piastre assestometriche, sul rilevato, è installato un assestimetro profondo denominato AP2 la cui ubicazione è riportata nella planimetria che segue.

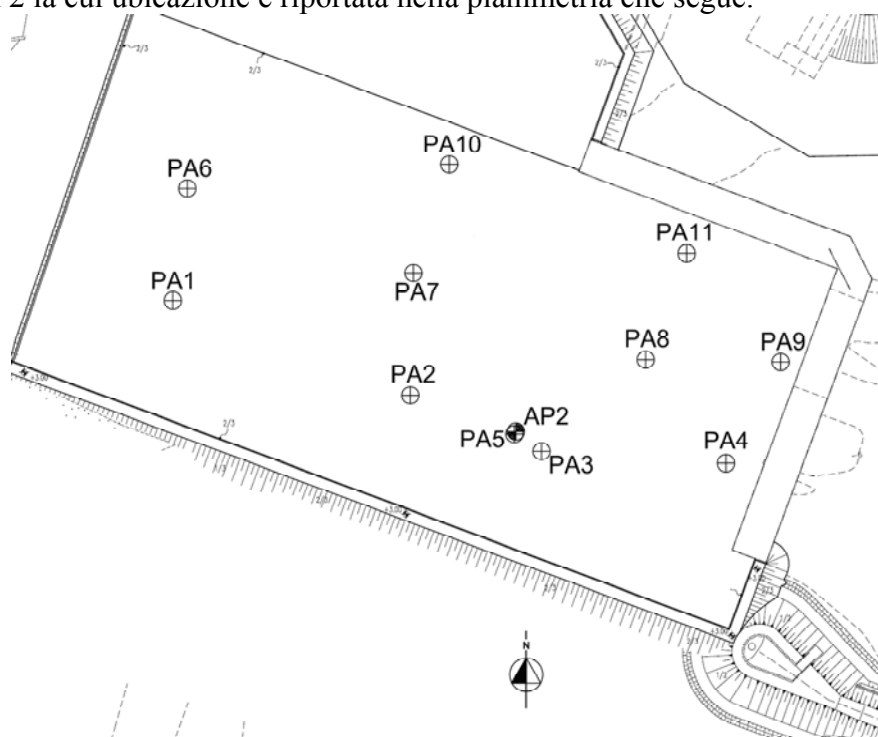


FIG. 5-37 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – UBICAZIONE PLANIMETRICA DELL'ASSESTIMETRO PROFONDO IN RELAZIONE ALLE PIASTRE ASSESTIMETRICHE

La lettura di zero dell'assestimetro è stata eseguita in concomitanza a quella delle piastre assestometriche ad inizio agosto 2007 ovvero circa un mese dopo l'inizio dell'aggottamento. La prima lettura è stata eseguita nel gennaio 2008. L'assestimetro ha misurato, quindi, anche la coda di cedimento dovuto all'incremento di tensioni efficaci dovuto ai pozzi.

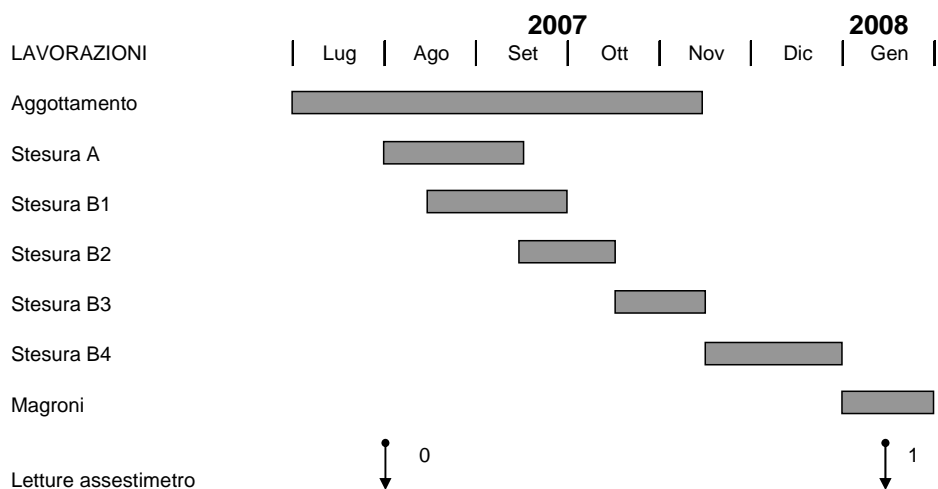
Oltre a parte del cedimento di aggottamento, la lettura del gennaio 2008, comprende i cedimenti dovuti agli incrementi di carico indotti dalle seguenti lavorazioni:

1. stesura materiale A, $\Delta\sigma'_{v0} = 8.4 \text{ kPa}$
2. stesura materiale B, $\Delta\sigma'_{v0} = 21 \text{ kPa}$
3. spegnimento pozzi
4. stesura dell'ultimo strato B, $\Delta\sigma'_{v0} = 7.4 \text{ kPa}$

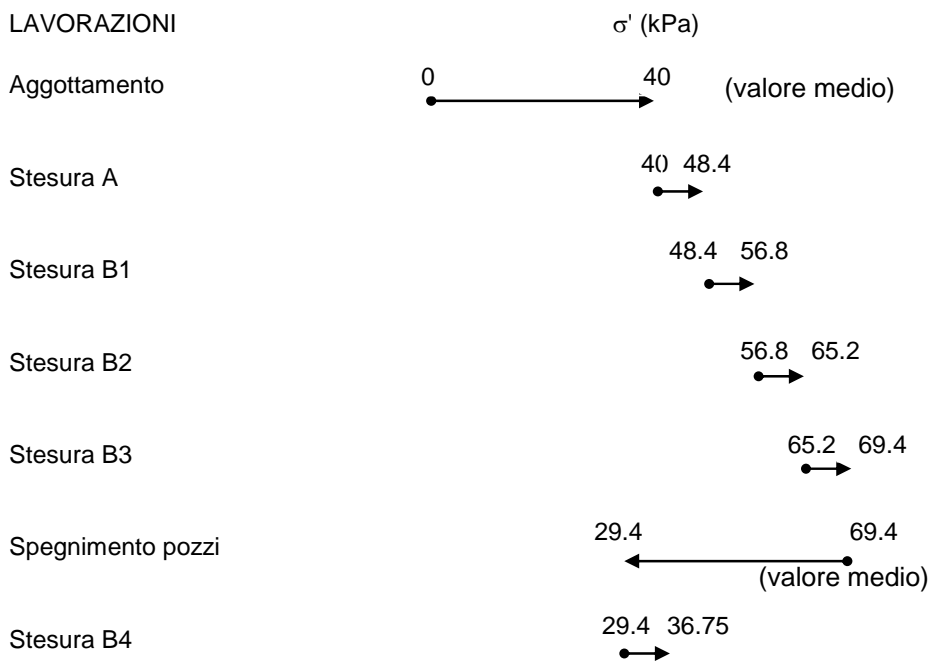
La misura dell'assestimetro comprende, quindi, non solo un cedimento dovuto a carico, ma anche un sollevamento dovuto allo scarico ottenuto spegnendo i pozzi.

Si tratta quindi di un ciclo di carico-scarico-ricarico.

La storia di carico così come ora sinteticamente descritta è schematizzata di seguito.



Cronogramma lavori e letture assestimetro



Incrementi tensionali dovuti alle singole lavorazioni

Come si vede nel successivo cronogramma delle attività che copre un periodo più lungo del precedente, la seconda misura di settembre dell'assestimetro comprende anche parte della costruzione delle piastre di prefabbricazione.

ATTIVITA'	2006				2007												2008												2009									
	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
REFLUIMENTO ALLA +0.5	█																																					
AGGOTTAMENTO					█																																	
STESURA MATERIALE A					█																																	
STESURA PRIMO STRATO MATERIALE B					█																																	
STESURA SECONDO STRATO MATERIALE B					█																																	
STESURA TERZO STRATO MATERIALE B					█																																	
STESURA QUARTO STRATO MATERIALE B					█																																	
REALIZZAZIONE MAGRONI					█																																	
COSTRUZIONE PIASTRE DI PREFABBRICAZIONE E MISTO CEMENTATO TRA PIASTRE					█												█												█									
LETTURE ASSESTIMETRO																																						

Andamento del cedimento verticale misurato dall'assestometro

Il risultato delle misure è riportato in Fig. 5-38, con la successione stratigrafica dei vari livelli deposizionali, dallo strato di refluito R fino al livello E.

La lettura di settembre mette in evidenza l'assenza della discontinuità del cedimento intorno alla -10 m l.m.m. È plausibile pensare che sia stata dovuta ad un errore di lettura strumentale in occasione della lettura di gennaio 2008. A sostegno di ciò si fa notare che la lettura del settembre 2008 fornisce un valore di cedimento alla superficie congruo con quello misurato dalla vicina piastra assestimetrica PA5, cosa che non accade con la misura precedente.

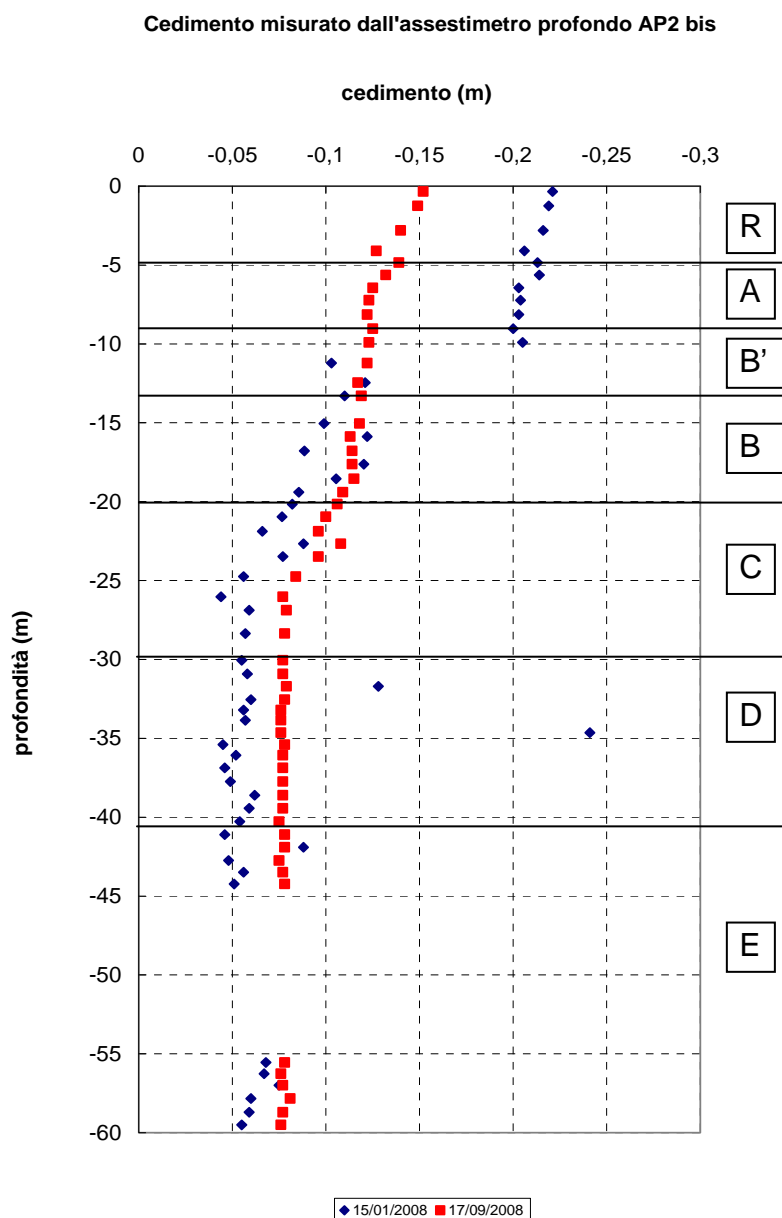


FIG. 5-38 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – LETTURE DELL'ASSESTIMETRO PROFONDO AP2

5.1.3. Misura del grado di compattazione

I risultati delle prove di pozzetto in termini di diagramma γ_d-w_n sono riportati in Fig. 5-40 e Fig. 5-40 per i materiali A e B rispettivamente. Come si può vedere entrambi i materiali sono stati compattati al di sopra dell'ottimo modificato e ad un contenuto d'acqua iniziale stimato pari all'ottimo o leggermente maggiore. Dopo la compattazione il materiale si è seccato, portandosi più sul lato secco della curva. Il peso di volume misurato è stato utilizzato per calcolare il carico effettivamente applicato dal peso del rilevato durante le varie fasi costruttive.

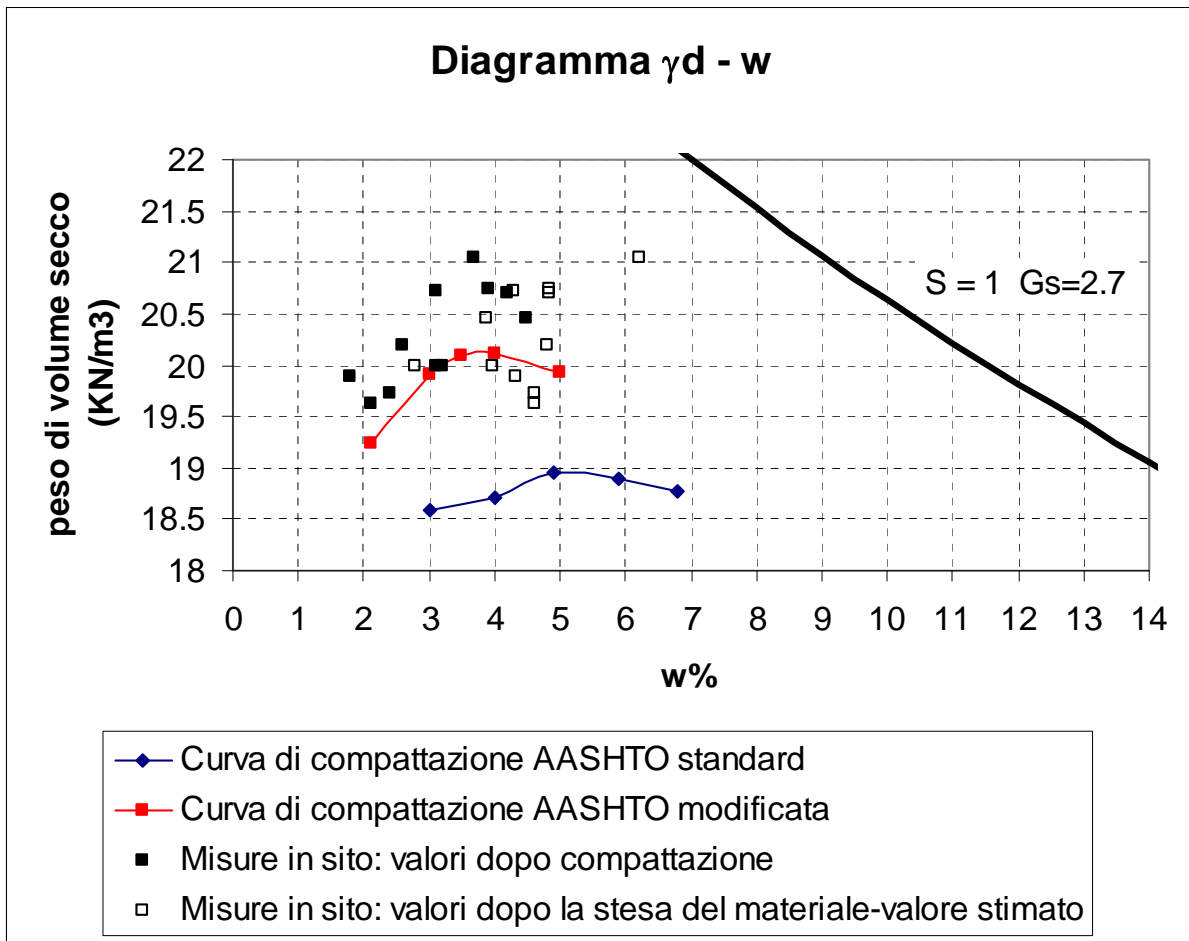


FIG. 5-39 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO – RISULTATI DELLE PROVE DI POZZETTO SU MATERIALE A

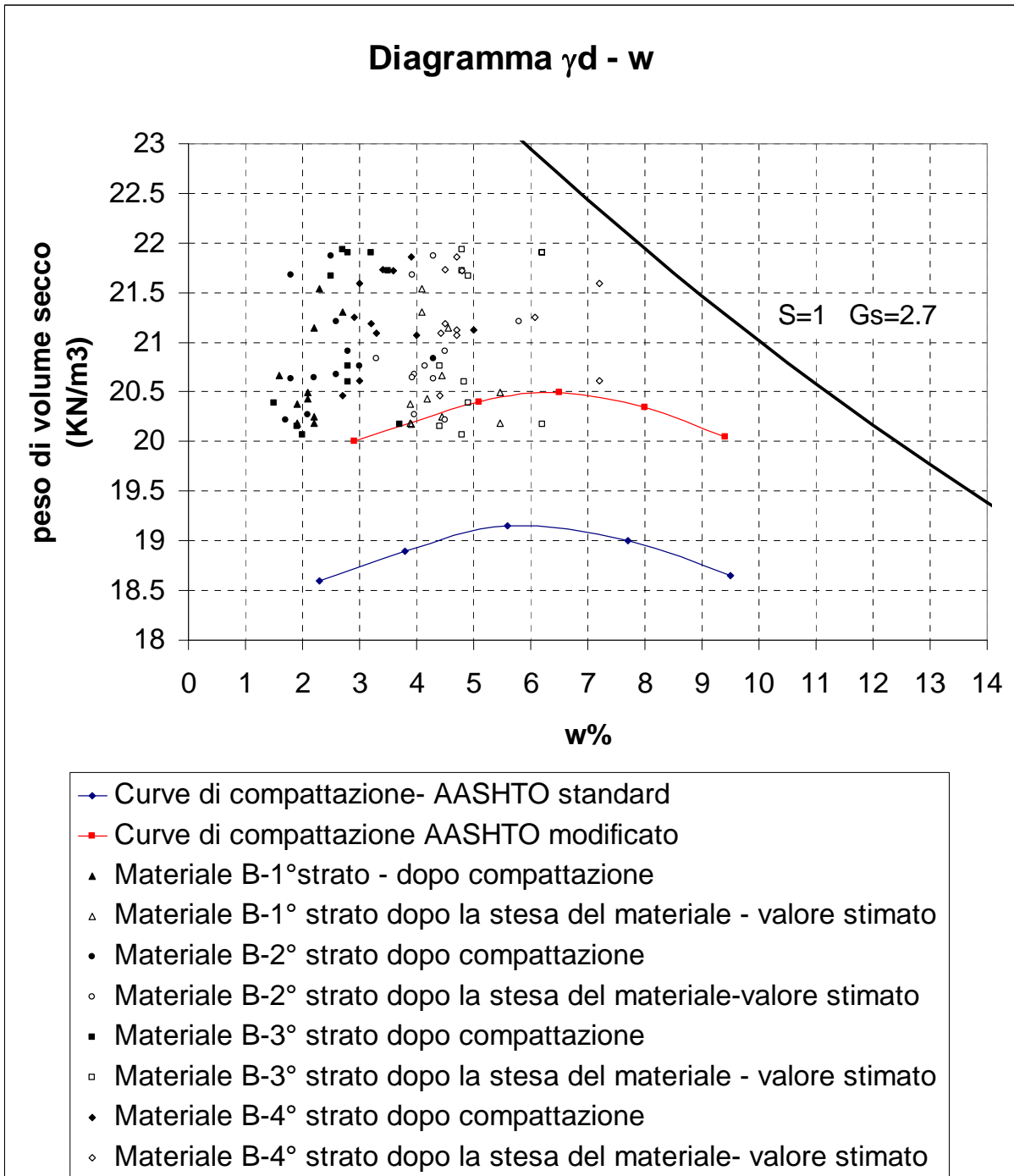


FIG. 5-40 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO – RISULTATI DELLE PROVE DI POZZETTO SU MATERIALE B PER I VARI STRATI MESSI IN OPERA

5.1.4. Prove penetrometriche statiche con piezocono

A rappresentare l'effettiva efficacia delle operazioni di compattazione con rullo sullo strato di materiale refluito a quota +0.5 m l.m.m. si riporta in Fig. 5-41 il confronto tra l'andamento della resistenza alla punta del penetrometro prima e dopo la compattazione. L'incremento della resistenza alla punta, q_c , testimonia l'avvenuto miglioramento delle caratteristiche deformazionali e di resistenza del materiale refluito. Come si vede q_c passa da 4 MPa prima della compattazione a 8 MPa dopo la compattazione, per poi arrivare a 14 MPa dopo la stesa e compattazione del primo metro di materiale B. Il confronto è riportato per la prova CPTU6, ma risultati analoghi sono stati ottenuti per le rimanenti prove eseguite.

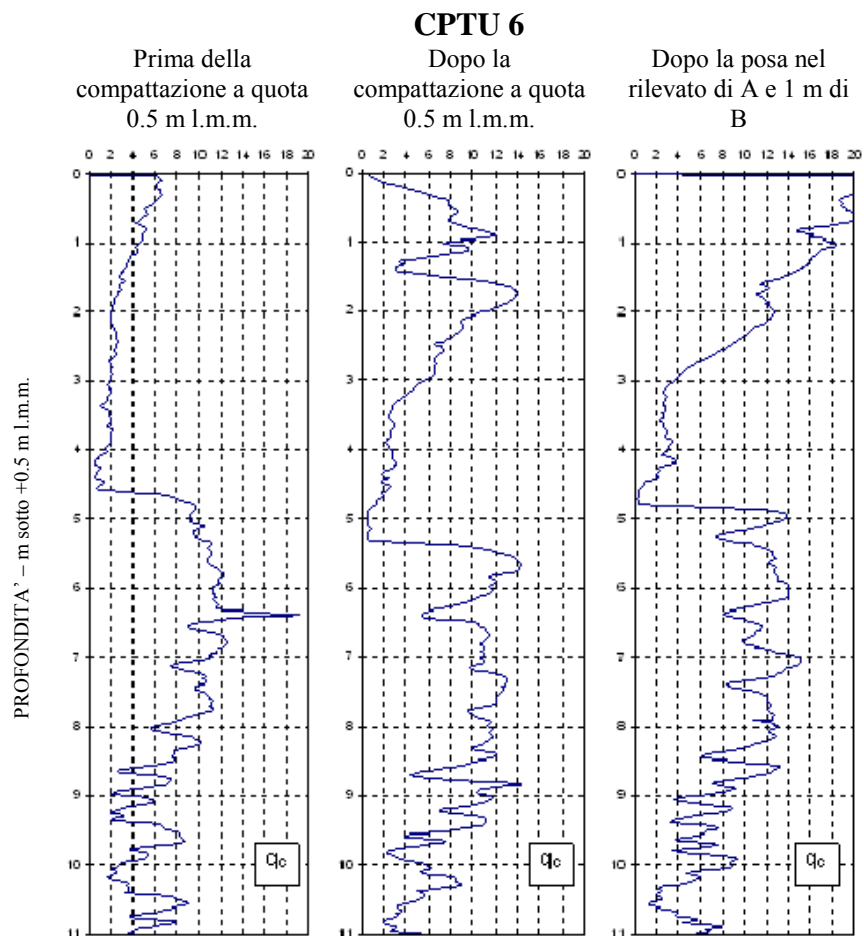


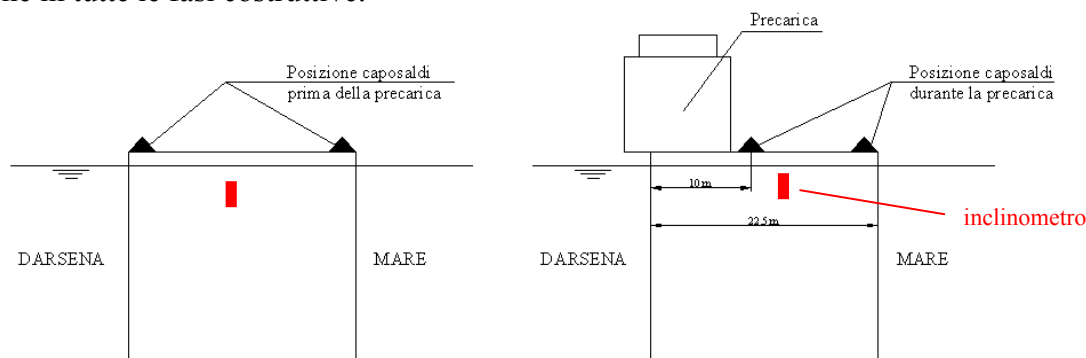
FIG. 5-41 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO – ANDAMENTO DELLA RESISTENZA ALLA PUNTA PER LA PROVA CPTU6 – CONFRONTO TRA LE TRE SERIE DI PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE

5.2. Cassoni del Syncrolift

Tutte le fasi costruttive di ciascun cassone sono state soggette a monitoraggio topografico ed in particolare si sono misurati gli spostamenti plano-altimetrici dei cassoni utilizzando 4 caposaldi topografici posti ai 4 vertici della soletta di testa del cassone ed in più, nella fase di sola precarica, con un inclinometro biassiale si sono misurate le rotazioni nelle due direzioni principali dei cassoni.

Va fatto notare che durante le fasi di precarica i caposaldi topografici sul lato interno della darsena sono stati arretrati rispetto la loro posizione originaria altrimenti non sarebbero stati visibili per eseguire il monitoraggio topografico. Le letture riferite ad essi sono state traslate in corrispondenza dei vertici del cassone considerando che esso sia infinitamente rigido.

In questo modo tutte le misure sono riferite ai 4 vertici perimetrali della soletta di testa del cassone in tutte le fasi costruttive.



Il diagramma che segue in Fig. 5-43 riporta le misure effettuate in termini di carico-cedimento ed è riferito a tutti i cassoni riportando per ciascuno la lettura relativa al baricentro del cassone (vd. figura seguente). Tale assunzione è stata possibile in quanto il cassone è rigido rispetto al terreno di fondazione e quindi per descrivere la sua deformata è sufficiente individuare l'angolo di rotazione α ed il cedimento al centro del cassone.

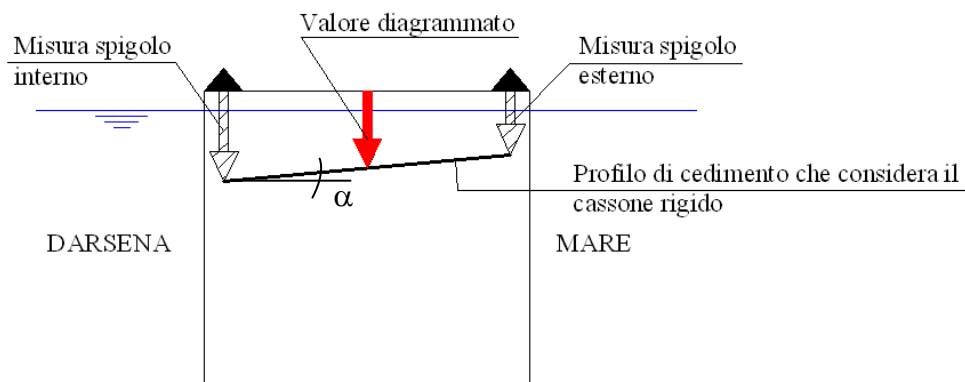


FIG. 5-42 PUNTO DI RIFERIMENTO PER LA COSTRUZIONE DEL DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO

Curva carico cedimento misurata

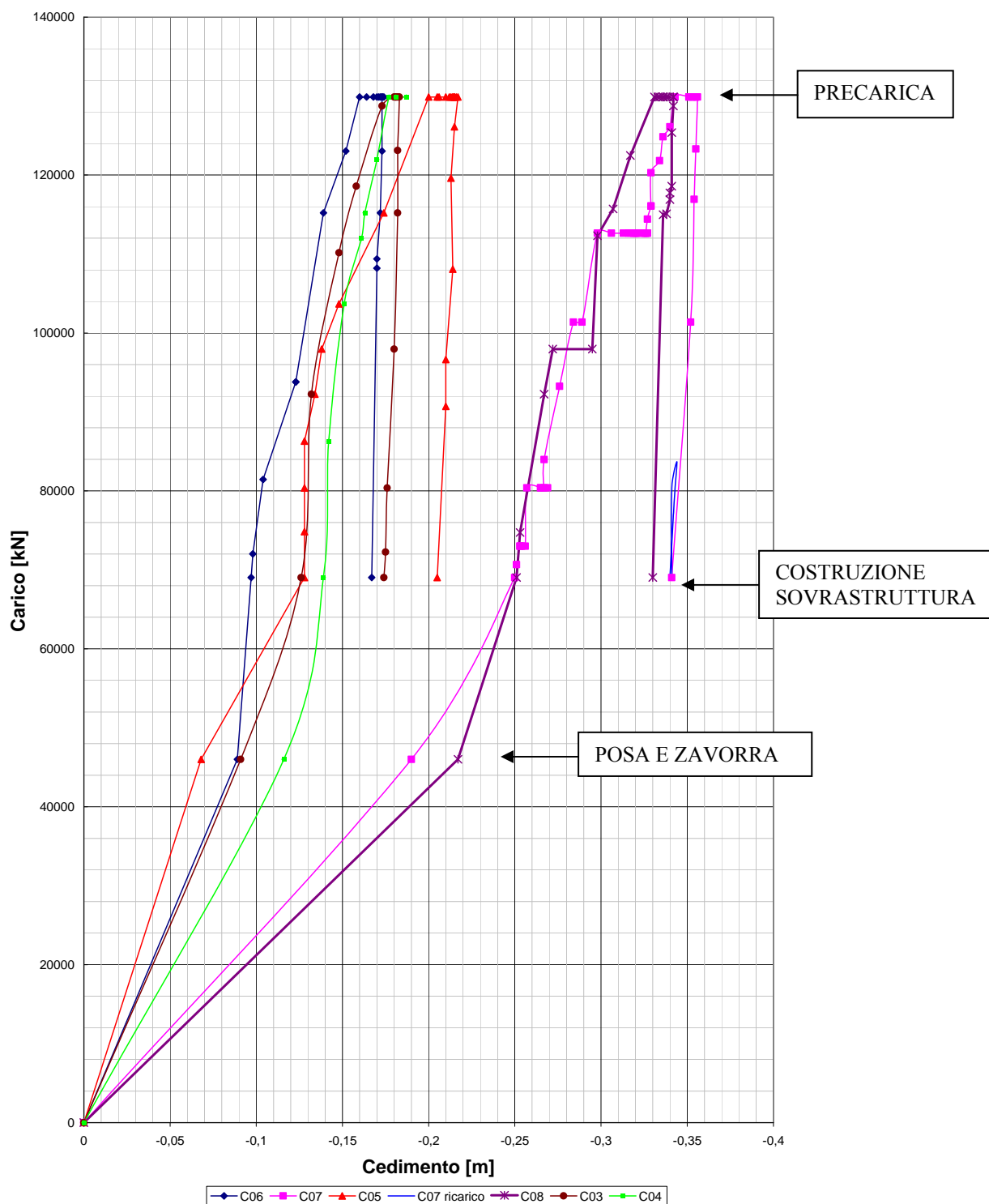


FIG. 5-43 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT – DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO MISURATO DEI 6 CASSONI DEL SYNCROLIFT

Nella Fig. 5-43 si mostra anche una fase di parziale ricarica successiva alla rimozione della precarica per il cassone C07. Come si vede il terreno si deforma secondo il modulo di scarico-ricarico dato dall'aver precaricato il cassone.

In generale i diagrammi carico-cedimento sono stati costruiti a partire da diagrammi carico-tempo e cedimento-tempo. Nel seguito si riporta come esempio il diagramma relativo al cassone C07.

In aggiunta, per la fase di precarica, sono state disponibili le misure di rotazione dei cassoni restituite dall'inclinometro e anche in questo caso si riporta a titolo d'esempio il diagramma relativo al cassone C07.

Le rotazioni misurate dall'inclinometro sono state confrontate con quelle ricavabili dalla livellazione dei caposaldi topografici e come si vede le due sono sostanzialmente in buon accordo.

Spostamenti verticali del cassone C07

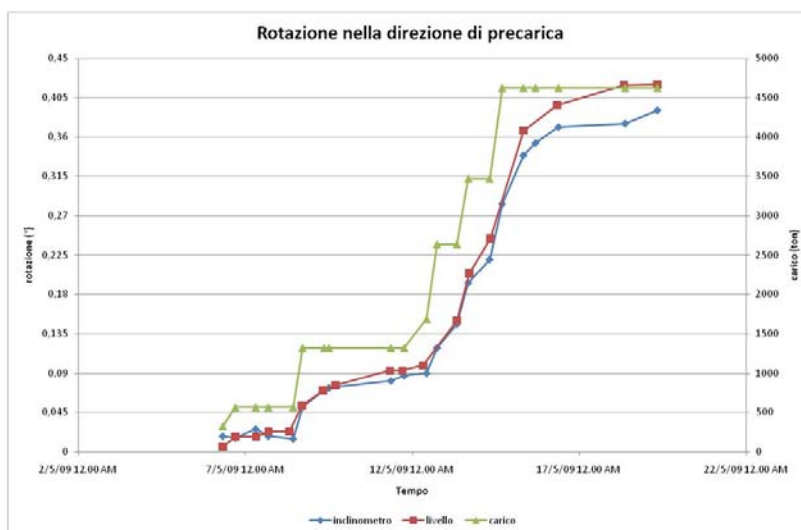
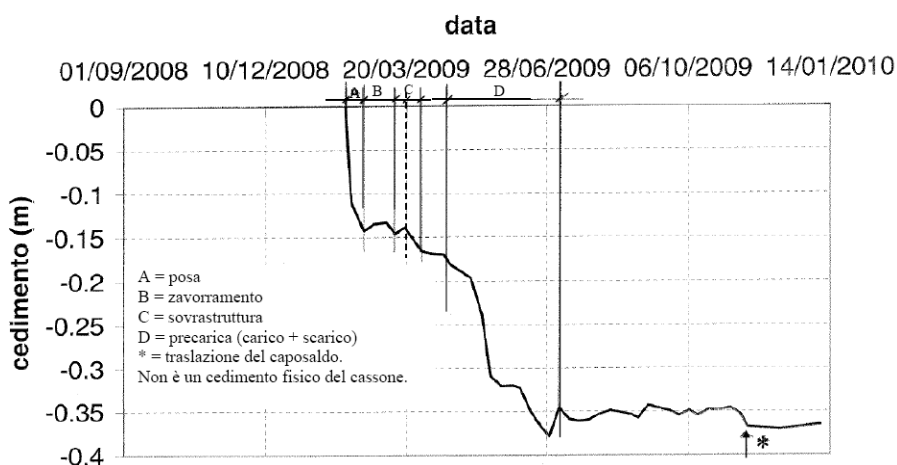


FIG. 5-44 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT- DIAGRAMMA CARICO-TEMPO, CEDIMENTO-TEMPO E ROTAZIONE-TEMPO PER IL CASSONE C07

6. AREA DI PREFABBRICAZIONE A MALAMOCCO: INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DEL MONITORAGGIO

In questo capitolo si interpretano i risultati del monitoraggio esposto in precedenza con particolare riferimento alle misure di cedimento.

Lo scopo è ricavare informazioni sulla compressibilità e sul comportamento dei terreni di fondazione alla scala delle opere per poterle poi confrontare con quelle ricavate dalla caratterizzazione di laboratorio e dalle prove in posto.

6.1. Rilevato

6.1.1. Considerazioni preliminari

Per poter eseguire il calcolo dei cedimenti di una fondazione superficiale, quale è il rilevato di Malamocco, è necessario conoscere:

1. L'andamento delle tensioni verticali efficaci iniziali;
2. La stratigrafia al di sotto del rilevato, i moduli elastici dei terreni e gli spessori dei singoli strati, il grado di preconsolidazione;
3. L'incremento delle tensioni efficaci con la profondità dovute al peso del rilevato;
4. Il legame costitutivo sforzi-deformazioni nel terreno;
5. La profondità di influenza entro la quale calcolare i cedimenti.

Per quanto concerne i punti 1 e 2 si fa riferimento alla caratterizzazione già presentata, in cui sono indicati i valori di OCR dei singoli livelli deposizionali, e quindi è noto il profilo di preconsolidazione ed i moduli elastici. Per quanto concerne il punto 3 l'incremento di tensioni con la profondità viene calcolato secondo la teoria di Boussinesq ricavando il carico applicato dalle prove su pozzetto e per il punto 4, considerati i carichi applicati in relazione alla capacità portante del terreno, si assume un legame elastico lineare.

Resta da valutare la definizione della profondità fino alla quale eseguire il calcolo del cedimento.

La profondità di influenza è quella alla quale l'incremento di tensioni efficaci dovuto all'applicazione del carico è nullo.

Ingegneristicamente parlando il concetto di valore nullo è sostituibile con il concetto di valore sufficientemente piccolo. Papadopoulos (1992) considera come profondità di influenza quella alla quale l'incremento di tensioni efficaci dovute all'applicazione del carico in superficie è pari al 5% della tensione verticale efficace agente.

In questa sede si ritiene di poter alzare il limite proposto da Papadopoulos al 10%. Per cui detto $\Delta\sigma_z$ l'incremento di sforzo con la profondità e $\sigma'_{v0}(z)$ lo sforzo efficace agente a quella quota, la profondità di influenza è quella alla quale si ha:

$$\Delta\sigma_z = 0.1 \sigma'_{v0}(z)$$

Una formulazione di questo tipo tiene implicitamente in conto che piccoli incrementi di sforzo rispetto alla tensione verticale efficace agente in sito non generano cedimenti apprezzabili ovvero per piccoli incrementi di carico il terreno risponde col suo modulo E_{max} .

La definizione della profondità di influenza va riferita contemporaneamente al carico applicato ed alla dimensione dell'area di carico e a tal fine si introduce il fattore adimensionale n , Charles, 1996, così definito:

$$n = q / (\gamma B)$$

Dove: q è il carico applicato al piano fondazione, γ è il peso di volume del terreno di fondazione, γ' se sotto falda, e B è la dimensione minore dell'area di carico.

Calcolando quindi la profondità di influenza, z , al variare del carico applicato e della dimensione della fondazione, ovvero al variare di n , si ottiene un'espressione del tipo:

$$\frac{z}{B} = 1.4544 \times n^{0.3839} \quad [1]$$

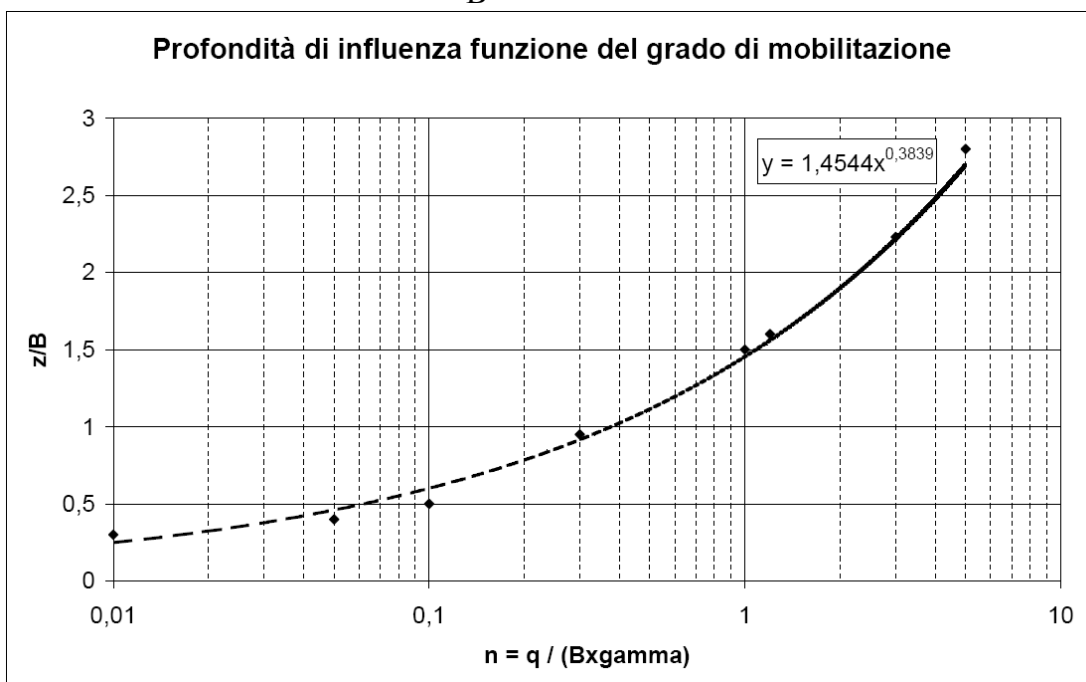


FIG. 6-1 - DEFINIZIONE DELLA PROFONDITÀ DI INFLUENZA NEL CALCOLO CEDIMENTI – ESPRESSIONE ANALITICA DEL LEGAME $N-Z/B$

Volendo cercare conferma sperimentale di quanto fin qui esposto si calcola la profondità di influenza nel caso del rilevato di Treporti, per il quale si è detto che le misure di cedimento hanno indicato un valore $z=B$.

Il carico applicato è stato 106.5 KPa ed il peso sommerso del terreno è 9 KN/m³ con una base del rilevato di 40 m, da cui il fattore n risulta:

$$n = 106.5 / (9 \times 40) = 0.3$$

Applicando la [1] si ottiene: $z/B = 1.4544 \times 0.3^{0.3839} = 0.92$, ovvero $z=0.92 B$.

La profondità calcolata con la [1] corrisponde a quella effettivamente misurata e per tanto lo stesso metodo si applica per la valutazione della profondità di influenza per il rilevato di Malamocco in cui considerando una dimensione media della base di 300 m, si ottiene, essendo $q = 55 \text{ kPa}$ e $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$:

$$n = 55 / 9 / 300 = 0.02$$

Da cui $z/B = 0.32$ e quindi la profondità di influenza nel calcolo dei cedimenti risulta pari a:

$$z = 0.32 \times 300 \text{ m} = 96 \text{ m}.$$

6.1.2. Analisi dei cedimenti dovuti al solo peso del rilevato

L'analisi del cronogramma lavori ha portato ad evidenziare che al momento in cui è stata effettuata la lettura di zero delle piastre assestometriche, ovvero fine luglio 2007, il cedimento dovuto all'aver abbassato la falda nell'area rilevato non si era ancora concluso. Questo ha fatto sì che il cedimento letto dalle piastre assestometriche non fosse dovuto ai soli carichi da rilevato, ma contenesse un'aliquota di cedimento dovuto all'aggettamento. Nell'ordine di dover correlare il cedimento misurato ad un effettivo carico applicato è dunque necessario depurare il cedimento totale letto dalle piastre assestometriche dalla parte di cedimento non correlato alla costruzione del rilevato in senso stretto. Nella Fig. 6-2 si mostra l'ubicazione planimetrica di pozzi, piezometri e piastre assestometriche sull'intera area del rilevato. Nel seguito si procederà ad analizzare le misure di ogni singola piastra assestometrica, mettendola in relazione con i pozzi e piezometri ad essa più vicini.

Va inoltre tenuto presente che durante le fasi costruttive il sistema di pozzi è stato spento e contemporaneamente si è proceduto a completare il rilevato, fino a giungere alla quota di imposta delle piastre per la prefabbricazione dei monoliti. Il cedimento misurato dalle piastre dopo lo spegnimento dei pozzi è una combinazione tra il sollevamento dovuto allo scarico conseguente al ritorno del livello di falda originario ed il cedimento dovuto alla costruzione del rilevato.

Volendo correlare le letture di cedimento ad un unico valore di carico è opportuno fare riferimento ad un valore di cedimento misurato che sia esente da eventuali combinazioni di più carichi e sia invece correlato ad un valore univoco e facilmente individuabile dello stesso. Per questo motivo, ai fini dell'analisi che segue, si prende come riferimento del cedimento misurato quello che è stato misurato prima dello spegnimento del sistema di pozzi, ovvero al 13/11/07. Lo spegnimento pozzi è avvenuto il 15/11/07.

In tale circostanza il carico che produce il cedimento misurato è direttamente collegato all'altezza del rilevato al 13/11/07 in prossimità di ciascuna piastra.

È rispetto tale data che sono stati ricavati i diagrammi carico-cedimento presentati al capitolo precedente.

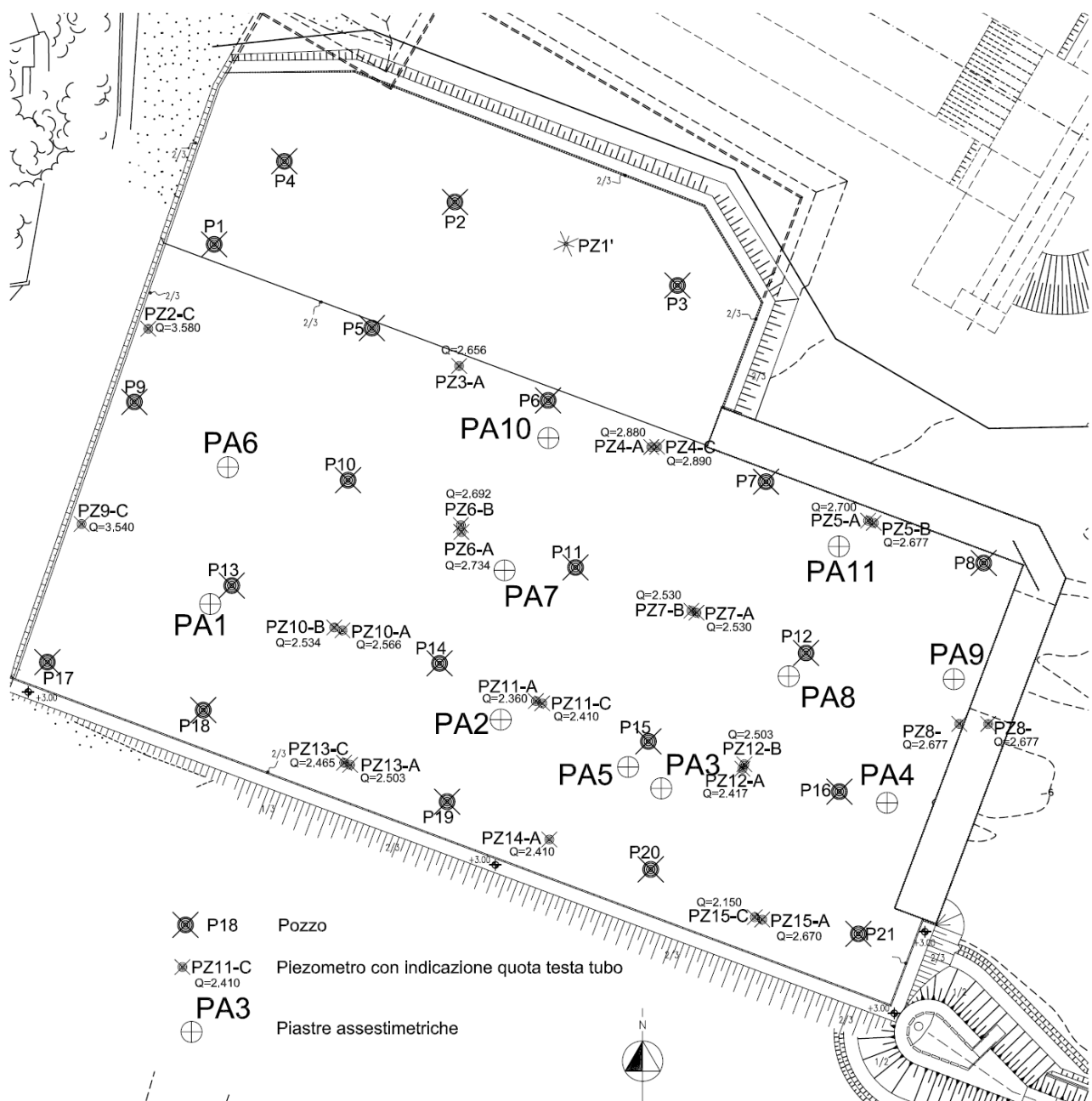


FIG. 6-2 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – PLANIMETRIA CON UBICAZIONE POZZI (P), PIEZOMETRI (PZ) E PIASTRE ASSESTIMETRICHE (PA)

Dai diagrammi cedimento-tempo si nota, confrontando la data delle letture di zero delle piastre con quella in cui i piezometri sono andati a regime, che il livello piezometrico negli strati A, B e C non si era ancora stabilizzato al momento della lettura di zero delle piastre assestimetriche, vd. Fig. 6-3. Ciò implica che neanche il cedimento conseguente all'incremento delle tensioni efficaci ad opera del sistema di pompaggio si era esaurito nel momento in cui è stata eseguita la lettura di zero delle piastre. In altre parole i cedimenti misurati dalle piastre contengono un'aliquota del cedimento

di consolidazione dovuto al sistema di aggotamento oltre che al cedimento dovuto alla costruzione del rilevato.

In generale si ha che le prime 2 letture delle piastre contengono oltre al cedimento dovuto al rilevato quello dovuto all'aggotamento.

A titolo di esempio qui si riporta il diagramma per la piastra PA1, le altre sono sostanzialmente simili, si veda a tal proposito i diagrammi presentati al capitolo 5.

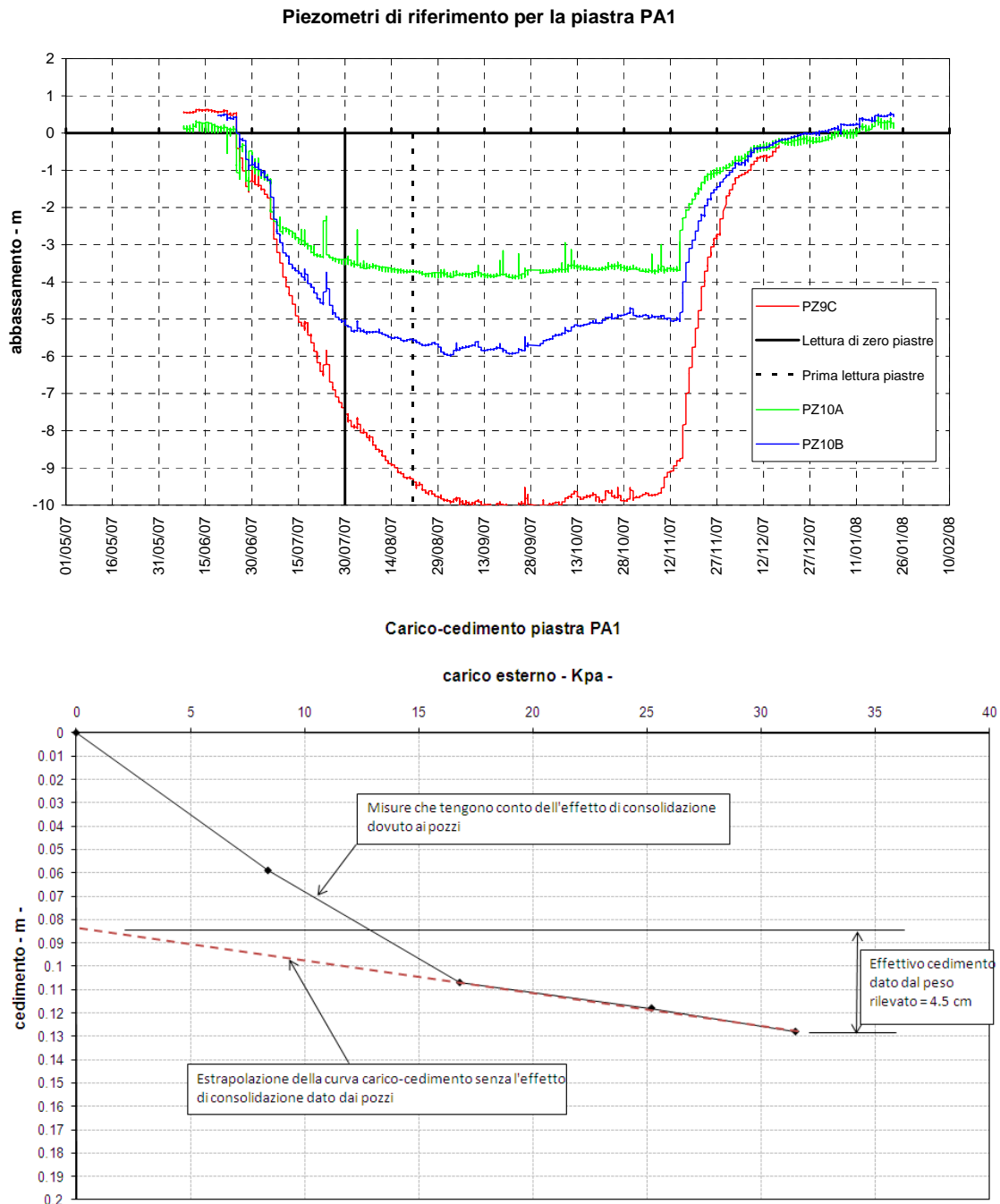
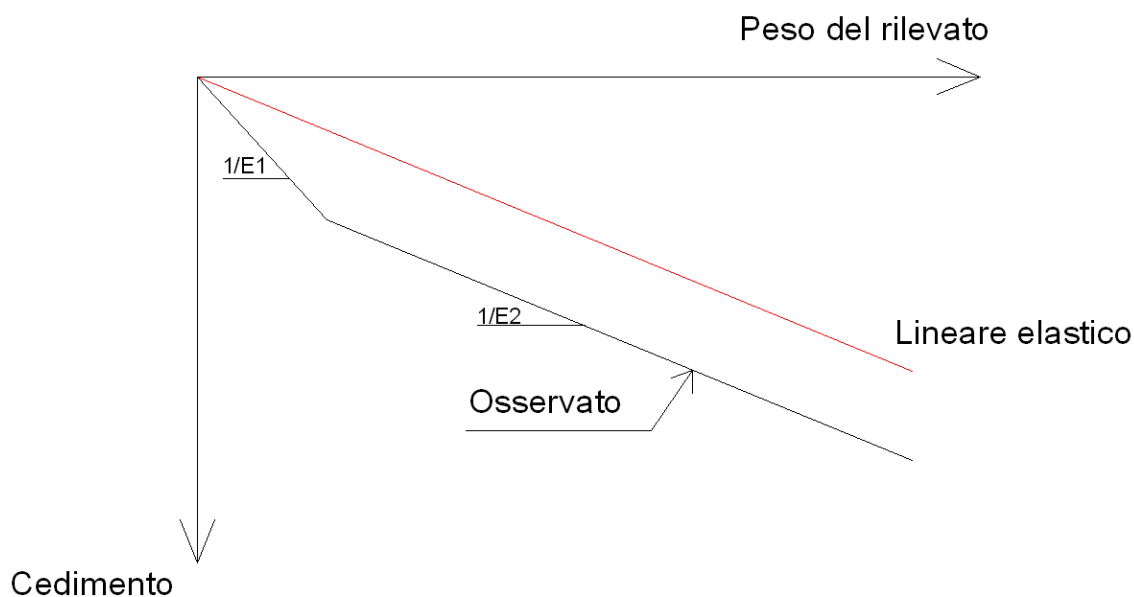


FIG. 6-3 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – CURVA CARICO-CEDIMENTO PIASTRA PA1

Le modalità di applicazione del carico e le intensità dei carichi applicati sono tali che il terreno si trova ben distante dalle condizioni di rottura. È dunque lecito aspettarsi un comportamento di tipo elastico, ovvero un legame carico-cedimento lineare, con pendenza della retta costante.

In tale ipotesi il rapporto tra carico e cedimento riferito ad uno strato di altezza unitaria è di fatto proporzionale al modulo elastico del terreno che risulta costante ai vari incrementi di carico.

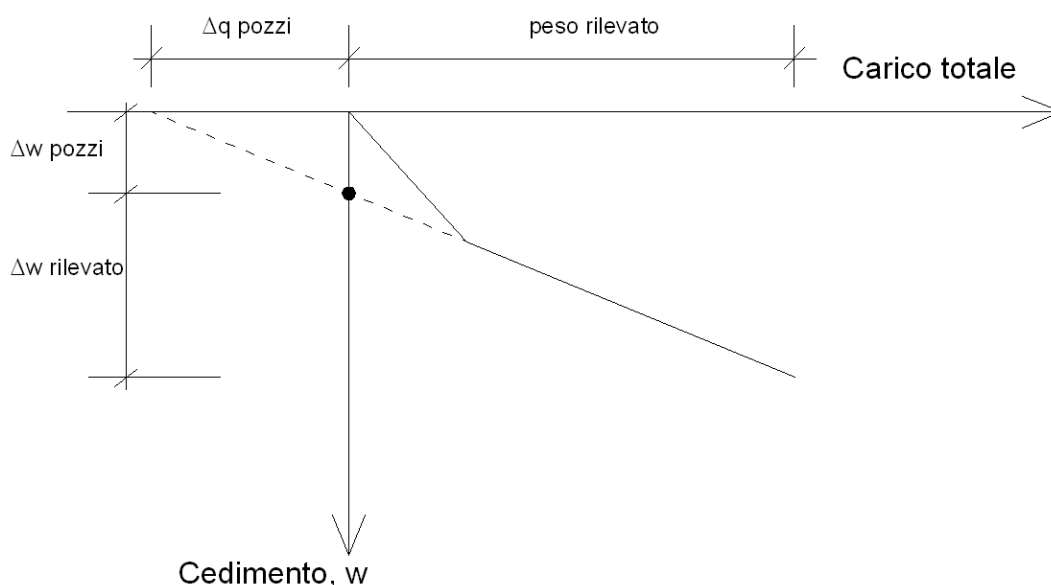
L'analisi delle curve di carico-cedimento ricavate dalle piastre assestometriche ha invece un andamento diverso.



Una prima analisi di questa curva sembrerebbe indicare che il terreno si sia deformato con due moduli differenti, prima un modulo E_1 e poi un modulo E_2 . Ne risulta quindi una bilatera indicante un incremento del modulo elastico, ovvero incremento una diminuzione di pendenza della retta, in corrispondenza di un certo valore del carico q applicato. Come detto in precedenza visti gli incrementi di carico e visto che tale incremento di carico avviene su un'area decisamente estesa, il comportamento del terreno dovrebbe essere di tipo elastico lineare ed anche un cambio così repentino del modulo elastico sembrerebbe non giustificato. La chiave di interpretazione e di lettura di questo comportamento sta nel tener presente il cedimento di consolidazione dei pozzi che si sovrappone al cedimento dovuto al peso del rilevato.

Il punto in cui cambia la pendenza della curva carico-cedimento ha per ascissa il carico dato dal solo peso degli strati di terreno costituenti il rilevato. Il cedimento letto in corrispondenza di tale carico è invece somma di due contributi: il primo legato effettivamente al peso del rilevato, il secondo legato all'aggettamento. Volendo estrapolare e suddividere i due incrementi di cedimento dovuti ai due distinti carichi si procede nel seguente modo. Si considera il prolungamento della seconda parte della curva di carico fino a che essa non incontra l'asse delle ascisse.

In questo modo si individua l'incremento di cedimento dovuto all'incremento di carico da peso del rilevato, così come indicato di seguito.



A questo punto per ogni piastra è possibile individuare il cedimento dovuto all'aggotamento e il cedimento dovuto alla diretta applicazione del carico.

Nella tabella che segue vengono riportati per ogni piastra i cedimenti totali misurati, il cedimento di consolidazione stimato, Δw_{pozzi} , e di conseguenza il cedimento dovuto al solo carico del rilevato.

RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – CEDIMENTI PIASTRE			
Piastra	Ced. totale (cm)	Ced. consolidazione (cm)	Ced. rilevato (cm)
PA1	12.8	8.3	4.5
PA2	15.8	7.8	8
PA3	11.1	4	7.1
PA4	11.1	5	6.1
PA5	12.4	4.5	7.9
PA6	10.9	-	10.9
PA7	15.9	9.4	6.5
PA8	12.2	6.2	6
PA9	8	2.5	5.5
PA10	13.6	5.1	8.5
PA11	11.4	4.3	7.1

Dai diagrammi carico-cedimento è anche possibile ricavare quello che nel grafico precedente è stato indicato come Δq_{pozzi} , ovvero il carico applicato dai pozzi determinato in corrispondenza del-

le singole piastre tra il momento in cui si è eseguita la lettura di zero ed il momento in cui la piezometrica è andata a regime.

Di seguito si riportano, in corrispondenza delle singole piastre, i valori Δq_{pozzi} estrapolati dai diagrammi carico-cedimento confrontati con la variazione di pressione neutra, $\Delta u_{\text{residuo}}$, letta dai piezometri tra la lettura di zero della piastra ed il momento in cui le pressioni neutre vanno a regime.

Piastra	Δq_{pozzi} [kPa]	$\Delta u_{\text{residuo}}$ [kPa]
PA1	60	20
PA2	35	10
PA3	20	15
PA4	25	15
PA5	20	15
PA6	0	15
PA7	25	15
PA8	33	15
PA9	15	10
PA10	20	15
PA11	20	10

Si può osservare come i valori ottenuti siano dello stesso ordine di grandezza ed in alcuni casi molto simili.

Dall'analisi fin qui fatta, scorporando l'aliquota di cedimento dovuta alla consolidazione, si assumono per le singole piastre i seguenti valori di cedimento in relazione ai carichi applicati:

RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – VALORI ASSUNTI DEL CEDIMENTI PIASTRE		
PIASTRA	CEDIMENTO (cm)	CARICO DA RILEVATO (kPa)
PA1	4.5	31.5
PA2	8	29.4
PA3	7.1	29.4
PA4	6.1	29.4
PA5	7.9	29.4
PA6	10.9	31.5
PA7	6.5	29.4
PA8	6	29.4
PA9	5.5	25.2
PA10	8.5	29.4
PA11	7.1	30.45

Una volta individuato il corretto legame tra carico applicato e cedimento ad esso conseguente si può procedere con l'analisi dei cedimenti e la verifica della compressibilità dei terreni di fondazione del rilevato.

6.1.3. Compressibilità del terreno di fondazione

Il punto di partenza per i calcoli che seguono è rappresentato dalla caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione riportata al paragrafo 3.2.4 e qui di seguito richiamata.

TAB. 6.1 - BOCCA DI MALAMOCCO – SITO DI PREFABBRICAZIONE CASSONI OPERE MOBILI																			
RILEVATO E SYNCROLIFT																			
STRATIGRAFIA DI PROGETTO																			
Quota m s.l.m.		Livello		Note															
Quota fondale + -12.50		A																	
-12.50 + -14.50		B'																	
-14.50 + -21.00		B		Strati sottili con OCR = 1 sono possibili															
-21.00 + -30.00		C																	
-23.50 + -28.00		C'		porzione centrale dello strato C di natura limo-argillosa															
-30.00 + -41.00		D		I valori di c' e ϕ' tengono conto della presenza degli strati sabbiosi															
-41.00 + -75.00		E-E'																	
-75.00 + -85.00		F																	
Oltre -85.00		G																	

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA																			
Livello	γ (kN/m ³)	IP (-)	G_s (-)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C_v (m ² /s)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E_{51} (MPa)	G_{max} (Mpa)	CR (-)	RR (-)	C_{of} (%)	M_c (Mpa)	M_r (Mpa)	v (-)	k_0 (-)
A	18.50	-	2.78	-	30-60	1E-5	-	-	0	38	15	70	-	-	-	-	-	0.30	0.45
B'	20.00	20	2.78	4	-	1E-8	3E-7	80	8	32	-	60	0.15	0.035	0.15	2	8	0.35	0.50
B	19.50	20	2.78	3	-	1E-8	8E-7	50	5	33	-	60	0.15	0.025	0.15	2.5	13	0.40	0.50
C	19.00	-	2.78	-	30-50	1E-5	-	-	0	36	35 (*)	90	-	-	-	-	-	0.30	0.45
C'	19.00	15	2.78	2	-	5 E-8	1E-6	60	5	33	-	100	0.16	0.025	0.12	3	15	0.40	0.50
D	19.00	15	2.78	1,5	-	1E-7	1E-6	80	0	34	-	120	0.18	0.025	0.15	4	25	0.30	0.45
E	18.50	-	2.78	-	50	1E-5	-	-	0	37	40	150	-	-	-	-	-	0.30	0.45
E'	19.00	12	2.78	1	-	1E-8	1E-6	150	0	32	-	150	0.20	0.030	0.10	7	30	0.40	0.50
F	19.00	12	2.78	1	-	1E-7	1E-6	150	0	32	-	170	0.20	0.030	0.10	9	50	0.35	0.45
G	18.50	-	2.78	-	50	1E-6	-	-	0	38	50	200	-	-	-	-	-	0.30	0.45

CARATTERIZZAZIONE MATERIALE DRAGATO																			
MAT. DRAGATO	18	-	2.78	-	40-50	1E-5	-	-	0 <th>38 <th>20-10 (**)</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>0.35 <th>0.50</th> </th></th>	38 <th>20-10 (**)</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>-</th> <th>0.35 <th>0.50</th> </th>	20-10 (**)	-	-	-	-	-	-	0.35 <th>0.50</th>	0.50

(*) Tiene conto delle presenze di lenti coesive all'interno di C.
(**) Decresce linearmente con la profondità dal limite superiore fino a 0,50 m sotto tale limite.
Per profondità maggiori tale modulo resta costante e pari a 10 MPa

Durante le varie fasi di costruzione del rilevato sono state eseguite 3 serie di prove penetrometriche di cui si è già detto. Lo scopo di dette prove era la verifica dello stato di addensamento del materiale refluito, ma poiché esse hanno raggiunto la profondità di 20 m dal piano di lavoro, possono essere utilizzate anche per avere una valutazione dei moduli elastici del terreno di fondazione in corrispondenza di ciascuna serie di prove.

Ciò che varia tra una serie di prove e l'altra è solamente il carico applicato dal rilevato al terreno di fondazione, quindi l'individuazione del modulo elastico del terreno di fondazione in corrispondenza di ciascuna serie di prove permette di valutare l'effetto che la tensione di confinamento ha sulla compressibilità dei terreni.

La sintesi delle interpretazioni è riportata nella seguente tabella:

CONFRONTO TRA I VALORI DI MODULO ELASTICO SULLA BASE DELLE PROVE PENETROMETRICHE				
LIVELLO	E terreno naturale (MPa)	E dalla +0.5 prima compattazione (MPa)	E dalla +0.5 dopo compattazione (MPa)	E dalla +1.7 (MPa)
Refluito 1° metro	-	20	40	55
Refluito	-	10	10	20
A	20	30	30	35
B'	7	9.5	9.5	11
B	12	15	15	17
C	25	35	35	40
D	24	27	27	29

Come detto il progressivo aumento dei moduli elastici è sostanzialmente dovuto alla costruzione del rilevato ed al conseguente incremento delle tensioni verticali efficaci.

Per i terreni sabbiosi si ha che l'adeguamento del modulo elastico con la tensione media agente ha un andamento di tipo esponenziale così come indicato nella Fig. 6-4.

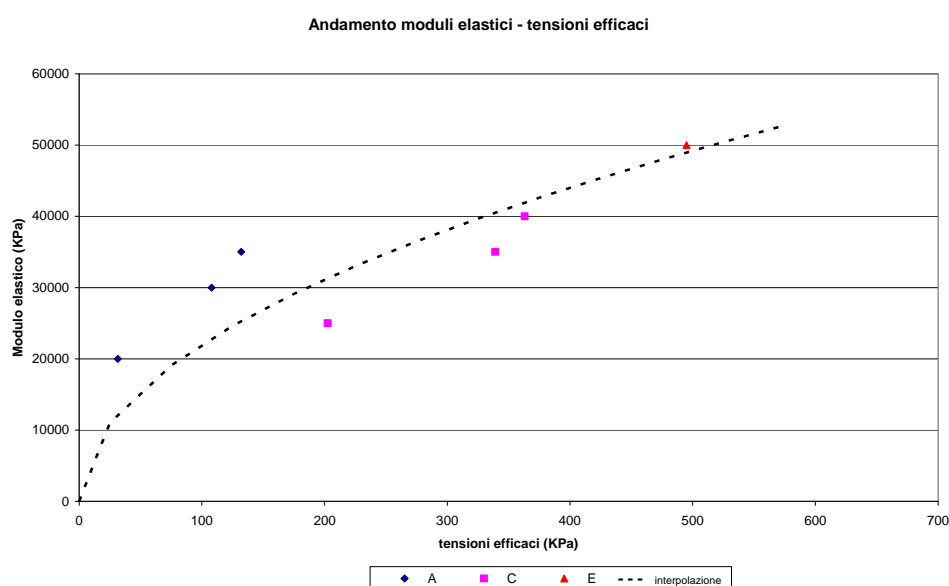


FIG. 6-4 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – ANDAMENTO MODULI ELASTICI CON LE TENSIONI EFFICACI NEGLI STRATI SABBIOSI

La relazione che meglio interpola i valori misurati per i livelli deposizionali sabbiosi è del tipo:

$$E = m \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{Pa} \right)^n [2]$$

Dove:

$E = E_{01}$ – modulo operativo

σ'_v = tensione verticale efficace agente;

Pa = pressione atmosferica;

$m = 22000$ kPa;

$n = 0.5$.

Segue quindi che se il carico Δq viene applicato in più fasi ed in un tempo tale che alla fine di ciascun incremento di carico il terreno abbia potuto consolidare, ovvero l'incremento Δq è effettivamente diventato incremento delle tensioni efficaci, il modulo elastico del terreno va adeguato al nuovo livello litostatico.

Le piastre assestometriche si trovano ad operare con valori di modulo che mediamente si possono considerare quelli dell'ultima colonna, ovvero quelli con rilevato alla +1.70. Questo perché tale quota è praticamente media tra la +0.5 a cui sono installate le piastre e la +2.20 alla quale corrisponde l'ultima misura del cedimento utilizzata nell'analisi.

Per quanto detto sulla profondità di influenza, il calcolo cedimenti viene effettuato fino ad una profondità pari alla -100 m l.m.m.

Ciò implica che anche i livelli deposizionali E, F e G vengono coinvolti.

Per questi livelli non vi sono a disposizione prove penetrometriche per la valutazione del loro modulo elastico al variare delle tensioni verticali efficaci e quindi si procede nel seguente modo.

Nel diagramma di Fig. 6-4 si individua anche il modulo elastico del livello E prima della costruzione del rilevato dato dalla caratterizzazione di progetto, corrispondente a $\sigma'_{v0} = 495$ kPa. Considerando per il livello E un incremento di tensioni efficaci dovuto al refluento e alla costruzione del rilevato fino alla quota +1.70 m l.m.m. pari a 60.5 kPa e utilizzando la relazione [2] si ottiene un valore di modulo elastico pari a:

$$E_E = 22000 \text{kPa} \cdot \left(\frac{495 \text{kPa} + 60.5 \text{kPa}}{100 \text{kPa}} \right)^{0.5} \cong 52 \text{MPa}$$

Analogamente per il livello G che parte da una tensione litostatica pari a 760.5 kPa:

$$E_G = 22000 \text{kPa} \cdot \left(\frac{760.5 \text{kPa} + 60.5 \text{kPa}}{100 \text{kPa}} \right)^{0.5} \cong 63 \text{MPa}$$

Per i livelli profondi E e G bisogna anche tenere in conto del basso grado di mobilitazione generato dal carico applicato, ossia del rapporto tra l'incremento di tensioni efficaci dovuto al peso del rilevato e la tensione verticale efficace agente ante costruzione.

Riferendosi alla sola aliquota di carico tra la +0.5 e la +1.7 l'incremento di tensioni efficaci per i livelli E e G è di 24 Kpa.

La tensione verticale efficace nel terreno prima della costruzione è:

$$\sigma'_{v0,E} = 495 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{v0,G} = 760.5 \text{ kPa}.$$

L'incremento di carico è dunque, rispetto alla σ'_{v0} , dell'ordine del 5% per il livello E e del 3% per il livello G.

La deformazione conseguente è dunque pari a:

$$\varepsilon_E = \frac{24 \text{ kPa}}{52000 \text{ kPa}} = 0.046\%$$

$$\varepsilon_G = \frac{24 \text{ kPa}}{63000 \text{ kPa}} = 0.038\%$$

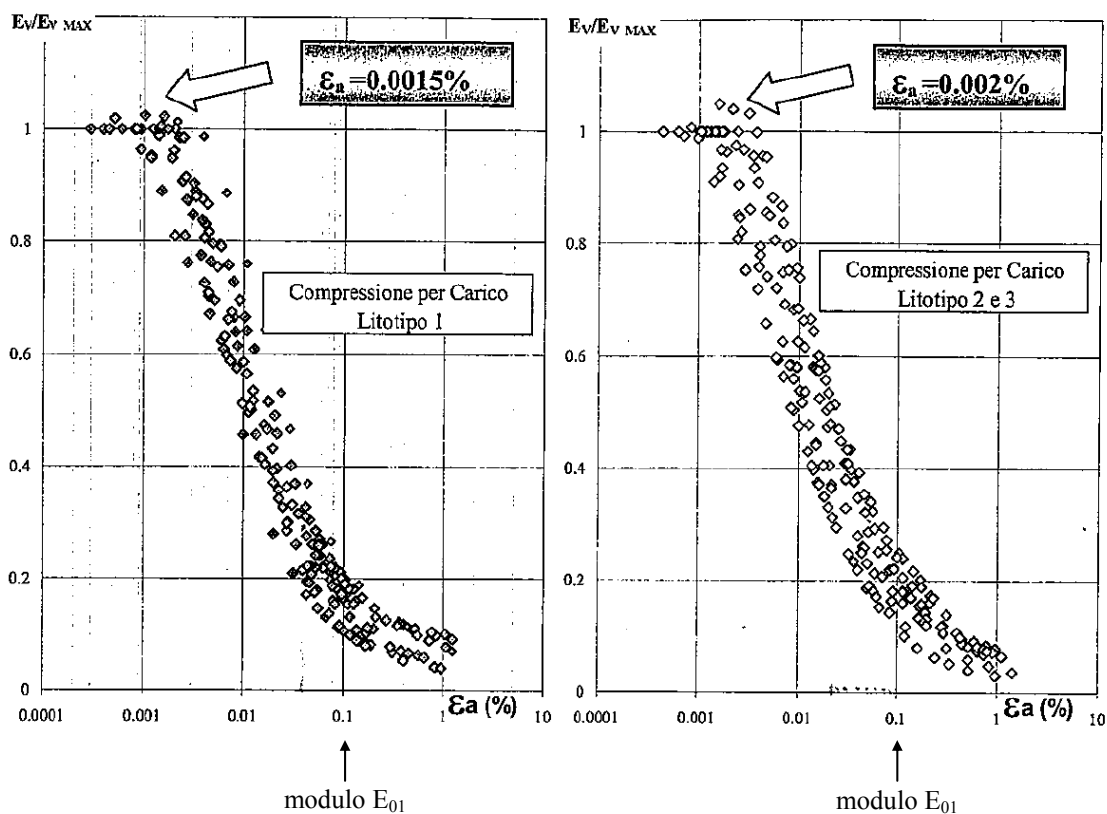


FIG. 6-5 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – CURVA DI DECADIMENTO DEL MODULO, SACCENTI, 2005

Riferendosi alla curva di decadimento del modulo di Fig. 6-5, Saccenti (2005), si ottiene:

$$E/E_{\max} = 0,31 \text{ per il livello E};$$

$$E/E_{\max} = 0,35 \text{ per il livello G}.$$

Ovvero essendo:

$$E_{\max} = G_{\max} (1+2\nu)$$

Assumendo per il livello E dalla caratterizzazione di progetto G_{\max} di 150 MPa e per il livello G 200 MPa, considerando $\nu=0.3$, si ottiene:

$$E_{\text{livello E}} = 0,31 \times 150 \text{ Mpa} \times (1+2 \times 0.3) = 75 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{livello G}} = 0,35 \times 200 \text{ Mpa} \times (1+2 \times 0.3) = 112 \text{ MPa}$$

Si fa notare che la definizione del modulo elastico in funzione del livello deformazionale applicato dal carico nel caso in cui la deformazione risulti dello 0.1% fornisce il valore E_{01} prima calcolato. Infatti dalla curva di decadimento di Fig. 6-5 si ricava che per $\varepsilon = 0.1\%$ si ha $E/E_{\max} = 0.2$, da cui:

$$E_{01,E} = 0.2 \times E_{\max,E} = 0.2 \times 150 \text{ MPa} \times (1 + 2 \times 0.3) = 48 \text{ MPa}$$

$$E_{01,G} = 0.2 \times 200 \text{ MPa} \times (1 + 2 \times 0.3) = 64 \text{ MPa}$$

I valori ora calcolati sono praticamente identici a quelli prima valutati in funzione dei parametri m, n e del valore di σ'_v agente.

Resta da valutare il modulo elastico da utilizzare nel calcolo per il livello profondo F.

Lo strato F è normalconsolidato, per cui ci si riferisce all'indice di compressione CR, misurato in laboratorio e riportato nella caratterizzazione, da cui si ricava il modulo di primo carico come:

$$M_C = \frac{\sigma'_v}{0.435 \cdot CR}$$

Essendo σ'_v la tensione verticale efficace agente.

Considerando il tetto dello strato F alla -75.00 ed il tetto alla -85.00 col rilevato alla quota di riferimento di +1.70, la σ'_{v0} varia tra:

$$\sigma'_{v0} = 711 \div 801 \text{ kPa}$$

Il valore di CR dall'esame delle prove di laboratorio può variare tra 0.15 e 0.20.

Ciò implica che il modulo M_C può essere:

$$M_C = 11 \div 12.3 \text{ MPa}$$

Il calcolo cedimenti viene dunque fatto considerando per F un modulo di 12 MPa, per E un modulo di 75 MPa e per G un modulo di 112 MPa.

Riassumendo tutto quanto esposto si ha che i valori di modulo elastico utilizzati nel calcolo dei cedimenti in relazione agli incrementi tensionali imposti dalla costruzione del rilevato sono stati i seguenti:

TAB. 6.2 - MODULI ELASTICI PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI	
Strato	Modulo elastico E (MPa)
Refluito 1° metro	55
Refluito	20
A	35
B'	11
B	17

TAB. 6.2 - MODULI ELASTICI PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI	
C	40
D	29
E	75
F	12
G	112

Va evidenziato che i valori dei moduli elastici ora richiamati saranno utilizzati per il calcolo dei cedimenti dei cassoni che verranno costruiti sul rilevato. La loro verifica e validazione risulta dunque fondamentale per la previsione in fase costruttiva dei cassoni del comportamento del terreno di fondazione.

6.1.4. Stratigrafia di calcolo ed incremento tensionale in corrispondenza delle singole piastre assesti metriche

L'andamento medio delle quote dei vari livelli deposizionali al di sotto dell'area del rilevato è stata già mostrata al capitolo 3, tuttavia avendo a disposizione le misure di cedimento di 11 piastre assestimetriche sparse sull'intera area del rilevato, si è ritenuto opportuno dover circostanziare la stratigrafia dei terreni di fondazione per ciascuna piastra.

Il risultato è qui presentato:

Livello	Quota dei singoli livelli deposizionali (m l.m.m.)											
	PA1	PA2	PA3	PA4	PA5	PA6	PA7	PA8	PA9	PA10	PA11	
Refluito - 1° metro	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5	+0.5 ÷ -0.5
Refluito	-	-0.5 ÷ -4	-0.5 ÷ -4	-0.5 ÷ -6	-0.5 ÷ -5	-	-0.5 ÷ -5	-0.5 ÷ -6	-0.5 ÷ -6	-0.5 ÷ -3	-0.5 ÷ -6	-0.5 ÷ -6
A	-0.5 ÷ -11	-4 ÷ -11	-4 ÷ -11.5	-6 ÷ -10	-5 ÷ -11.5	-0.5 ÷ -10.5	-5 ÷ -11	-6 ÷ -12	-6 ÷ -10	-3 ÷ -12.5	-6 ÷ -12	-6 ÷ -12
B'	-11 ÷ -14.5	-11 ÷ -14.5	-11.5 ÷ -14	-10 ÷ -12	-11.5 ÷ -14	-10.5 ÷ -12.5	-11 ÷ -14.5	-12 ÷ -14.5	-10 ÷ -12	-12.5 ÷ -14.5	-12 ÷ -14	-12 ÷ -14
B	-14.5 ÷ -20	-14.5 ÷ -21	-14 ÷ -21	-12 ÷ -21	-14 ÷ -21	-12.5 ÷ -21	-14.5 ÷ -21	-14.5 ÷ -21	-12 ÷ -21	-14.5 ÷ -21	-14 ÷ -21	-14 ÷ -21
C	-20 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30	-21 ÷ -30
D	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41	-30 ÷ -41
E	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75	-41 ÷ -75
F	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85	-75 ÷ -85
G	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100	-85 ÷ -100

Ovviamente ci si riferisce ai livelli che si trovano al di sotto del piano di imposta delle piastre assestimetriche, ovvero alla +0.5 m l.m.m. comprendendo quindi oltre al terreno naturale anche il materiale refluito distinguendo all'interno di esso il primo metro che è stato migliorato dalle operazioni di compattazione con rullo.

Il calcolo dell'andamento delle tensioni con la profondità è stato fatto utilizzando la teoria di Boussinesq differenziando l'andamento delle tensioni con la profondità a seconda del punto in cui si trova la verticale di misura rispetto l'intera area di carico.

6.1.5. Calcolo dei cedimenti e confronto con i valori misurati

Definita la stratigrafia per ogni verticale di misura, l'incremento tensionale con la profondità in corrispondenza di ciascuna piastra assestometrica e il valore di modulo elastico da assegnare a ciascun livello deposizionale si può effettuare il calcolo dei cedimenti.

Il cedimento viene definito come:

$$w = \int_0^z \varepsilon_z \cdot dz$$

Essendo z la profondità di influenza e ε_z la deformazione alla generica quota definita come:

$$\varepsilon_z = q_z/E_z.$$

Il risultato del calcolo è fornito nella tabella che segue e per ciascuna piastra viene confrontato col cedimento misurato depurato dell'aliquota del cedimento di consolidazione dovuto ai pozzi.

VALORI CALCOLATI E MISURATI		
PIASTRA	CEDIMENTO MISURATO (cm)	CEDIMENTO CALCOLATO (cm)
PA1	4.5	8.07
PA2	8	8.00
PA3	7.1	7.84
PA4	6.1	7.14
PA5	7.9	7.95
PA6	10.9	8.76
PA7	6.5	8.47
PA8	6	8.04
PA9	5.5	5.56
PA10	8.5	6.3
PA11	7.1	6.7

Fatta eccezione per la piastra PA1, in cui il valore calcolato è quasi il doppio di quello misurato, per le altre piastre la differenza è generalmente inferiore al 10%. Per le piastre PA6 e PA7 si registra un valore di calcolo per il quale l'errore è del 23%.

Considerando che i cedimenti indicati come misurati sono stati estrapolati dalla curva carico-cedimento con il metodo prima esposto tali scostamenti si considerano accettabili, visto anche l'ordine di grandezza dei numeri in gioco.

6.1.6. Misura dei cedimenti in scarico e valutazione del rapporto tra moduli di scarico e di primo carico

Le misure che vengono analizzate nel seguito si riferiscono al periodo di tempo che va dal momento in cui si è spento il sistema di aggottamento, fino alla realizzazione dei magroni sotto le piastre di prefabbricazione. La misura restituisce la combinazione tra cedimento di costruzione del rilevato e sollevamento dovuto allo spegnimento dei pozzi.

Il tentativo che si fa nel seguito è quello di distinguere le due componenti di cedimento misurato al fine di determinare il rapporto tra moduli di scarico e di carico dei terreni di fondazione, confrontando il sollevamento dovuto allo spegnimento dei pozzi con il cedimento dovuto all'aggottamento.

Il cedimento misurato dalle varie piastre, composizione di abbassamento e sollevamento, è riportato nella tabella seguente e viene confrontato con l'incremento di carico dovuto alla costruzione del rilevato in tale fase.

CEDIMENTI MISURATI DOPO LO SPEGNIMENTO POZZI		
PIASTRA	Cedimento misurato (cm)	Incremento di carico dovuto alla costruzione (KPa)
PA1	0.5	3.36
PA2	1.1	6.3
PA3	0.7	6.3
PA4	0.8	7.56
PA5	0.7	6.3
PA6	0.8	3.78
PA7	1.2	7.35
PA8	0.9	7.56
PA9	0.8	7.56
PA10	1.2	6.93
PA11	0.9	0

Detto w_m il cedimento misurato, w_s il sollevamento e w_c il cedimento che si sarebbe misurato per il solo carico da costruzione senza l'effetto di sollevamento risulta:

$$w_m = w_c - w_s$$

Da ciò consegue che una volta calcolato il cedimento corrispondente al solo carico da rilevato è possibile ricavare il sollevamento come:

$$w_s = w_c - w_m$$

Il calcolo di w_c viene fatto utilizzando i moduli elastici ricavati dall'analisi cedimenti delle piastre e considerando per ogni piastra la sua stratigrafia locale.

La sintesi dei risultati di tale calcolo è riportata nella tabella seguente.

SPEGNIMENTO POZZI E COSTRUZIONE RILEVATO – CEDIMENTI DOVUTI ALLA SOLA COSTRUZIONE		
PIASTRA	Carico (kPa)	Cedimento di calcolo w_c (cm)
PA1	3.36	0.99
PA2	6.3	1.93
PA3	6.3	1.90
PA4	7.56	2.33
PA5	6.3	1.91
PA6	3.78	1.12
PA7	7.35	2.26
PA8	7.56	2.3
PA9	7.56	2.33
PA10	6.93	2
PA11	-	-

Sottraendo al cedimento di calcolo quello misurato si ottiene il sollevamento dovuto allo spegnimento dei pozzi in corrispondenza di ciascuna piastra.

SPEGNIMENTO POZZI E COSTRUZIONE RILEVATO – SOLLEVAMENTO DOVUTO ALLO SPEGNIMENTO POZZI	
PIASTRA	SOLLEVAMENTO (cm)
PA1	0.49
PA2	0.83
PA3	1.20
PA4	1.53
PA5	1.21
PA6	0.32
PA7	1.06
PA8	1.40
PA9	1.53
PA10	0.80

Nella tabella che segue sono riportati i valori di cedimento dovuti all'aggottamento, misurati dai pozzi e piezometri¹, confrontati con quelli ricavati precedentemente come di sollevamento.

¹ Il cedimento di pozzi e piezometri è stato misurato con caposaldi topografici posizionati in testa al tubo in PVC. La lettura di zero è precedente l'inizio dell'aggottamento pertanto le misure di cedimento sono relative all'intero abbattimento del livello freatico.

CONFRONTO TRA CEDIMENTI E SOLLEVAMENTI DOVUTI ALL'ATTIVAZIONE ED ALLO SPEGNIMENTO DEI POZZI		
PIASTRA	CEDIMENTO (cm)	SOLLEVAMENTO (cm)
PA1	10	0.49
PA2	15	0.83
PA3	15	1.20
PA4	9	1.53
PA5	12	1.21
PA6	13	0.32
PA7	13	1.06
PA8	10	1.40
PA9	8	1.53
PA10	13	0.80

In generale il sollevamento è 1/10 del cedimento, ovvero il rapporto tra moduli di scarico e primo carico è 10.

Un altro modo per individuare il valore del cedimento di sollevamento è estrapolarlo dalle curve carico-cedimento di ogni piastra così come mostrato di seguito, per esempio per la piastra PA2 sulla base delle misure eseguite.

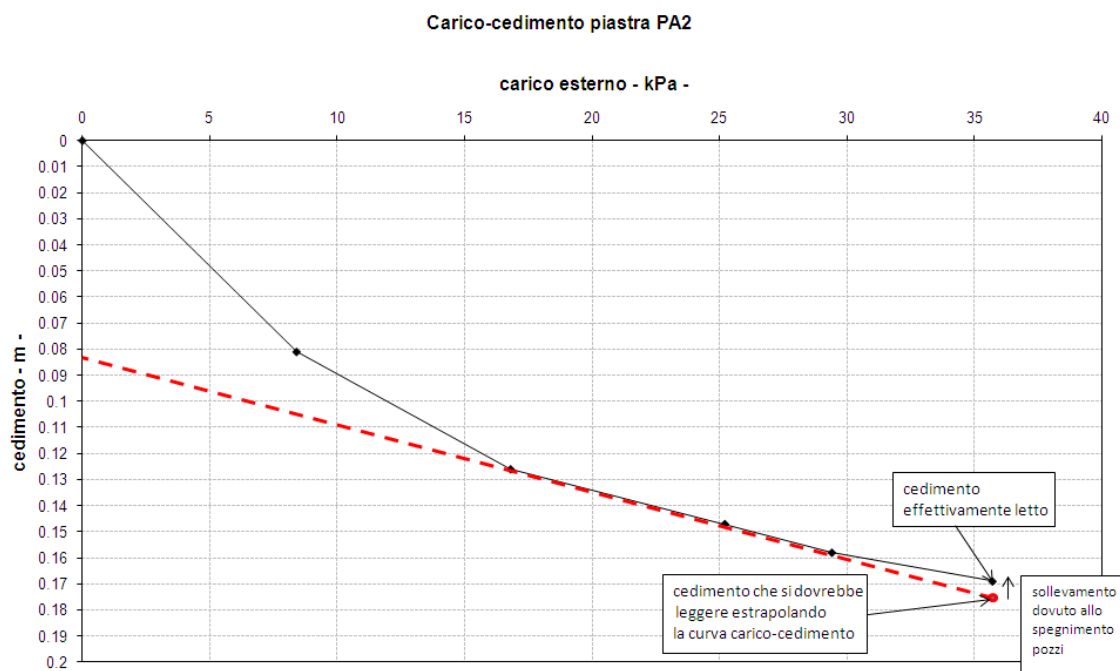


FIG. 6-6 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – CURVA CARICO-CEDIMENTO PA2 – SOLLEVAMENTO DOVUTO AI POZZI

I valori di sollevamento che si ottengono dall'analisi dei diagrammi carico-cedimento sono riportati di seguito.

CONFRONTO TRA CEDIMENTI E SOLLEVAMENTI RICAVATI DIRETTAMENTE DALLE PIASTRE ASSESTIMETRICHE		
PIASTRA	CEDIMENTO (cm)	SOLLEVAMENTO (cm)
PA1	10	0.08
PA2	15	0.56
PA3	15	0.65
PA4	9	0.77
PA5	12	0.92
PA6	13	0.53
PA7	13	0.46
PA8	10	0.69
PA9	8	0.35
PA10	13	0.85

I valori ottenuti sono simili ai precedenti. In appendice si riporta l'algoritmo di calcolo dei cedimenti utilizzato e applicabile al calcolo dei cedimenti di qualsiasi fondazione superficiale.

6.1.7. Analisi dell'assestimento profondo

Sono riportati di seguito i valori dei moduli elastici del terreno ricavati dalla interpolazione della misura dell'assestimento presentata al capitolo precedente.

Con i valori riportati in Tab. 6.3 si ottiene un andamento cedimento-profondità del tutto sovrapponibile alla lettura dell'assestimento, così come evidenziato in Fig. 6-7.

Livello	Quota (m l.m.m.)	E_{carico} (MPa)	$E_{scarico}$ (MPa)	E_s/E_c	OCR da caratterizzazione
R	+0.5÷-5	20	200	10	1
A	-5÷-9.5	20	200	10	1
B'	-9.5÷-14	10	30	3	4
B	-14÷-21	6	60	10	3
C	-21÷-25	10	60	6	1
C	-25÷-30	25	40	16	
D	-30÷-34.5	25	35	1.4	1.5
D	-34.5÷-41	30	30	1	
E	-41÷-44.5	30	30	1	1
E	-44.5÷-55	60	60	1	
E	-55÷-60	10	10	1	
E	-60÷-65	10	30	3	
E	-65÷-75	86	860	10	
F	-75÷-85	10	100	10	1
G	-85÷-100	90	900	10	1

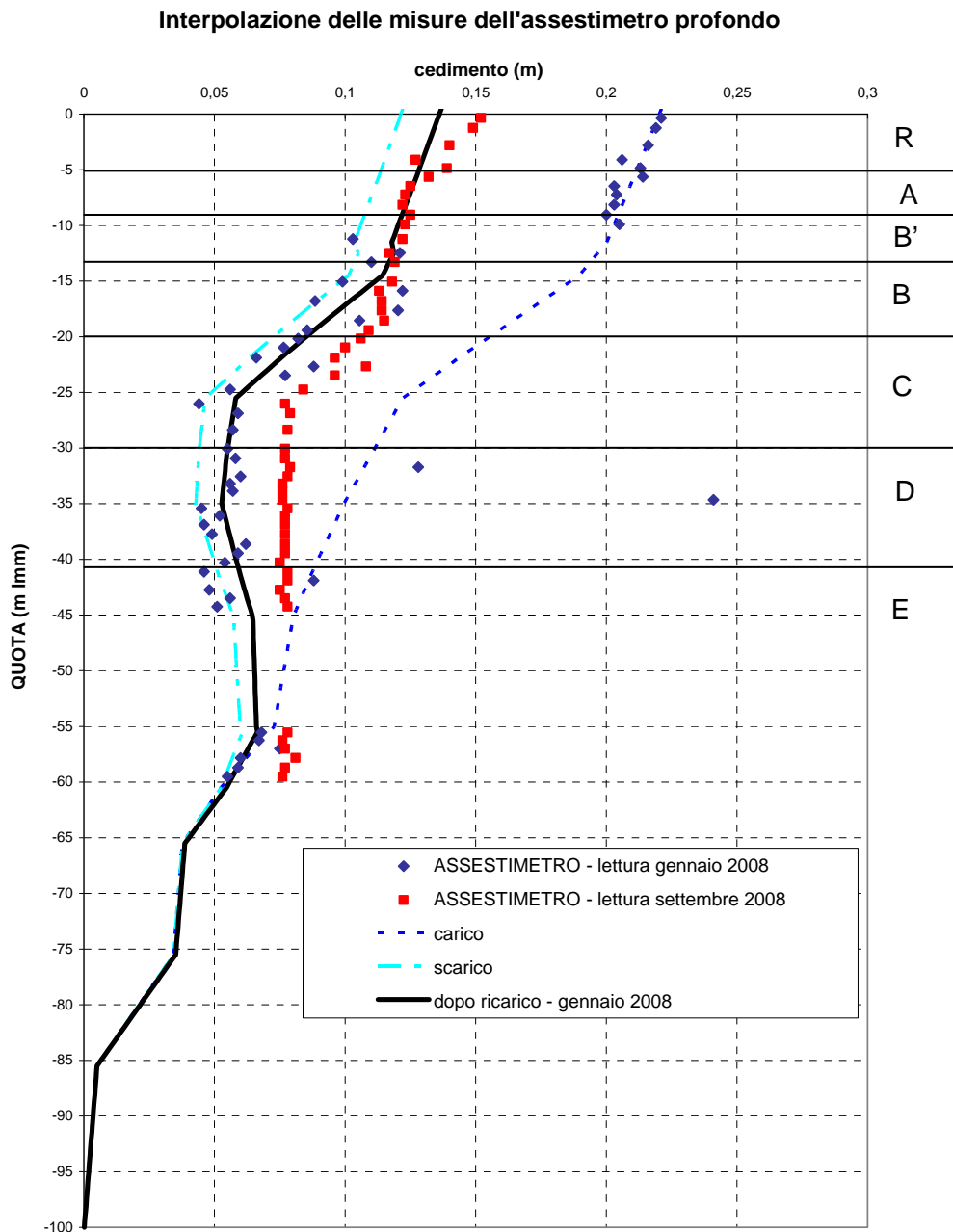


FIG. 6-7 - RILEVATO DI PREFABBRICAZIONE – CONFRONTO TRA CEDIMENTO CALCOLATO E CEDIMENTO MISURATO DALL'ASSESTIMETRO

Come si osserva i moduli elastici in fase di carico sono minori di quelli ottenuti dall'analisi delle piastre assestimetriche superficiali.

Tale circostanza è legata al fatto che l'assestimetro misura parte del cedimento di consolidazione dei pozzi che invece per le piastre è stato scorporato.

Il fatto che i moduli di carico ricavati dall'assestimetro profondo siano dunque inferiori a quelli ricavati dalle piastre è plausibile e congruente con le attività svolte durante la costruzione.

Risulta particolarmente interessante notare i valori dei moduli di scarico che si sono dovuti adottare per ottenere la migliore interpolazione con la misura, a tal proposito ci si riferisce alla misura del gennaio 2008. In particolare si nota come per alcuni tratti si sia dovuto assumere un modulo di scarico pari al modulo di carico.

Tali aspetti verranno commentati nei prossimi capitoli e per il momento si segnala questo comportamento “anomalo” rispetto quello che normalmente ci si aspetterebbe.

Si fa inoltre notare come il volume di terreno coinvolto dal rilevato sia notevole, infatti l’assestometro dimostra come a -60 m l.m.m. di fatto si sia già accumulato il 50% del cedimento totale misurato.

Nell’ottica di quanto descritto in precedenza sul calcolo e la stima della profondità di influenza per il calcolo cedimenti, l’analisi dell’assestometro è stata fatta ipotizzando una profondità di influenza pari alla -100 m l.m.m.

6.2. Cassoni del Syncrolift

Come descritto in precedenza l’area del Syncrolift è stata soggetta a dragaggio.

Dal punto di vista geotecnico le operazioni di dragaggio portano alla preconsolidazione dei terreni di fondazione, data dal peso efficace tolto con il dragaggio, che può essere suddiviso in 2 distinte fasi:

- a) dragaggio generale dell’area alla -14.00
- b) dragaggio locale della fossa alla -19.00.

La fase di dragaggio locale alla -22.00 risulta di fatto compensata dalla posa dello scanno e quindi non viene considerata nel calcolo della preconsolidazione. Gli effetti del dragaggio alla -14.00, poiché avviene su una vasta area, arrivano ad elevate profondità, mentre il dragaggio della sola area della darsena ha una profondità di influenza più limitata.

Considerando però le dimensioni della base delle fondazioni dei cassoni si può assumere, nel calcolo dei cedimenti che il terreno sia preconsolidato su tutto il volume coinvolto dall’incremento di carico dato dai cassoni, ovvero tutto il terreno sotto i cassoni può considerarsi preconsolidato dal dragaggio.

Volendo richiamare le considerazioni fatte in precedenza per la stima della profondità di influenza nel calcolo cedimenti si ha che $n = \frac{q}{\gamma \cdot B} = 0.6$ e applicando la [1] si ottiene:

$$z/B = 1.25$$

Ovvero la profondità di influenza è pari a:

$$z = 1,25 B = 1,25 \times 22,5 \text{ m} = 28 \text{ m}$$

Ossia considerando il piano di imposta della fondazione alla -19.0 m l.m.m. si ha che la quota relativa alla profondità di influenza è la -47 m l.m.m. e quindi i livelli deposizionali coinvolti sono sostanzialmente C, D e la parte superiore del livello E.

Il carico di preconsolidazione, dovuto al dragaggio, è dato da:

$$\sigma'_p = 9\text{m} \times \gamma'_A + 4\text{m} \times \gamma'_B$$

Essendo γ'_A e γ'_B il peso di volume efficace dei livelli naturali A e B, rispettivamente pari a:

$$\gamma'_A = 8.50 \text{ kN/m}^3$$

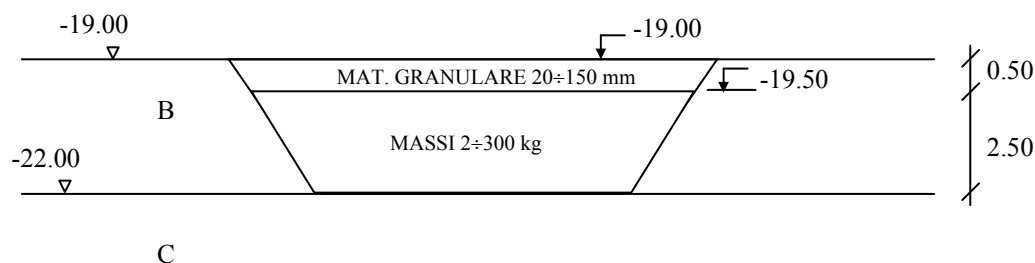
$$\gamma'_B = 9.50 \text{ kN/m}^3$$

Da cui risulta:

$$\sigma'_p = 114.5 \text{ kPa}$$

I terreni naturali di natura coesiva sono già inizialmente sovraconsolidati e bisogna considerare anche gli OCR di partenza per ottenere la reale tensione di preconsolidazione, che comunque al minimo è pari ai 114.5 kPa dati dal dragaggio. Considerando che i cassoni, tra posa, zavorramento e sovrastrutture, scaricano in fondazione 126 kPa appare evidente, considerando anche la diffusione delle tensioni con la profondità, che fino alla fase immediatamente precedente alla precarica il terreno sotto il carico dei cassoni è in totale ricomprensione, ovvero lo scarico in fondazione dato dai cassoni è uguale al peso efficace tolto dal dragaggio.

I cassoni poggiano direttamente su 3 m di scanno costituito da materiale granulare, massi con fuso 2÷300 kg per un'altezza di 2.5 m ovvero dalla -22.00 alla -19.50 m l.m.m. e materiale granulare con fuso 20÷150 mm negli ultimi 0.5 m, ovvero dalla -19.50 alla -19.00. Lo schema dello scanno è sinteticamente riportato di seguito.



Il materiale è stato messo in opera con benna e livellato con la stessa al fine di ottenere un piano di posa più omogeneo e regolare possibile. Quest'ultima operazione ha praticamente annullato eventuali futuri cedimenti dovuti al riassetamento dei grani a seguito dell'applicazione del peso dei cassoni.

Si ripropone, nella figura che segue, l'ubicazione planimetrica dei 6 cassoni del Syncrolift da C03 a C08.

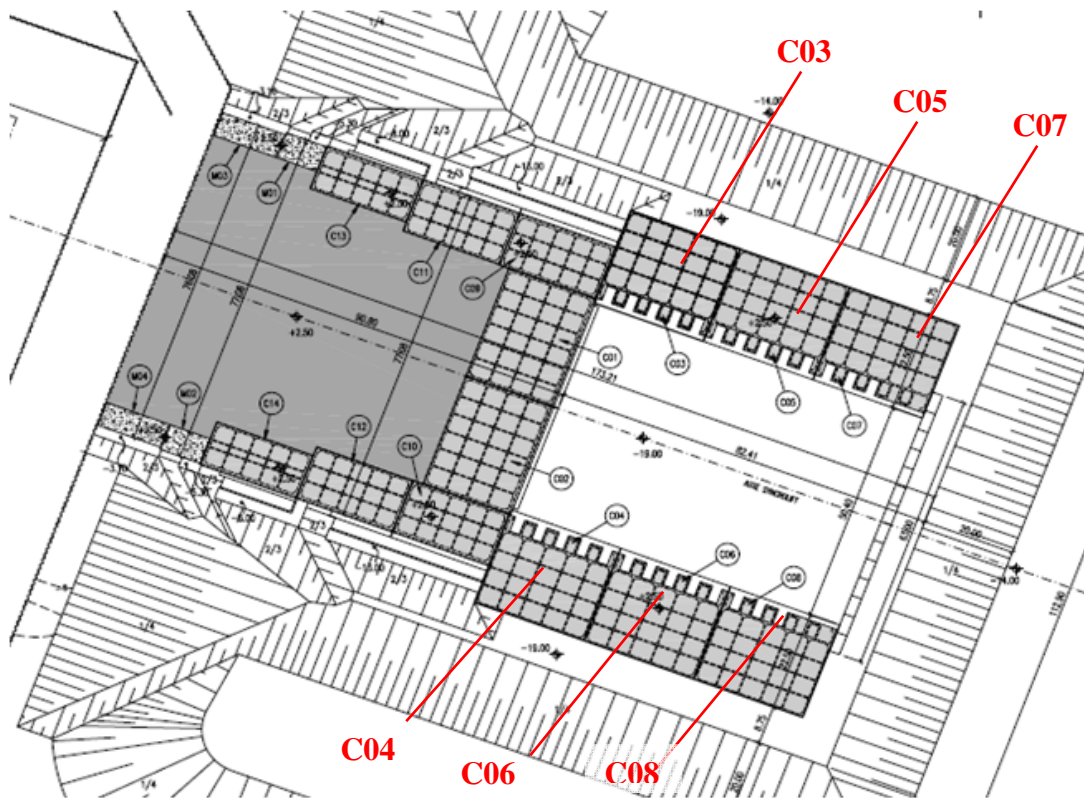


FIG. 6-8 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT- UBICAZIONE PLANIMETRICA DEI CASSONI

In sintesi, per ciascun cassone, le fasi costruttive possono essere riassunte in questo modo:

1. Posa del cassone: il cassone viene riempito d'acqua fino a provocarne l'affondamento e stabilizzato con zavorra liquida. Il carico trasmesso in fondazione alla fine di questa fase è $q_1 = 64$ KPa ;
2. Zavorramento del cassone: alla zavorra liquida di stabilizzazione si aggiunge la zavorra solida costituita da sabbia. L'incremento di carico in fondazione in questa fase è di $q_2 = 20$ KPa;
3. Costruzione della sovrastruttura: la sovrastruttura rappresenta il piano finito dei cassoni ed è costituita da un getto di calcestruzzo armato che chiude le superiormente le celle dei cassoni. L'incremento di carico in fondazione in questa fase è $q_3 = 42$ KPa.

Alla fine delle operazioni il carico efficace trasmesso in fondazione dai cassoni è:

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 126 \text{ KPa.}$$

Il carico q , come precedentemente detto, recupera di fatto lo scarico del dragaggio e ogni incremento di carico in fondazione rispetto a q porta il terreno in condizioni di carico vergine. Il carico da precarica, q_p , è mediamente pari a:

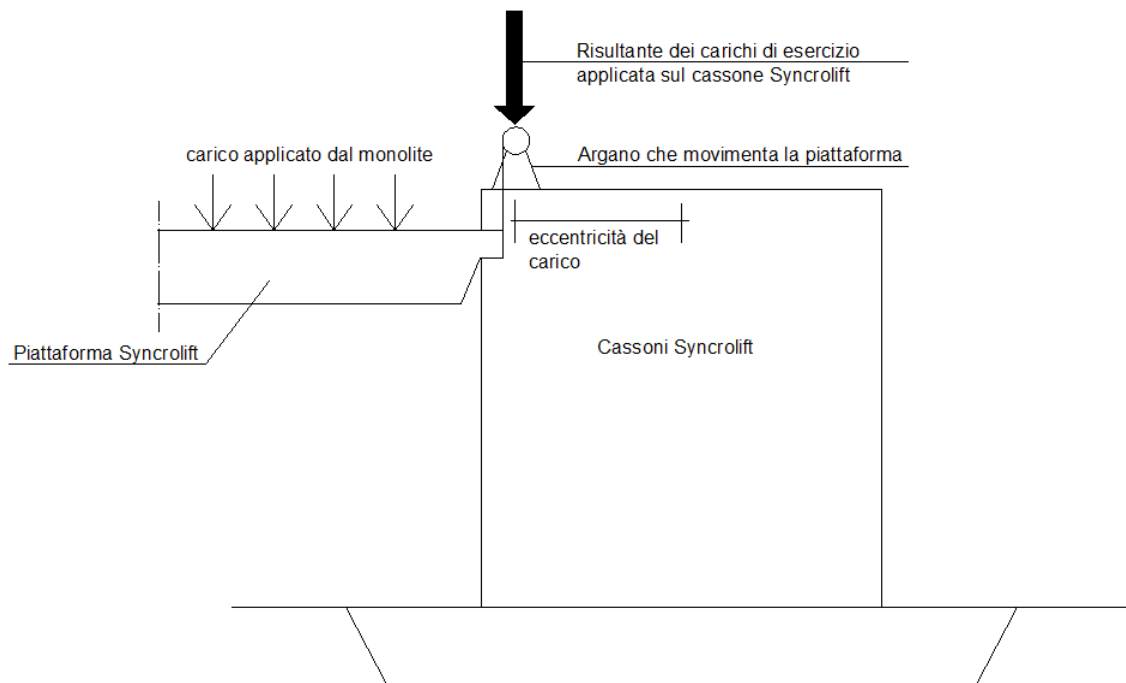
$$q_p = 107 \text{ KPa.}$$

La cronistoria dei cassoni prevede quindi due ulteriori fasi costruttive:

4. Precarica del cassone: messa in opera di massi in calcestruzzo e billette metalliche simulanti il carico di esercizio per ciascun cassone. Incremento di carico in fondazione $q_p = 107 \text{ kPa}$;
5. Rimozione della precarica.

Per il solo cassone C07 è stato eseguito un parziale ciclo di scarico e ricarico del cassone al fine di verificare che il cedimento ad esso conseguente fosse effettivamente quello corrispondente all'avere i terreni di fondazione in totale ricompressione.

Le modalità di precarica sono illustrate nella figura e nelle foto che seguono.





Si fa riferimento alla caratterizzazione presentata al paragrafo 3.2.4 e di seguito riportata con riferimento alle sole caratteristiche deformazionali dei terreni e al loro grado di sovraconsolidazione.

La stratigrafia media al di sotto del piano di posa dei cassoni del Syncrolift è la seguente:

LIVELLO	QUOTA (m l.m.m.)	E_{01} (MPa)	M_c (MPa)	M_R (MPa)	OCR
C	-22.00÷-23.50	35	-	-	1
C'	-23.50÷-28.00	-	3	15	2
C	-28.00÷-30.00	35	-	-	1
D	-30.00÷-41.00	-	4	25	1.5
E	-41.00÷-75.00	40	-	-	1

Con E_{01} si intende il modulo elastico dei terreni granulari allo 0.1% di deformazione, con M_c per i terreni coesivi il modulo edometrico di primo carico e con M_R per i terreni coesivi il modulo edometrico di ricarico/scarico.

Per ciascuna fase costruttiva descritta il comportamento deformazionale atteso per il terreno è il seguente:

FASE COSTRUTTIVA	RISPOSTA DEFORMAZIONALE DEL TERRENO	
	TERRENI GRANULARI	TERRENI COESIVI
Dragaggio	Modulo di scarico	Modulo di scarico
Posa dei cassoni	Modulo di ricarico	Modulo di ricarico
Affondamento dei cassoni	Modulo di ricarico	Modulo di ricarico
Zavorramento dei cassoni	Modulo di ricarico	Modulo di ricarico
Costruzione della sovrastruttura	Modulo di ricarico	Modulo di ricarico
Precarica dei cassoni	Modulo di primo carico	Modulo di ricarico
Rimozione della precarica	Modulo di scarico	Modulo di scarico

Il grado di sovraconsolidazione iniziale dei terreni coesivi è tale da far sì che essi si trovino in condizioni di ricarico anche nella fase di precarica, mentre i terreni granulari, preconsolidati dal solo dragaggio, si trovano in carico vergine per la fase di precarica.

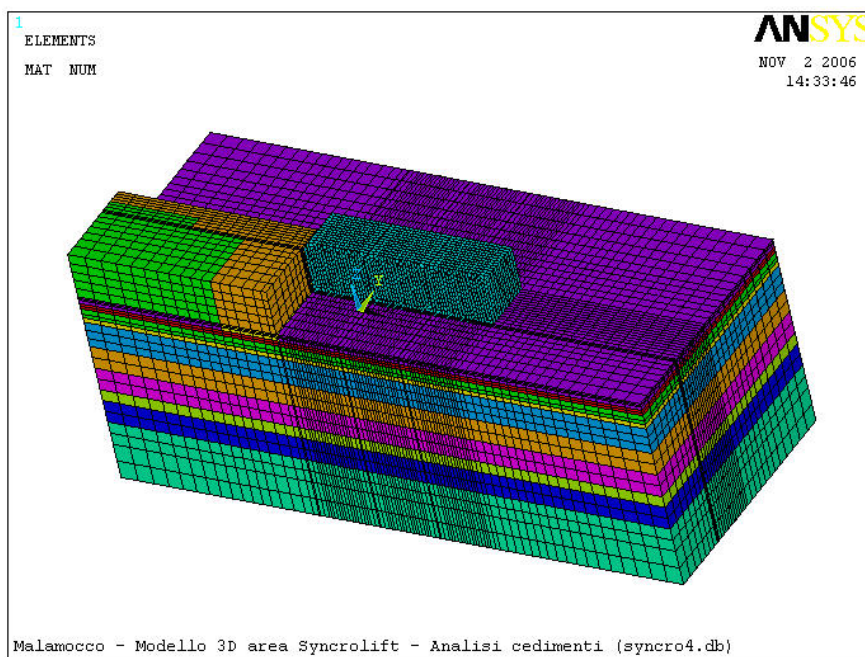
Sulla base di quanto osservato sul rilevato di prefabbricazione, per i terreni granulari, si è assunto che i moduli elastici di scarico e ricarico siano pari a 10 volte il modulo E_{01} , mentre per i terreni coesivi si fa riferimento al modulo edometrico M_R .

Volendo riproporre in termini numerici la precedente tabella si ottiene:

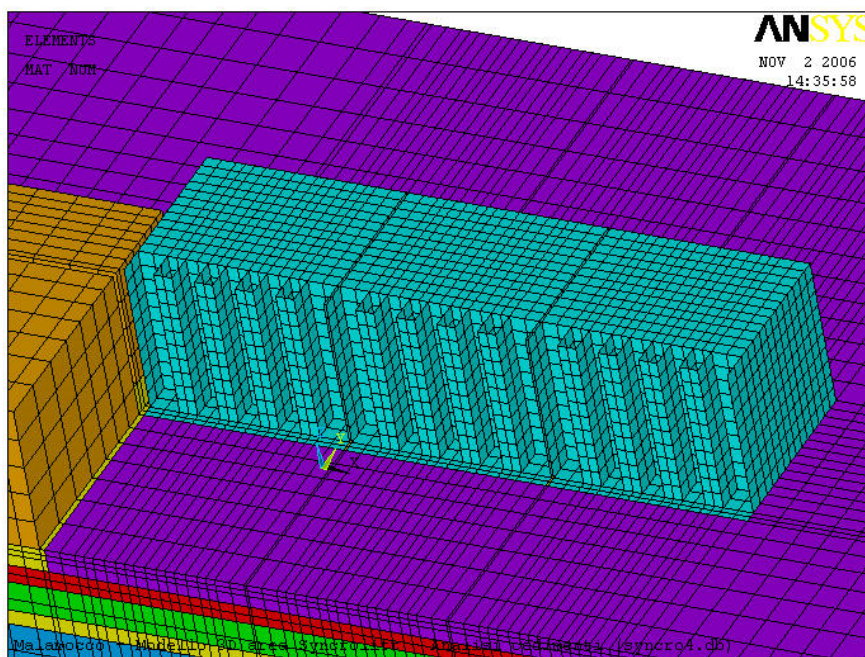
FASE COSTRUTTIVA	MODULO ELASTICO DEL TERRENO (MPa)			
	TERRENI GRANULARI		TERRENI COESIVI	
	LIVELLO C	LIVELLO E	LIVELLO C'	LIVELLO D
Dragaggio	350	400	15	25
Posa dei cassoni	350	400	15	25
Affondamento dei cassoni	350	400	15	25
Zavorramento dei cassoni	350	400	15	25
Costruzione della sovrastruttura	350	400	15	25
Precarica dei cassoni	35	40	15	25
Rimozione della precarica	350	400	15	25

I carichi associati a ciascuna fase sono stati precedentemente indicati e il calcolo è stato condotto usando il programma ad elementi finiti Plaxis, modellando una sezione piana, quindi i cedimenti da esso restituiti sovrastimano quelli corrispondenti al reale stato di sforzo prodotto dai cassoni che, invece, è più prossimo a un 3D.

In virtù di ciò il modello plaxis è stato affiancato da un modello Ansys 3D in cui si sono simulate tutte le fasi costruttive prima riepilogate, ovvero l'intera sequenza di posa e precarica di tutti i cassoni. La figura che segue è relativa alla geometria del modello. Visto l'elevato onere computazionale il modello è stato condotto in condizioni di simmetria rispetto l'asse della piattaforma del Syncrolift, modellando quindi di fatto solo 3 cassoni degli argani e 1 cassone di banchina.



Vista assometrica Sud-Nord



Particolare vista assometrica Sud-Nord dei tre cassoni del Syncrolift

FIG. 6-9 - MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT - MODELLO ANSYS DEI CASSONI DEL SYNCROLIFT – VISTA ASSONOMETRICA SUD-NORD DEI TRE CASSONI DEL SYNCROLIFT

I risultati ottenuti col modello 3D, in termini di diagramma carico-cedimento, sono riportati nella seguente figura. Per omogeneità con le effettive fasi costruttive la precarica è stata applicata su

un cassone per volta ed i risultati che seguono sono relativi appunto al singolo cassone e più nello specifico al cassone centrale corrispondente ai cassoni C05 e C06.

Il punto di osservazione rispetto cui è costruito il diagramma corrisponde con quello utilizzato per restituire le misure ottenute col monitoraggio.

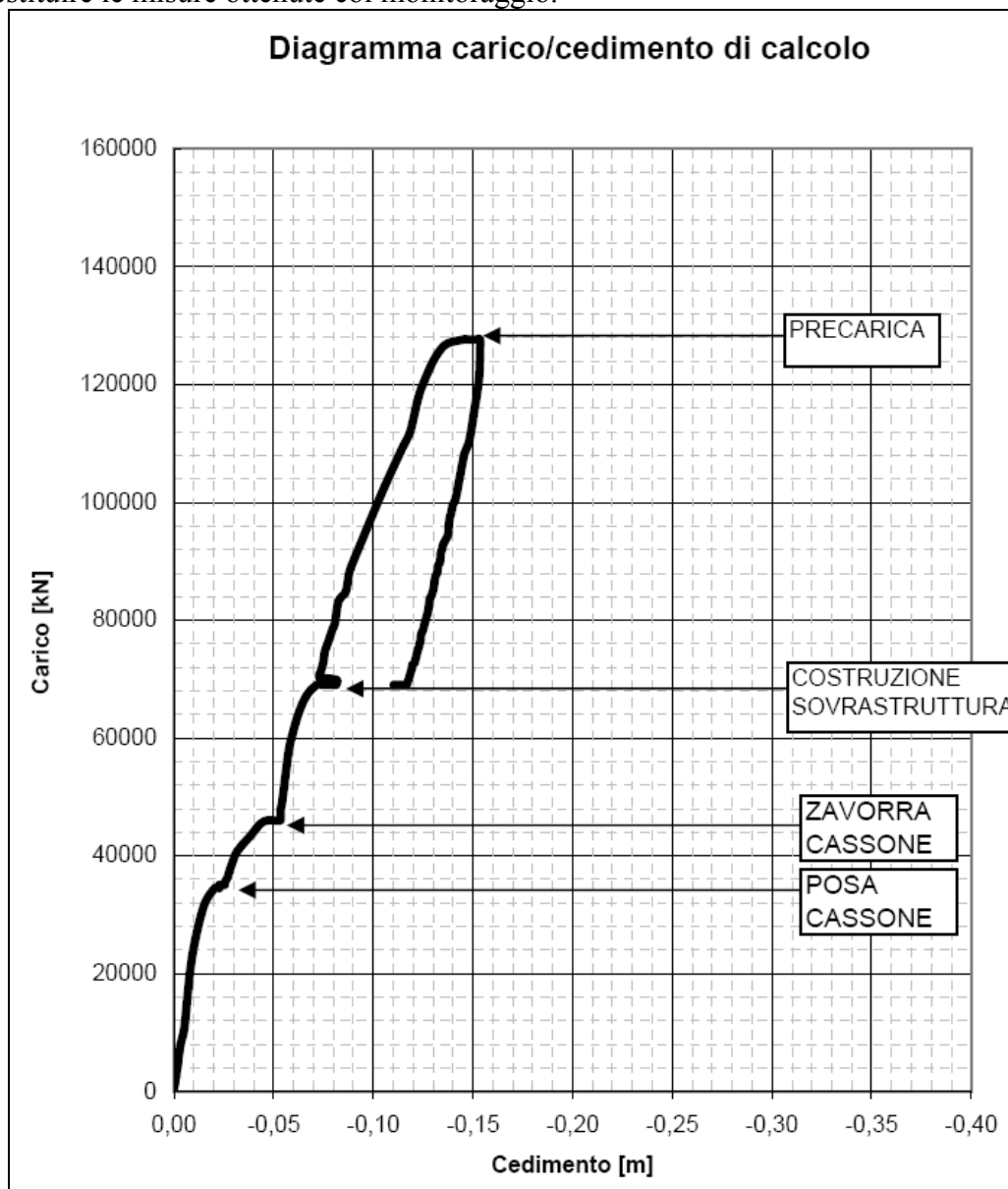


FIG. 6-10 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT- MODELLO ANSYS - DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO DI CALCOLO

Come si può osservare dal diagramma carico-cedimento misurato e riportato al paragrafo 5.2 e qui riproposto i cassoni sono raggruppabili in 2 gruppi: i cassoni C03, C04, C05, C06 e i cassoni

C07 e C08. Questi ultimi due infatti hanno subito un cedimento nella fase di posa e zavorramento maggiore degli altri, praticamente doppio.

Curva carico cedimento misurata

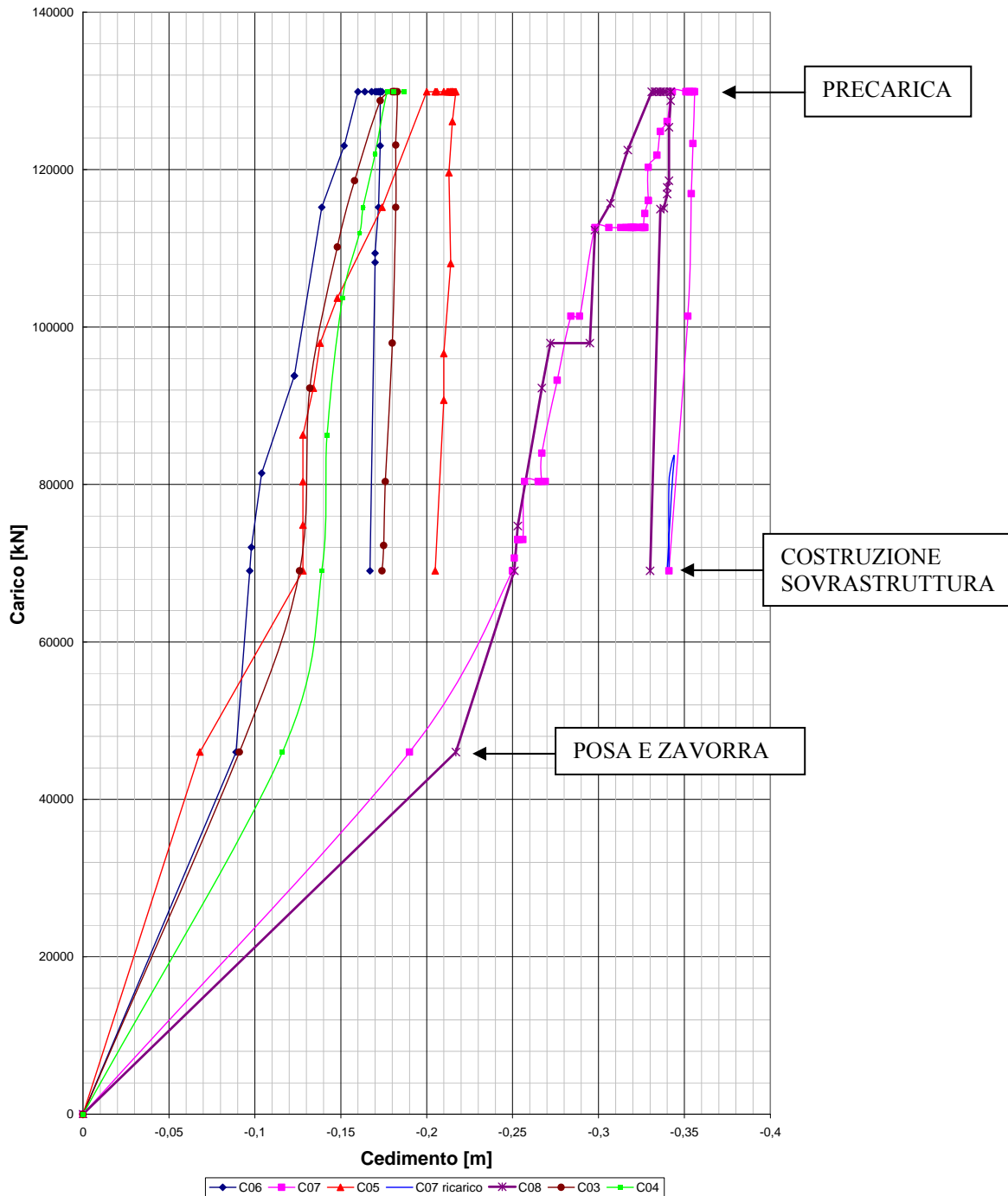


FIG. 6-11 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT– DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO MISURATO DEI 6 CASSONI DEL SYNCROLIFT

Isolando la sola fase di precarica, invece, si può notare come il comportamento sotto carico di tutti i cassoni sia sostanzialmente il medesimo, si veda la figura seguente, Fig. 6-12.

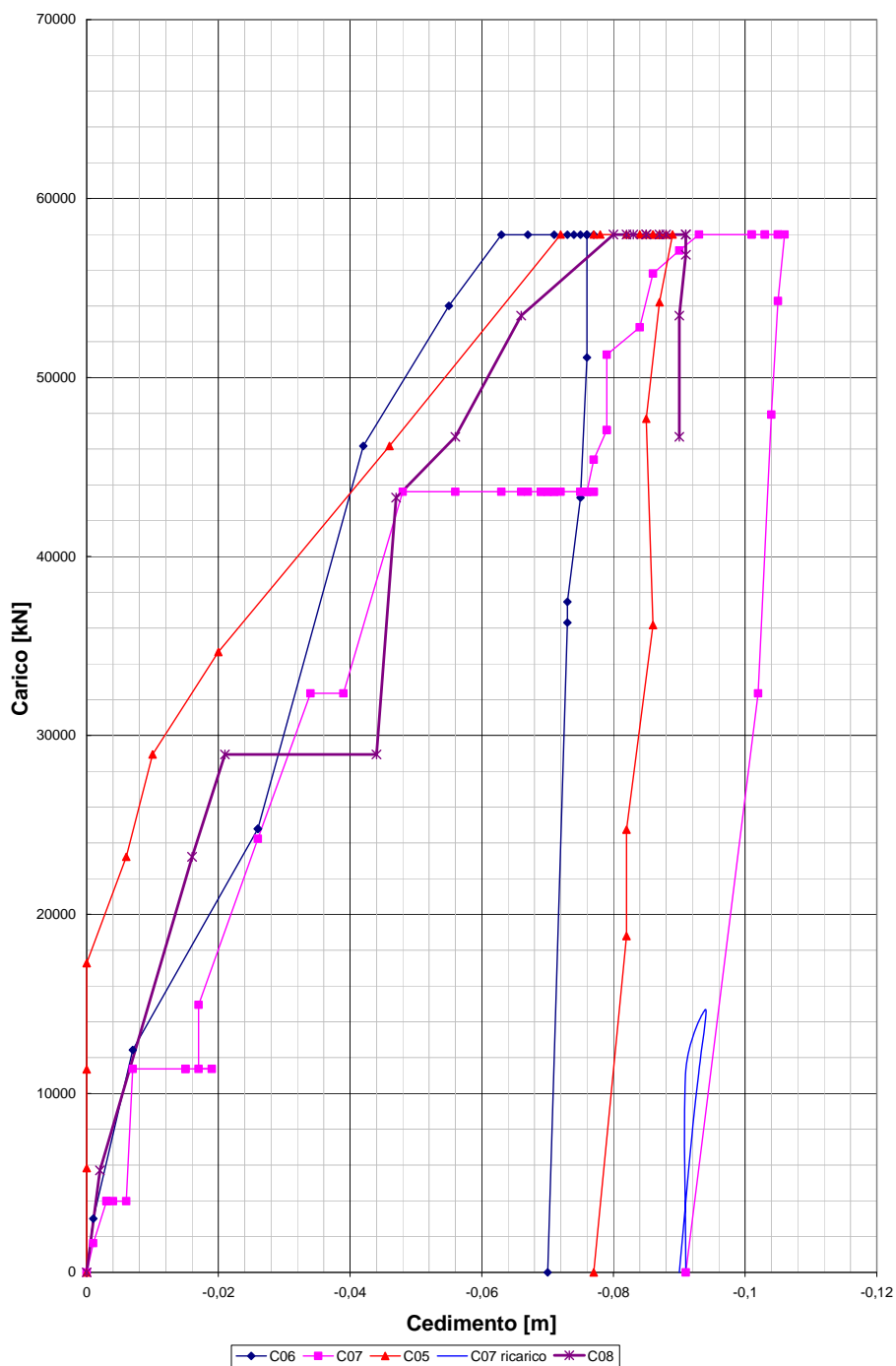


FIG. 6-12 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT- DIAGRAMMA CARICO-CEDIMENTO DEI 6 CASSONI DEL SYNCROLIFT RELATIVO ALLA SOLA FASE DI PRECARICA

La Fig. 6-13 mostra il confronto tra calcolo dei cedimenti utilizzando i moduli elastici da caratterizzazione e misura.

I principali scostamenti sono relativi alla fase di posa, affondamento, zavorramento e costruzione della sovrastruttura. In particolare i cedimenti misurati risultano maggiori di quelli calcolati e tale fatto è decisamente evidente per i cassoni C07 e C08.

Considerando i tratti di curva relativamente alla fase di precarica e scarico della precarica in termini di pendenza della curva e quindi di moduli elastici del terreno, si nota invece, come vi sia un buon accordo tra misure e calcolo.

Si fa notare che i valori calcolati sono relativi al singolo cassone e pertanto non tengono in conto di eventuali cedimenti indotti dai cassoni adiacenti.

Tale ipotesi di calcolo è derivata dall'osservazione sperimentale che durante le fasi di carico dei cassoni adiacenti sul cassone monitorato i cedimenti indotti sono stati sostanzialmente trascurabili.

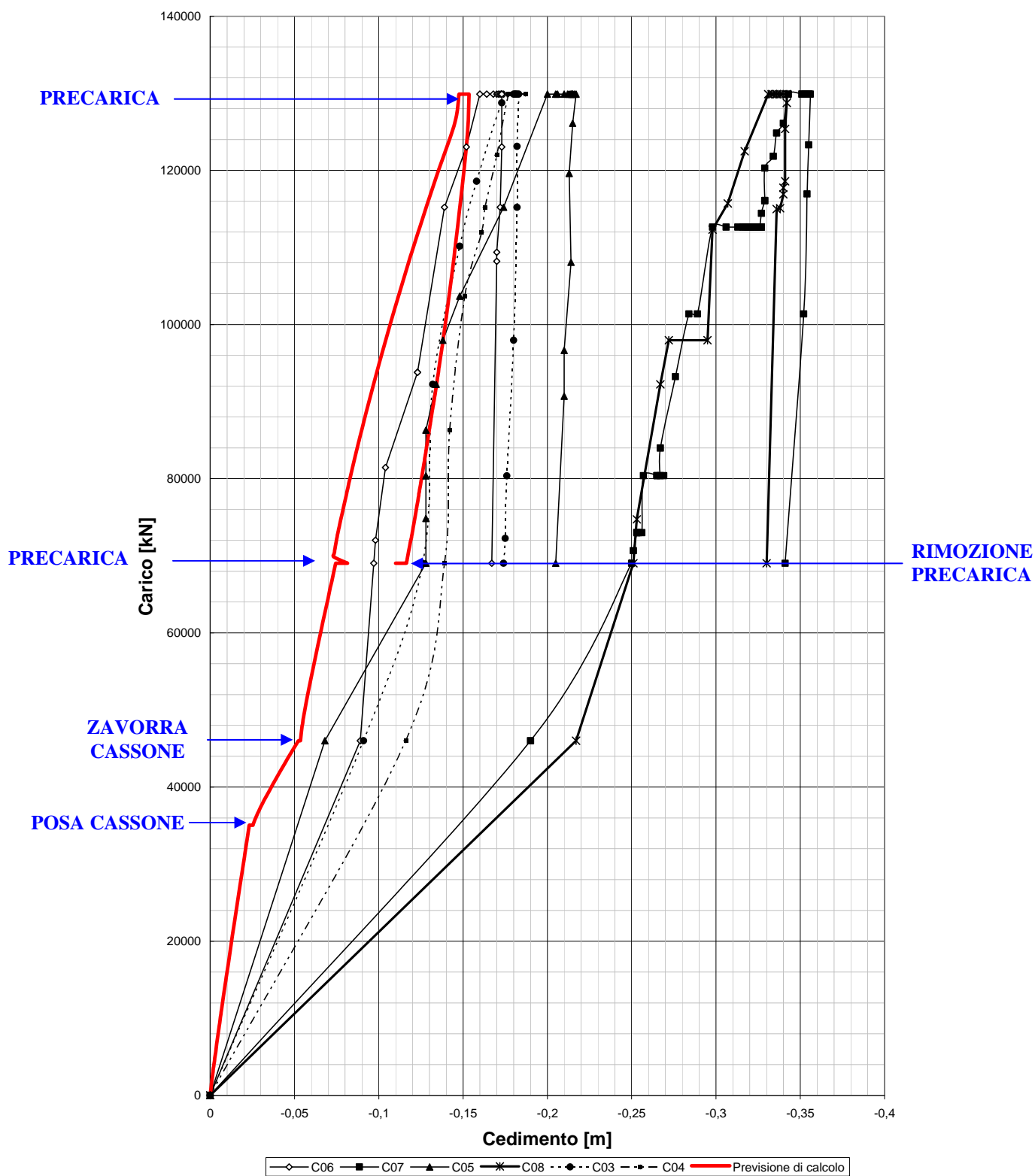


FIG. 6-13 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT – CONFRONTO TRA PREVISIONE E MISURA

Quello che appare evidente è che nelle fasi precedenti la precarica in cui, come mostrato, i terreni si trovano in totale ricompressione, in quanto recuperano lo scarico dovuto al dragaggio iniziale, la compressibilità degli stessi è ben maggiore di quella attesa.

Si sono fatti diversi tentativi di interpretazione delle misure e il risultato finale è mostrato nella seguente Fig. 6-14.

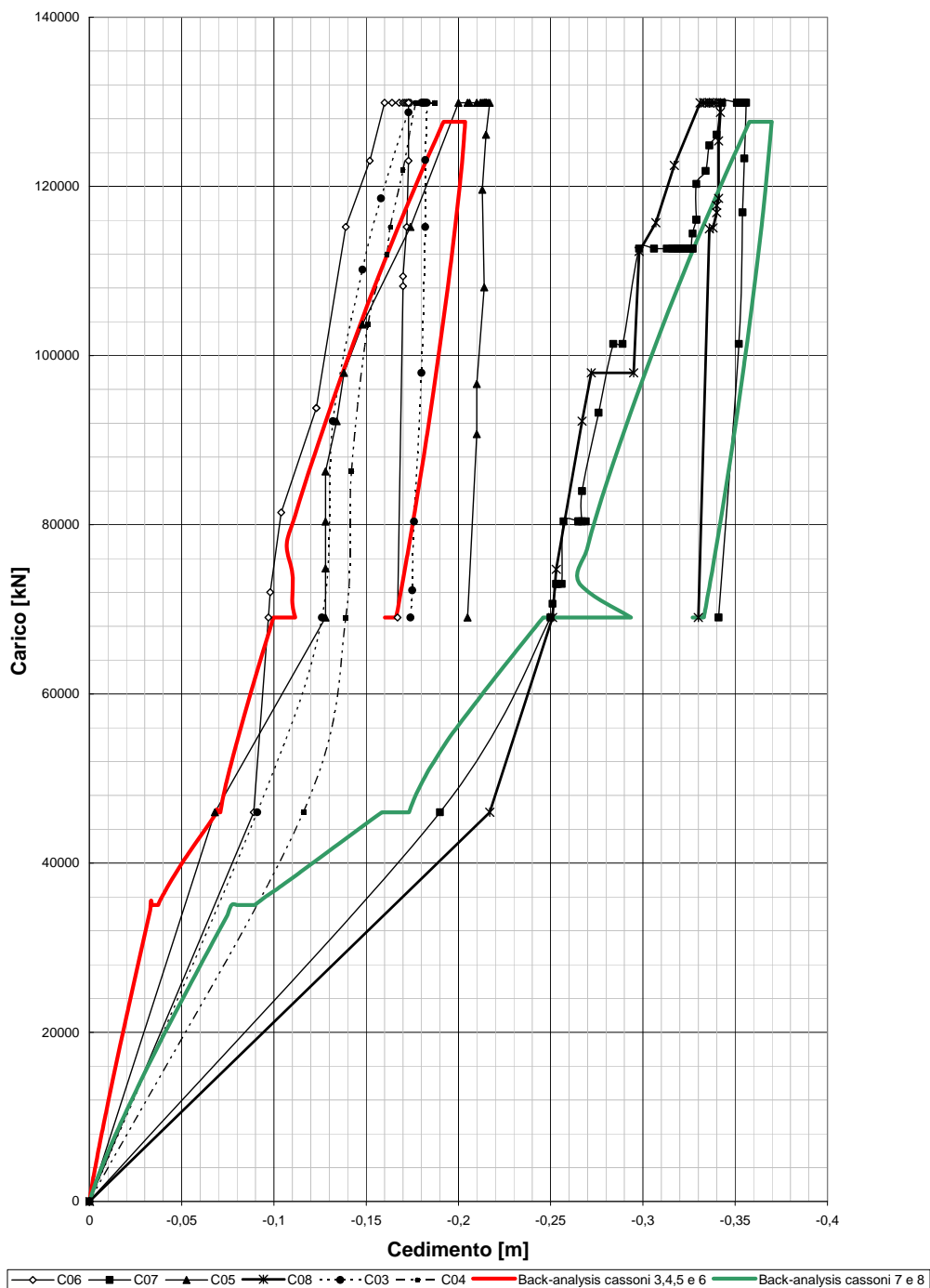


FIG. 6-14 - COMPORTAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL SYNCROLIFT – BACK-ANALYSIS DELLE MISURE

Sorprendentemente quello che risulta è che per ottenere i valori di cedimento misurati bisogna considerare, nelle fasi di carico che recuperano lo scarico da dragaggio, i moduli elastici dei terreni in primo carico anziché in ricarico. Ossia è come se il dragaggio non avesse di fatto preconsolidato il terreno e anzi per i cassoni C07 e C08 fosse riuscito ad annullare anche la preconsolidazione iniziale dei terreni coesivi. All'interno di questo comportamento anomalo del terreno di fondazione si fa notare come mentre per i cassoni C03, C04, C05 e C06 si sia dovuto supporre un modulo di primo carico per i soli livelli granulari, per i cassoni C07 e C08 per ottenere i valori misurati si siano dovuti considerare come normal consolidati anche i terreni coesivi.

Si fa notare che l'unico elemento che differenzia i cassoni 7 e 8 dagli altri è la loro posizione geometrica, ovvero sono i cassoni più esterni e quindi con minor confinamento laterale del terreno di fondazione.

In qualche modo, quindi, il minor confinamento del terreno di fondazione dei cassoni 7 e 8 ha causato un maggior incremento di compressibilità rispetto agli altri cassoni che risultano più confinati.

Volendo riassumere con una tabella gli scostamenti tra comportamento atteso e comportamento misurato si ottiene:

FASE COSTRUTTIVA	TERRENI GRANULARI		TERRENI COESIVI	
	PREVISIONE	MISURA	PREVISIONE	MISURA
POSA CASSONE	RICARICO	PRIMO CARICO	RICARICO	RICARICO (C03-C06) PRIMO CARICO (C07-C08)
AFFONDAMENTO CASSONI	RICARICO	PRIMO CARICO	RICARICO	RICARICO (C03-C06) PRIMO CARICO (C07-C08)
ZAVORRAMENTO CASSONI	RICARICO	PRIMO CARICO	RICARICO	RICARICO (C03-C06) PRIMO CARICO (C07-C08)
COSTRUZIONE SOVRASTRUTTURA	RICARICO	PRIMO CARICO	RICARICO	RICARICO (C03-C06) PRIMO CARICO (C07-C08)
PRECARICA	PRIMO CARICO	PRIMO CARICO	RICARICO	RICARICO
RIMOZIONE PRECARICA	SCARICO	SCARICO	SCARICO	SCARICO

Di seguito si riassumono i valori dei moduli elastici che sono stati ricavati dall'interpretazione delle misure nelle singole fasi costruttive.

FASE COSTRUTTIVA	MODULI ELASTICI RICAVALI DALLE MISURE (MPa)			
	Livello C	Livello C'	Livello D	Livello E
	E_C	$E_{C'}$	$E_{D'}$	E_E
POSA CASSONI	35	15 C03÷ C06 3 C07÷ C08	25 C03÷ C06 4 C07÷ C08	40
AFFONDAMENTO CASSONI	35	15 C03÷ C06 3 C07÷ C08	25 C03÷ C06 4 C07÷ C08	40
ZAVORRAMENTO CASSONI	35	15 C03÷ C06 3 C07÷ C08	25 C03÷ C06 4 C07÷ C08	40
SOVRASTRUTTURA	35	15 C03÷ C06 3 C07÷ C08	25 C03÷ C06 4 C07÷ C08	40
PRECARICA	35	15	25	40
RIMOZIONE PRECARICA	350	15	25	400
PARZIALE RICARICA C07	350	15	25	400

Si conferma inoltre che nelle fasi di scarico e ricarica, i moduli dei terreni granulari sono 10 volte quelli di primo carico, mentre per i terreni coesivi si conferma valido il modulo M_R misurato in condizioni edometriche.

Bisogna approfondire il perché di tale divario tra deformabilità del terreno da caratterizzazione e deformabilità ricavata dal monitoraggio delle opere.

6.3. Parziale saturazione del terreno di fondazione: effetti sulla compressibilità

6.3.1. Comportamento riscontrato

Già l'interpretazione della misura dell'assestometro profondo sul rilevato ha messo in evidenza alcune peculiarità della risposta deformazionale dei terreni che portano ad osservare comportamenti che si discostano dalle attese.

Tale evidenza è stata ancora più evidente nell'interpretazione del monitoraggio dei cassoni del Syncrolift dove lo scostamento tra misura e previsione è stato ben più accentuato.

In questo caso inoltre lo scostamento tra previsione e misura è relativo alle fasi costruttive che recuperano lo scarico da dragaggio, mentre nelle fasi di precarico e rimozione della precarica il comportamento osservato è congruente a quello previsto.

In particolare, in entrambi i casi, la compressibilità dei terreni misurata è stata superiore a quella derivante dalla caratterizzazione geotecnica. In quanto segue si cerca di dare una spiegazione di tali evidenze sperimentali.

6.3.2. Parziale saturazione del terreno

Al fine di poter inquadrare e comprendere quelle che finora sono state esposte come anomalie di comportamento, bisogna fare un'ulteriore considerazione ed in particolare bisogna tornare indietro a quelle che sono le peculiarità dei terreni lagunari.

I terreni della laguna risultano essere parzialmente saturi e già in fase di studio delle caratteristiche geotecniche dei terreni per il progetto delle opere mobili sono state condotte letture piezometriche a diverse profondità che sono poi state correlate al carico imposto dalla variazione mareale al fondale.

La variazione del livello di marea sul fondale implica una variazione di carico totale.

All'applicazione di un carico totale segue una variazione delle pressioni neutre, che nell'ipotesi che il cambio di marea avvenga su un'area sufficientemente estesa si può considerare monodimensionale e quindi che avvenga in condizioni di sforzo edometrico.

Le misure piezometriche di cui si è detto sono state condotte durante la campagna geognostica di Lido Treporti. Viste le conclusioni sulla sedimentologia e sulla natura dei terreni lagunari, i risultati ottenuti a Treporti sono estendibili anche al caso di Malamocco ed in generale all'intera laguna.

6.3.3. Evidenze della parziale saturazione del terreno

All'interno della campagna geognostica per la caratterizzazione dei terreni lagunari condotta alla Bocca di Lido Treporti sono state messe in opera, su 4 verticali, 10 celle piezometriche. In questa sede si fa riferimento a solo 2 verticali, la S1T e S4T, per le quali il periodo di registrazione dei dati piezometrici risulta essere più lungo e rappresentativo, Fig. 6-15. Sono presenti 4 celle piezometriche, di cui 3 in corrispondenza della verticale S1T e una sola in corrispondenza della S4T.

La tabella che segue individua la quota di installazione delle singole celle e i livelli deposizionali in cui esse si trovano.

PARZIALE SATURAZIONE DEL TERRENO – QUOTA DI INSTALLAZIONE DELLE CELLE PIEZOMETRICHE			
VERTICALE	CELLA PIEZOMETRICA	QUOTA (m l.m.m.)	LIVELLO DEPOSIZIONALE
S1T	S1Ts	-12,20	A
	S1Tp	-37,20	E
	S1Tpp	-53,90	E
S4T	S4Ts	-26,00	D

Il periodo di osservazione complessivo va da maggio del 2003 ad agosto 2004. Si considerano tre finestre temporali per la discussione che seguirà:

- Periodo 1, dal 19 settembre 2003 al 19 ottobre 2003;
- Periodo 2, dal 1 gennaio 2004 al 31 gennaio 2004;
- Periodo 3, dall'1 giugno 2004 al 30 giugno 2004.

Dall'osservazione delle misure piezometriche risultano chiari due aspetti: il segnale risulta ritardato temporalmente e deamplificato. In particolare mentre il ritardo risulta praticamente costante, l'attenuazione del segnale aumenta con l'aumentare della profondità.

Di seguito si mostra, per ciascuna cella piezometrica, l'andamento temporale del livello piezometrico misurato dalla cella sovrapposto all'andamento temporale della marea in modo da evidenziare smorzamenti e ritardi nel segnale, Fig. 6-16÷Fig. 6-19.

La tabella che segue riporta per i vari livelli deposizionali lo sfasamento temporale delle misure e la loro deamplificazione.

TAB. 6.4 - PARZIALE SATURAZIONE DEL TERRENO – RITARDO TEMPORALE E DEAMPLIFICAZIONE DEL SEGNALE			
CELLA PIEZOMETRICA	LIVELLO	RITARDO TEMPORALE	DEAMPLIFICAZIONE $A_{piez.}/A_{marea}$
S1Ts	A	4-5 ore	0,8
S4Ts	D	4-5 ore	0,3
S1Tp	E	4-5 ore	0,35
S1TPp	E	4-5 ore	0,45

La deamplificazione è definita come:

$$\eta = \frac{A_{piezometro}}{A_{marea}}$$

ossia come rapporto tra l'ampiezza del segnale misurato dal piezometro alla generica quota e l'ampiezza del segnale di marea.

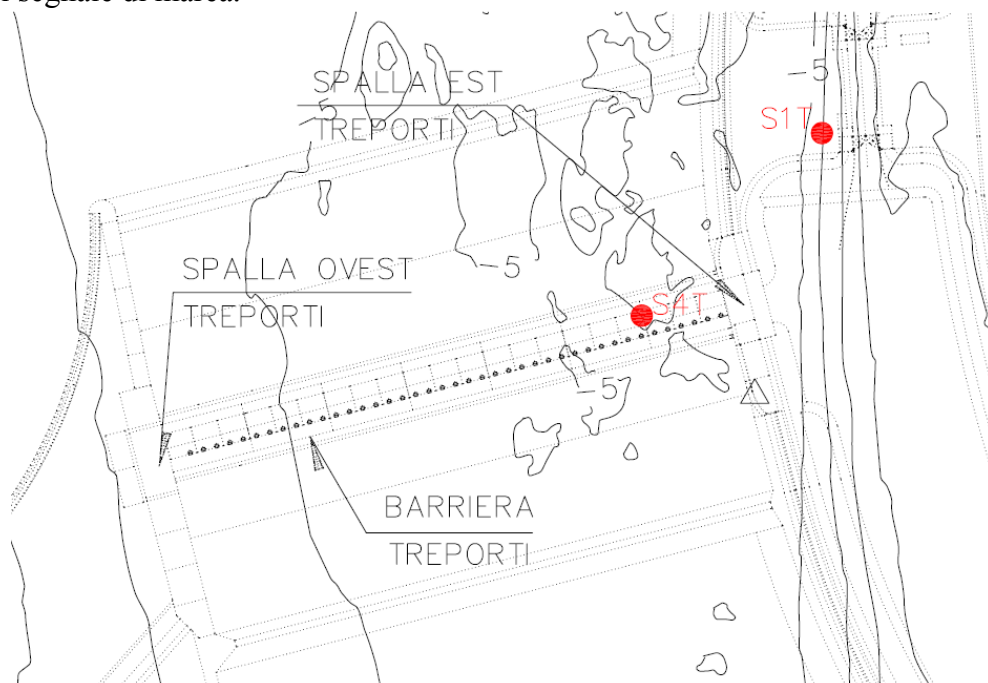


FIG. 6-15 - PARZIALE SATURAZIONE DEI TERRENI – UBICAZIONE VERTICALI PIEZOMETRICHE ALLA BOCCA DI LIDO TREPORTI

Bocca di Lido Treporti

Piezometro S1Ts – posizionato a -12.20 nel livello A

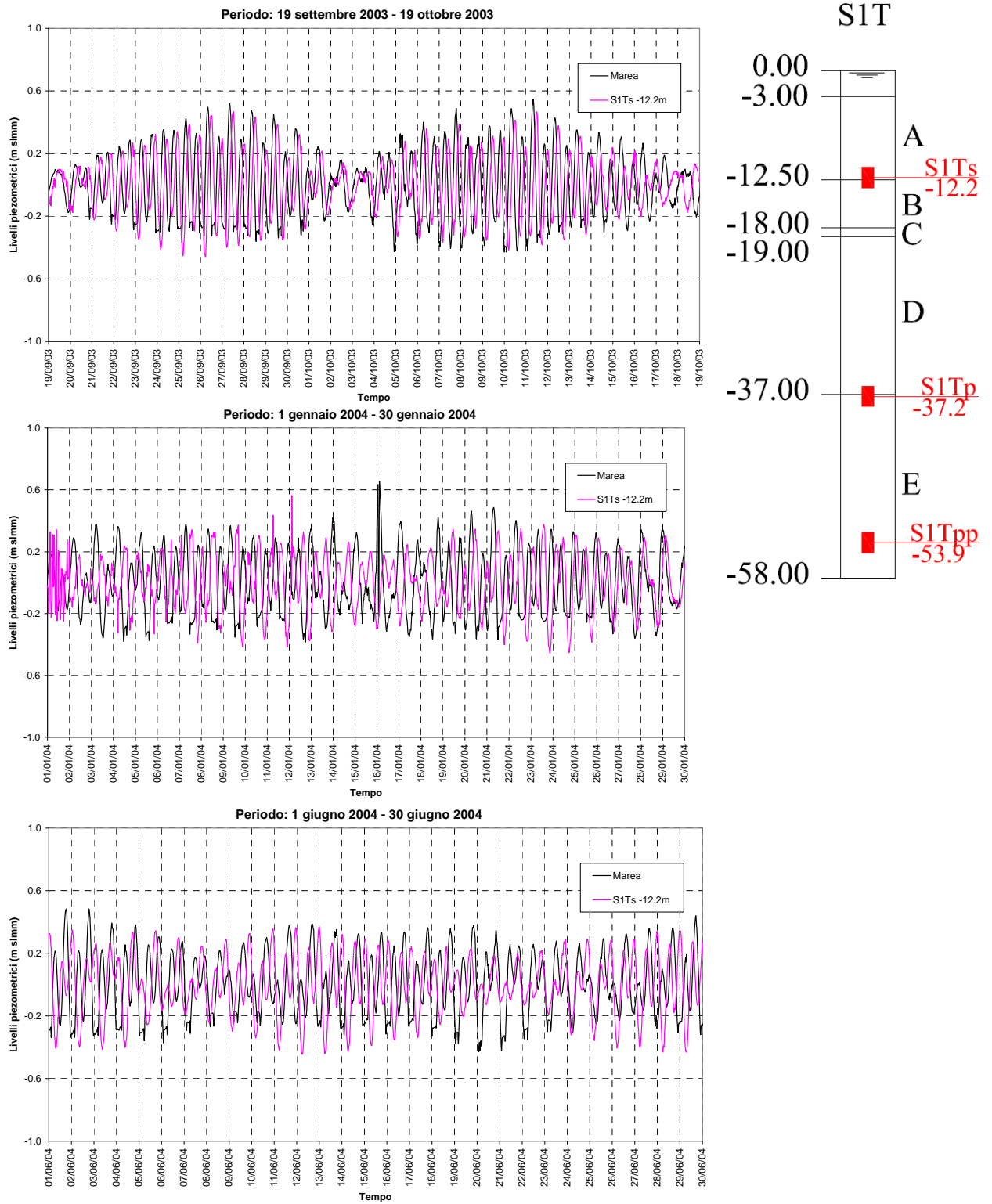


FIG. 6-16 - PIEZOMETRO S1Ts – LIVELLI PIEZOMETRICI E MAREA

Bocca di Lido Treporti
Piezometro S4Ts – posizionato a -26.00 nel livello D

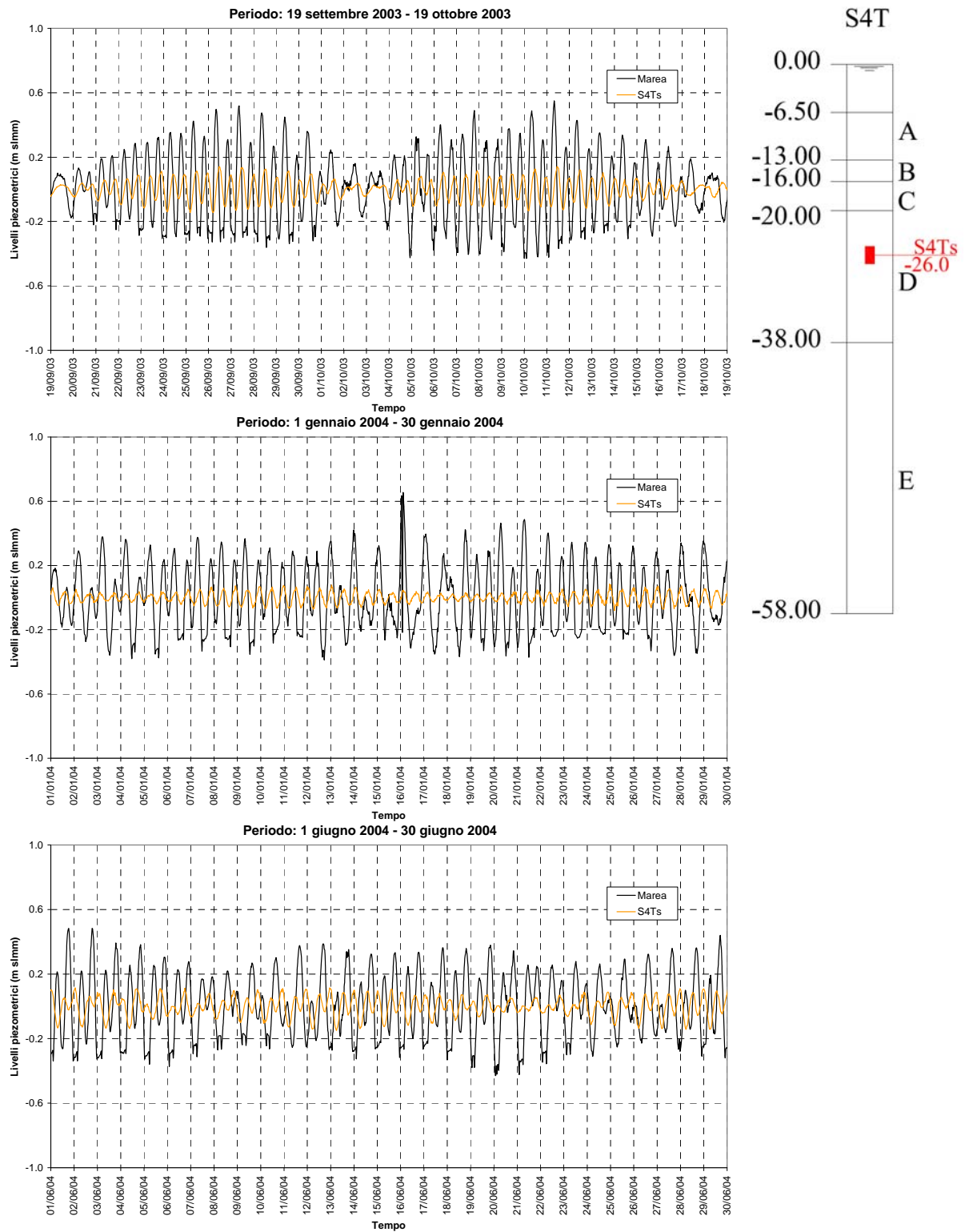


FIG. 6-17 - PIEZOMETRO S4Ts – LIVELLI PIEZOMETRICI E MAREA

Bocca di Lido Treporti

Piezometro S1Tp – posizionato a -37.20 nel livello E

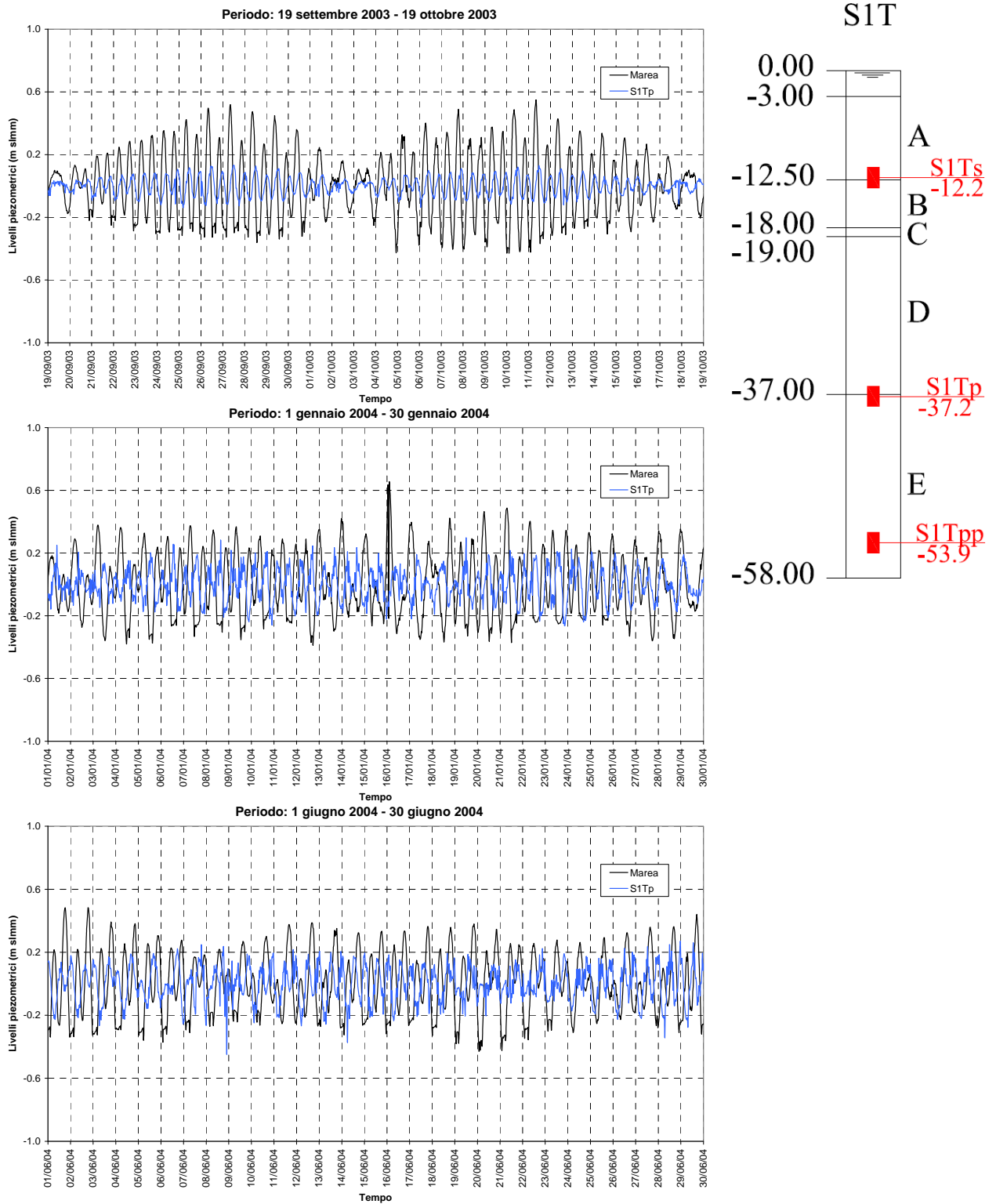


FIG. 6-18 - PIEZOMETRO S1Tp – LIVELLI PIEZOMETRICI E MAREA

Bocca di Lido Treporti

Piezometro S1Tpp – posizionato a -63.90 nel livello E

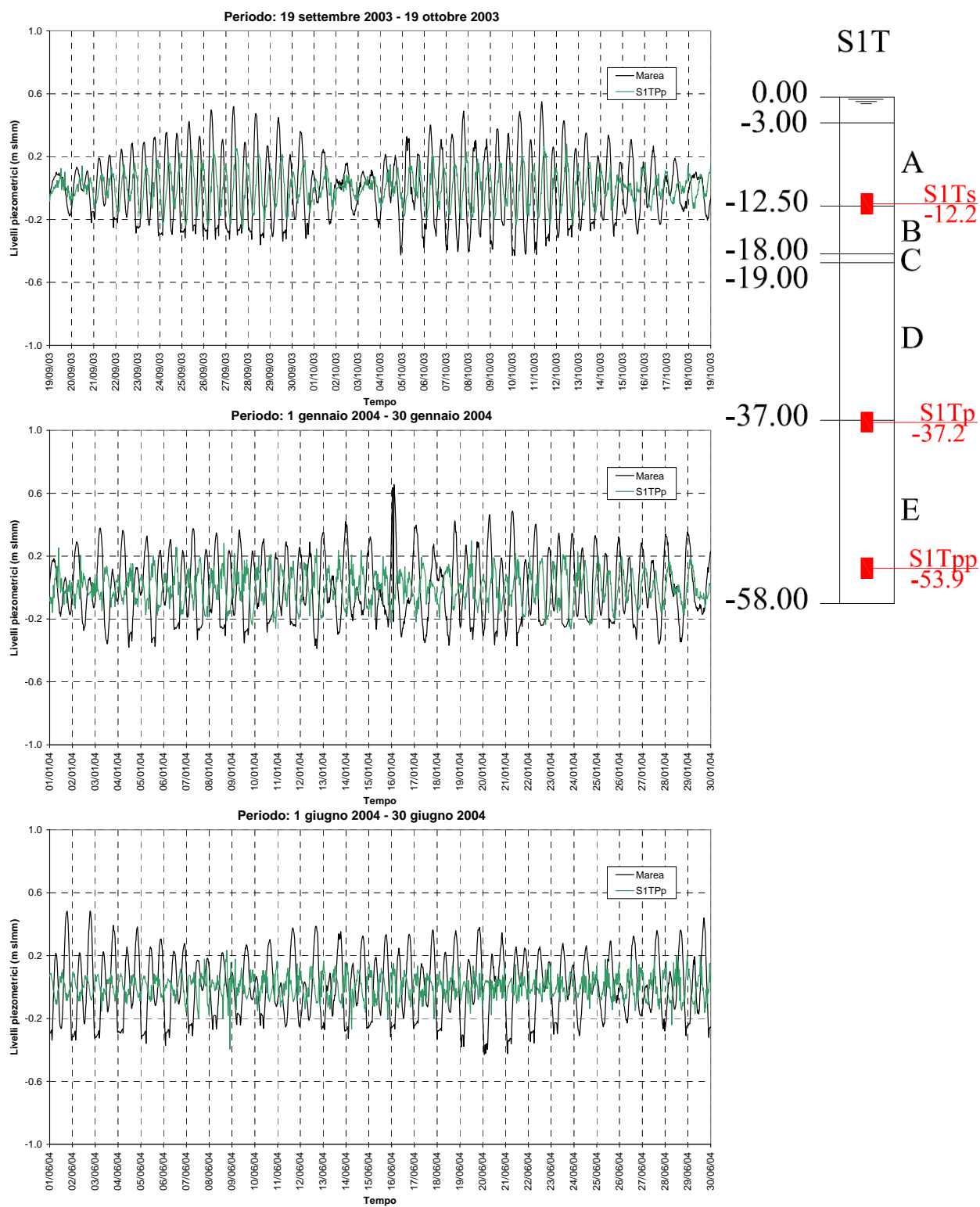


FIG. 6-19 - PIEZOMETRO S1Tpp – LIVELLI PIEZOMETRICI E MAREA

Il carico di marea applicato al fondale rappresenta, di fatto, una variazione di carico totale, $\Delta\sigma_v$ in condizioni edometriche, come detto.

All'applicazione di tale variazione di carico corrisponde la nascita di una variazione di pressione neutra, Δu , tale che:

- Terreno saturo: $\Delta u/\Delta\sigma_v = 1 \rightarrow B = 1$;
- Terreno parzialmente saturo: $\Delta u/\Delta\sigma_v < 1 \rightarrow B < 1$.

Dove B è il parametro di Skempton.

L'applicazione di un carico totale genera una variazione negli sforzi principali totali σ_1 e σ_3 , a cui corrisponde una variazione di pressione neutra pari a:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Nell'ipotesi in cui lo sforzo principale minore sia quello orizzontale ed il maggiore sia quello verticale, risulta:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_H + A(\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_H)] \quad [3]$$

Essendo:

$$\sigma_H = k_0\sigma_v + (1 - k_0)u$$

In termini di incremento di sforzo si può scrivere, in condizioni edometriche:

$$\Delta\sigma_H = k_0\Delta\sigma_v + (1 - k_0)\Delta u \quad [4]$$

Sostituendo questa ultima relazione nella [3] si ottiene:

$$\Delta u = B\{[k_0\Delta\sigma_v + (1 - k_0)\Delta u] + A(\Delta\sigma_v - k_0\Delta\sigma_v - (1 - k_0)\Delta u)\}$$

Per terreno saturo $B = 1$ e quindi:

$$\Delta u = k_0\Delta\sigma_v + (1 - k_0)\Delta u + A\Delta\sigma_v - Ak_0\Delta\sigma_v - A(1 - k_0)\Delta u$$

$$\Delta u(1 - (1 - k_0) + A(1 - k_0)) = (k_0 + A - Ak_0)\Delta\sigma_v$$

$$\Delta u(1 - 1 + k_0 + A - Ak_0) = (k_0 + A(1 - k_0))\Delta\sigma_v$$

$$\Delta u(k_0 + A(1 - k_0)) = (k_0 + A(1 - k_0))\Delta\sigma_v$$

E quindi essendo $(k_0 + A(1 - k_0)) \neq 0$ si ha:

$$\Delta u = \Delta\sigma_v$$

La relazione [4], come detto, implica avere condizioni edometriche per le quali, come dimostrato, risulta che l'incremento di pressione neutra per terreno saturo è pari all'incremento di sforzi totali verticali.

Se il terreno è parzialmente saturo il parametro B è minore dell'unità e quindi:

$$\Delta u < \Delta\sigma_v$$

Risulta dunque che per terreni parzialmente saturi la variazione di pressione neutra è inferiore alla variazione di carico totale applicata.

Il fatto che il segnale registrato dai piezometri subisca una deamplificazione rispetto al carico di marea dimostra quindi la parziale saturazione dei terreni della laguna, su tutta la profondità di indagine, come confermato anche dalla storia deposizionale.

Al fine di dimostrare quanto sopra è stata condotta un'analisi monodimensionale accoppiata di diffusione del carico di marea, in cui le variazioni delle pressioni neutre nel tempo sono accoppiate a quelle degli sforzi efficaci. La stratigrafia implementata con i relativi parametri di deformabilità e permeabilità sono riferiti alle postazioni piezometriche osservate e quindi alla bocca di Lido. Considerato che le variazioni degli sforzi efficaci attesi sono molto piccoli, il modulo di deformazione assunto nel calcolo è E_{max} . I punti di monitoraggio nel modello sono stati posti esattamente alle quote cui sono state installate le celle piezometriche. Le analisi sono state condotte nell'ipotesi di totale saturazione del terreno, $S=1$, e parziale saturazione, $S<1$. L'analisi è stata poi ripetuta variando il grado di saturazione S fino ad ottenere le misure piezometriche. Nella seguente Fig. 6-20 si riportano i risultati ottenuti.

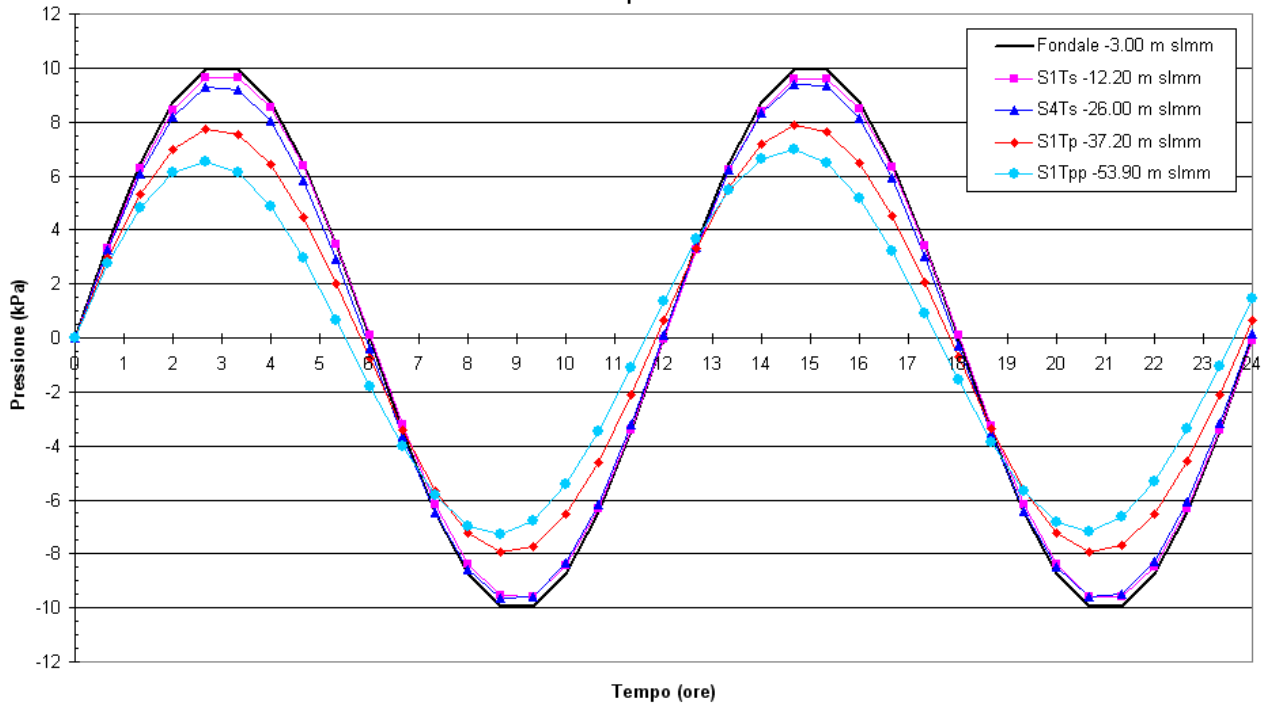
Nel caso di $S=1$ si ottiene una deamplificazione del segnale di marea con la profondità, ma con entità ben inferiori a quelle misurate, infatti:

- Analisi con $S=1$: $A_{piezometri}/A_{marea} = 0.66 \div 0.96$;
- Misure : $A_{piezometri}/A_{marea} = 0.3 \div 0.4$;

Essendo "A" l'ampiezza del segnale.

Considerando $S<1$ si ottengono, invece, maggiori deamplificazioni, così come illustrato in Fig. 6-21.

Venezia - Lido Treporti
 Analisi monodimensionale di propagazione della marea
 Ipotesi S=1



Venezia - Lido Treporti
 Analisi monodimensionale di propagazione della marea
 Ipotesi S≠1

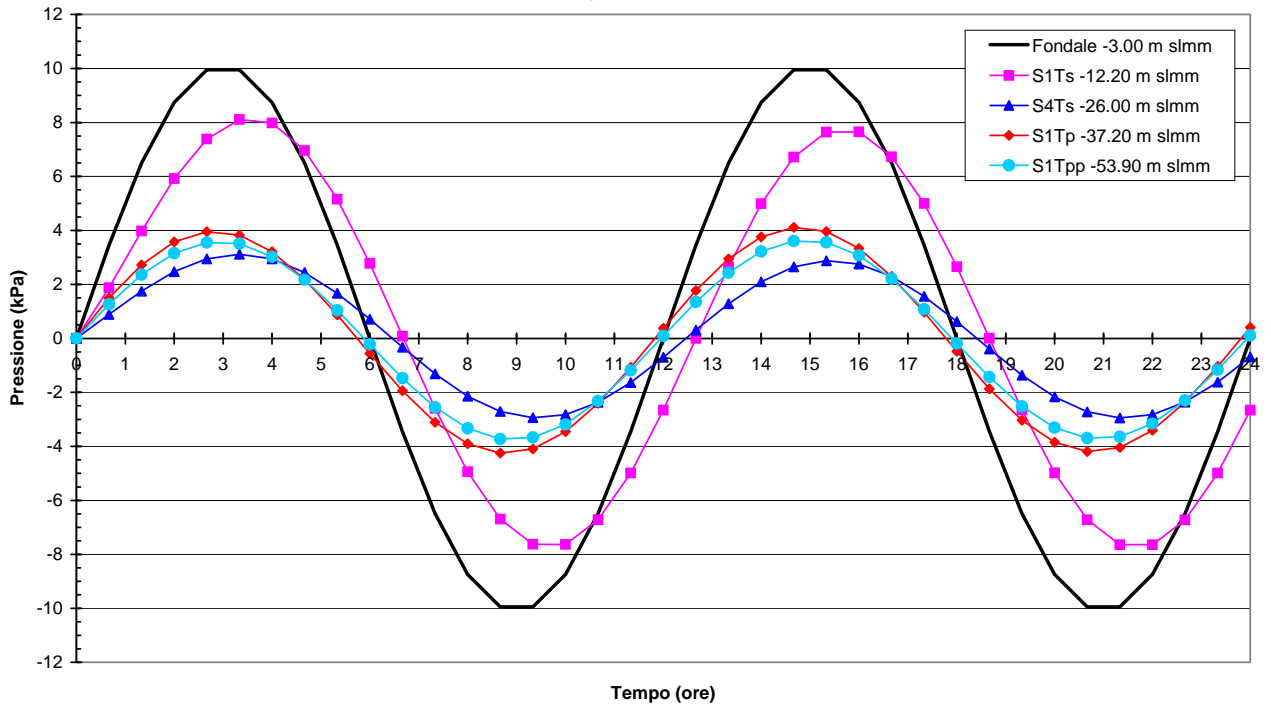


FIG. 6-20 - MODELLO ACCOPPIATO MONODIMENSIONALE - ANDAMENTO DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI NEL TEMPO

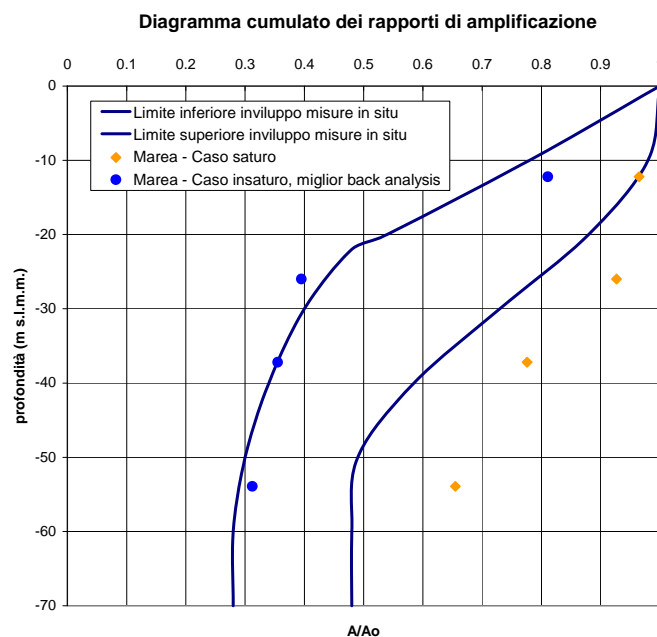


FIG. 6-21 - ANDAMENTO DEL RAPPORTO DI AMPLIFICAZIONE – NEI LIVELLI DEPOSIZIONALI - CONFRONTO RISULTATI SIMULAZIONI CON DATI SPERIMENTALI

Il modello numerico evidenzia che $\Delta u < \Delta \sigma_v$ anche nel caso saturo, contrariamente alla previsione teorica. Questo sta ad indicare che la diffusione di $\Delta \sigma_v$ è istantanea, ma non così la generazione della corrispondente Δu , in altre parole se il carico mareale fosse in posto per un periodo più lungo si otterrebbe $\Delta u = \Delta \sigma_v$. A questo effetto si aggiunge quello della parziale saturazione che porta ai misurati rapporti di deamplificazione. Sommando i due effetti è ovvio che questi rapporti siano tanto più bassi quanto maggiore la profondità.

In particolare la rispondenza migliore con le misure è stata ottenuta con i seguenti valori di S , per i diversi livelli deposizionali:

PARZIALE SATURAZIONE DEL TERRENO – GRADO DI SATURAZIONE OTTENUTO DALLE ANALI PER I VARI LIVELLI DEPOSIZIONALI	
LIVELLO DEPOSIZIONALE	Grado di saturazione - S (%)
A	96 ÷ 99
B	100
C	80
D	95
E	95 ÷ 97

È evidente che tale aspetto sulla parziale saturazione dei terreni lagunari merita ulteriori approfondimenti che però non sono oggetto di questo studio. In quanto segue ci cerca di dare una prima interpretazione del comportamento riscontrato al fine di dare una prima risposta al comportamento riscontrato durante la realizzazione delle opere.

6.3.4. Primo tentativo di interpretazione: comportamento del terreno parzialmente saturo soggetto a variazioni di carico totale

Nella meccanica del terreno il termine saturazione è usato, generalmente, per descrivere la percentuale dei pori nel terreno occupata da un certo fluido, in generale l'acqua. Nel caso in cui il fluido interstiziale sia rappresentato da liquido e gas, è possibile riferire il termine saturazione alla quantità di gas dissolta nel liquido rapportata alla massima quantità dissolvibile per una fissata temperatura e pressione.

Un'altra definizione importante è quella di pressione di saturazione della miscela liquido-gas, $P_{l/g}$, ovvero la pressione alla quale il liquido presente nel sistema è saturato col gas, ovvero non esiste gas libero nei pori del terreno e il sistema è in equilibrio.

La pressione di saturazione è dipendente soltanto dal rapporto tra il volume totale di gas e quello del liquido e dalla temperatura.

In generale, detta P la pressione del fluido interstiziale, nel terreno possono verificarsi 3 condizioni:

1. presenza di liquido e di gas libero ossia $P < P_{l/g}$, $S < 1$;
2. liquido saturato con gas e assenza di gas libero ossia $P = P_{l/g}$, $S = 1$;
3. liquido sotto saturato, ossia $P > P_{l/g}$, $S = 1$

Con il termine formazione di gas ci si riferisce ad un processo che avviene a scala microscopica, che porta a livello macroscopico ad osservare la fuoriuscita di gas dal fluido interstiziale.

Si consideri un elemento di terreno in condizioni non drenate, e quindi senza la possibilità che il fluido possa muoversi attraverso i bordi dell'elemento, e soggetto ad uno stato di sforzo totale noto lungo i suoi bordi. L'elemento di terreno consiste in un insieme di particelle solide che sono in contatto l'una con l'altra e che formano un continuo denominato scheletro solido. I pori sono occupati da un fluido che può essere tanto un gas quanto un liquido o un misto di diversi gas e/o liquidi.

Lo sforzo totale applicato al contorno di detto elemento è equilibrato internamente da uno sforzo agente sullo scheletro solido, sforzo efficace, e uno sforzo agente nel fluido interstiziale. Qualunque cambio nello sforzo totale agente al contorno implica un cambio sia nella pressione del fluido che negli sforzi efficaci ed è accompagnato da un cambio di volume dell'elemento.

L'incremento di pressione nel fluido interstiziale legato ad un incremento degli sforzi totali è una funzione della compressibilità relativa tra scheletro solido e fluido. In condizioni di assenza di gas la compressibilità del fluido è molto minore di quella dello scheletro solido e la variazione di sforzo totale si traduce in una variazione della pressione interstiziale.

Tuttavia la presenza di gas altera la compressibilità del fluido e il sistema risponde in maniera diversa. Se la pressione del liquido è maggiore o uguale alla pressione di saturazione, $P_{l/g}$, casi 2 e 3, la compressibilità del fluido è bassa e comparabile a quella del solo liquido. Se invece la pressione del fluido è minore di quella di saturazione, caso 1, vi è la presenza sia di gas libero che di liquido e quindi la compressibilità del fluido può essere molto più alta del caso precedente, anche di diversi ordini di grandezza.

Le due leggi che regolano il legame tra pressione e volume dei gas sono la legge di Boyle e quella di Henry. La prima dice che a temperatura costante anche il prodotto tra pressione assoluta e volume di gas è costante, la seconda che a temperatura costante, fissata che sia la pressione del fluido, il volume di gas che può dissolversi nel liquido è noto e pari al prodotto tra la costante di Henry e il volume del liquido, ossia:

Legge di Boyle : $P_{\text{gas}} \times V_{\text{gas}} = \text{costante}$, fissata la temperatura;

Legge di Henry: $V_{\text{gas disciolto}} = H \times V_{\text{liquido}}$, fissata la pressione del fluido e a temperatura costante;

essendo H la costante di Henry, che nel caso di fluido aria/acqua vale 0.02.

Le due leggi sopra richiamate implicano che per una fissata temperatura e pressione del fluido la quantità di gas che può disciogliersi nel liquido è fissa e che una variazione di pressione del fluido causa una variazione di volume del gas, in particolare un aumento di pressione causa una diminuzione di volume e una diminuzione di pressione un aumento di volume.

Tornando al concetto di compressibilità relativa fluido-scheletro si può affermare che:

- a) se il terreno è saturo la compressibilità del fluido è ben inferiore a quella dello scheletro solido e quindi un incremento di sforzi totali si traduce in un incremento di pressione del fluido interstiziale;
- b) se il terreno è parzialmente saturo con la presenza di piccole quantità di gas libero e vi è anche gas disciolto, la compressibilità del fluido è simile a quella dello scheletro solido, per cui un incremento degli sforzi totali si traduce in un incremento sia degli sforzi efficaci che della pressione del fluido;
- c) se nel terreno non solo il grado di saturazione è inferiore all'unità, ma vi è anche una grande quantità di gas disciolto nel fluido interstiziale, la compressibilità del fluido è ben più alta di quella dello scheletro solido e quindi un incremento di sforzi totali si traduce in un solo incremento delle tensioni efficaci, con di fatto una minima variazione della pressione interstiziale.

In generale per un terreno che si pone nel caso c), l'incremento di pressione interstiziale dipende da: variazione di sforzo totale, compressibilità dello scheletro solido e del fluido, porosità, grado di saturazione, pressione assoluta iniziale del fluido e costante di Henry.

Il problema, dunque, è tutt'altro che semplice e le variabili in gioco sono molteplici.

Si distinguono 2 casi, discussi da Sobkowicz, 1982:

- CASO 1: terreno che ricade nel precedente caso c) con pressione iniziale del fluido interstiziale maggiore della pressione limite di saturazione $P_{l,g}$ (si veda Fig. 6-22)
- CASO 2: terreno che ricade nel precedente caso b) con pressione iniziale del fluido interstiziale maggiore della pressione limite di saturazione $P_{l,g}$ (si veda
- Fig. 6-23)

In entrambi i casi si considera uno scarico tensionale che genera una diminuzione della pressione del fluido interstiziale tale da portare la pressione del fluido sotto il valore $P_{l,g}$ con conseguente liberazione di gas.

Tra il caso 1 e 2, ovvero tra la condizione c) e b), l'unica differenza è la quantità di gas disciolto che viene liberata.

Nel caso 1 il gas liberato è ben maggiore di quello nel caso 2.

Con riferimento alla Fig. 6-22 ed alla

Fig. 6-23 si commentano di seguito i 2 casi ora presentati.

CASO 1: si suppone che nel terreno la pressione del fluido, liquido+gas, sia superiore a quella di saturazione, $P_{l,g}$, un decremento negli sforzi totali si traduce in una diminuzione della pressione del fluido, Fig. 6-22. Fino a che la pressione diminuisce, ma è comunque superiore a $P_{l,g}$, il gas continua a restare disciolto e di fatto si ha $B = \Delta u / \Delta \sigma = 1$. Quando la pressione diminuisce sotto il valore di $P_{l,g}$ comincia a liberarsi gas dal fluido e diminuisce il grado di saturazione, per cui si ha $B = \Delta u / \Delta \sigma < 1$ con un contemporaneo aumento della compressibilità del fluido. Il parametro B decade a valori molto bassi perché si ha liberazione di grandi quantità di gas e continuando a diminuire la tensione totale, di fatto, la pressione del fluido resta costante e prossima a $P_{l,g}$. La pressione del gas liberato resta maggiore o uguale a $P_{l,g}$.

Continuando a diminuire gli sforzi totali, ma restando invariata la pressione del fluido (inteso come gas+acqua) ad un certo punto si arriva ad annullare gli sforzi efficaci.

Una volta annullati gli sforzi efficaci continuando a diminuire il carico totale diminuisce solo la pressione del fluido e le due variazioni sono identiche, ossia si torna ad avere $B=1$. In questa fase la fuoriuscita di gas è notevole ed essendo nulle le pressioni efficaci si ottiene, di fatto, la disgregazione dello scheletro solido.

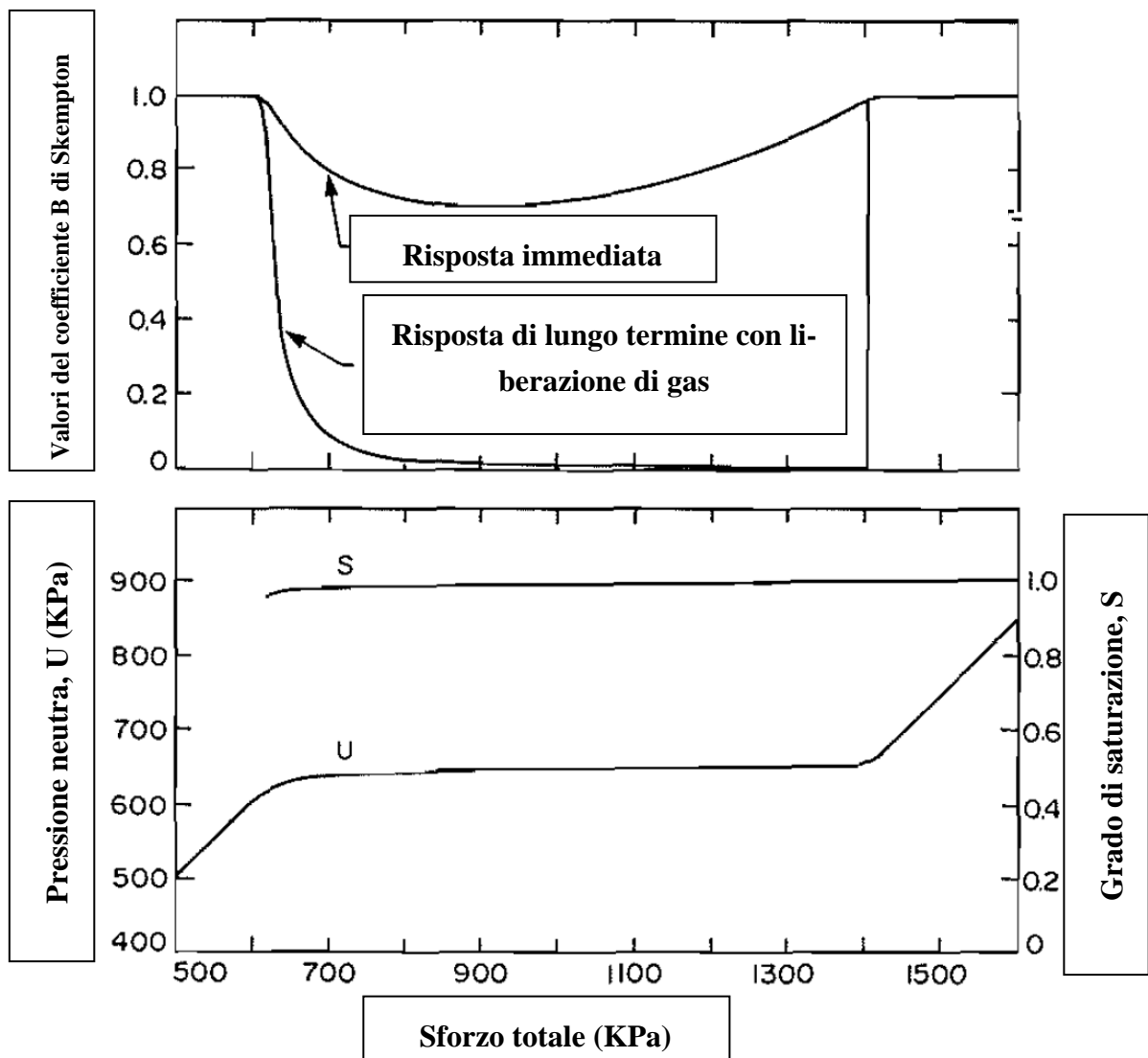


FIG. 6-22 - DIMINUIZIONE DELLE TENSIONI TOTALI E RISPOSTA DELLA PRESSIONE DEL FLUIDO INTERSTIZIALE SU UN TERRENO CON DISCIOLTE GRANDI QUANTITÀ DI GAS – GASSY SOIL – CASO 1 – DA SOBKOWICZ (1982)

CASO 2: Inizialmente per pressione del fluido che pur diminuendo resta superiore a $P_{1/g}$ si ha ancora come prima $B=1$.

Sotto la pressione di saturazione $P_{1/g}$ si libera gas, ma è poco, il parametro B diminuisce, ma resta ben più alto che nel caso precedente, in quanto di fatto la compressibilità del fluido non varia apprezzabilmente.

Segue quindi che la pressione del fluido decresce al decrescere delle tensioni totali, ma a differenza di prima non si arriva nella condizione in cui si annullano le tensioni efficaci,

Fig. 6-23.

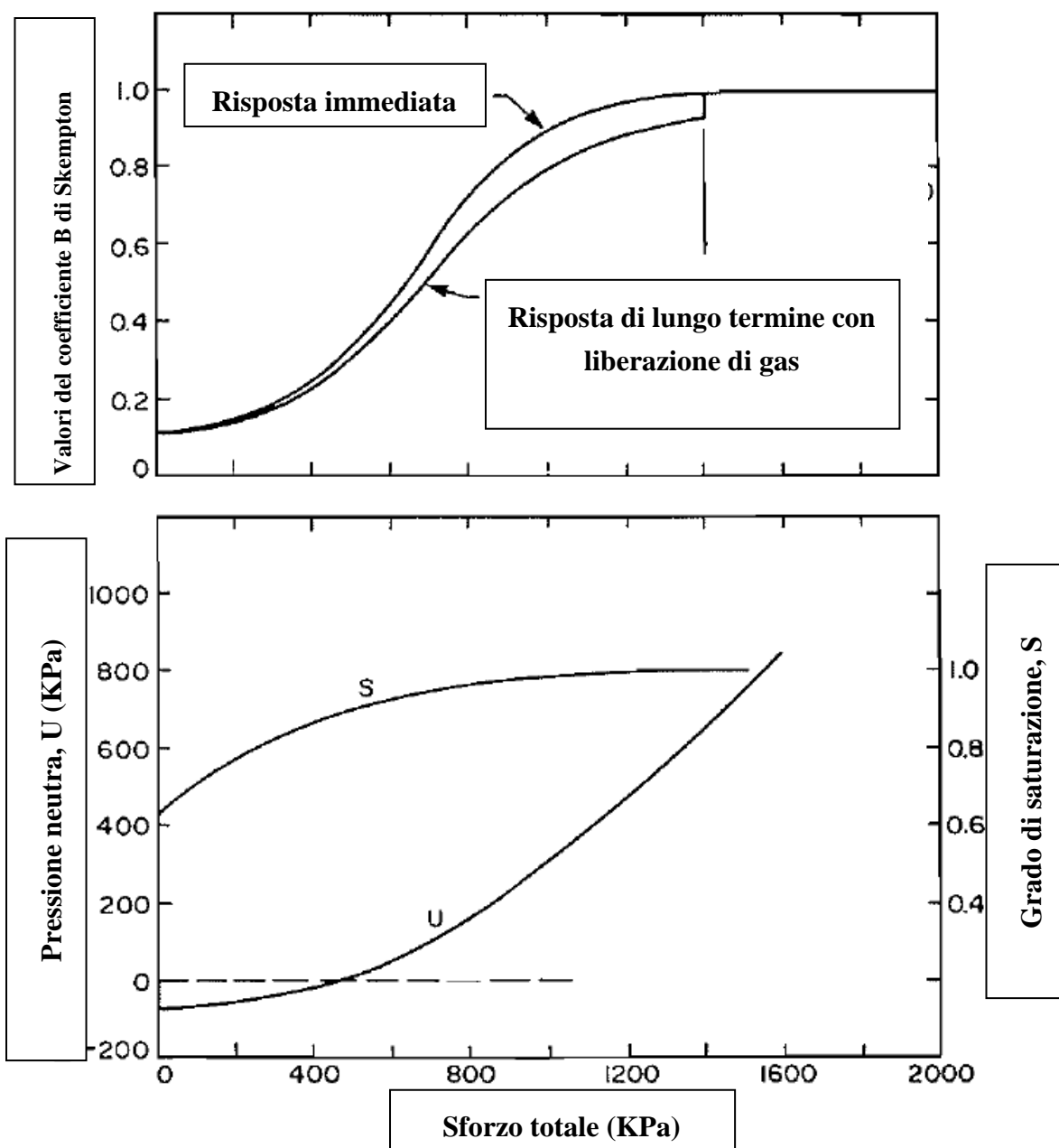


FIG. 6-23 - DIMINUIZIONE DELLE TENSIONI TOTALI E RISPOSTA DELLA PRESSIONE DEL FLUIDO INTERSTIZIALE SU UN TERRENO CON DISCIOLTE PICCOLE QUANTITÀ DI GAS – TERRENO PARZIALMENTE SATURO – CASO 2 – DA SOBKOWICZ (1982)

I terreni in cui le quantità di gas disciolto sono grandi si definiscono “gassy soil”, mentre per gli altri casi si parla semplicemente di terreni parzialmente saturi.

La differenza di comportamento tra i due, che quindi dipende solo da quanto gas è presente, è stata prima descritta ed è così sintetizzabile:

- I. Il parametro B decresce in maniera monotonica per terreni parzialmente saturi mentre per i gassy soil parte da 1, dimuisce in una prima fase, si attesta ad un

valore costante e poi, all'annullarsi delle tensioni efficaci, cresce di nuovo fino a 1;

- II. La pressione del fluido decresce monotonicamente per terreni parzialmente saturi, mentre per i gassy soil arriva ad un valore costante prossimo a $P_{l/g}$ e comincia a diminuire solo quando le tensioni efficaci si annullano;
- III. Le tensioni efficaci rimangono positive per terreni parzialmente saturi, mentre per gassy soil esse arrivano a zero durante il processo di scarico delle tensioni totali. A quel punto una diminuzione ulteriore delle tensioni totali causa la generazione di elevati volumi di gas e la disgregazione dello scheletro solido.

Durante il processo di scarico delle tensioni totali l'incremento di volume del terreno è dato non solo dallo scarico delle tensioni efficaci, e quindi dalla compressibilità dello scheletro, ma anche dalla liberazione del gas, addirittura per i gassy soil nel momento in cui le tensioni efficaci si annullano, e quindi non dovrebbero esserci più variazioni di volume, il volume del terreno continua ad aumentare ed aumenta proprio a causa della liberazione del gas. In scarico quindi la deformazione totale del terreno è data da quella dello scheletro sommata a quella dovuta al gas liberato. La compressibilità totale è dunque maggiore rispetto al caso di terreno senza gas.

In fase di carico il problema è identico, il gas si discioglie e quindi la diminuzione di volume è data non solo dall'incremento delle tensioni efficaci sullo scheletro, ma anche dalla perdita di volume del gas che torna a disciogliersi nel fluido.

In entrambi i casi, scarico o carico, in presenza di gas quello che si osserva è una maggiore compressibilità del sistema rispetto al caso senza gas.

Nel caso di Venezia i terreni risultano essere parzialmente saturi con la presenza di gas libero, così come dimostrato precedentemente dall'interpretazione delle misure piezometriche. Si è nella situazione descritta precedentemente al punto 1.

Al diminuire della pressione interstiziale il comportamento del terreno è simile a quanto descritto precedente per il caso 2.

Non è immediato definire la quantità di gas presente e quindi se i terreni siano gassy soil o semplicemente siano parzialmente saturi, ma nel caso della laguna si può supporre che non siano gassy soil per il campo di sforzi agenti abbastanza contenuto entro i 100 m di profondità.

Sia il rilevato che il Syncrolift interagiscono con il fluido interstiziale nella stessa modalità: in entrambi i casi una fase di incremento delle tensioni totali applicate al terreno è preceduta da una fase di decremento della pressione del fluido interstiziale.

In particolare:

- per il rilevato viene attivato il sistema di pozzi per il controllo della falda, tale sistema diminuisce direttamente la pressione del fluido interstiziale provocando, per quanto detto prima, liberazione di gas. Successivamente all'attivazione dei pozzi

si comincia a costruire il rilevato tra la quota + 0.5 m l.m.m. e la quota +2.5 m l.m.m

- per il Syncrolift preliminarmente alla posa dei cassoni viene eseguito il dragaggio dell'area della fossa, ossia si ha una diminuzione di tensioni totali con conseguente decremento della pressione interstiziale in condizioni non drenate e anche in questo caso, quindi, liberazione di gas.

In entrambi i casi la liberazione di gas aumenta la compressibilità del terreno e i cedimenti misurati in fase di carico sono maggiori di quelli che ci si aspetterebbe considerando la compressibilità del terreno in assenza di gas.

Come detto in precedenza la presenza di gas altera la compressibilità del fluido interstiziale inteso come miscela di acqua e gas.

Infatti detto:

B_{gw} = modulo di compressibilità volumetrica della miscela acqua/gas;

B_g = modulo di compressibilità del gas;

S = grado di saturazione.

Si ottiene:

$$\frac{1}{B_{gw}} = \frac{S}{B_w} + \frac{1-S}{B_g}$$

Al diminuire di S dunque ha sempre più peso la compressibilità del gas nel definire la compressibilità della miscela acqua/gas.

La compressibilità del terreno, intesa come solido più fluido, è definibile come:

$$\alpha + n \left(\beta + \frac{(1-S)}{P} \right)$$

Dove:

α = compressibilità del solido

n = porosità

β = compressibilità della sola acqua

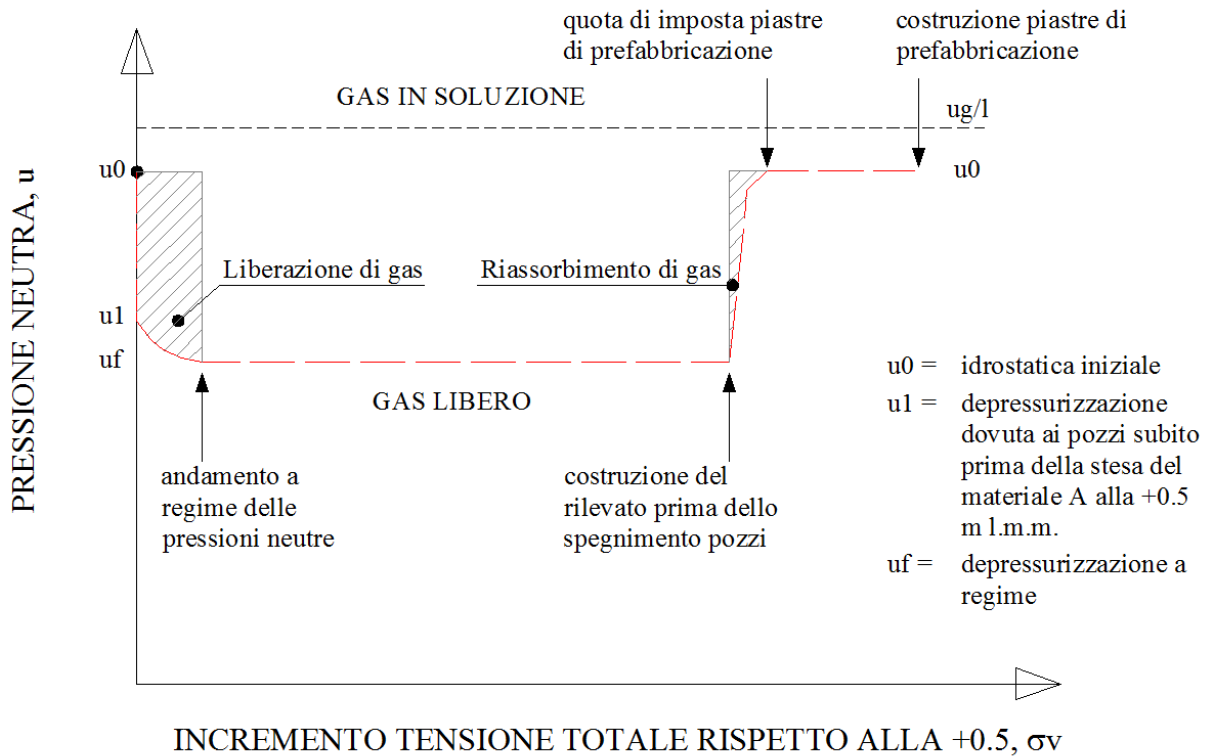
S = grado di saturazione

P = pressione assoluta del fluido inteso come acqua e gas

Se il terreno vede diminuire il grado di saturazione a seguito della formazione di gas la sua compressibilità aumenta del termine $\frac{n(1-S)}{P}$ dove sostanzialmente $1/P$ rappresenta la compressibilità del gas.

6.3.5. Influenza della parziale saturazione sul rilevato di Malamocco

Il diagramma che segue riassume la variazione reciproca delle pressioni neutre governate dal sistema di aggotamento e l'andamento delle tensioni totali rappresentato dalle fasi di costruzione del rilevato al di sopra della quota +0.5 m l.m.m. Si riprende l'argomento trattato in precedenza.



Inizialmente la pressione del fluido interstiziale è pari alla pressione idrostatica u_0 del medio mare. Nel diagramma si fa l'ipotesi che tale pressione sia inferiore alla pressione di saturazione liquido/gas indicata con $P_{g/l}$.

Prima di cominciare la stesa del materiale A, ovvero ad incremento di tensioni totali nullo, si attivano i pozzi e la pressione neutra passa da u_0 ad u_1 e quindi comincia a liberarsi gas. Nel frattempo si comincia a costruire il rilevato, aumenta σ_v , e le pressioni neutre arrivano al valore di regime u_f .

Nel passare da u_1 ad u_f si ha liberazione di gas con conseguente incremento della variazione di volume e quindi della compressibilità, arrivati ad u_f non si libera altro gas e si ha una situazione di equilibrio in cui la fase fluida è costituita da liquido con disciolto ancora gas e da gas libero.

A questo punto si continua a costruire il rilevato, poiché non vi è liberazione di ulteriore gas e quindi non ci sono variazioni di volume legati all'espansione del gas, la compressibilità misurata in questa fase, cioè fino allo spegnimento dei pozzi, è rappresentativa di quella dello scheletro solido. Al più poiché il fluido è molto più compressibile dello scheletro si ottiene che la variazione di tensione totale applicata dalla costruzione del rilevato si trasforma interamente, o quasi, in tensioni efficaci contemporaneamente alle applicazioni del carico. La variazione di pressione neutra è prati-

camente nulla perché la costante azione dei pozzi mantiene costante la u . La consolidazione in questa fase è dunque rapida, in quanto da una parte non si generano variazioni di pressione neutra e dall'altra anche le piccole variazioni generate vengono subito portate via dai pozzi.

Arrivati ad un certo punto della costruzione si spengono i pozzi e si continua a costruire: le pressioni neutre tornano ad u_0 e si ha l'incremento di tensioni totali dovuto alla costruzione delle piastre di prefabbricazione.

Il gas che si era prima liberato torna adesso a ridisciogliersi.

Nella fase di transitorio in cui si passa da u_f ad u_0 la compressibilità del sistema è di nuovo influenzata dal gas, che stavolta tende a ridisciogliersi aumentando la compressibilità del sistema sotto carico. Una volta spenti i pozzi e portata la pressione neutra ad u_0 si torna ad avere un terreno parzialmente saturo, con gas disciolto nel fluido interstiziale che risponde con un parametro B prossimo ad 1 ai vari incrementi di carico esterno.

L'incremento di compressibilità dovuto al gas interessa quindi la fase di transitorio di accensione e spegnimento dei pozzi, mentre non inficia la risposta deformazionale del terreno né con i pozzi a regime né tantomeno dopo che a pozzi spenti, la pressione è tornata ad u_0 .

In altre parole, le fasi di carico corrispondenti alla costruzione del rilevato dopo che il sistema pozzi è andato a regime e prima dello spegnimento dei pozzi stessi, dopo che la piezometrica si è completamente ristabilita a seguito dello spegnimento dei pozzi sono realmente rappresentative della compressibilità dei terreni.

Per quanto concerne l'assestimento profondo, si è osservato come i moduli elastici in fase di carico siano minori di quelli ottenuti dall'analisi delle piastre assestimentriche superficiali.

Tale circostanza, come già argomentato, è legata non solo al fatto che l'assestimento misura parte del cedimento di consolidazione dei pozzi, ma anche dal fatto che la compressibilità dei terreni durante la diminuzione delle pressioni neutre è incrementata dalla liberazione di gas dal fluido interstiziale.

Risulta particolarmente interessante notare i valori dei moduli di scarico che si sono dovuti adottare per ottenere la migliore interpolazione con la misura, in particolare si nota come per alcuni tratti si sia dovuto assumere un modulo di scarico pari al modulo di carico. Tale aspetto è legato al fatto che durante lo scarico delle tensioni efficaci aumenta la pressione neutra e si ridiscioglie il gas precedentemente liberato, alterando anche in questa fase la compressibilità dei terreni ed in particolare aumentandola.

In particolare risulta anche che per i livelli B e B' che sono sovraconsolidati il valore del modulo di scarico sia maggiore di quello di carico.

Poiché, come detto, la misura di carico comprende anche la fase di aggotamento è possibile che il valore del modulo di carico che si è dovuto adottare per B e B' sia inferiore a quello reale e che quindi in realtà il rapporto E_s/E_c per questi due livelli sia sostanzialmente unitario.

6.3.6. Influenza della parziale saturazione sui cassoni Syncrolift

Anche l'interpretazione del comportamento dei cassoni del Syncrolift è da inquadrarsi in quanto detto a proposito dei terreni parzialmente saturi soggetti a scarico tensionale nel precedente paragrafo.

La diminuzione di tensioni totali dovuta al dragaggio ha portato alla diminuzione della pressione del fluido interstiziale che contiene gas disciolto.

Al diminuire della pressione del e continuando a scaricare, ovvero continuando a dragare, la pressione del fluido continua a scendere e continua a liberarsi gas.

La compressibilità del fluido aumenta e di fatto la generazione di bolle di gas porta a variazioni di volume maggiori di quelle che il terreno subirebbe in assenza di gas.

Alla fine del dragaggio, quindi, il terreno si trova ad avere bolle di gas libero all'interno dello scheletro solido con due sostanziali conseguenze:

1. Nelle successive fasi di carico, essendo il coefficiente B molto basso, gli incrementi di carico totale si tradurranno in incrementi di tensioni efficaci annullando la consolidazione;
2. Nelle successive fasi di carico la compressibilità del terreno è aumentata dalla presenza del gas che all'aumentare della pressione del fluido interstiziale a seguito delle fasi di carico si andrà ridisciogliendo incrementando la compressibilità dei terreni.

Quanto detto al punto 1 è individuabile nel diagramma di Fig. 5-44 dove, come si vede, la rotazione del cassone è praticamente contemporanea all'applicazione del carico, segno inequivocabile che la consolidazione di fatto non esiste e che l'incremento di carico totale è incamerato dal terreno come incremento delle tensioni efficaci.

Quanto detto al punto 2, invece, spiega il comportamento anomalo rispetto alle previsioni di calcolo di cui si è precedentemente discusso.

L'incremento di compressibilità è stato contenuto nella sola fase di carico che ha compensato lo scarico da dragaggio molto probabilmente perché l'aver caricato tanto quanto era stato scaricato ha portato al completo ridiscioglimento del gas precedentemente liberato.

Una volta ridisciolto il gas il terreno è tornato a comportarsi come ci si aspettava. A riprova di ciò vi è anche l'evidenza della parziale ricarica del cassone C07, che ha portato il cassone a cedere secondo i moduli di scarico della precarica senza quindi nessun incremento di compressibilità.

È dunque plausibile pensare che il fenomeno dell'incremento di compressibilità si sia esaurito nel momento in cui è stato riapplicato il carico corrispondente al dragaggio e quindi poiché tutte le successive fasi di lavoro cui verranno soggetti i cassoni in esercizio sono fasi di carico-scarico in cui la tensione trasmessa in fondazione è sempre superiore al valore di scarico da dragaggio, i terreni risponderanno con i moduli di scarico-ricarico dati dalla precarica, che, come detto, vedono i

terreni coesivi deformarsi col modulo edometrico di ricarico M_R ed i terreni granulari con un modulo elastico pari a 10 volte E_{01} .

Si ritiene che gli scostamenti misurati, rispetto alle attese, sono relativi alla liberazione del gas dal fluido interstiziale, effetto non quantificato nelle analisi di previsione.

7. MIGLIORAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE: USO DEL JET-GROUTING

La progettazione delle fondazioni dei cassoni che formeranno la barriera alla bocca di porto di Lido presenta aspetti che possono considerarsi eccezionali. L'opera con le sue tolleranze di esercizio richiede l'esecuzione di elementi di consolidamento per ridurre i cedimenti sotto l'applicazione dei carichi di esercizio. La profondità dei fondali, nonché quella di imbasamento dei cassoni, circa -16 m l.m.m., sono caratteristiche esecutive che impegneranno attrezzature non usuali.

La funzionalità dell'opera richiede il controllo e la limitazione dei cedimenti durante tutta la sua vita utile, per questo è fondamentale limitare al massimo sia i cedimenti assoluti che quelli differenziali.

Questi ultimi devono infatti essere compatibili con la deformabilità dei giunti a tenuta idraulica che si trovano tra un cassone e l'altro.

Come illustrato nel capitolo delle premesse i cedimenti differenziali tra cassoni sono inferiori ai 30 mm per tutti i 100 anni di vita utile dell'opera. In tal senso gioca un ruolo fondamentale il poter ridurre al minimo i cedimenti tramite il consolidamento del terreno di fondazione dei cassoni.

Tra le varie tecnologie disponibili per il consolidamento del terreno è stato considerato il jet grouting. La sua esecuzione richiede la definizione dei parametri operativi ovvero pressioni di iniezione dei fluidi, diametro degli ugelli di iniezione, velocità di risalita del monitor ed altro, Croce et al. (2004), che con le caratteristiche geotecniche del terreno costituiscono un problema con molte variabili, tanto che si richiede quasi sempre l'esecuzione di un campo prova per poterle determinare.

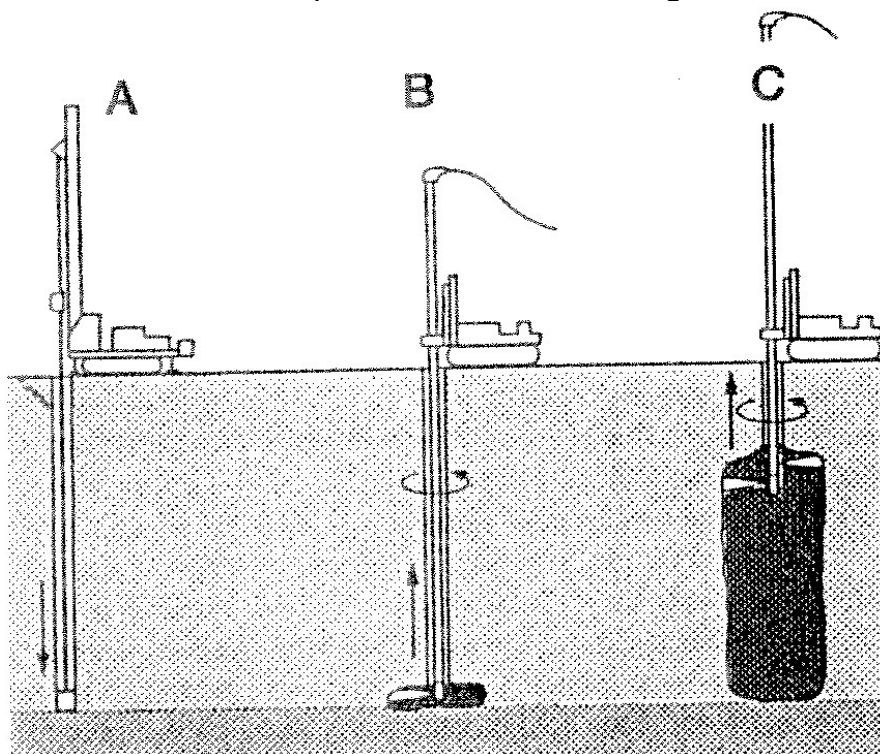
In questo capitolo, dopo aver brevemente descritto la tecnica del jet grouting, si presenta il campo prova eseguito per la definizione dei parametri di iniezione da usare per la barriera di Lido Treporti, i risultati dei monitoraggi condotti durante l'esecuzione del consolidamento del terreno a Treporti ed infine un metodo analitico che consenta la previsione ed il controllo in corso d'opera delle caratteristiche fisiche e geometriche delle colonne jet-grouting.

7.1. Descrizione del metodo

Il jet grouting è un metodo sviluppato per il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno in posto attraverso l'iniezione ad elevata velocità, e quindi elevata energia, di miscela cementizia. Condizione necessaria e sufficiente per ottenere delle colonne di terreno trattato è produrre la disgregazione, o erosione, del terreno in situ: è per questo motivo che si usano getti ad elevata energia. Una volta eroso, il terreno viene consolidato per mezzo dell'azione legante del cemento contenuto nella miscela. Alla fine la colonna che si ottiene è il risultato della miscelazione di terreno e cemento. Il parametro fondamentale che regola la formazione delle colonne è la resistenza del terreno, tanto maggiore è la resistenza tanto più elevata è l'energia necessaria per poterlo erodere. Sono anche rilevanti la sua deformabilità e permeabilità.

Il metodo chiama fortemente in causa la tecnologia dei macchinari, in particolare delle pompe e del metodo esecutivo adottato.

La realizzazione di una colonna comporta le fasi illustrate nel seguente schema.



Movimenti delle aste e del monitor in fase di perforazione ed iniezione, Croce et al. 2004

Nella fase di perforazione “A” una batteria di aste cave viene inserita nel terreno, fino alla profondità del trattamento, per rotazione o rotopercolazione, grazie alla presenza di un’apposita testa di perforazione. Nella fase di risalita “B” si procede all’iniezione della miscela cementizia da uno o più ugelli, posti nella parte terminale della batteria di aste, che prende il nome di monitor. La sua rotazione durante l’iniezione porta alla formazione di una colonna di forma cilindrica per l’intrinseca assialsimmetria del procedimento, “C”. Si può ottenere una geometria diversa della colonna, intervenendo sul movimento impresso al monitor (Shibazaki 2003). La risalita avviene per incrementi, ovvero ad una fissata quota il monitor compie uno o più giri e successivamente si solleva di un altro incremento. Gli intervalli di risalita sono, in genere, dell’ordine dei 4-5 cm, con tempi di stazionamento dell’ordine dei 5-8 s. Raggiunta la quota di testa colonna si smette di iniettare.

Poiché il diametro della corona di perforazione è maggiore di quello delle aste, c’è sempre un’intercapedine anulare tra le pareti del foro e la batteria di aste, che consente la risalita di parte dei fluidi di iniezione mescolati al terreno naturale fino al piano campagna. Questa miscelanza di terreno, acqua e cemento viene denominata refluo e la sua risalita fino al piano campagna è legata al valore residuo della pressione di iniezione nella cavità dove sta formandosi la colonna. Se tale pressione è superiore al peso della colonna di refluo rispetto alla quota dell’iniezione, questo arriva in

superficie, altrimenti non ci sarà risalita. Per facilitare la sua fuoriuscita si può operare in due direzioni: assicurarsi la stabilità del foro di perforazione e quindi che l'intercapedine attraverso la quale risale il refluo non sia ostruita oppure utilizzare delle pompe aspiranti, in grado di sopperire all'eventuale deficienza della pressione residua.

Modalità esecutive: come detto in precedenza perché si formi una colonna di terreno consolidato è necessario che vi sia un'azione disgregante del terreno e una successiva azione legante. Il metodo più semplice per ottenere questo è affidare entrambe le azioni ad un getto ad elevata energia di miscela acqua/cemento. L'elevata energia del getto consente la disgregazione, o erosione del terreno, e la presenza del cemento esplica l'azione legante, che porta poi alla formazione della colonna di terreno trattato.

Metodologie più complesse prevedono di aumentare l'azione disgregante potenziandola con getti di acqua e/o di aria ad elevata energia che si aggiungono alla miscela.

Nel caso in cui entrambe le funzioni vengano affidate al solo getto di miscela si realizza quella che viene definita tecnologia monofluido. Con l'introduzione di aria, o aria ed acqua, si ottengono le tecnologie denominate bifluido e trifluido.

I tre metodi sono illustrati nella seguente Fig. 7-1.

Sistema monofluido: si effettua una perforazione di piccolo diametro (70-100 mm) con eventuale circolazione di acqua o fanghi bentonitici qualora sia necessario sostenere le pareti del foro. Una volta raggiunta la massima profondità di trattamento prevista inizia la risalita del monitor, iniettando dagli ugelli un unico fluido con elevata energia cinetica, che assolve le funzioni di disgregazione ed erosione del terreno e di cementazione del volume trattato. Le pressioni di iniezione sono dell'ordine dei 20-50 MPa.

Sistema bifluido: si differenzia dal precedente per il fatto che in fase di risalita ciascun ugello permette l'iniezione contemporanea di miscela cementizia ed aria. L'aria viene iniettata attraverso un ugello coassiale a quello della miscela, che avvolge il getto di miscela, in modo da ridurre le perdite di carico lungo la superficie laterale del getto, consentendo una sua minore dispersione. Si ottiene così un aumento della distanza alla quale il getto è ancora in grado di erodere il terreno e conseguentemente un maggiore diametro della colonna. Le pressioni di iniezione sono 20-40 MPa per la miscela cementizia e 0.8-1 MPa per l'aria.

Sistema trifluido: l'azione disgregante viene prodotta da getti coassiali di acqua e aria ad elevata energia. Nell'impatto col terreno l'acqua provoca la sua erosione e asportazione parziale sotto forma di refluo. La boiaccia conserva il suo effetto legante e avendo minore azione disgregante viene iniettata con più bassa energia. In genere si adotta per l'acqua una pressione di 20-50 MPa, per l'aria 0.5-2 MPa e per la miscela 2-10 MPa.

Associata alle tecniche descritte può essere realizzata un'operazione definita PRELAVAGGIO, che effettua una prima disgregazione del terreno, iniettando un fluido prima dell'iniezione con

la malta. Tale operazione in genere impiega acqua e può essere eseguita tanto in discesa, durante la fase di perforazione, quanto in risalita. Nel primo caso l'acqua viene immessa utilizzando uno dei tubi disponibili, possibilmente alla base della testa di iniezione. Nel secondo caso la testa di iniezione deve essere fornita di ugelli inferiori da cui fuoriesce la boiaccia e superiori da cui fuoriesce l'acqua di prelavaggio. In casi particolari il prelavaggio può anche essere eseguito in discesa utilizzando una miscela cementizia molto diluita, per ottenere una parziale cementazione ed impermeabilizzazione del foro in terreni deboli e permeabili. Il prelavaggio ha la funzione di rompere e indebolire il terreno, che perde resistenza e compattezza favorendo poi l'azione disgregatrice dell'iniezione cementizia, che segue. Se eseguito in discesa viene anche denominato PRETAGLIO.

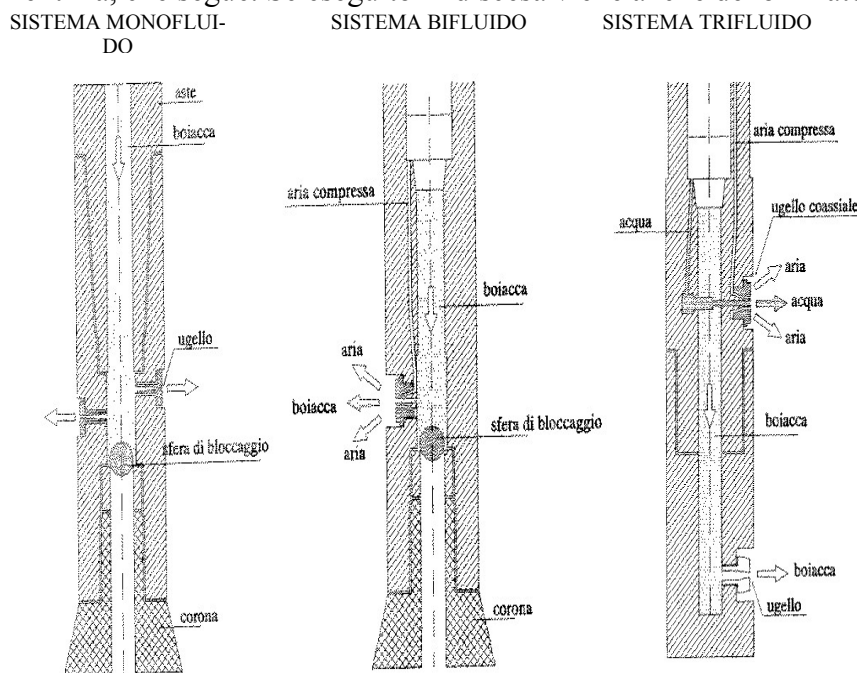


FIG. 7-1 – JET GROUTING - SCHEMA DELLE TECNOLOGIE MF – BF – TF, CROCE ET AL. 2004

Esempi di utilizzo del jet grouting nella letteratura: nella letteratura tecnica sono innumerevoli i casi documentati di interventi di consolidamento del terreno eseguiti con il metodo del jet grouting. Di seguito si riportano alcuni esempi di impiego, la finalità geotecnica, la natura del terreno trattato, i parametri operativi utilizzati e i diametri delle colonne ottenute.

Durgunoglu, H.T. et al. (2003)	
Luogo	Istanbul
Finalità geotecnica del trattamento	Riduzione dei cedimenti differenziali di fondazioni di edifici
Terreno trattato	Materiale di riporto granulare con angolo di attrito medio 30°
Principali parametri operativi adottati	Tecnologia MF A/C=1 v=34 cm/min p _m = 50 MPa ω = 20 rpm n _u = 1 d _u = 2.2 mm
Diametro delle colonne realizzate	0.6 – 0.8 metri

Davie, J. et al. (2003)		
Luogo	Turchia	
Finalità geotecnica del trattamento	Riduzione dei cedimenti differenziali di una torre di raffreddamento	
Terreno trattato	Argilla compatta con cu = 120-165 KPa	
Principali parametri operativi adottati	Tecnologia MFp	
	Acqua prelavaggio	Miscela
	v=50 cm/min p _{wp} = 35 MPa ω _p = 25 rpm n _u = 2 d _u = 1.7 mm	A/C=1 v=17.5 cm/min p _m = 55 MPa ω = 1 rpm n _u = 2 d _u = 1.7 mm
Diametro delle colonne realizzate	0.8 metri	

Duzceer, R. et al. (2003)	
Luogo	Turchia
Finalità geotecnica del trattamento	Riduzione dei cedimenti differenziali di una centrale elettrica
Terreno trattato	Argilla sabbiosa con cu= 50 KPa
Principali parametri operativi adottati	Tecnologia MF A/C=1 v =35 cm/min p _m = 55 MPa ω = 20 rpm n _u = 1 d _u = 1.8 mm
Diametro delle colonne realizzate	0.6 metri

Rispetto a quanto sopra riportato la tendenza odierna è di usare ugelli con diametri maggiori, tra i 5 e gli 8 mm, per iniettare maggiori volumi di miscela ottenendo colonne di più grande diametro.

7.2. Il campo prova di Lido San Nicolò

Il Magistrato alle Acque di Venezia ha ritenuto opportuno promuovere l'esecuzione di un campo prova di ampie dimensioni, così da definire le linee guida per l'applicazione del jet grouting nei terreni lagunari, in particolare il campo prova è stato realizzato alla Bocca di Lido. Sono stati realizzati due campi prova, uno a terra e uno a mare, ubicati verso la sponda meridionale della barriera di Lido San Nicolò, Fig. 7-2.

A terra è stato più agevole sperimentare le principali variabili così da ottimizzare l'esecuzione del jet grouting, a mare sono state eseguite soltanto quattro colonne con i parametri operativi ottimali, stabiliti nel campo prova a terra, sperimentando di fatto il metodo esecutivo da impiegare per la realizzazione della fondazione.

Il campo prova ha avuto i seguenti scopi:

- ottenere colonne con diametro uguale o maggiore di 1.2 m;
- realizzare il trattamento fino a quota -45 m l.m.m., con completa raccolta del refluo, senza causare inquinamento sul fondale.
- definire la tecnologia da adottare per l'esecuzione dei lavori.

Nei due siti è stata eseguita preliminarmente una campagna di indagini geognostiche che ha consentito di definirne la stratigrafia e la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

Il programma di prova è stato sostenuto dai risultati degli studi sedimentologici eseguiti alla bocca di Lido, che hanno dimostrato come la stratigrafia dei terreni tra il fondale e -100 m l.m.m. sia composta dai medesimi livelli deposizionali, con identiche caratteristiche geotecniche e quindi i risultati del campo prova sono stati ritenuti validi ed estrapolabili alla fondazione della barriera di Lido Treporti.

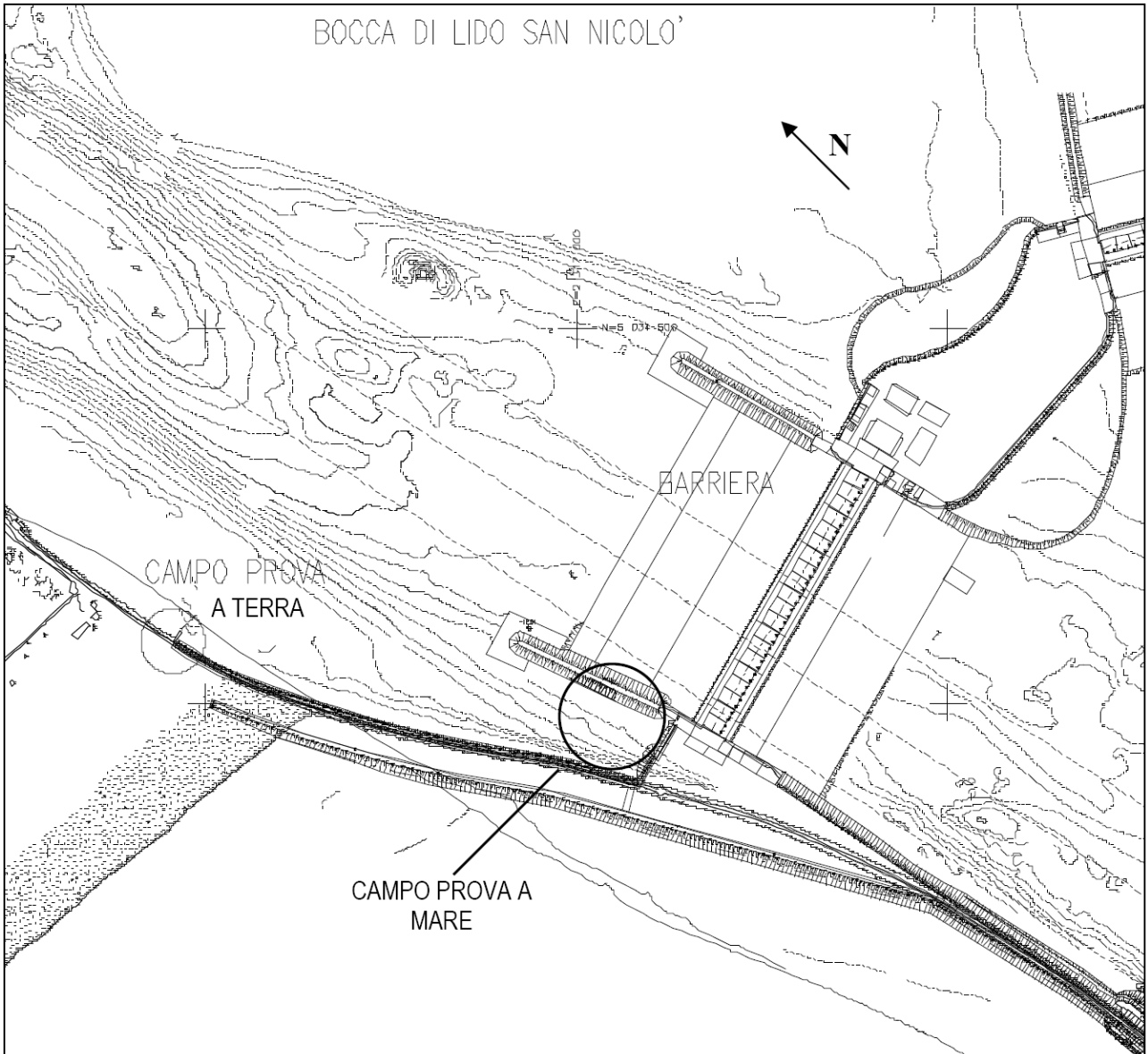


FIG. 7-2 - JET GROUTING - UBICAZIONE CAMPO PROVE A TERRA ED A MARE

7.2.1. Campo prova a terra

La planimetria e sezione del campo prova sono mostrati nella Fig. 7-4.

Preliminarmente è stato realizzato il piano di lavoro con un rilevato a quota +3.00m l.m.m., dal quale sono state eseguite le colonne, in totale 11, denominate da JGT1 a JGT11.

Prima del trattamento sono state eseguite 2 prove penetrometriche statiche con piezocono, CPTUT1 e CPTUT2bis, vedi Fig. 7-4. Nella figura seguente si riporta la CPTUT1.

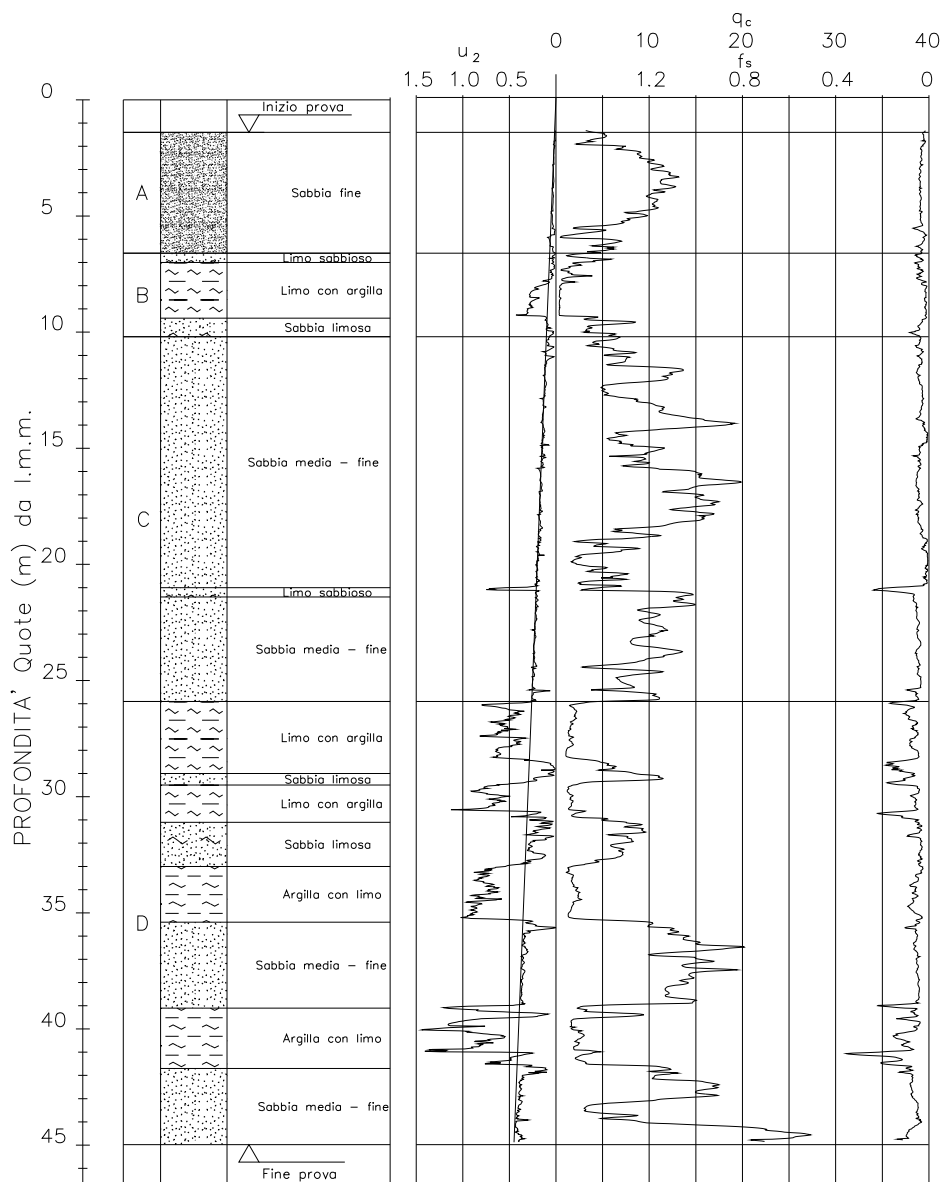


FIG. 7-3 - PROVA PENETROMETRICA CPTUT1 – q_c , u_2 , f_s (MPa)

La stratigrafia è uniforme su tutta l'area e risulta così composta:

- 1° livello deposizionale incoerente A da 0 a -6m l.m.m.
- 1° livello deposizionale coesivo B da -6 a -10 m l.m.m.
- 2° livello deposizionale incoerente C da -10 a -26m l.m.m.

2° livello deposizionale coesivo D da -26 a -45 m l.m.m.

La caratterizzazione geotecnica, ottenuta dalle indagini eseguite alla bocca di Lido e confermate dalle prove penetrometriche di cui si è detto, è la seguente:

TAB. 7.1 - JET GROUTING – CAMPI PROVE - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Livello Layer	γ (kN/m ³)	IP (-)	OCR (-)	DR (%)	k (m/s)	c_v (m ² /s)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
A	19		1	60	1E-6			0	40	10-30
B	19	15	>1		1E-8	5E-7	50	10	32	8
C	18.5		1	50	1E-6			0	38	25
D	19	15	≥ 1		1E-7	1E-6	75	0	32	12

Preliminarmente all'esecuzione delle colonne è stata vibro infissa una camicia metallica con diametro 1800 mm, all'interno della quale è stata messa in opera una dima da 1600 mm di diametro, utilizzata per guidare sia l'asta di perforazione che i successivi carotaggi di controllo eseguiti sulle colonne.

La testa colonne infatti non è al piano campagna, ma ad una quota variabile tra -6.00 e -12.00 m l.m.m., per interessare i terreni presenti sotto la fondazione della barriera a Lido, in particolare lo strato coesivo B, tralasciando lo strato superficiale A, che verrà completamente asportato con il futuro dragaggio.

Nella Tab. 7.2 si indica per ciascuna colonna la quota di inizio e fine trattamento:

TAB. 7.2 - JET GROUTING - CAMPO PROVA A TERRA – QUOTE DI INIZIO E FINE DELLE COLONNE JET-GROUTING		
COLONNA	QUOTA INIZIO TRATTAMENTO (m l.m.m.)	QUOTA FINE TRATTAMENTO (m l.m.m.)
JGT1	-9.00	-42.60
JGT2	-9.00	-42.60
JGT3	-9.00	-42.60
JGT4	-6.00	-42.60
JGT5	-6.00	-42.60
JGT6	-9.00	-42.60
JGT7	-6.00	-42.60
JGT8-A	-6.50	-11.50
JGT8-B	-12.50	-17.50
JGT9	-9.00	-42.60
JGT10	-6.00	-42.60
JGT11-A	-6.00	-11.00
JGT11-B	-12.00	-17.00

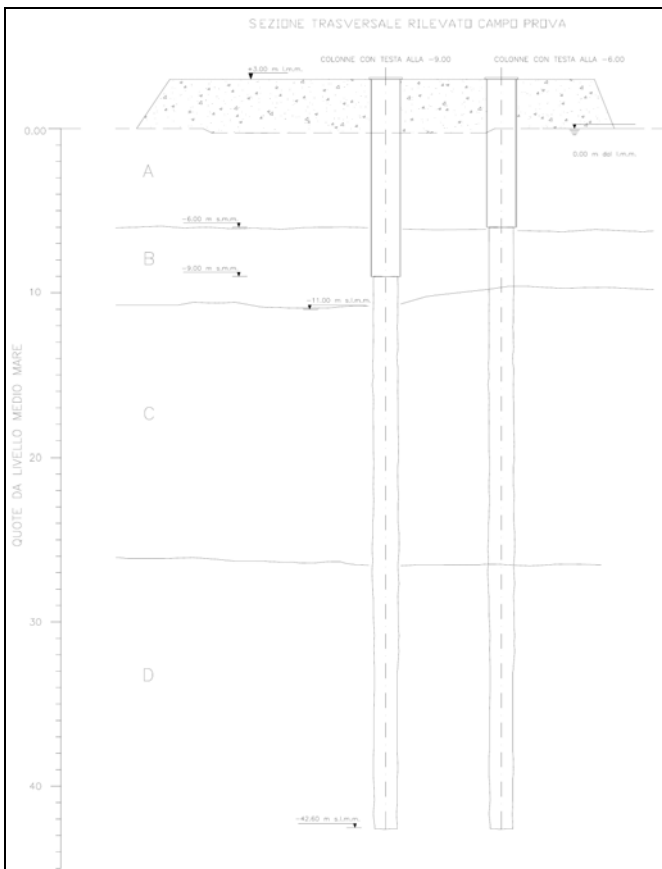
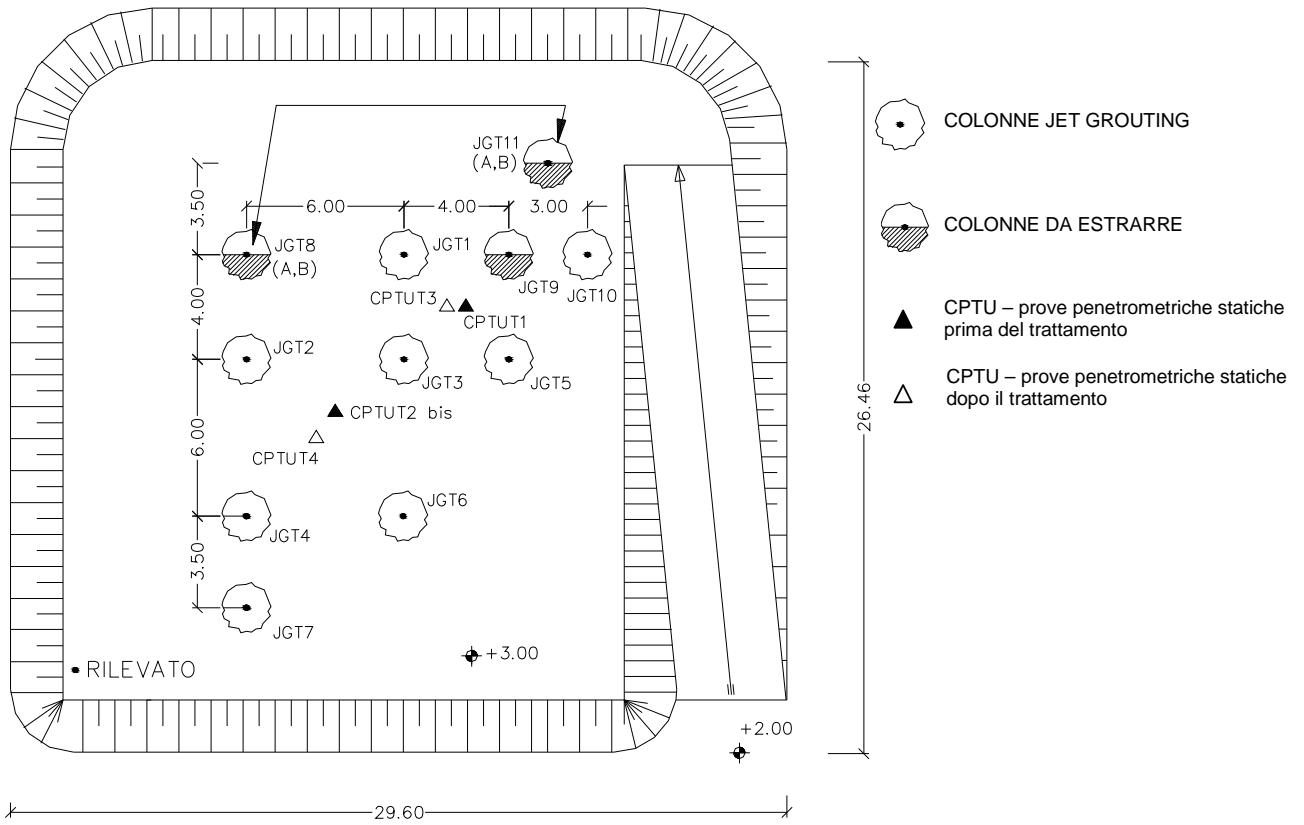


FIG. 7-4 - JET GROUTING - CAMPO PROVA A TERRA – PLANIMETRIA E SEZIONE RILEVATO CON UBICAZIONE COLONNE, PROVE PENETROMETRICHE E STRATIGRAFIA TERRENI DI FONDAZIONE

La Tab. 7.3 fornisce per ciascuna colonna i parametri operativi ed i valori medi rappresentativi delle quantità registrate relative a miscela, acqua, refluo, energia specifica. Le registrazioni, effettuate durante i trattamenti, confermano che lo scarto dal valor medio è trascurabile.

TAB. 7.3 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO - PARAMETRI OPERATIVI JET GROUTING E QUANTITÀ REGISTRATE

PARAMETRI OPERATIVI														
COLONNE	JGT1	JGT2	JGT3	JGT4	JGT5	JGT6	JGT7	JGT8-A	JGT8-B	JGT9	JGT10	JGT11-A	JGT11-B	
TECNOLOGIA (MF, BF, TF)	BF	BF	BFp	TF	TF	BF	MF	BF	BF	MFp	MFp	MF	MF	
A/C (%)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.9	1	1	
PRESSIONE ACQUA DI INEZIONE (MPa)	-	-	40	30	45	-	-	-	-	40	37	-	-	
DIAMETRO UGELLI ACQUA (mm)	-	-	5.0	4.9	3	-	-	-	-	5.0	7.40	-	-	
PRESSIONE ARIA COASSIALE AD ACQUA (MPa)	-	-	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	
PRESSIONE MISCELA (MPa)	45	45	43	40	35	45	45	45	45	45	21	46	46	
DIAMETRO UGELLI MISCELA (mm)	7.00	7.00	5.0	7.00	4.50	7.00	7.00	5.00	5.00	7.00	8.00	8.00	8.00	
PRESSIONE ARIA COASSIALE A MISCELA (MPa)	0.8	0.8	0.8	-	-	0.8	-	0.8	0.8	-	-	-	-	
N. UGELLI ACQUA	-	-	2	1	2	-	-	-	-	1	1	-	-	
N. UGELLI MISCELA	1	1	2	1	2	1	1	2	2	1	2	1	1	
LIFTING STEP ΔS (cm)	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
TIME STEP ΔT (s)	8.8	11.8	2.9 (P) 12.6 (I)	8.50	18.5	5.5	9.2	6	9.7	5.8	9 (P) 9 (I)	7.3	3.9	
VELOCITÀ DI ROTAZIONE (rpm)	9	8	20 (P) 8 (I)	8	8	10	5	10	6	5	6	5	5	
QUOTA TESTA TRATTAMENTO (m l.m.m.)	-9.00	-9.00	-9.00	-6.00	-6.00	-9.00	-6.00	-6.50	-12.50	-9.00	-6.00	-6.00	-12.00	
QUOTA PIEDE TRATTAMENTO (m l.m.m.)	-42.60	-42.60	-42.60	-42.60	-42.60	-42.60	-42.60	-11.50	-17.50	-42.60	-42.60	-11.00	-17.00	
LUNGHEZZA TRATTAMENTO (m)	33.60	33.60	33.60	36.60	36.60	33.60	36.60	5.00	5.00	36.60	33.60	5.00	5.00	
QUANTITÀ REGISTRATE														
QUANTITÀ INIETTATA (l/m)	MISCELA	1703	2266	2670	1606	2507	1112	1926	1446	1916	1270	1700	1074	2081
	ACQUA			710	795	1621					814	2250		
ENERGIA SPECIFICA (MJ/m)	76	100	142	89	163	49	88	66	80	93	115	91	49	
REFLUO (l/m)	1500	2150	2640	730	3130	980	1570	890	890	1357	3055	970	1170	
Volume Refluo/Volume Iniettato (%)	88	95	78	30	76	88	82	62	46	65	79	90	56	
NOTE:														
Miscela: acqua+cemento; P = prelavaggio IN DISCESA; I = iniezione MISCELA;														
MF = monofluido; BF = bifluido; TF = trifluido; BFp = bifluido con prelavaggio; MFp = monofluido con prelavaggio														
☐ = colonne estratte														
Le colonne JGT8 e JGT11 sono realizzate con diversa tecnologia in funzione della profondità e si indicano con A e B - Da -11.5 a -12.5 il trattamento non è stato eseguito per facilitare l'estrazione della colonna.														

Nelle seguenti foto sono indicate le fasi salienti del trattamento e le attrezzature utilizzate per la sua realizzazione.

Nella Fig. 7-5 è indicato il rivestimento utilizzato per l'esecuzione delle colonne e la fase di infissione con il vibratore vibro-infissore.

Per guidare il monitor del jet grouting, ovvero l'asta per l'esecuzione del trattamento, dal piano campagna fino a testa colonna è stata impiegata una dima, utilizzata anche per guidare i successivi carotaggi di controllo, Fig. 7-6a. La dima è stata posizionata all'interno del rivestimento, successivamente riempita con terra, per non essere sollevata sia dalla pressione di risalita del refluo che da quella di iniezione negli ultimi metri di trattamento, Fig. 7-6b.

La raccolta del refluo che fuoriesce durante l'esecuzione di ciascuna colonna è stata effettuata in continuo, con il sistema seguente, Fig. 7-7: derivazione, detta preventer, montata in testa al tubo centrale della dima, Fig. 7-7a; tubi collettori verso la vasca di raccolta, Fig. 7-7b.

La misura della portata del refluo espulso è stata effettuata raccogliendo il refluo in un'apposita vasca e misurandone le variazioni di livello nel tempo durante l'esecuzione della colonna, come illustrato nella Fig. 7-8.

E' stato così possibile ottenere con buona approssimazione la quantità di refluo per ogni metro di colonna iniettata.

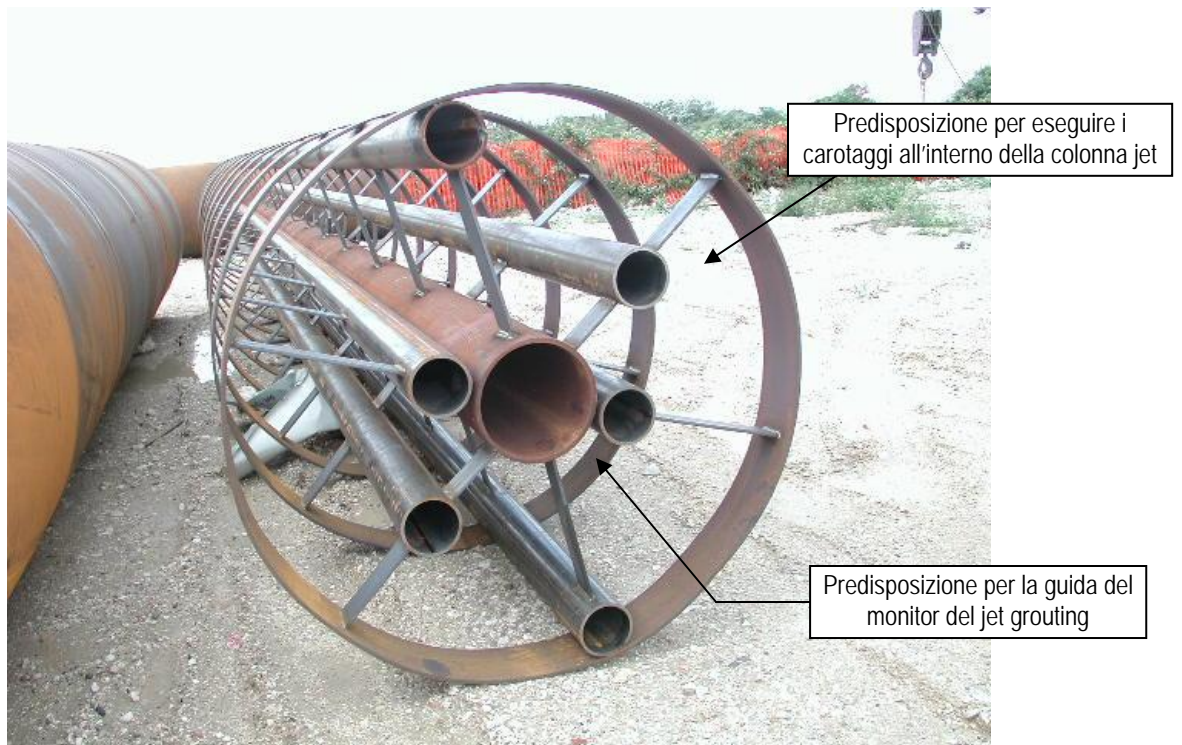


a)



b)

FIG. 7-5 - JET GROUTING – ESECUZIONE DELLE COLONNE A TERRA – A) RIVESTIMENTO FINO A QUOTA -6/-12.50 – B) INFISSIONE DEL RIVESTIMENTO



a)



b)

FIG. 7-6 - JET GROUTING – ESECUZIONE DELLE COLONNE A TERRA – A) DIMA PER POSIZIONARE IL MONITOR E CAROTAGGI – B) DIMA POSTA NEL RIVESTIMENTO



a)



b)

FIG. 7-7 - JET GROUTING – ESECUZIONE DELLE COLONNE A TERRA – A) PREVENTER PER LA RACCOLTA DEL REFLUO – B) TUBI DI MANDATA DEL REFLUO DAL PREVENTER ALLA VASCA DI RACCOLTA



a)



b)

FIG. 7-8 - JET GROUTING – ESECUZIONE DELLE COLONNE A TERRA – A) VASCA PER LA RACCOLTA DEL REFLUO E MISURA DEL SUO VOLUME – B) MISURA LIVELLO REFLUO NEL TEMPO DI ESECUZIONE DELLA COLONNA

7.2.2. Campo prova a mare

Preliminarmente al campo prova è stato realizzato un dragaggio alla -13.50 m l.m.m. in modo da eseguire le colonne con un battente idraulico simile a quello della barriera di Lido Treporti. L'area del campo prova è stata conterminata con un palancoato metallico, all'interno del quale sono state eseguite le colonne jet grouting, ma anche le prove di battitura dei pali in c.a.c. e acciaio, vedi Fig. 7-9.

Le quote di inizio e fine del trattamento delle singole colonne sono riassunte nella Tab. 7.4.

TAB. 7.4 - JET GROUTING - CAMPO PROVA A MARE – QUOTE DI INIZIO E FINE DELLE COLONNE JET-GROUTING		
COLONNA	QUOTA INIZIO TRATTAMENTO (m l.m.m.)	QUOTA FINE TRATTAMENTO (m l.m.m.)
JGM1	-27.06	-45.60
JGM2	-29.64	-46.27
JGM3	-26.85	-45.60
JGM4	-27.11	-45.60

Le colonne sono praticamente quelle che verranno eseguite nella barriera sia per la loro lunghezza che per i terreni attraversati. Si può osservare che interessano per intero il livello deposizionale D.

Le prove CPTU1M e CPTU2M, ubicate come in Fig. 7-9, sono state eseguite dopo il dragaggio fino alla quota -13.50 m l.m.m. ed hanno raggiunto la profondità di -45 m l.m.m.

I risultati delle due prove identificano uno stesso profilo stratigrafico, ovvero:

- livello A da -10,00 a -14,00 m l.m.m.
- livello B da -14,00 a -17,00 m l.m.m.
- livello C da -17,00 a -25,50 m l.m.m.
- livello D da -25,50 a -45,00 m l.m.m.

Nel campo a mare sono state protagoniste principalmente le attrezzature, valutando le difficoltà di una lavorazione in condizioni meno favorevoli che a terra. Le foto di seguito riprodotte illustrano il notevole impegno di mezzi marittimi ed impianti che sono stati necessari per la realizzazione del campo prova. La Fig. 7-10, a e b, mostra la piattaforma ed il primo pontone ausiliario, con parte degli impianti, la Fig. 7-11, a e b, il secondo pontone ausiliario e la restante parte degli impianti. Nella Fig. 7-12a si vedono i tubi di mandata della miscela dalle pompe al monitor, in Fig. 7-12b. Le dime utilizzate per la guida del monitor e poi dei sondaggi di controllo si vedono nella Fig. 7-13.

Lo scopo del campo prova a mare è stato quello di provare che è possibile impiegare le attrezzature da piattaforma ed eseguire le colonne attraverso 14 m circa di battente di acqua e poi uno

spessore di terreno da attraversare a vuoto, fino a raggiungere le quota di effettivo trattamento, e dimostrare che si può raccogliere il refluo senza dispersione sul fondale e comunque in mare.

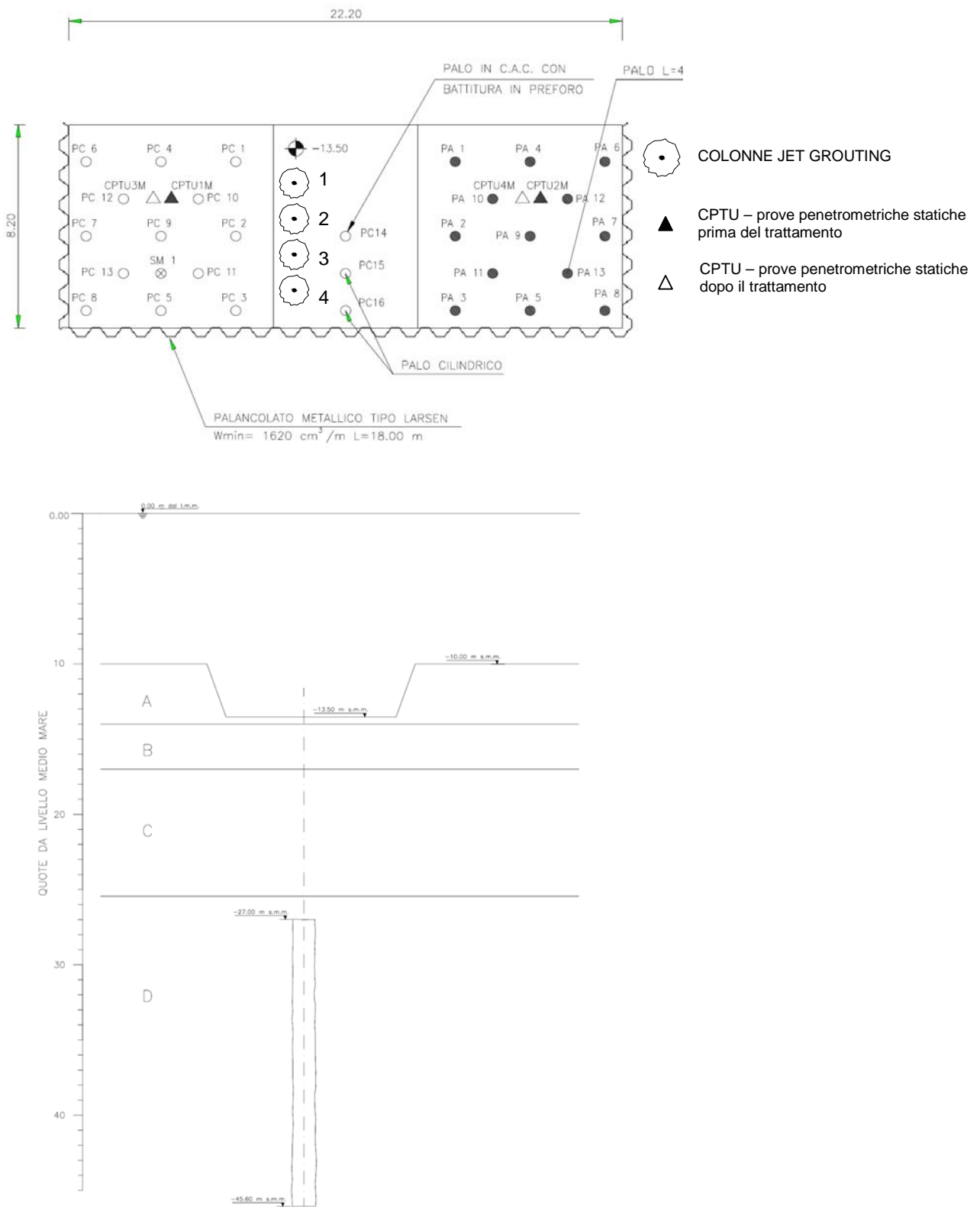


FIG. 7-9 - JET GROUTING - CAMPO PROVA A MARE – PLANIMETRIA E SEZIONE CON UBICAZIONE DELLE COLONNE E STRATIGRAFIA JET GROUTING



a) Piattaforma autosollevante e primo pontone ausiliario



b) In primo piano, vascone per lo stoccaggio dell'acqua di pretaglio e dietro, sulla destra, la pompa per l'acqua di pretaglio, sul primo pontone ausiliario

FIG. 7-10 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A MARE – ATTREZZATURE UTILIZZATE – PIATTAFORMA, PRIMO PONTONE AUSILIARIO E MACCHINARI



a) Secondo pontone ausiliario per l'alloggiamento delle pompe per miscela e mescolatori provvisori



b) Pompa Metax alloggiata sul secondo pontone ausiliario per miscela

FIG. 7-11 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A MARE – ATTREZZATURE UTILIZZATE SUL SECONDO PONTONE AUSILIARIO PER LA MISCELA



a) Raccordo dei due tubi di mandata della miscela, provenienti dalle 2 pompe



b) Sonda per gettiniezione in posizione sulla piattaforma autosollevante

FIG. 7-12 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A MARE – ATTREZZATURE UTILIZZATE SONDA PER LA GETTINIEZIONE



a) Dima per la gettiniezione a mare. Vista dall'alto



b) Dima per la gettiniezione a mare

FIG. 7-13 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A MARE – ATTREZZATURE UTILIZZATE - DIME PER L'ESECUZIONE DELLE COLONNE

7.2.3. I risultati del campo prova

Nel presente paragrafo si riportano i risultati ottenuti con riferimento a: deviazione dalla verticale, reflu, diametro, continuità della colonna, caratteristiche geotecniche, estrazione delle colonne.

Deviazione dalla verticale: sono state eseguite con sonda inclinometrica le misure di deviazione del monitor e dei carotaggi rispetto alla verticale passante per la loro posizione iniziale al piano campagna. La massima deviazione osservata è risultata inferiore o uguale a 1,5 %.

Reflu: per ciascuna colonna la portata di reflu a metro è risultata essere costante con la profondità, indipendentemente dalla natura del terreno attraversato. Fra i tre metodi di esecuzione non si è notata una sostanziale differenza, la quantità di reflu è risultata mediamente pari al 70% del liquido iniettato, miscela o miscela con acqua, con valori estremi tra 30% e 95%. I pesi di volume invece risultano avere una variabilità tra il 10%-15% e sono stati influenzati dall'acqua di iniezione. Le colonne con prelavaggio presentano infatti i valori più bassi, 14,4-15,0 kN/m³ contro 16,5-17,4 kN/m³ delle altre colonne, vedi Tab. 7.6.

Misura del diametro: sono disponibili misure in sito ottenute con la sonda denominata DOC.I.L.E. che si mostra nelle figure seguenti. Viene inserita nella colonna subito dopo l'iniezione. Questa misura indiretta del diametro è stata eseguita nelle colonne JGT4, JGT5, JGT6, JGT7, JGT9, JGT10, e fino ad una profondità massima di 27 m dal piano di lavoro, impedita a maggiori profondità dalla resistenza laterale esercitata sull'asta di guida della sonda dal terreno trattato. In tutte le colonne lo strumento ha raggiunto il fondo corsa di 1.43m nello strato C, indicando un diametro colonna non inferiore a 1.43 m. La misura diretta del diametro è stata effettuata sulle colonne estratte, di cui in seguito. La Tab. 7.5 riassume i risultati delle misure nei livelli deposizionali B e C.



Sonda DOC.I.L.E. completamente aperta



Strumentazione DOC.I.L.E. montata sulla sonda parzialmente aperta



Dinamometro montato in testa alla strumentazione DOC.I.L.E.

JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – MISURA DEL DIAMETRO DELLA COLONNA
CON LA SONDA DOC.I.L.E.

Tab. 7.5 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – MISURA DEI DIAMETRI DELLE COLONNE

Colonna	Quota (m l.m.m.)	Diametro DOC.I.L.E (m)	Diametro misurato (m)	Livello deposizionale
JGT4	-11.4	1.43*		C
	-17.4	1.43*		C
	-20.4	0.9		C
JGT5	-6.8	1.43*		B
	-11.3	1.43*		C
	-14.4	1.43*		C
	-17.3	1.43*		C
	-20.3	1.29		C
JGT6	-10	1.43*		C
	-11.3	1.43*		C
	-14.3	1.35		C
	-17.3	1.43*		C
	-20.3	1.24		C
	-23.3	1.1		C
JGT7	-11	1.4		C
	-12	1.1		C
	-15	1.24		C
	-18	0.91		C
JGT8	-10		1.3	B
	-15		1.3	C
JGT9	-11.3	1.43*		C
	-13.4	1.43*		C
	-17.4	1.43*		C
	-20.4	1.13		C
	-23.4	1.22		C
JGT10	-8.4	1.43*		B
	-11.4	1.4		C
	-14.4	1.32		C
	-17.4	1.24		C
	-20.4	1.03		C
	-23.4	1.13		C
JGT11	-10		0.65	B
	-15		1.3	C

* = RAGGIUNTO LIMITE STRUMENTALE

Continuità della colonna: Il grado di continuità delle colonne è stato valutato con delle misure cross hole. I percorsi analizzati con le prove cross hole sono stati due: soltanto nella colonna, nella colonna e terreno circostante, Fig. 7-14.

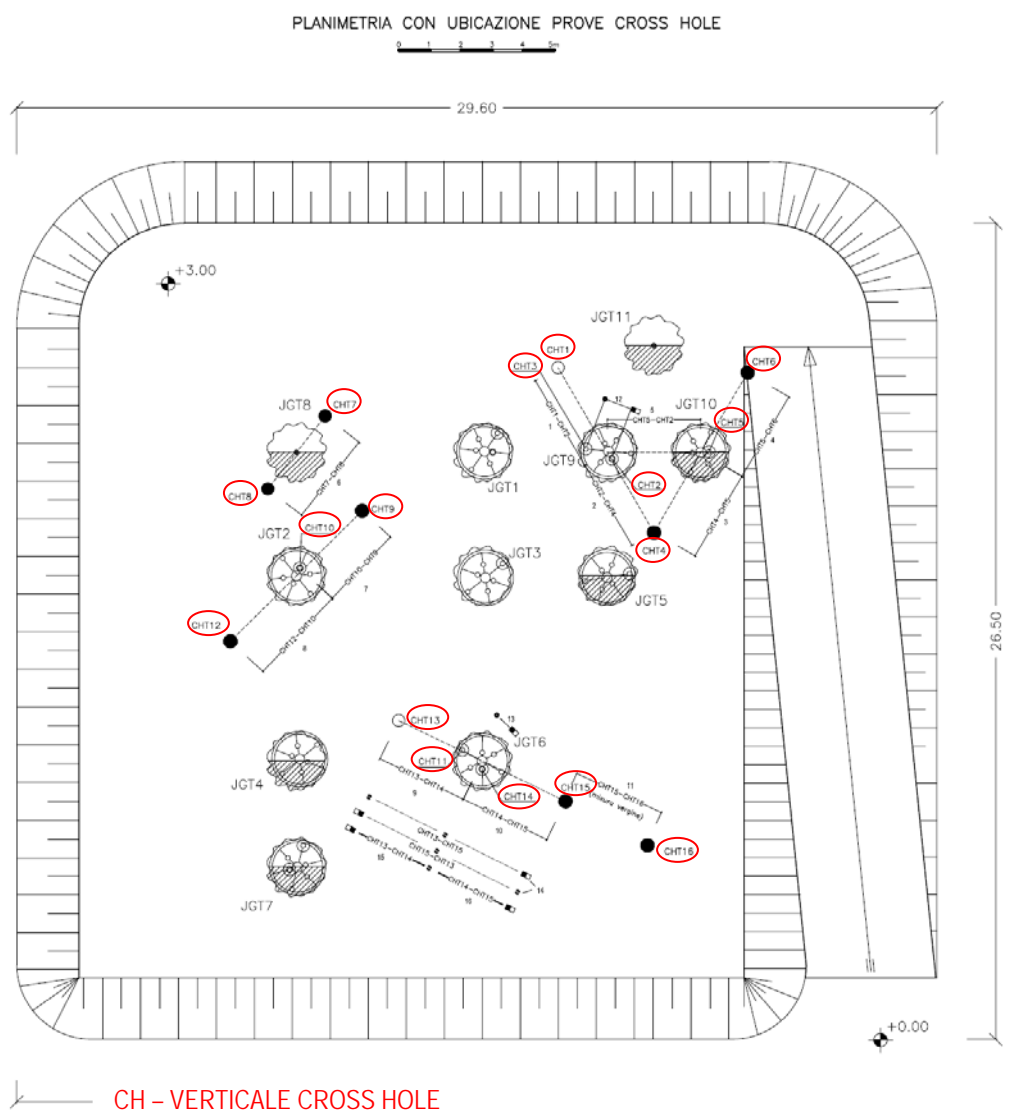


FIG. 7-14 – JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO - UBICAZIONE DELLE PROVE CROSS-HOLE

Il primo tipo di percorso è stato utilizzato per stabilire le caratteristiche di rigidità della colonna, il secondo per verificare se sia riscontrabile o meno la presenza della colonna rispetto al terreno circostante non trattato.

Il percorso interno alla colonna è stato realizzato solo per le colonne JGT6 e JGT9.

Analizzando l'andamento delle V_p e V_s per questi percorsi si vede molto bene la continuità meccanica della colonna al variare della profondità, Fig. 7-15.

I valori di V_p sono dell'ordine dei 2400 m/s, quindi un modulo elastico dinamico tra 3500 e 10000 MPa.

Per i percorsi che coinvolgono il terreno circostante la colonna si può notare come la presenza della colonna produca una variazione delle V_s rispetto a quelle misurate nel terreno vergine. Il con-

fronto è stato fatto tra terreno prima del trattamento e, dopo il trattamento, su un percorso in cui le onde di compressione e di taglio intercettano la colonna. La velocità delle onde P è influenzata dal grado di saturazione del mezzo attraverso cui si propagano. Quando il valore di V_p è inferiore a 1500 m/s il grado di saturazione S è inferiore ad 1. La velocità delle onde P è pari a; Foti et al., (2002):

$$V_p = \sqrt{\frac{H}{\rho^F}}$$

essendo:

$$H = \frac{(K^S - K^{SK})^2}{D - K^{SK}} + K^{SK} + \frac{4G}{3}$$

dove:

G = modulo di taglio del terreno

K^S = modulo dei grani del terreno

K^{SK} = modulo dello scheletro solido del terreno

$D = K^S [1+n(K^S/K^F -1)]$

K^F = modulo del fluido, che nel caso di acqua è pari a $2,25 \cdot 10^3$ MPa.

Per mezzo saturo $H \geq K^F$, $V_p \geq \sqrt{\frac{K^F}{\rho^F}}$.

Se la densità del fluido è $\rho^F = \gamma_w/g = 1000 \text{ kg/m}^3$ e $K^F = 2.25 \cdot 10^9 \text{ Pa}$ si ottiene:

$$V_p \geq \sqrt{\frac{2.25 \cdot 10^9}{1000}} = 1500 \text{ m/s}.$$

Nel presente caso è stato constatato che V_p è quasi sempre inferiore alla soglia citata, Fig. 7-15, dovuto al fatto che il terreno naturale è parzialmente saturo.

L'esecuzione dei jet con aria non può che incrementare la condizione di parziale saturazione e ciò spiega i più bassi valori di V_p nello strato B coesivo, dove più facilmente può essere immagazzinata l'aria.

Le onde V_s non sono influenzate dalla parziale saturazione, infatti rilevano la presenza della colonna sull'intera verticale.

L'omogeneità dei valori di V_s e V_p dimostra che la colonna presenta anche caratteristiche strutturali regolarmente distribuite su tutta la lunghezza trattata.

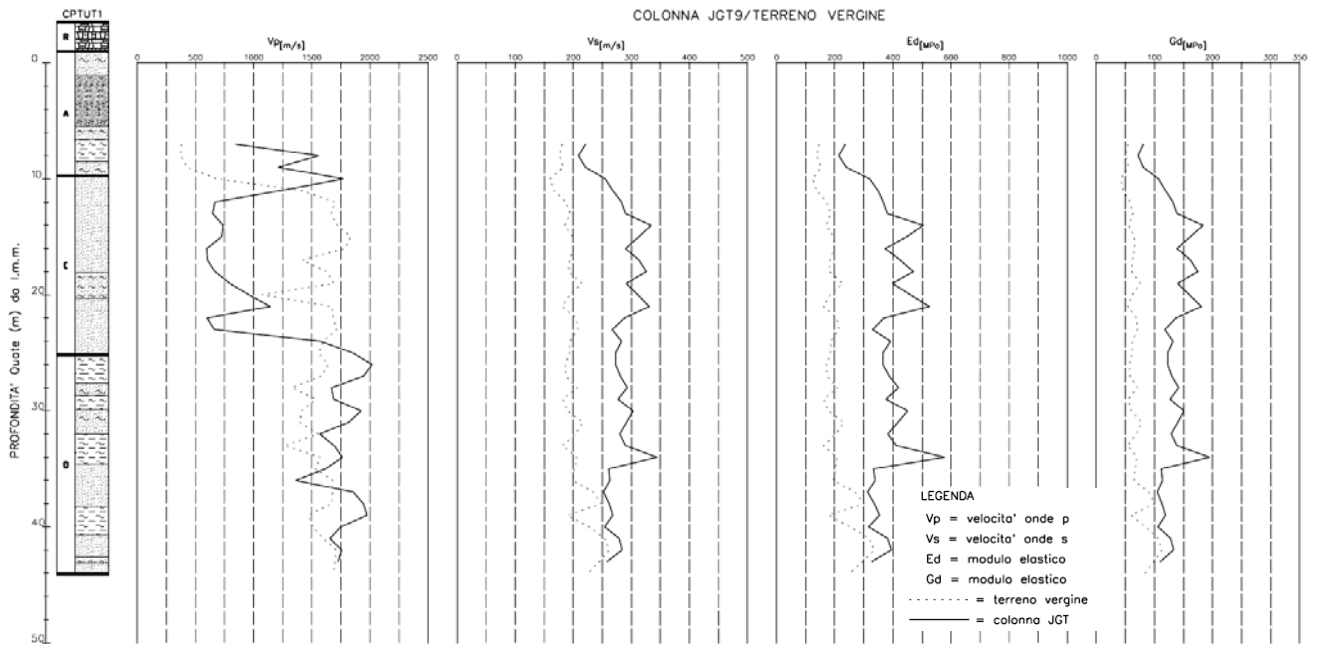
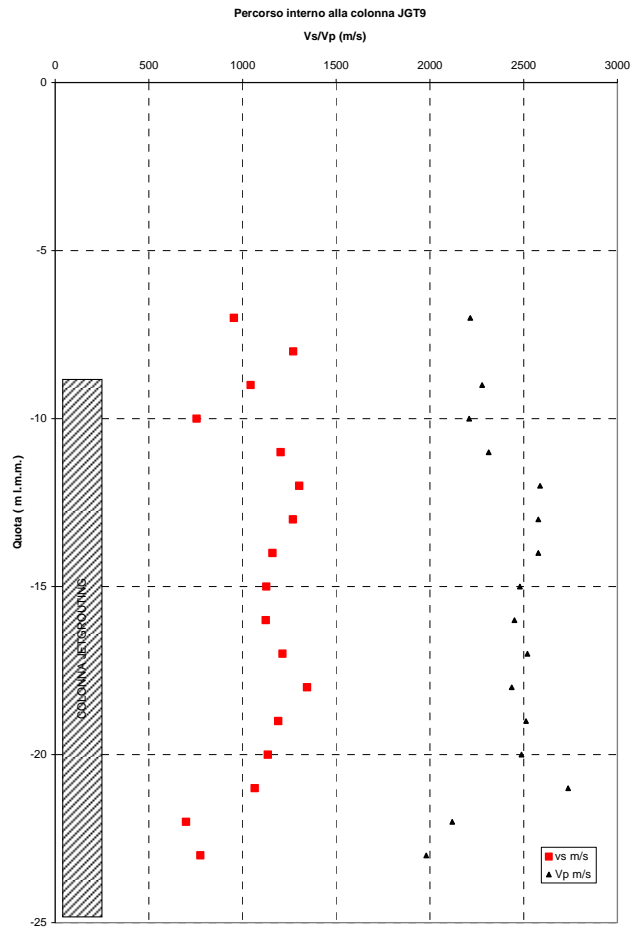


FIG. 7-15 – JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO - ONDE DI COMPRESIONE E DI TAGLIO:
A) ALL'INTERNO DELLA COLONNA JGT9, B) NEL TERRENO NATURALE PRIMA E DOPO IL TRATTAMENTO

Caratteristiche geotecniche: nelle colonne sono state eseguite prove Lugeon e pressiometriche, e prelevati campioni per il laboratorio.

Le prove Lugeon vengono eseguite non tanto per valutare la permeabilità, quanto per avere una stima indiretta del grado di fratturazione delle colonne. Nel presente caso, e in tutte le colonne, i valori di UL sono risultati inferiori all'unità, pertanto le colonne possono ritenersi interessate da un reticolo di fessure, se presente, nel complesso chiuse.

Dalle prove di laboratorio sono state ottenute le caratteristiche geotecniche delle singole colonne, i valori medi del peso di volume γ , modulo elastico E e resistenza a compressione monoassiale σ_c , riportati nella Tab. 7.6.

I valori di E e di σ_c a 28 giorni sono riportati in funzione dei volumi di miscela iniettati e della stratigrafia nella seguente Fig. 7-16. Nei livelli coesivi B e D il modulo E è superiore a 1000 MPa e fino a 5000 MPa, mentre la resistenza a compressione va da un minimo di 2 fino a 8 MPa, nel livello sabbioso C il modulo E si colloca tra 3000 e 8000 MPa, mentre σ_c è tra 4 e 18 MPa.

Con la sola eccezione della colonna JGT9 vi è una diversa tendenza di comportamento tra le colonne che usano acqua, trifluido o con prelavaggio, e quelle che non usano acqua. Si può osservare come, a parità di volume di miscela iniettato, le colonne con acqua presentino minori caratteristiche meccaniche. La differenza tra colonne MF e BF e colonne MFp BFp e TF è più accentuata negli strati sabbiosi, in cui la forbice generata dalle due rette risulta più aperta che negli strati coesivi.

Sono state eseguite anche prove triassiali consolidate drenate per determinarne le caratteristiche di resistenza. I risultati sono riportati in un unico diagramma t, s con indicato l'involuppo di rottura minimo e massimo, Fig. 7-17. Risulta quindi per c e ϕ :

$$c = 0 \div 950 \text{ KPa}$$

$$\phi = 30^\circ \div 51^\circ$$

Estrazione delle colonne: al fine di ottenere una misura diretta del diametro colonna si è provveduto all'estrazione di spezzoni di colonne jet grouting, in corrispondenza delle colonne 8 e 11. Si è adottato un carotiere avente diametro pari a 1500 mm, mostrato in Fig. 7-18 con le fasi salienti del lavoro eseguito. Le colonne estratte sono visibili nella Fig. 7-19.

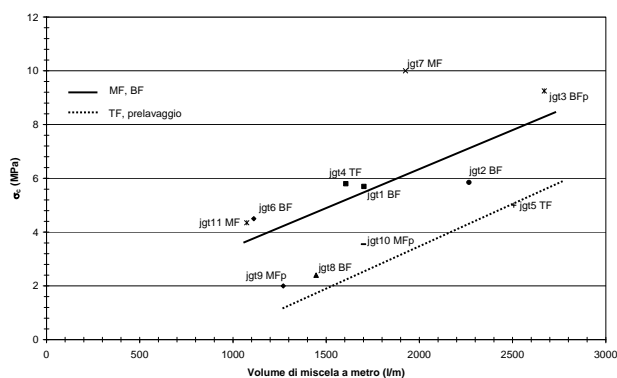
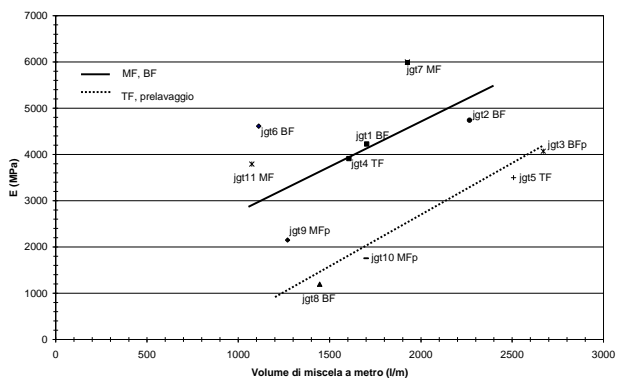
TAB. 7.6 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELLE COLONNE JET GROUTING

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE – valori a 28 gg									
COLONNA	γ (kN/m ³)			σ_c (MPa)			E (MPa)		
	c	m	r	c	m	r	c	m	r
JGT1 (BF)	17÷17.5 16	16.3	16.9÷17.7	4	18	9.4	4200	6000	5000
JGT2 (BF)	17.8 16.8	16	16.5-17	9.5 5.8	16	9	7500 4700	6000	4770
JGT3 (BF + p.l.)	16-16.5	16.3	15.6-16.4	9	16	10.6	4000	8000	4000
JGT4 (TF)	17-19 17.3	16.5	17.5 15	6	20	4.8	4000	6000	2400
JGT5 (TF)	16-20	16.3	14.6÷16-	5	17.8	4	3200	6000	2100
JGT6 (BF)	16-18	16.3	16.5	7 4.5	16	6	5000 4600	6000	3000
JGT7 (MF)	17÷17.5 16.5÷15.5	16-16.5	16.5	13 10	16	12	7200 6000	5000	5000
JGT8 (BF)	16-16.5 18	15.8	17.5	15.5 2.5	11.6	2	8000 1200	5000	1500
JGT9 (MF+ p.l.)	16.5-17	16	15.5	17 2	16	3	7800 2000	6000	1600
JGT10 (MF+p.l.)	16 17	16.5	14.7	3.8	18.3	3	3200 1800	8000	1500
JGT11 (MF)	17-19 18	16-16.5	17.6	4.5	17	7.5 13	3790	6000	4000 6000

c = colonna; m = miscela; r = refluo; p.l. = prelavaggio

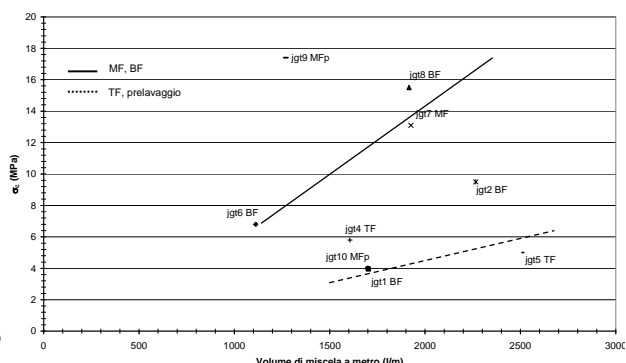
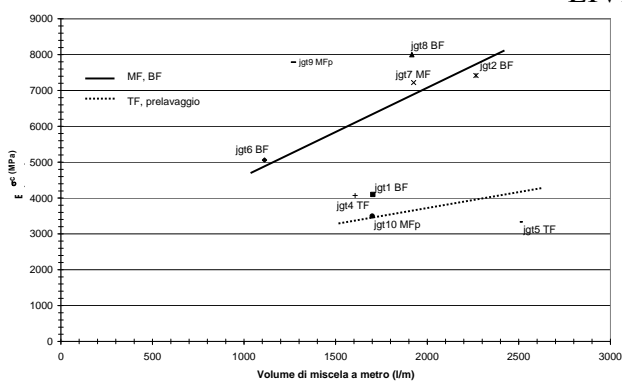
NOTA BENE: riga superiore es. 17.5 nel tratto alto – sabbioso colonna JGT6
 riga inferiore es. 16.5 nel tratto basso - argilloso

LIVELLI B e D



a)

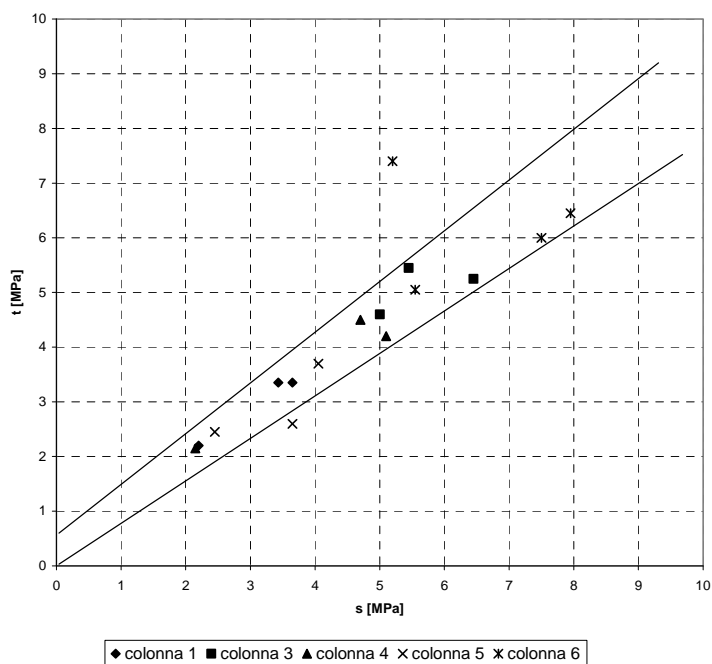
LIVELLO C



b)

FIG. 7-16 - MODULO ELASTICO E RESISTENZA A COMPRESIONE IN FUNZIONE DEL VOLUME DI MISCELA INIETTATA – VALORI A 28 GG: A) LIVELLI B E D, B) LIVELLO C.

Prove triassiali sulle colonne di jet grouting



◆ colonna 1 ■ colonna 3 ▲ colonna 4 × colonna 5 * colonna 6

FIG. 7-17 - CAMPIONI DI JET GROUTING – RISULTATI PROVE TRIASSIALI



Carotiere DN1500



Fase di posizionamento del carotiere DN1500



Inserimento del carotiere nel casing DN1800

FIG. 7-18 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO - ESTRAZIONE DELLE COLONNE JET GROUTING – CAROTIERE UTILIZZATO



Colonna JGT8 – BF – spezzone inferiore



Colonna JGT11 – MF – spezzone superiore



Colonna JGT11 – BF – spezzone inferiore

FIG. 7-19 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – COLONNE JGT8 E JGT11 – SPEZZONI DI COLONNE ESTRATTE

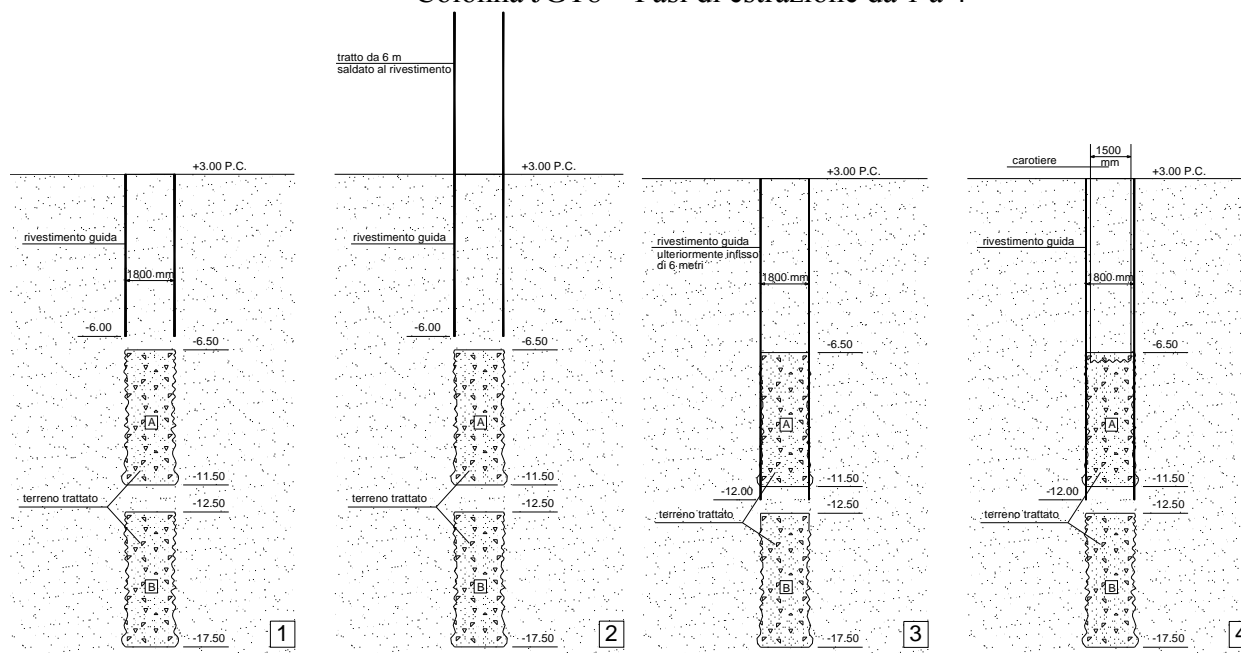
Colonna JGT8 – BiFluida: sul rivestimento da 1800 mm usato come guida per la realizzazione della colonna è stato saldato un ulteriore tratto di 6 metri, vibro-infisso prima dell'operazione con il carotiere. Le operazioni di estrazione sono illustrate nel seguente schema.

Estratta la prima parte di colonna il carotiere è stato riposizionato per continuare l'estrazione del secondo spezzone posto tra le quote -12.5 m l.m.m. e -17.5 m l.m.m.

Tra la -11.50 e la -12.50 la colonna non è stata eseguita per facilitare le operazioni di estrazione dei due spezzoni.

Di questo secondo spezzone sono stati però recuperati solo i primi 2.3 metri e cioè dalla quota -12.5 m l.m.m alla quota -14.8 m l.m.m., Fig. 7-21.

Colonna JGT8 – Fasi di estrazione da 1 a 4



Il carotiere è riuscito ad estrarre con successo il primo spezzone di colonna di 5 metri tra le quote -6.5 m l.m.m. e -11.5 m l.m.m., Fig. 7-20.



FIG. 7-20 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – FASI DI ESTRAZIONE DELLA COLONNA JGT8, SPEZZONE SUPERIORE TRA -6.5 E -11.5 M S.L.M.M.



FIG. 7-21 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – FASI DI ESTRAZIONE DELLA COLONNA JGT8, SPEZZONE INFERIORE

Questo parziale recupero non è dovuto alla mancata continuità meccanica della colonna, quanto a problemi operativi legati al recupero stesso. Il fatto che la colonna sia integra anche nei successivi 2 metri è ben testimoniato sia dalle prove di laboratorio che dalle carote prelevate dalla colonna prima dell'estrazione, vedi Fig. 7-22.



Tratto superiore della colonna JGT8 da 10.00 a 14.00 m da p.c.



Tratto inferiore della colonna JGT8 da 15.00 fino a 19.00 m da p.c.

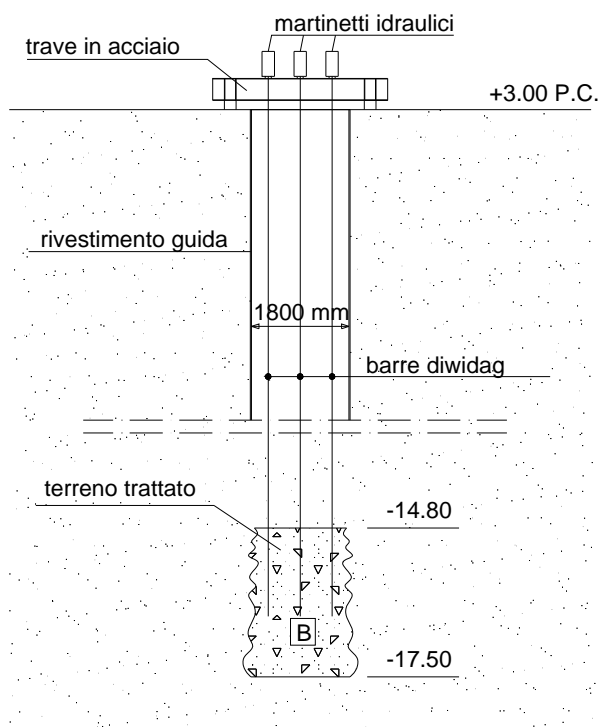
FIG. 7-22 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – CAROTAGGIO DELLA COLONNA JGT8

Il trattamento è ben evidente su tutto lo spezzone superiore di colonna, con alcuni tratti in cui la cementazione appare debole. In particolare è ben riuscito il trattamento tra le quote -7.5 e -8.5 m l.m.m., tra -10.5 e -11.5 m l.m.m. Lo spezzone inferiore della colonna presenta un buon grado di cementazione e continuità meccanica per tutto il tratto compreso tra le quote -12.5 m l.m.m e -17.5 m l.m.m. In particolare si può vedere, a conferma di quanto detto, come tra -16.8 m e -17.5 l.m.m. le carote sono integre e con un'ottima continuità meccanica.

Si può dunque affermare che la frantumazione della porzione di colonna che non si è riusciti ad estrarre è stata dovuta sostanzialmente all'azione meccanica esercitata dal carotiere, che l'ha di fatto assoggettata ad un'azione composta di compressione e torsione, provocandone la fratturazione e quindi il mancato recupero.

E' stato tentato il recupero del tratto di colonna tra -14.8 m e -17.5 m l.m.m. utilizzando il metodo inizialmente previsto con barre di widag cementate alla colonna e messe in trazione con martinetti e sistema di contrasto.

L'operazione è di seguito schematizzata.



Il recupero non è stato possibile, in quanto le barre hanno raggiunto 90 t di tiro senza riuscire ad estrarre la colonna. Questo fatto conferma le buone caratteristiche meccaniche del terreno trattato.

In alcuni tratti, il carotiere ha levigato la superficie laterale della carota, da cui si deduce che le colonne hanno, per alcuni tratti, un diametro maggiore di quello medio misurato pari a 1.30 metri.

L'estrazione della colonna è avvenuta dopo circa 163-170 gg dal momento della sua esecuzione. Le prove di laboratorio sono invece state eseguite a 83 gg di maturazione. E' dunque plausi-

bile pensare che le caratteristiche meccaniche della colonna al momento dell'estrazione fossero superiori a quelle misurate in laboratorio, che sono così riassumibili:

Spezzone superiore da -6.00 m a -11.00 m l.m.m.:

Resistenza a compressione (MPa): 2
 Modulo elastico (MPa): 1200
 Peso di volume (KN/m³): 16.5

Spezzone inferiore da -12.00 a -17.00 m l.m.m.:

Resistenza a compressione (MPa): 18
 Modulo elastico (MPa): 8000
 Peso di volume (KN/m³): 18

Le differenze tra le caratteristiche meccaniche dei due spezzoni è dovuta oltre che ad un cambio di stratigrafia, in limo argilloso B il primo spezzone, in sabbia C il secondo, anche ad una variazione dei parametri operativi, riportati di seguito.

COLONNA JGT8 PARAMETRI OPERATIVI	SPEZZONE SUPERIORE	SPEZZONE INFERIORE
A/C	1	1
Diametro ugelli miscela (mm)	5	5
Pressione miscela (MPa)	45	40
Pressione aria coassiale a miscela (MPa)	0.8	0.8
Numero ugelli	2	2
Lifting step (cm)	4	4
Time step (s)	6	10.5
Velocità di rotazione (rpm)	6	6

Per lo spezzone inferiore vi è un aumento del time step e della quantità iniettata, che possono ben giustificare il sensibile aumento delle sue proprietà meccaniche. Nella Fig. 7-23 si riassumono tutte le caratteristiche geometrico-meccaniche ed i parametri operativi della colonna JGT8.

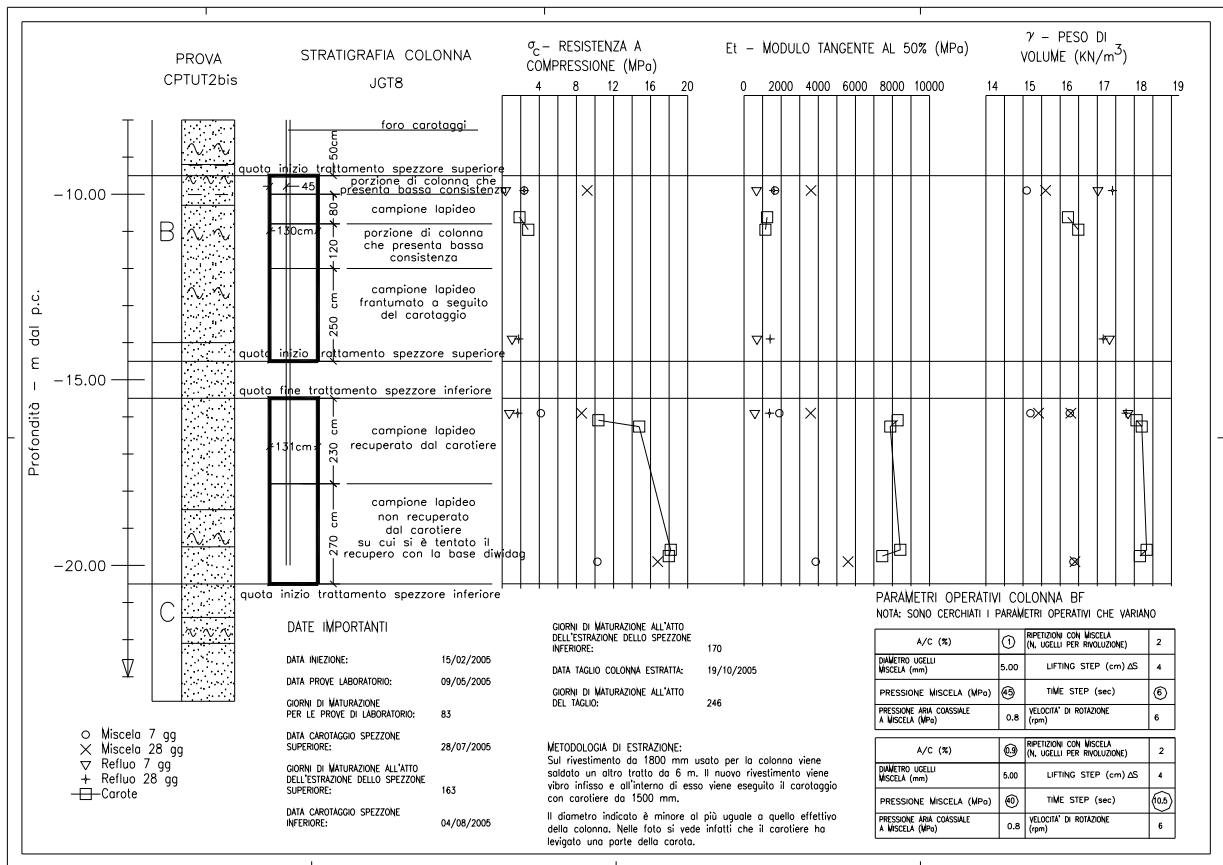
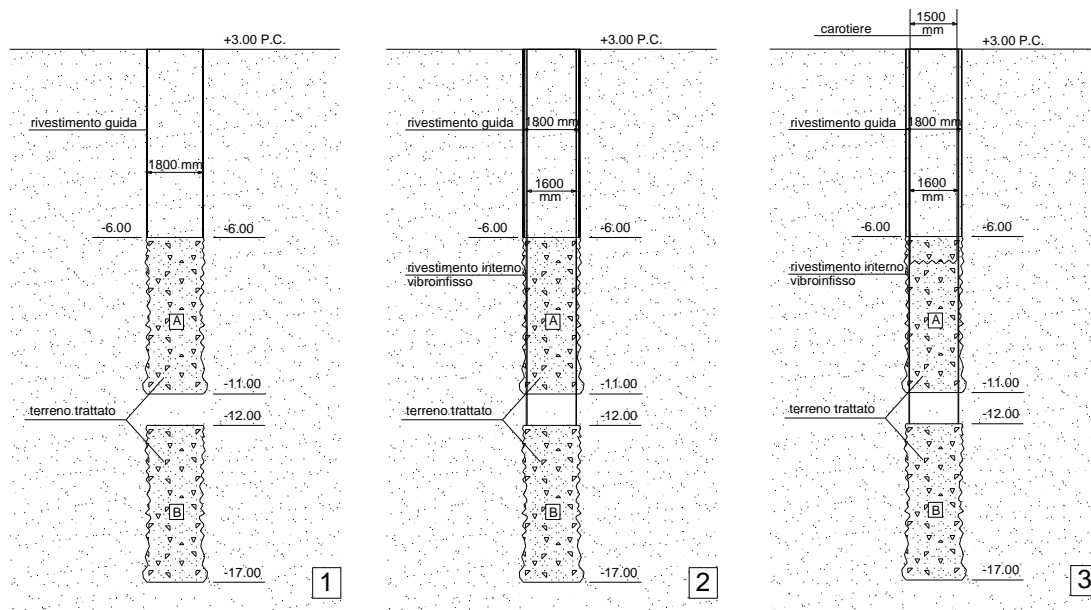


FIG. 7-23 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – PARAMETRI GEOMETRICI E MECCANICI DELLA COLONNA JGT8

Colonna JGT11 – Monofluido: all'interno del rivestimento da 1800 mm, usato come guida per la realizzazione della colonna, è stato vibro-infisso un ulteriore rivestimento da 1600 mm, all'interno del quale è stato eseguito il carotaggio con il carotiere da 1500 mm. Nel seguente schema sono illustrate le fasi di estrazione della colonna.



Anche in questo caso il carotiere è stato in grado di recuperare per intero il primo spezzone da 5 metri, tra -6.00 m e -11 m l.m.m, vedi Fig. 7-24. Anche per la colonna 11 il tratto tra la -11 e -12 non è stato soggetto a gettiniezione per facilitare le operazioni di estrazione degli spezzoni di colonna.



a) Spezzone superiore

b) Spezzone inferiore

FIG. 7-24 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – FASI DI ESTRAZIONE DELLA COLONNA JGT11, A) SPEZZONE SUPERIORE, B) SPEZZONE INFERIORE

Del secondo spezzone di colonna compreso tra i - 12m l.m.m. e i -17 m l.m.m. è stato possibile estrarre solo i primi 2.2 metri e cioè la parte di colonna compresa tra i -12.00 m l.m.m. e i -14.2 m l.m.m., Fig. 7-24.

Anche in questo caso la buona continuità meccanica del secondo tratto di colonna è evidenziato dall'analisi delle carote dei sondaggi eseguiti, vedi Fig. 7-25, e dai risultati delle prove di laboratorio



Tratto superiore della colonna JGT11 da 10.00 fino a 14.00 m da p.c.



Tratto inferiore della colonna JGT11 da 15.00 fino a 19.00 m da p.c.

FIG. 7-25 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – TRATTO INFERIORE DELLA COLONNA JGT11 FINO A 19 M DAL P.C.

E' stato tentato anche in questo caso il recupero con le barre di widag, ma non è riuscito a causa dello sfilamento delle barre stesse.

La colonna presenta un diametro variabile in relazione alla stratigrafia, in particolare si riscontra una diminuzione del diametro nei terreni a grana fine, livello B dove il diametro è risultato solo 0.63 metri, contro il valore medio di 1.30 m. Nel secondo spezzone, in sabbia, come per la colonna 8, si nota un levigamento della superficie laterale della carota, segno che il diametro reale della colonna è maggiore di 1.30 m.

I tempi di maturazione della colonna al momento dell'estrazione sono di circa 163-167 gg, mentre le prove di laboratorio sulle carote sono state eseguite a 65 gg di maturazione. Anche in questo caso, quindi, i parametri di resistenza della colonna al momento dell'estrazione sono da considerare superiori a quelli indicati dalle prove di laboratorio, così riassunti:

Spezzone superiore da -6.00 m l.m.m a -11.00 m l.m.m.:

Resistenza a compressione (MPa): 4

Modulo elastico (MPa): 3500-4000

Peso di volume (kN/m³): 17.2

Spezzone inferiore da -12.00 a -17.00 m l.m.m.:

Resistenza a compressione (MPa): 12.5

Modulo elastico (MPa): 8500

Peso di volume (kN/m³): 18.2

Anche in questo caso la sensibile variazione dei parametri di resistenza dipende non solo dalla stratigrafia, ma anche dalla variazione dei parametri operativi. In particolare il secondo spezzone ha un time step doppio rispetto al primo, come mostra la tabella seguente.

PARAMETRI OPERATIVI	SPEZZONE SUPERIORE	SPEZZONE INFERIORE
A/C	1	1
Diametro ugelli miscela (mm)	8	8
Pressione miscela (MPa)	47	47
Ripetizioni con miscela	1	1
Lifting step (cm)	4	4
Time step (s)	4	8
Velocità di rotazione (rpm)	6	6

Nella Fig. 7-26 si riassumono le caratteristiche geometriche, i risultati delle prove di laboratorio e i parametri operativi utilizzati per la colonna JGT11.

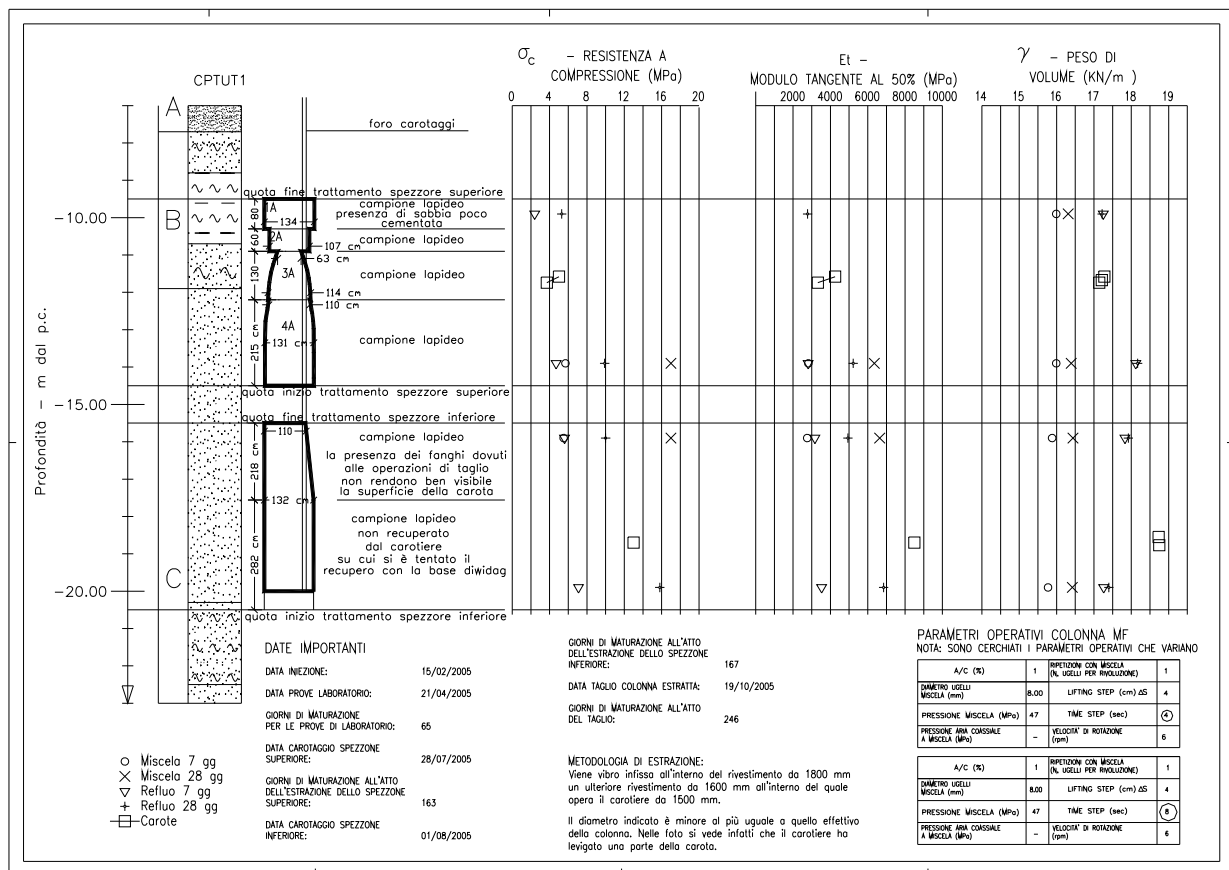


FIG. 7-26 - JET GROUTING – CAMPO PROVA A TERRA DI LIDO – PARAMETRI GEOMETRICO MECCANICI DELLA COLONNA JGT11

7.2.4. Considerazioni conclusive sul campo prova

Lo scopo del campo prova è stato di verificare:

- Se le attrezzature fossero in grado di garantire un efficace trattamento fino alle quote delle future fondazioni, cioè tra la -25.0 e la -45.0 m l.m.m.;
- Se il trattamento fosse in grado di garantire un diametro effettivo per le colonne uguale o maggiore di 1.20 metri;
- Se il terreno trattato, componente la colonna, avesse caratteristiche di resistenza e deformabilità conformi a quanto richiesto perchè le colonne potessero costituire elementi riduttori di cedimento della fondazione.

L'analisi di tutti i dati sperimentali raccolti a conclusione del campo prova consente di affermare che la risposta ai tre quesiti è positiva.

Inoltre a conclusione di quanto sopra esposto si può affermare che:

- il trattamento jet ha avuto effetti migliorativi delle caratteristiche meccaniche del terreno tanto negli strati sabbiosi che in quelli limosi;

- è possibile aspettarsi che negli strati limosi vi siano variazioni, anche sensibili, del diametro colonna. Sulla JGT11 sono state misurate variazioni anche del 50%. Una simile variazione del diametro si è dimostrata essere decisamente localizzata ed in particolare presente al passaggio tra lo strato B e C. Non è da escludere che il diametro reale potesse essere maggiore e le operazioni di estrazione della colonna possano aver causato il distacco della parte esterna della colonna stessa. Ad ogni modo uno stretto controllo dei parametri di iniezione ed una loro corretta taratura possono certamente ridurre al minimo tali fenomeni di strizionamento della colonna.
- nelle colonne estratte appare evidente l'omogeneità del materiale trattato, sia in senso radiale che longitudinale.

A conclusione del campo prova si è deciso di realizzare le colonne della fondazione di Treporti utilizzando una tecnologia monofluido con prelavaggio con parametri di iniezione simili a quelli della colonna JGT9.

7.3. Progetto ed esecuzione della fondazione di Lido Treporti

In questo paragrafo viene descritto il progetto della fondazione della barriera di Lido Treporti.

I cassoni hanno dimensioni in pianta, 36m x59 m. Per la funzionalità dell'opera, i cedimenti assoluti e differenziali tra cassoni devono essere contenuti entro le tolleranze di funzionamento dei giunti tra i cassoni stessi nell'ordine di pochi centimetri. Le colonne di terreno consolidato con la tecnica del jet grouting rappresentano quindi elementi riduttori di cedimento.

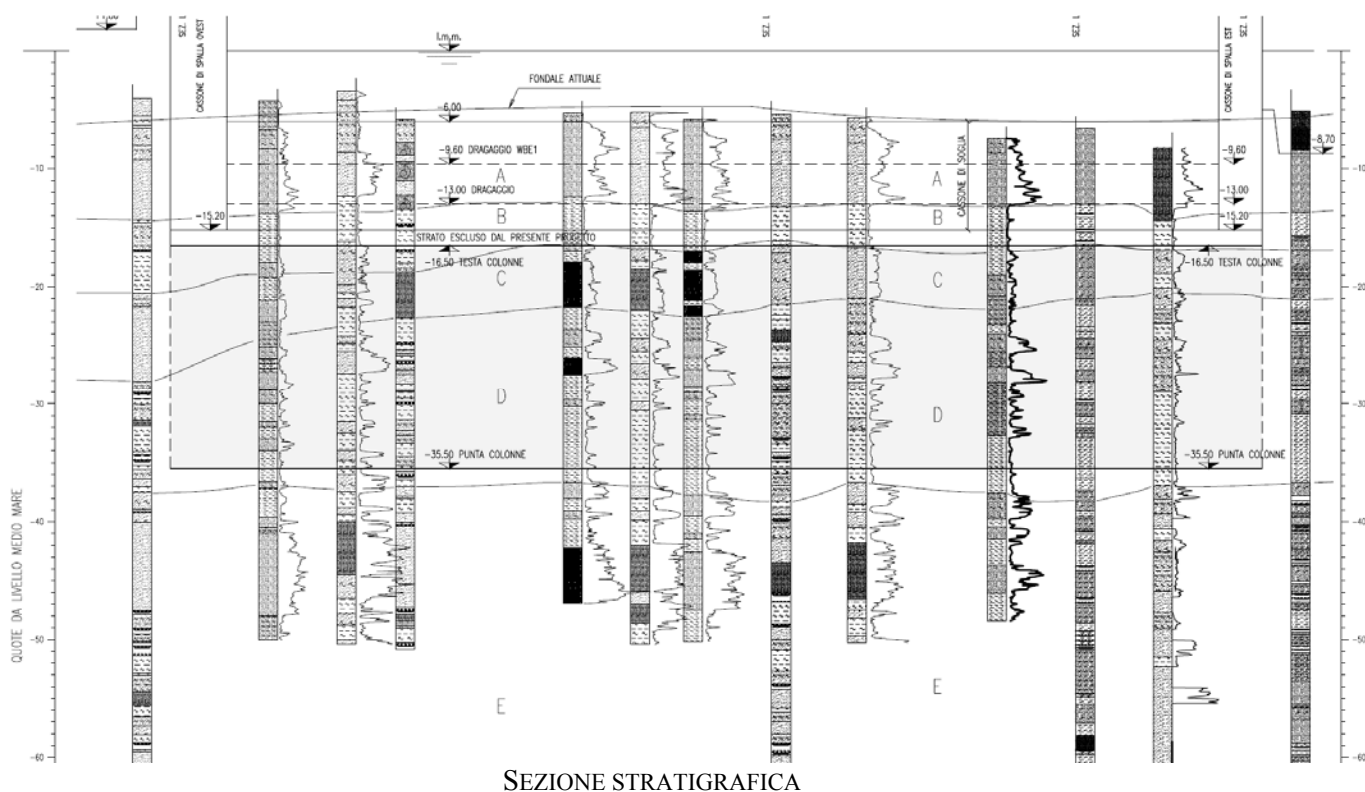
È fondamentale nei modelli di calcolo numerico dei cedimenti poter assegnare agli elementi che schematizzano le colonne jet grouting i corretti parametri geometrici e di deformabilità.

Per far ciò si è fatto riferimento ai risultati del campo prova che ha permesso anche di poter definire i criteri di progetto delle colonne stesse.

Le colonne sono lunghe 19 m, dalla -16.5 alla -35.5 m l.m.m., e hanno diametro nominale 1.2 m, con interasse 4.7m x 4.7 m.

Nella Fig. 7-27 che segue si riporta la planimetria dell'intera barriera con la denominazione dei vari cassoni di spalla e di soglia e la disposizione delle colonne jet sotto ogni cassone.

Il fondale si trova mediamente a quota -5 m l.m.m. L'assetto stratigrafico è stato già illustrato e discusso al capitolo 3 e qui si richiama la sezione in asse barriera sulla quale sono riportate le quote del trattamento jet grouting.



SEZIONE STRATIGRAFICA

FIG. 7-28 - LIDO TREPORTI – STRATIGRAFIA IN ASSE BARRIERA, QUOTE DEL TRATTAMENTO JET GROUTING, CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INTERESSATI

Per quanto riguarda i cassoni di soglia le colonne hanno un interasse intorno a 4 m nella zona centrale del cassone e si diradano man mano che si procede verso il bordo cassone.

Per i cassoni di spalla si è tenuta una maglia con interasse costante pari a 4.70 m.

Il numero totale di colonne per tutta la barriera è di 1250, per una lunghezza complessiva di trattamento pari a 23750 m.

Le colonne jet hanno lunghezza di 19 m e sono previste dalla quota -16.5 alla -35.5 m l.m.m. Per il controllo del diametro delle colonne è fondamentale il controllo dei parametri di iniezione, che sono stati individuati in modo da garantire un diametro nominale della colonna di 1.2 metri.

La singola colonna è suddivisa in due tratti:

- tratto 1: da -16.50 a -24 m l.m.m.
- tratto 2: da -24 a -35.5 m l.m.m.

Il tempo totale tra fase di discesa e risalita previsto per la realizzazione di una colonna è di poco più di 80 minuti. I valori di pressione vengono differenziati per i due tratti. Nel tratto 1 si impiega una pressione di 35 MPa, mentre nel tratto 2 di 40 MPa. Il tempo di stazionamento previsto è di 8 s e l'intervallo di risalita è 4 cm per un totale di 1 m³/m di volume iniettato. Sulla base dei risultati del campo prova le caratteristiche meccaniche attese per le colonne sono le seguenti:

CARATTERISTICA MECCANICA	TERRENI SABBIOSI	TERRENI COESIVI
Peso di volume $\gamma_c - [kN/m^3]$	16.5÷17.5	16÷16.5
Modulo elastico E – [MPa]	4000÷6000	2000÷3000
Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_c - [MPa]$	3÷5	2÷3

Per l'esecuzione delle colonne si utilizza la metodologia monofluido con prelavaggio eseguito in risalita. I parametri esecutivi sono di seguito indicati.

LIDO TREPORI – JET GROUTING – PARAMETRI OPERATIVI UTILIZZATI			
PARAMETRO	U.M.	PRELAVAGGIO	INIEZIONE
Pressione iniezione	MPa	20	35÷40 in base alla quota (tratto 1 e 2)
Diametri ugelli	mm	5	7
Numero ugelli	-/-	1	1
Lifting step	cm	4	4
Time step	s	6.4-7.2 in base alla quota(tratto 1 e 2)	6.4÷7.2 in base alla quota (tratto 1 e 2)
Velocità di rotazione del monitor	giri/min.	9.4-8.3 in base alla quota (tratto 1 e 2)	9.4-8.3 in base alla quota (tratto 1 e 2)

I controlli in corso d'opera hanno riguardato:

- Misura dei parametri di iniezione con sistema Lutz;
- Misura di peso di volume e volume di refluo;
- Carotaggi sonici per verificare la continuità delle colonne;
- Prove di laboratorio sui campioni di colonna carotati.

I risultati ottenuti dal monitoraggio eseguito durante la realizzazione delle colonne sono così riassunti:

- Per le prove inerenti i parametri di iniezione si riporta una diagrafia tipo fornita dal Lutz, i parametri e le diagrafie sono le medesime per tutte le colonne;
- Le misure di peso di volume e volume di refluo sono invece cumulate per le colonne di tutti i cassoni e sono restituite al variare della profondità su un unico grafico.
- Per i carotaggi sonici, si riporta, a titolo di esempio, una sola verticale di prova, osservando che per tutte le colonne provate si sono ottenuti risultati del tutto simili;
- I risultati delle prove di laboratorio, sono cumulati per tutti i cassoni.

Si riporta nella Fig. 7-29 la diagrafia Lutz che mostra i parametri di iniezione effettivamente misurati durante l'esecuzione delle colonne. Nella lettura dei diagrammi bisogna tenere presente che la quota 0 corrisponde col piano di lavoro del pontone che mediamente si trova alla +2.5 m l.m.m.

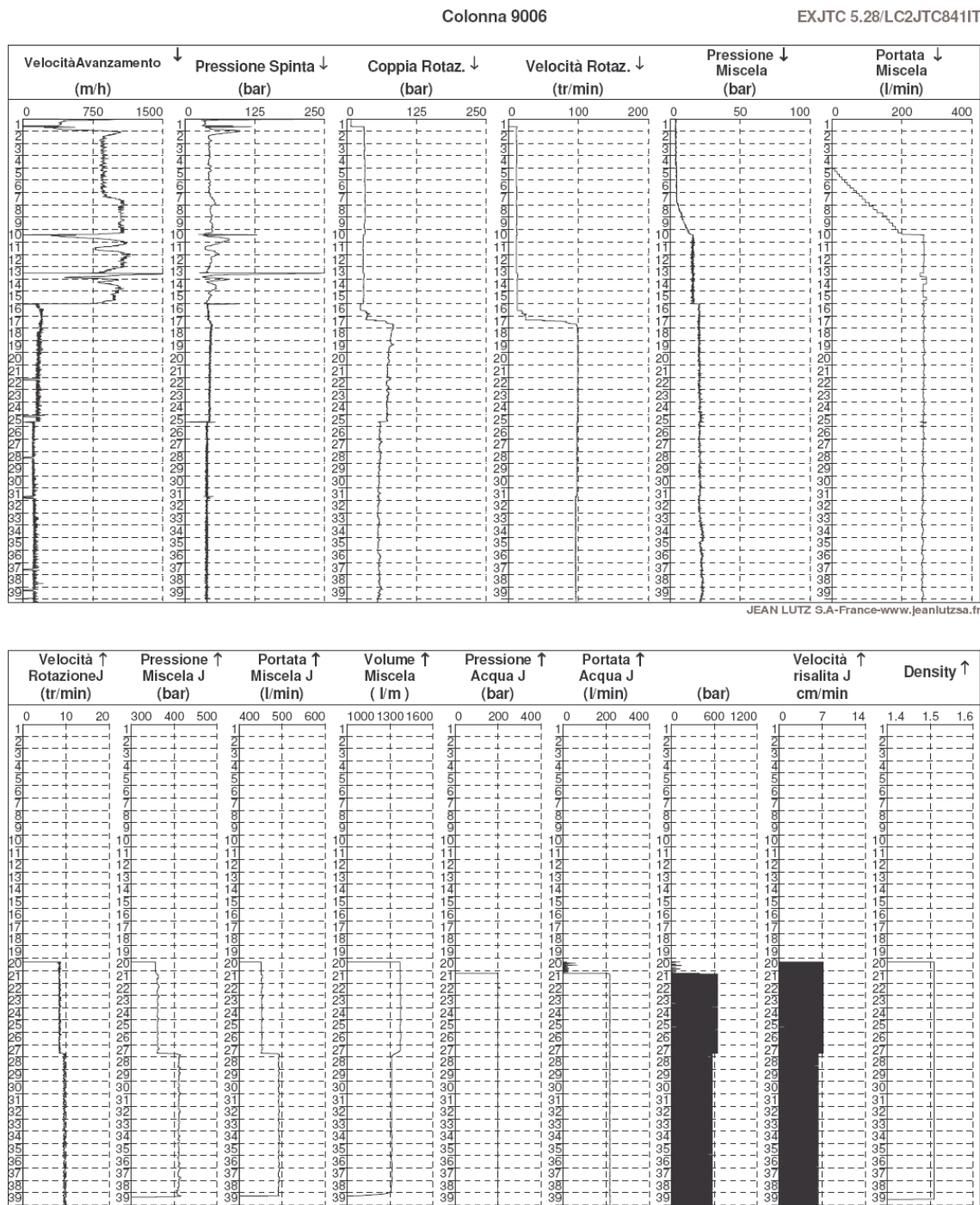


FIG. 7-29 - LIDO TREPORTI – COLONNE JET – PROVE DI ROUTINE SULLE COLONNE – PARAMETRI DI INIEZIONE MISURATI

I pesi di volume del refluo ed i volumi di refluo sull'intera colonna in termini di percentuale ottenuto rispetto al volume di miscela iniettata ($V_m=1.33 \text{ m}^3/\text{m}$) con la profondità sono mostrati nella Fig. 7-29.

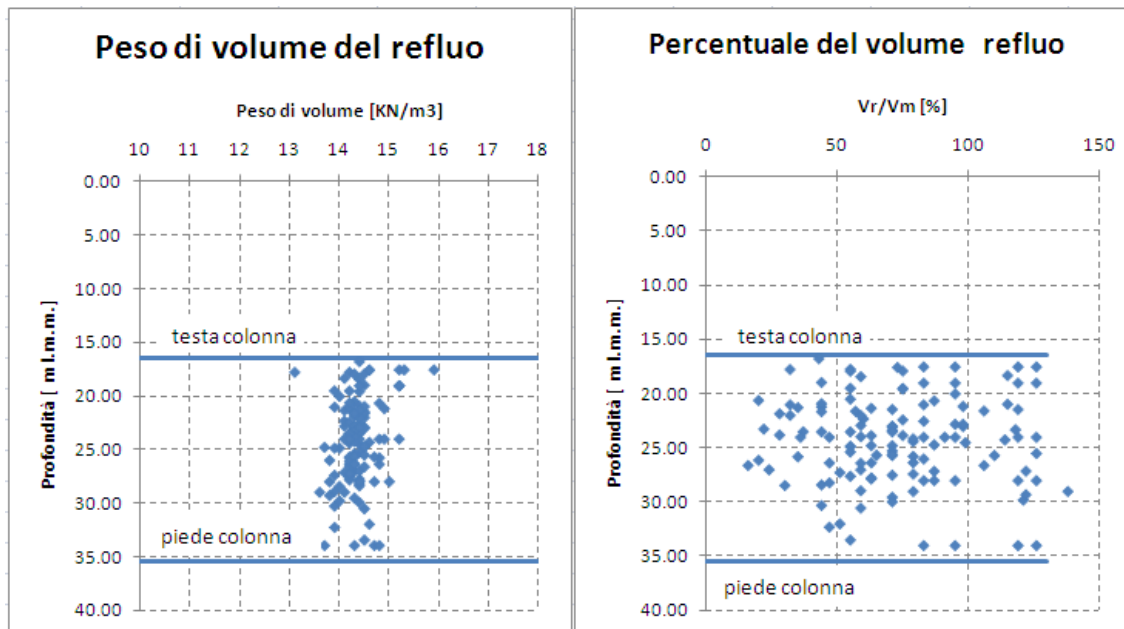


FIG. 7-30 - LIDO TREPORTI – COLONNE JET – PROVE DI ROUTINE SULLE COLONNE – CARATTERISTICHE DEL REFLUO

Come si nota mentre i pesi di volume sono pressoché allineati su definito intervallo di variazione e restano sostanzialmente costanti con la profondità, i volumi di refluo ottenuti presentano una notevole dispersione andando 25% al 125% del volume iniettato.

I carotaggi sonici con misura della velocità delle onde V_p hanno consentito di misurare la velocità delle onde di compressione correlabile al valore del modulo elastico delle colonne alle piccole deformazioni.

In particolare:

$$E_{\max} = \rho \cdot V_p^2 \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

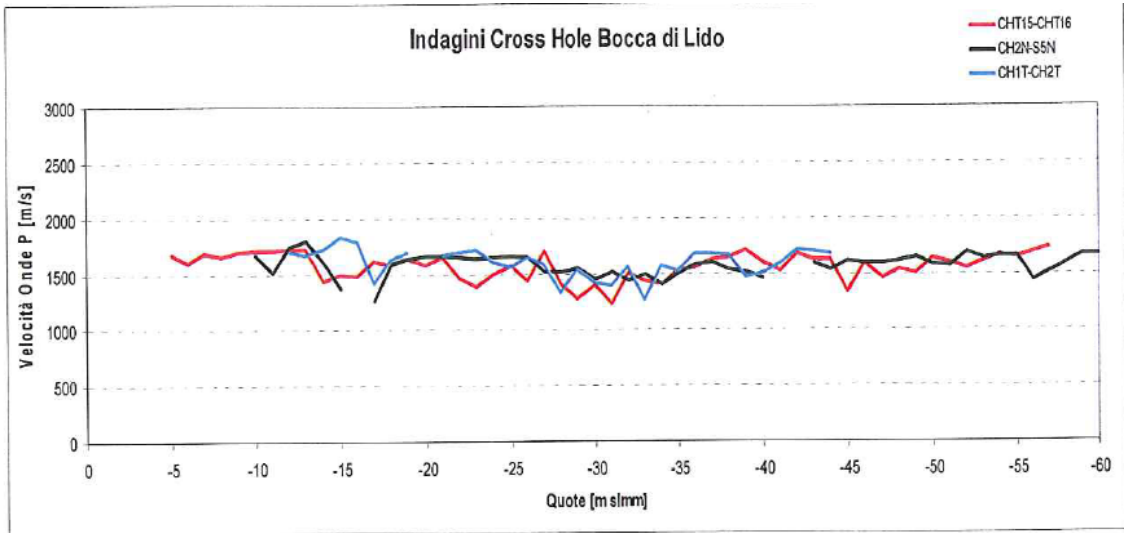
Essendo:

$\rho = \gamma/g$ = densità di massa della colonna jet

V_p = velocità misurata delle onde di compressione

ν = coefficiente di Poisson dinamico

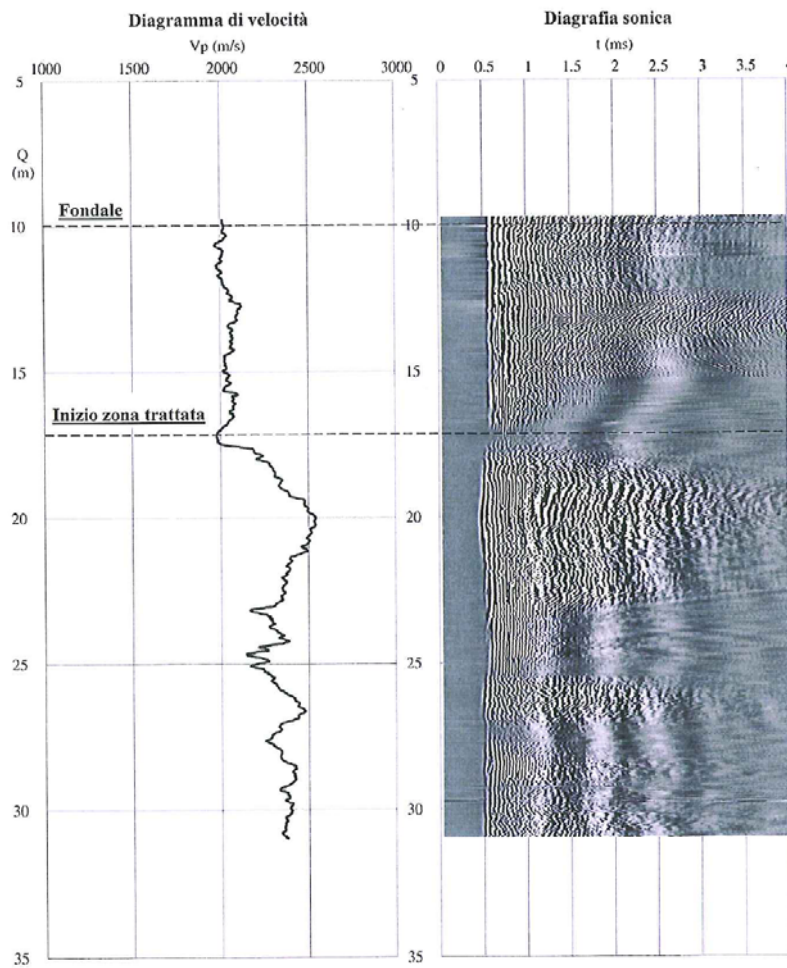
A titolo di esempio si riportano nella seguente Fig. 7-31 una prova sonica in cui si vede bene l'incremento delle velocità in corrispondenza del terreno trattato, in particolare le velocità passano dai 1500-1800 m/s del terreno naturale a 2300-2500 m/s in corrispondenza delle colonne.



VELOCITÀ DELLE ONDE DI COMPRESIONE NEL TERRENO NATURALE

rev.	data elab.	eseguito da	elaborato da
0	Marzo '09	M. Signori	M. Signori

Cantiere:	Lido Treporti - Cassone TE-S02
Colonna:	9020
Data prova:	18 marzo 2009



ANDAMENTO CON LA PROFONDITÀ DELLE VELOCITÀ DELLE ONDE DI COMPRESIONE ALL'INTERNO DELLE COLONNE

FIG. 7-31 - LIDO TREPORTI – COLONNE JET – PROVE DI CAROTAGGIO SONICO

Dalla diagrafia riportata risulta che il valore medio delle velocità V_p è di 2300 m/s con massimi che arrivano a 2500 m/s.

Ciò porta, nella valutazione del modulo dinamico E_{max} , ai seguenti valori:

$$E_{max, medio} = 8500 \text{ MPa}$$

$$E_{max, massimo} = 10200 \text{ MPa}.$$

Nel seguito si riportano le misure di peso di volume colonna, resistenza a compressione e modulo elastico cumulati per cassoni tutte le colonne, i valori misurati vengono confrontati con le attese fornite in precedenza, Fig. 7-32, Fig. 7-33 e Fig. 7-34.

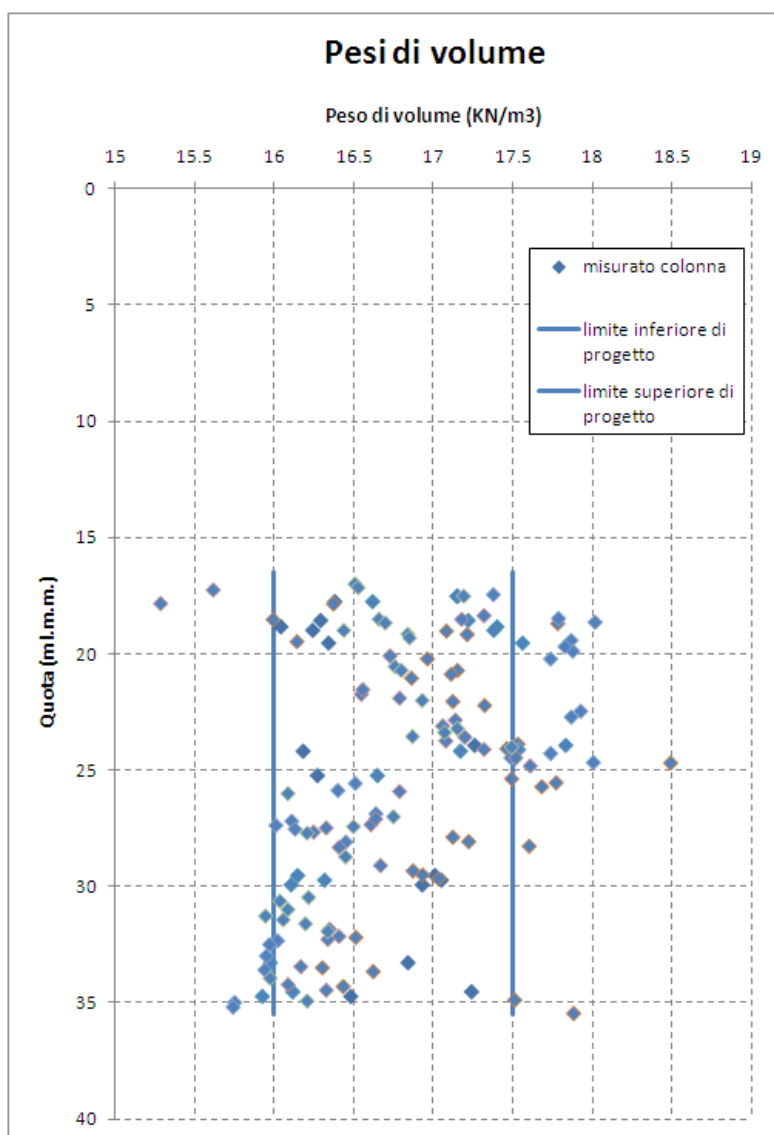


FIG. 7-32 - LIDO TREPORTI – COLONNE JET – PROVE DI IDONEITÀ SULLE COLONNE . PESO DI VOLUME COLONNA

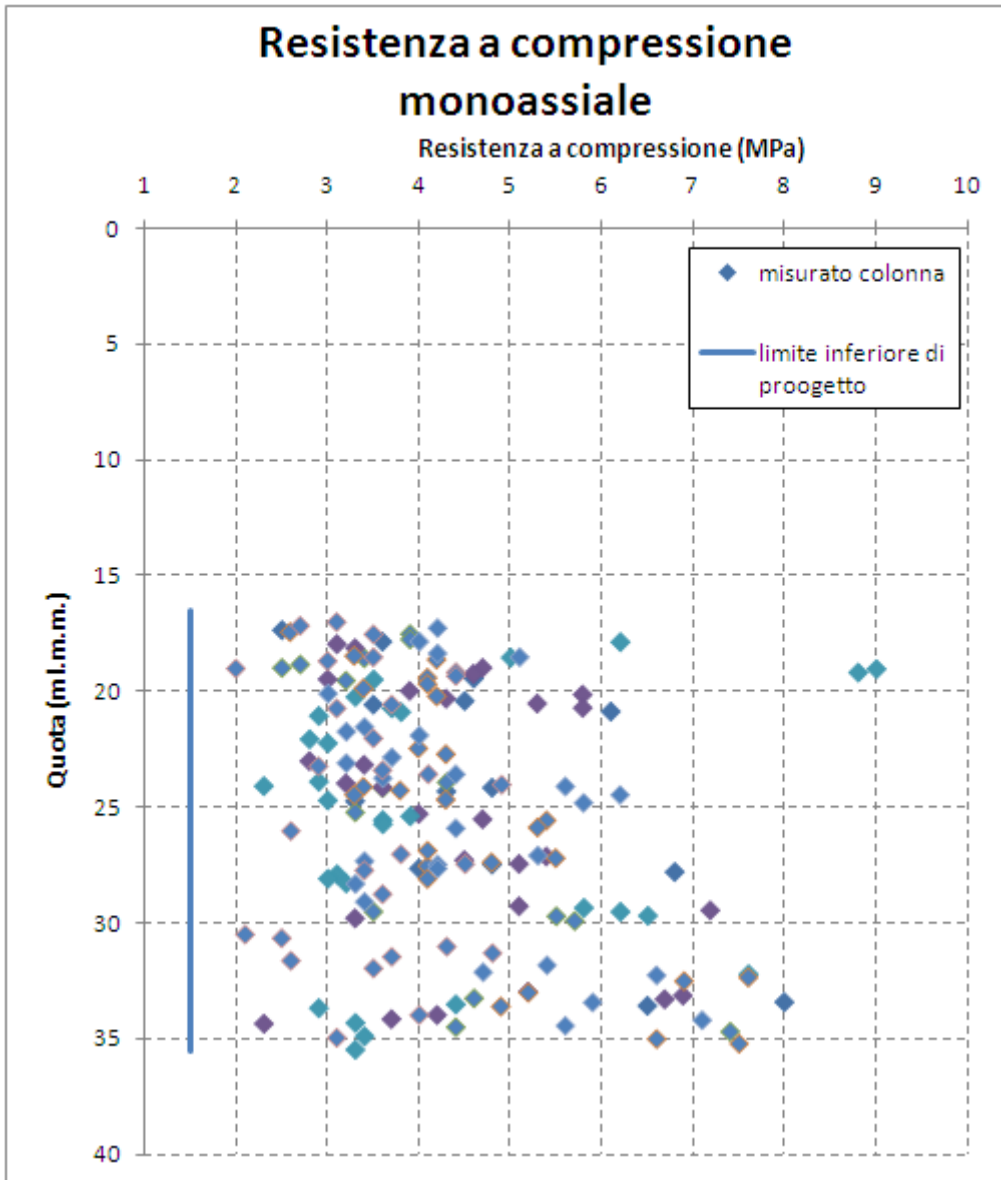


FIG. 7-33 - LIDO TREPORI – COLONNE JET – PROVE DI IDONEITÀ SULLE COLONNE – RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE

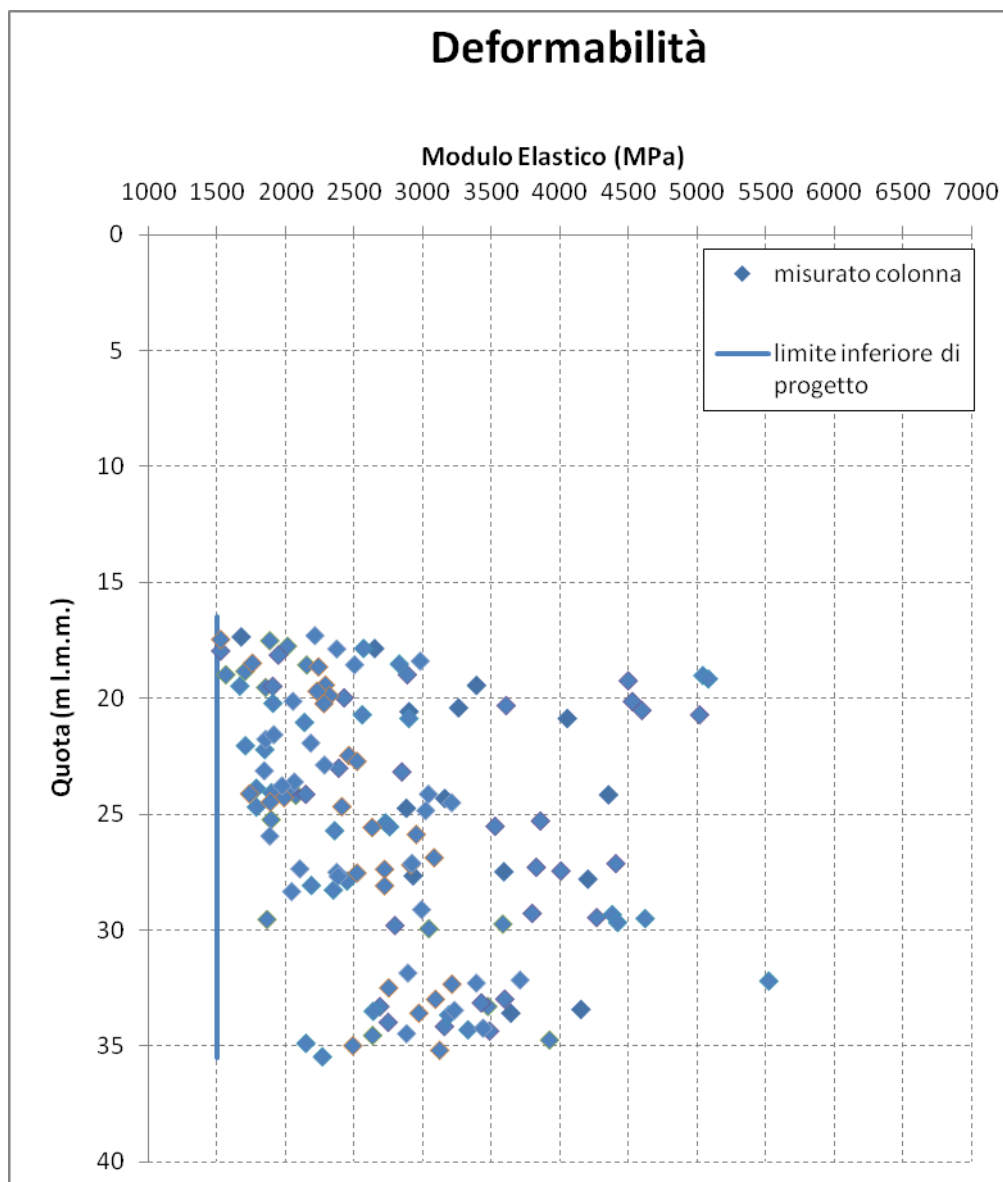


FIG. 7-34 - LIDO TREPORTI – COLONNE JET – PROVE DI IDONEITÀ SULLE COLONNE – MODULO ELASTICO

Dall'analisi delle diagrafie Lutz seguono le seguenti considerazioni:

Le quote interessate dal trattamento sono effettivamente quelle previste con scarti sulla quota di testa colonna inferiori a 30 cm. In particolare, le colonne risultano lunghe 19 m o leggermente più corte.

Le misure di peso di volume del refluo restituiscono valori decisamente bassi e questo è presumibilmente legato all'uso di acqua in fase di prelavaggio, il peso di volume risulta mediamente pari a 14.5 kN/m^3 .

Le misure di carotaggio sonico mostrano un incremento delle V_p che passano dai 1500-1800 m/s del terreno naturale a 2300-2500 m/s. I valori di modulo dinamico a piccole deformazioni che si

ottengono hanno un valore medio di 8500 MPa con un valore massimo di 10200 MPa. Le prove di rottura eseguite sui provini di colonne prelevati dai carotaggi hanno restituito valori di modulo elastico medio pari a 3000 MPa con valori massimi di 4500 MPa. Va considerato che dalle prove a rottura si calcolano i moduli elastici corrispondenti al 50% della tensione di rottura che corrisponde, mediamente, allo 0.1% di deformazione. Per il confronto tra i moduli dati dalle prove soniche e quelli dati dalle prove di laboratorio bisogna dunque tenere conto del differente grado di mobilitazione delle deformazioni e del conseguente degrado del modulo elastico nel passare dalle piccole deformazioni (prove soniche) alle grandi deformazioni (prove di laboratorio). Piuttosto il rapporto tra moduli di laboratorio e prove soniche restituisce l'effettivo decadimento del modulo elastico con il differente grado di deformazione. Risulta che allo 0.1% di deformazione il rapporto tra modulo elastico e modulo elastico massimo risulta:

$$E_{01} / E_{\max} = 0.35-0.44$$

Nei diagrammi precedentemente riportati si è già provveduto a confrontare i risultati delle misure con le prescrizioni di capitolato mostrando come per tutte le colonne esaminate le misure siano superiori ai valori minimi richiesti dal progetto.

In particolare i valori di peso di volume risultano compresi tra 16 e 17.5 kN/m³, i valori di resistenza a compressione monoassiale sono mediamente pari a 3-4 MPa e i valori di modulo elastico allo 0.1% sono 3000 MPa.

7.4. Modello di previsione del jet grouting

7.4.1. Generalità

Come mostrato sia nel campo prova che nella fondazione di Lido i parametri da definire per il progetto di un intervento di consolidamento con jet grouting sono molteplici: dalla pressione di iniezione, al diametro ugello, dalla velocità di rotazione del monitor al tempo di stazionamento.

Va sottolineato che i risultati di un trattamento jet grouting sono fortemente dipendenti dal terreno trattato.

Serve dunque un modello che consenta di correlare tra loro tutte queste grandezze per calcolare il diametro di una colonna per un'assegnata stratigrafia.

7.4.2. Diametro colonna

Condizione necessaria e sufficiente perché si formi la colonna jet grouting è ottenere l'erosione del terreno, ovvero la pressione di iniezione supera la sua capacità di resistenza fino ad una distanza dal punto di iniezione che definisce il diametro di erosione.

La pressione di iniezione diminuisce al procedere della distanza dal punto di iniezione, in relazione al mezzo in cui il fluido iniettato si propaga e alla natura del fluido stesso, con particolare

riferimento alla sua viscosità. Nella scelta di una funzione matematica che possa esprimere la legge di decadimento è opportuno considerare le due condizioni al contorno. Detta x la distanza dall'ugello e $p(x)$ la pressione alla distanza x si ha:

$$x=0 \rightarrow p(x) = \text{pressione di uscita dall'ugello}$$

$$x=\infty \rightarrow p(x) = 0$$

La funzione scelta è un'esponenziale del tipo $e^{-\alpha x}$. Dovendo essere per $x = 0$ $p(x) = P_{\text{ugello}}$, l'espressione risulta:

$$p(x) = P_{\text{ugello}} e^{-\alpha x}$$

La pressione all'ugello è correlabile con quella di iniezione misurata alla pompa, P_m , considerando le perdite di carico concentrate all'uscita dall'ugello:

$$P_{\text{ugello}} = \eta P_m$$

L'espressione della pressione di iniezione alla generica distanza " x " dall'ugello è dunque:

$$p(x) = \eta P_m e^{-\alpha x}$$

η e α definiscono le perdite energetiche: η è una perdita concentrata, mentre α è una perdita distribuita.

In generale possono essere viste come combinazione di due effetti:

$$\eta = \eta_u \eta_f$$

in cui:

- η_u : forma dell'ugello
- η_f : natura del fluido iniettato

Allo stesso modo per α :

$$\alpha = \alpha_t \alpha_f$$

in cui:

- α_t : mezzo in cui si propaga il fluido, terreno;
- α_f : natura del fluido iniettato.

Con queste distinzioni si ottiene l'espressione generale della pressione di iniezione funzione della distanza:

$$p(x) = \eta_u \cdot \eta_f \cdot P_m \cdot e^{-\alpha_t \alpha_f x}$$

La pressione di iniezione così definita va confrontata con la resistenza ultima del terreno, q_u . La distanza R_e alla quale la pressione di iniezione eguaglia la resistenza del terreno è dove termina l'erosione, vedi Fig. 7-35.

$$p(R_e) = q_u$$

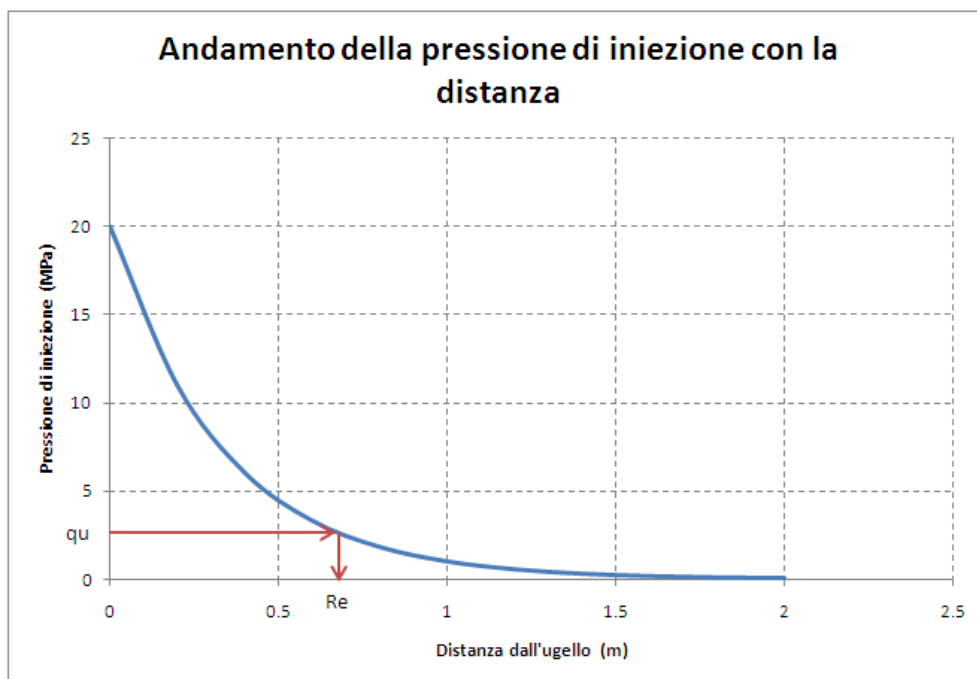


FIG. 7-35 - DETERMINAZIONE DEL RAGGIO DI EROSIONE IN FUNZIONE DELLA RESISTENZA TERRENO

Per q_u si possono utilizzare i seguenti valori:

$$q_u = 3 K_p \sigma'_{v0} \quad \text{per terreno incoerente}$$

$$q_u = 15 c_u \quad \text{per terreno coesivo}$$

Essendo K_p il coefficiente di spinta passiva, σ'_{v0} la tensione verticale efficace agente alla quota alla quale avviene l'iniezione, c_u la resistenza al taglio non drenata non consolidata. Sostituendo si ottiene:

- Terreno incoerente:

$$\eta_u \cdot \eta_f \cdot P_m \cdot e^{-\alpha_t \alpha_f R_e} = 3 \cdot K_p \cdot \sigma'_{v0}$$

$$R_e = -\ln \left[\frac{3 \cdot K_p \cdot \sigma'_{v0}}{\eta_u \cdot \eta_f \cdot P_m} \right] \cdot \frac{1}{\alpha_t \cdot \alpha_f} \quad [5]$$

- Terreno coesivo:

$$\eta_u \cdot \eta_f \cdot P_m \cdot e^{-\alpha_t \alpha_f R_e} = 15 \cdot c_u$$

$$R_e = -\ln \left[\frac{15 \cdot c_u}{\eta_u \cdot \eta_f \cdot P_m} \right] \cdot \frac{1}{\alpha_t \cdot \alpha_f} \quad [6]$$

Durante il processo di erosione la frontiera colonna-terreno è in movimento fino a raggiungere la distanza di erosione R_e .

L'applicazione della pressione esistente all'interno della cavità costituente la colonna in formazione lungo la frontiera colonna-terreno induce nel terreno uno spostamento radiale δ .

Tale spostamento si somma alla distanza di erosione e concorre a formare la colonna. Si assume, in prima approssimazione, per δ l'espressione che segue, Chai et al., (2005):

$$\delta = \frac{(1 + \nu)}{E} \cdot q_u \cdot R_e$$

Essendo:

ν = coefficiente di Poisson;

E = modulo del terreno;

q_u = pressione limite nella cavità alla distanza R_e ;

R_e = raggio di erosione.

Il diametro colonna al termine dell'erosione è dunque:

$$D_c = 2 (R_e + \delta).$$

Nella definizione del modulo elastico da utilizzare si tiene in conto del fatto che il terreno nell'intorno della colonna in formazione è rammollito per effetto dell'iniezione stessa per cui si considera nel calcolo un modulo $E = 0,5 E_{01}$ per i terreni granulari ed $E = 100 c_u$ per i coesivi.

La cavità che costituisce la colonna in formazione ha dunque una pressione residua a distanza R_e dall'ugello pari a q_u , dove non avviene più erosione, ma tale pressione può essere sufficientemente elevata da causare fratturazione idraulica del terreno. Se ciò non si verifica, il processo di formazione della colonna è sostanzialmente terminato, in caso contrario il diametro colonna si incrementa ulteriormente.

Il verificarsi della fratturazione idraulica crea una zona a capacità portante ridotta e quindi la pressione residua q_u riesce ancora a fare avanzare la frontiera colonna-terreno, portando ad un incremento di diametro.

Se u_f è la pressione di fratturazione idraulica il raggio colonna sarà determinato da:

$$\eta P_m e^{-\alpha R_f} = u_f$$

Essendo $u_f < q_u$ risulta che il diametro colonna a seguito di fratturazione è maggiore di quello dato dalla sola erosione:

$$D_{c,f} = 2 (R_f + \delta) > D_c$$

$$\delta = \frac{1 + \nu}{E} u_f R_f$$

Terminata anche la fratturazione la pressione residua interna alla cavità non può più incrementare il diametro della colonna ed il processo di formazione della colonna termina.

La miscela sotto l'azione della pressione residua può disperdersi per filtrazione nel terreno circostante, con la conseguente perdita di un volume di miscela, indicato come volume disperso.

Riassumendo quanto fin qui esposto si può dunque dire che:

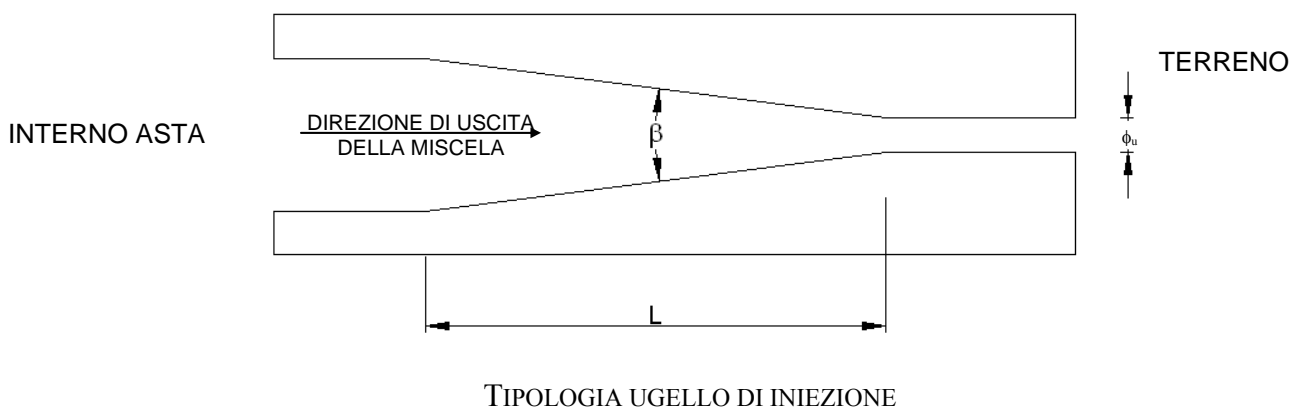
- a) La colonna si forma se la miscela iniettata ha sufficiente capacità erosiva;
- b) La distanza a cui avviene l'erosione dipende dalla resistenza q_u del terreno;

- c) Oltre all'erosione si ha un'espansione della cavità governata dalla deformabilità del terreno;
- d) Se a fine erosione la pressione residua, q_u , è superiore a quella di fratturazione idraulica, u_f , avviene fratturazione, con conseguente incremento del diametro colonna;
- e) Terminato il processo di formazione colonna ci può essere perdita di miscela per permeazione.

Per completare quanto fin qui esposto e poter calcolare il diametro colonna in funzione dei terreni interessati e dei parametri operativi utilizzati, restano da definire i coefficienti η , α e la pressione u_f .

Shibazaki, (2003), mette bene in evidenza come a parità di parametri di iniezione il decadimento della pressione con la distanza sia più o meno marcato a seconda della geometria dell'ugello, definita dal diametro esterno e dalla forma del raccordo tra diametro interno ed esterno, cioè β e ϕ_u nell'illustrazione seguente.

Le misure eseguite da Shibazaki (2003) hanno evidenziato come la tipologia di raccordo che minimizza le perdite è quella indicata con la lettera a) in Fig. 7-36, con $\beta = 13^\circ$ ed $L = 3\phi_u$.



Anche il diametro dell'ugello contribuisce alla definizione del parametro di perdita η . Dimensioni eccessive del diametro ugello portano a valori bassi di rendimento, ovvero ad elevate perdite. Le dimensioni ottimali per il diametro ugello sono comprese tra 5 e 8 mm.

In relazione al diametro ugello i coefficienti di perdita concentrata correlati si assume siano i seguenti:

$$\phi_u = 5 \text{ mm} \rightarrow \eta = 0.8$$

$$\phi_u = 8 \text{ mm} \rightarrow \eta = 0.5$$

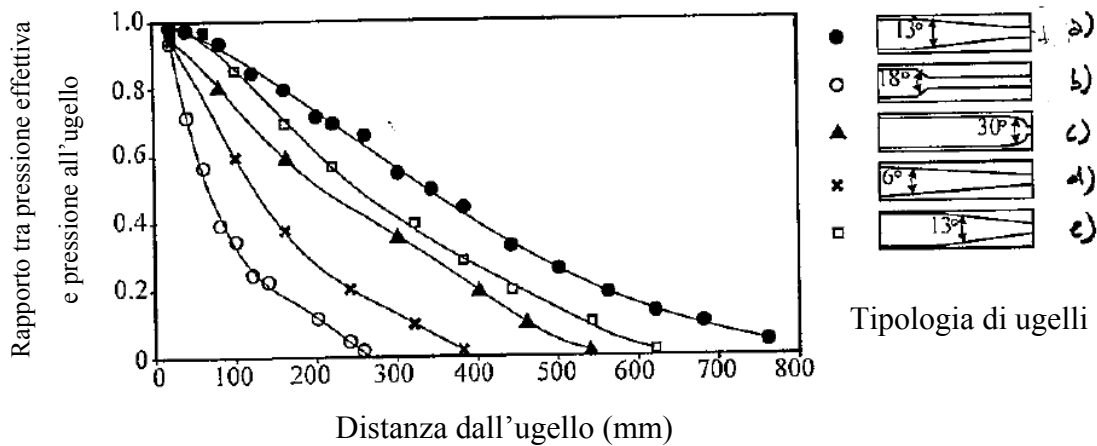


FIG. 7-36 - JET GROUTING –INFLUENZA DELLA FORMA DELL’UGELLO SULLE PERDITE DI PRESSIONE CON LA DISTANZA, SHIBAZAKI (2003).

Resta da definire il coefficiente α , che rappresenta le perdite distribuite che il getto di miscela subisce attraversando il terreno. In Shibazaki (2003), sono riportate misure del decadimento di un getto d’acqua dapprima in aria e poi in acqua, con e senza contemporanea iniezione di aria coassiale all’acqua, vedi Fig. 7-37.

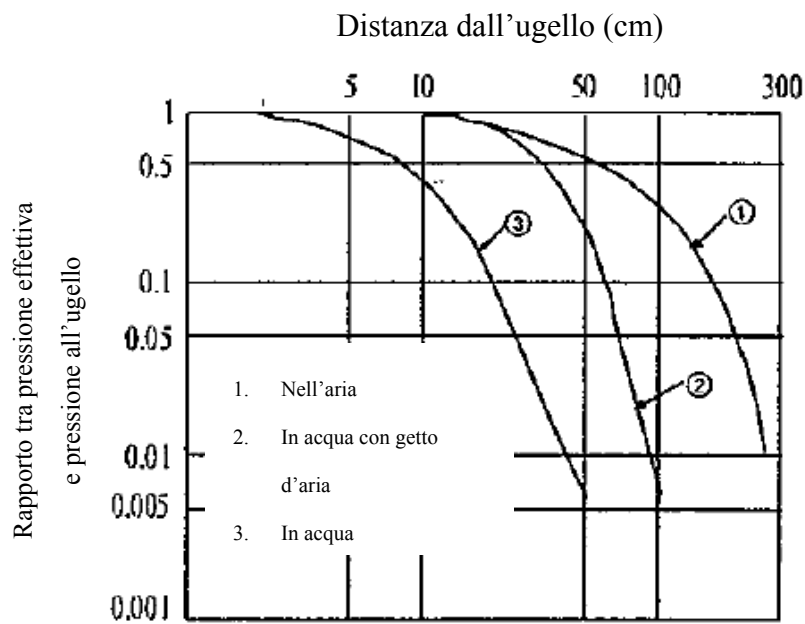


FIG. 7-37 - JET GROUTING –DECADIMENTO DELLA PRESSIONE CON LA DISTANZA DALL’UGELLO AL VARIARE DEL MEZZO ATTRAVERSATO, SHIBAZAKI (2003)

Quello che emerge è che lo stesso getto in aria raggiunge distanze dall’ugello prossime ai 3 m, mentre in acqua fino a 50 cm. Un miglioramento del getto in acqua si è avuto nel momento in cui coassialmente al getto d’acqua si è iniettata aria; raggiungendo la distanza di 1 m dall’ugello. Uti-

lizzando il decadimento della pressione indicato in Fig. 7-37 è possibile stimare il parametro α . Il diagramma si riferisce, infatti, al rapporto tra pressione alla generica distanza e pressione all'ugello, ovvero:

$$\frac{p(x)}{\eta \cdot P_m} = \frac{\eta \cdot P_m \cdot e^{-\alpha x}}{\eta \cdot P_m} = e^{-\alpha x}$$

Dall'interpolazione delle curve è risultato:

- Getto in acqua senza aria: $\alpha=10$;
- Getto in acqua con aria: $\alpha=4$.

Tali valori sono relativi alla propagazione del getto in acqua. Bisogna definire un valore di α relativo invece al terreno ed in particolare occorre distinguere tra terreno incoerente e coesivo. Il valore di α adottato nel seguito è stato derivato dalle misure di diametro colonna realizzate nel campo prova di Lido di cui si è detto al paragrafo 7.2.3: noto che fosse il diametro e la pressione di iniezione si è stabilito il coefficiente di perdita in modo che il diametro calcolato coincidesse con quello misurato. Sono risultati i seguenti valori:

- Terreni incoerenti: $\alpha=4.5$;
- Terreni coesivi: $\alpha=5$.

Si mette in evidenza che i valori di η ed α adottati tengono già implicitamente conto della combinazione ugello/fluido o terreno/fluido, ovvero $\eta = \eta_u \times \eta_f$, e $\alpha = \alpha_t \times \alpha_f$.

Vista l'espressione di decadimento della pressione con la distanza si ha che maggiore è il valore del coefficiente α e più velocemente decade la pressione.

I valori di α ottenuti dal campo prova sono dunque, correttamente, superiori al valore $\alpha = 4$ ottenuto per la propagazione del getto in acqua con aria in quanto appare plausibile pensare che la presenza del terreno come mezzo di propagazione comporti un più veloce decadimento della pressione di iniezione rispetto alla propagazione dello stesso in acqua.

In conclusione dall'analisi delle colonne del campo prova di Lido risulta:

$\eta =$ coefficiente di perdita concentrata \rightarrow	dipende dall'ugello:
	$\phi_u = 5 \text{ mm } \eta=0.8$
	$\phi_u = 8 \text{ mm } \eta=0.5$;
$\alpha =$ coefficiente di perdita distribuita \rightarrow	dipende dal terreno:
	incoerente $\alpha=4.5$
	coesivo $\alpha=5$.

Resta la valutazione della pressione di fratturazione idraulica, u_f . Ci si riferisce ad Alfaro et al. (2001), Jaworski et al.(1981) e Carter et al. (1986).

I vari Autori indicano diverse espressioni della pressione di fratturazione in relazione al modello fisico adottato. In particolare:

- Espansione della cavità:

$$u_f = \sigma_h + c \cdot \left[1 + \ln \left(\frac{G}{c} \right) \right]$$

σ_h = tensione orizzontale totale;

c = coesione;

G = modulo di taglio.

- Formulazioni empiriche:

$$u_f = \sigma_h + c$$

$$u_f = m \sigma_h + \sigma_t$$

con σ_t resistenza a trazione del terreno.

- Resistenza a trazione:

$$|\sigma_3 - u| > \sigma_t$$

Con $u = u_0 + \Delta u$ e $\Delta u = B \Delta \sigma_m + D(\Delta \sigma_r - \Delta \sigma_\theta)$.

u_0 = idrostatica;

σ_3 = sforzo principale minore;

$\Delta \sigma_m$ = cambio della tensione media;

$\Delta \sigma_r$ = cambio della tensione radiale;

$\Delta \sigma_\theta$ = cambio della tensione tangenziale;

B, D = parametri di Skempton

Nella formulazione qui proposta si sceglie di usare un'espressione del tipo:

$$u_f = m \sigma_h$$

Per "m", Jaworski (1981), riporta un intervallo di valori compreso tra 1.33 e 1.93.

Volendo entrare più nel merito della trattazione si evidenzia come lo sforzo totale orizzontale sia esprimibile come:

$$\sigma_h = k_0 (\sigma_v - u) + u$$

Nell'ipotesi che la falda sia a piano campagna, alla generica profondità h risulta circa:

$$u = \gamma_w h \cong 0.5 \gamma h \cong 0.5 \sigma_v$$

essendo γ il peso di volume del terreno. Sostituendo:

$$\sigma_h = k_0 (\sigma_v - 0.5 \sigma_v) + 0.5 \sigma_v = 0.5 k_0 \sigma_v + 0.5 \sigma_v$$

Se per k_0 si assume un valore pari a 0.5 risulta:

$$\sigma_h = 0.75 \sigma_v.$$

I valori del coefficiente m prima citati sono ricavati da prove di laboratorio su campioni piccoli di terreno. A scala reale si può anche assumere, considerando anche che il problema è tridimensionale, un valore di $m=3$, da cui approssimando:

$$u_f = 2.5 \sigma_v$$

A questo punto tutte le grandezze che entrano in gioco nella valutazione del diametro colonna sono definite ed è possibile eseguire il calcolo di D_c in funzione dei terreni trattati e delle pressioni di iniezione impiegate.

7.4.3. Volumi

La formulazione esposta al paragrafo precedente consente di stabilire le pressioni di iniezione ed il diametro degli ugelli in relazione al diametro colonna che si vuole ottenere. Pressione e ugello determinano la portata di miscela iniettata, mentre il tempo di stazionamento ne fissa il volume.

Il metodo che viene qui proposto formula il bilancio in peso tra quantità di miscela iniettata, volumi di refluo e disperso, volume della colonna jet-grouting ottenuta.

Il concetto che si vuole mettere in luce è che per ottenere una colonna con un fissato diametro non basta fissare un'energia di disaggregazione, ma bisogna anche iniettare un sufficiente volume di miscela.

Durante la perforazione che si esegue per portare il monitor alla quota dell'inizio trattamento si ha l'asportazione del seguente peso di terreno:

$$P_{pp} = \gamma \pi D_p^2 / 4$$

Il peso del terreno trattato è pari al peso del terreno eroso al netto di P_{pp} :

$$P_r = \left(\frac{\pi D_e^2}{4} - \frac{\pi D_p^4}{4} \right) \cdot \gamma$$

Nelle relazioni precedenti si ha:

γ = peso di volume del terreno naturale;

D_p = diametro di perforazione;

D_e = diametro di erosione.

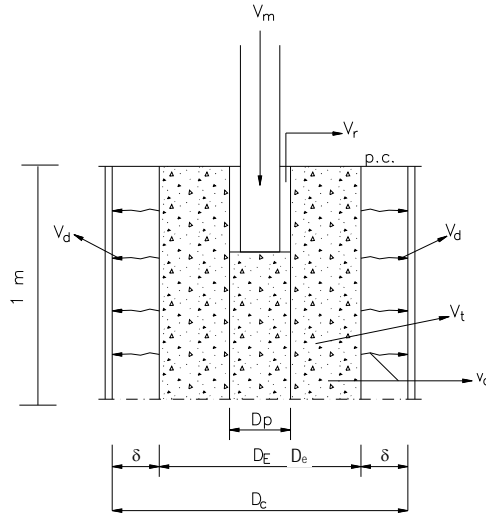
Si definiscono le seguenti quantità:

- $P_m = \gamma_m V_m$ = peso miscela iniettata;
- $P_r = \gamma_r V_r$ = peso del refluo;
- $P_d = \gamma_d V_d$ = peso del disperso;
- $P_t = \gamma V_t$ = peso del terreno trattato;
- $P_c = \gamma_c V_c$ = peso della colonna.

L'equazione di bilancio richiede:

$$P_m + P_t - P_{pp} = P_c + P_r + P_d \quad [7]$$

Nel seguente schema si illustra la relazione [7] in forma grafica.



SCHEMA DELLE QUANTITÀ CONCORRENTI AL BILANCIO IN PESO

Espandendo la [7] si ottiene:

$$\gamma_m V_m + \gamma \left(\frac{\pi D_e^2}{4} - \frac{\pi D_p^2}{4} \right) - \gamma \frac{\pi D_p^2}{4} = \gamma_c \frac{\pi D_c^2}{4} + \gamma_r V_r + \gamma_d V_d$$

Il termine $\gamma \pi D_p^2/4$ è in genere trascurabile rispetto al resto e quindi:

$$\gamma_m V_m \left(1 - \frac{\gamma_r V_r}{\gamma_m V_m} - \frac{\gamma_d V_d}{\gamma_m V_m} \right) = \gamma_c \frac{\pi D_c^2}{4} - \gamma \left(\frac{\pi D_e^2}{4} - \frac{\pi D_p^2}{4} \right) \quad [8]$$

Si pone:

$$\alpha = \frac{\gamma_r V_r}{\gamma_m V_m}$$

$$\beta = \frac{\gamma_d V_d}{\gamma_m V_m}$$

$$D_e = D_c - 2\delta$$

La [8] diventa:

$$\gamma_m V_m (1 - \alpha - \beta) = \gamma_c \frac{\pi D_c^2}{4} - \gamma \frac{\pi}{4} [(D_c - 2\delta)^2 - D_p^2] \quad [9]$$

Il volume disperso per permeazione, di cui si è già discusso, si può valutare nel modo seguente:

$$Q_d = A k i$$

Con:

Q_d = portata di volume disperso

A = area di filtrazione = $\pi D_c \Delta s$

i = gradiente idraulico = $q_u / \gamma_d L$

γ_d = peso di volume del fluido disperso

k = permeabilità del terreno

Δs è l'intervallo di risalita del monitor;

L è il percorso di filtrazione.

In presenza di fratturazione idraulica bisogna sostituire $D_{c,f}$ a D_c e u_f a q_u .

Essendo il volume perso dato da:

$$V_d = Q_d \Delta t$$

con Δt = tempo di stazionamento, si ottiene:

$$V_d = \pi \cdot D_e \cdot k \cdot \frac{q_u}{\gamma_d} \cdot \frac{1}{L} \Delta t$$

Ipotizzando che $L = D_e$, si ottiene:

$$V_d = \pi \cdot k \cdot \frac{q_u}{\gamma_d} \Delta t$$

Per il valore di γ_d si ha:

$$\gamma_w < \gamma_d < \gamma_m$$

in quanto per presso filtrazione la miscela potrà subire segregazione e quindi impoverirsi di cemento.

7.4.4. Prelevaggio

La distanza di erosione e quindi il diametro colonna può essere incrementato dall'utilizzo del prelevaggio/pretaglio. Il terreno viene indebolito dall'iniezione con acqua e conseguentemente nel momento in cui si inietta la miscela risponde con una q_u ridotta, che determina una maggiore distanza di erosione.

Si è detto che:

$$p(x) = \eta \cdot P_w \cdot e^{-\alpha x}$$

$$p(x) = \eta_u \cdot \eta_w \cdot P_w \cdot e^{-\alpha_r \cdot \alpha_w \cdot x}$$

La miscela è più viscosa dell'acqua, per cui riferendosi all'acqua:

- le perdite concentrate (η) sono minori;
- il decadimento della pressione con la distanza (α) è meno marcato.

L'ugello e il mezzo di propagazione sono gli stessi nei due casi, è solo il termine legato al fluido che varia:

$$\eta_{\text{acqua}} > \eta_{\text{miscela}} \Rightarrow \eta_w > \eta_m$$

$$\alpha_{\text{acqua}} < \alpha_{\text{miscela}} \Rightarrow \alpha_w < \alpha_m$$

Per miscela che si propaga in un terreno incoerente si è fissato in precedenza:

$$\alpha_1 = \alpha_t \cdot \alpha_w = 4.5$$

α_t = decadimento dipendente dal terreno

α_w = decadimento dipendente dalla viscosità del fluido

$$\alpha_t = \frac{4.5}{\alpha_m}$$

Per l'acqua:

$$\alpha_2 = \alpha_t \cdot \alpha_w = 4.5 \cdot \frac{\alpha_w}{\alpha_m}$$

Poiché da quanto detto la perdita di carico è minore per l'acqua si ha:

$$\alpha_m > \alpha_w \Rightarrow \frac{\alpha_w}{\alpha_m} < 1$$

α_w , α_m si assumono essere proporzionali alla viscosità del fluido, miscela o acqua che sia.

Quindi si assume:

$$\frac{\alpha_w}{\alpha_m} = \frac{\varepsilon_w}{\varepsilon_m}$$

con $\varepsilon = \mu/\gamma$ = viscosità cinematica.

$$\frac{\alpha_w}{\alpha_m} = \frac{\varepsilon_w}{\varepsilon_m} = \frac{\mu_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\gamma_m}{\mu_m}$$

Se il rapporto acqua/cemento è 1 ($A/C = 1$) si possono assumere i seguenti valori:

$$\gamma_m = 15 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\mu_m = 0.007 \text{ Pa} \cdot \text{s} \quad \mu_w = 0.001 \text{ Pa} \cdot \text{s}$$

$$\frac{\alpha_w}{\alpha_m} = \frac{\mu_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\gamma_m}{\mu_m} = \frac{0.001}{10} \cdot \frac{15}{0.007} = 0.2$$

Per l'acqua risulta allora:

$$\alpha_{\text{acqua}} = 4.5 \cdot \frac{\alpha_w}{\alpha_m} = 4.5 \cdot 0.2 = 0.9$$

Per η si assume che la perdita di carico all'ugello sia decisamente limitata e quindi si fissa $\eta=0.9$, indipendentemente dal diametro ugello.

Per getto d'acqua risulta allora:

$$p(x) = \eta_u \cdot \eta_w \cdot P_w \cdot e^{-\alpha_t \cdot \alpha_w \cdot x} =$$

$$= 0.9 \cdot P_w \cdot e^{-4.5 \cdot 0.2 \cdot x} =$$

$$= 0.9 \cdot P_w \cdot e^{-0.9 \cdot x}$$

Se si confrontano le espressioni della pressione di iniezione con la distanza di miscela e acqua si ottiene:

MISCELA	ACQUA
$P_m(x) = 0.8 \cdot P_m \cdot e^{-4.5x}$	$P_w(x) = 0.9 \cdot P_w \cdot e^{-0.9x}$

NEL CASO DI $P_m = P_w = 20 \text{ MPa}$ SI HA IL SEGUENTE ANDAMENTO,

Fig. 7-38.

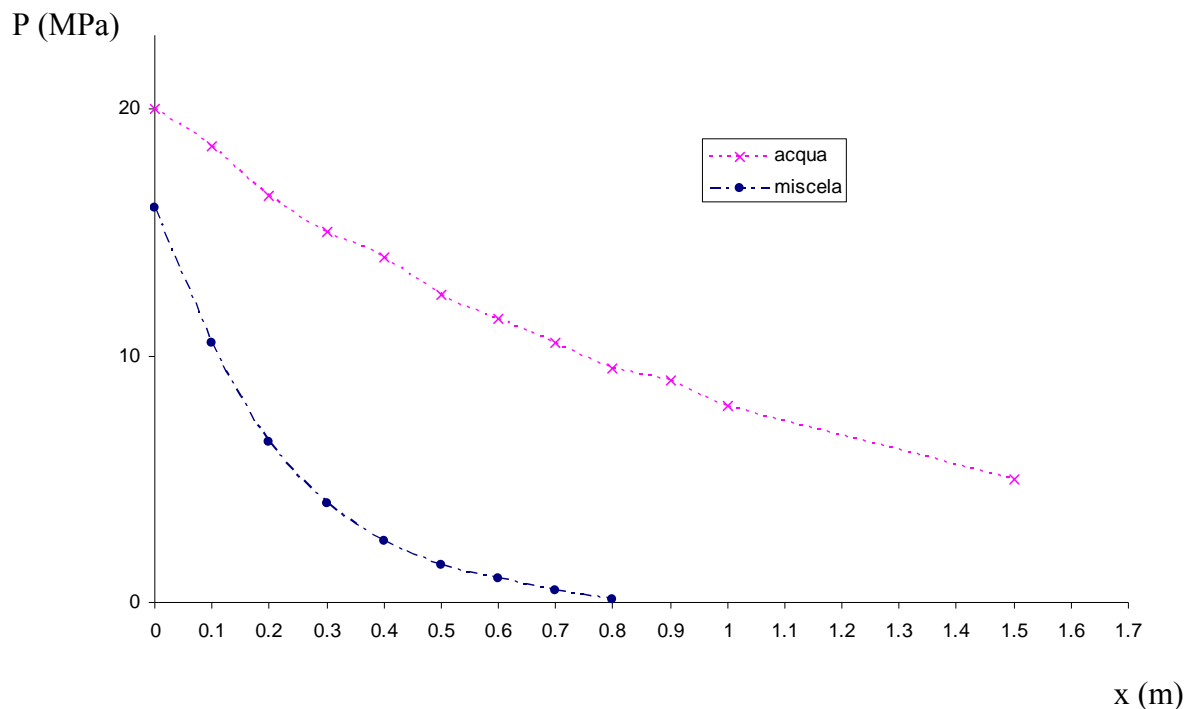


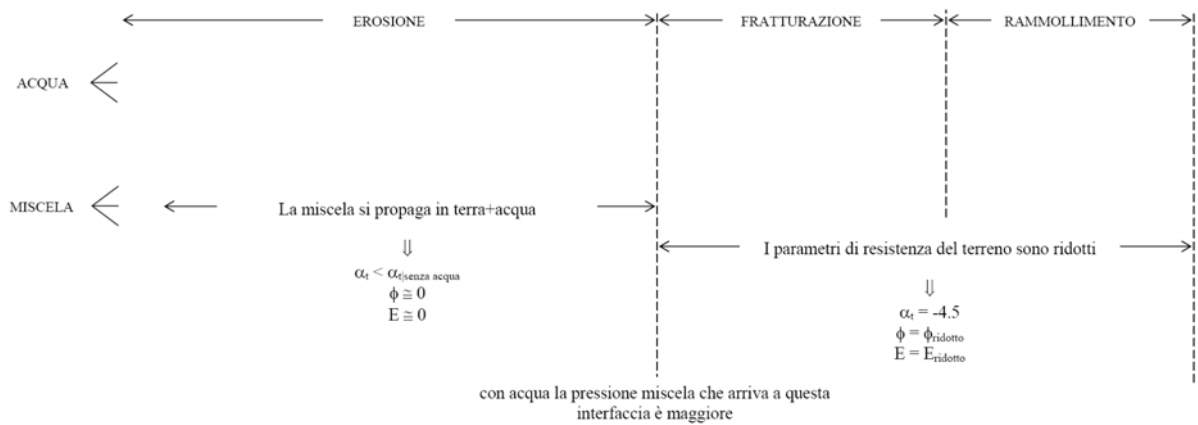
FIG. 7-38 - DECADIMENTO DELLA PRESSIONE CON LA DISTANZA NEL CASO DI MISCELA O ACQUA

Il getto di acqua agisce come quello della miscela, ovvero c'è una distanza di erosione che dipende dalla resistenza del terreno e se a tale distanza la pressione Δu dell'acqua è maggiore di u_f si ha fratturazione.

Alla fine della fratturazione si ha la dispersione dell'acqua nel terreno per permeazione.

Tra la fratturazione e la permeazione si ipotizza una zona di transizione in cui si ha rammollimento.

A seguito del prelavaggio/pretaglio la miscela si comporta nel seguente modo:



Per fare un calcolo si può notare come se fosse $P_w = 20 \text{ MPa}$ le distanze coinvolte sarebbero:

EROSIONE:
$$R_E = -\frac{1}{0.9} \cdot \ln\left(\frac{q_u}{0.9P_w}\right)$$

FRATTURAZIONE:
$$R_F = -\frac{1}{0.9} \cdot \ln\left(\frac{2.5\gamma z}{0.9P_w}\right)$$

RAMMOLLIMENTO:
$$R_R = -\frac{1}{0.9} \cdot \ln\left(\frac{k_0\gamma z}{0.9P_w}\right)$$

Nell'ipotesi di essere a 10 m al di sotto del piano campagna con falda al piano campagna in un terreno granulare sciolto con $\phi' = 30^\circ$ si ottiene:

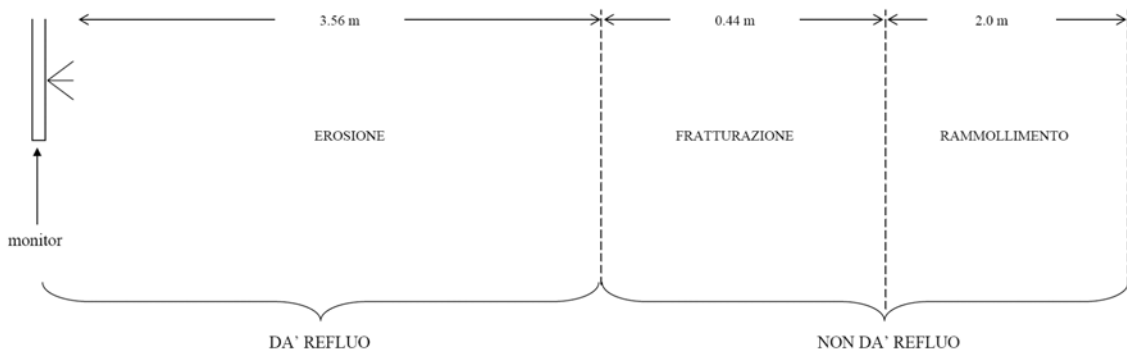
$$q_u = 3k_p\sigma'_v = 3 \cdot 3 \cdot 90 = 810 \text{ kPa}$$

$$R_E = 3.56 \text{ m}$$

$$R_F = 4 \text{ m}$$

$$R_R = 6 \text{ m}$$

Quanto potrebbe produrre l'acqua è schematizzato di seguito:



L'acqua può erodere "potenzialmente" fino a 3.56 m, ma la vera distanza cui essa può arrivare è legata ai volumi immessi, ovvero per poter erodere 3.56 m si dovrebbe iniettare un volume d'acqua in grado di occupare il volume corrispondente a 3.56 m.

Se si considera il bilancio in peso in cui in luogo della miscela si considera l'acqua si ha:

$$\gamma_w V_w \left(1 - \frac{\gamma_r V_r}{\gamma_w V_w} - \frac{\gamma_d V_d}{\gamma_w V_w} \right) = \gamma_c \frac{\pi D_c^2}{4} - \gamma \left(\frac{\pi D_e^2}{4} - \frac{\pi D_p^2}{4} \right)$$

Se si ipotizzano dei valori ragionevoli delle varie grandezze coinvolte si ottiene:

$$\gamma_r = 1.2\gamma_w$$

$$\gamma_c = 1.1\gamma_w$$

$$V_w = 0.4 \text{ m}^3 / \text{m}$$

$$V_r = 0.8V_w$$

$$V_d = 0.1V_w$$

con $\delta = 0.05 \text{ m}$, si otterrebbe $D_e = 0.5 \text{ m}$

Se a parità delle altre grandezze fosse $V_w = 0.8 \text{ m}^3/\text{m}$, si otterrebbe $D_e = 0.6 \text{ m}$.

Per ottenere quindi valori più alti di D_e bisogna iniettare con volumi e pressioni molto elevate, il che però avrebbe poi severe conseguenze sulla qualità delle colonne ottenute in quanto, come osservato al campo prova, l'uso di acqua diminuisce il peso di volume della colonna e le sue caratteristiche meccaniche.

Il diametro interessato dal trattamento di prelavaggio sostanzialmente si mantiene tra 0.5 e 0.6 m.

L'iniezione con acqua è equivalente ad avere eseguito un foro in perforazione di 50-60 cm, all'interno del quale il decadimento della successiva pressione di iniezione con miscela è minimo.

Volendo riferirsi al bilancio in peso generale (acqua+miscela) per il calcolo dei volumi di iniezione, così come fatto in precedenza, nell'equazione compare il termine inerente il peso di acqua iniettato col prelavaggio ($\gamma_w V_w$) e quindi detto:

$$\xi = \frac{\gamma_w V_w}{\gamma_m V_m}$$

La (5) diventa:

$$\gamma_m V_m (1 + \xi - \alpha - \beta) = \gamma_c \frac{\pi}{4} D_c^2 - \gamma \frac{\pi}{4} [(D_c - 2\delta)^2 - D_p^2]$$

Si dovrà tenere conto anche del refluo e disperso relativo all'acqua di prelavaggio. Si può approssimare il processo nel modo seguente.

Prelavaggio con ACQUA in risalita:

- la quantità di disperso e refluo entra direttamente nei coefficienti α e β , contribuisce ad abbassare il valore di γ_r e γ_d .

Pretaglio con ACQUA in discesa:

- la quantità di acqua iniettata alla fine del pretaglio si considera interamente dispersa nel terreno e quindi $\xi = 0$. Restano gli effetti di rammollimento prodotto nel terreno circostante.

L'approccio per l'acqua vale anche se si usa un fluido diverso ovvero aria o altro. Nel caso di aria il contributo ξ è circa nullo, nel caso di un diverso fluido si valuterà ξ in funzione del suo peso di volume, γ .

Prelavaggio con ARIA, FLUIDO in risalita:

- la quantità di disperso e refluo entra direttamente nei coefficienti α e β . Nel caso di aria il contributo è nullo, così come $\xi \cong 0$ a causa del basso valore di γ_m . Nel caso di fluido ξ verrà calcolato con γ_f e γ_r e γ_d avranno valori influenzati da γ_f .

Prelavaggio con ARIA, FLUIDO in discesa:

- la quantità di aria, fluido iniettata alla fine del pretaglio si considera interamente disperso nel terreno e quindi $\xi = 0$. Restano gli effetti di rammollimento prodotto dal fluido, quindi c'è una diminuzione di k .

Nel caso di aria coassiale al getto di miscela il potenziamento del getto prodotto dall'aria si può ancora esprimere come effetto sulla riduzione della resistenza del terreno.

Un modo più pratico per tener conto dell'incremento di diametro colonna dovuto al prelavaggio/pretaglio è agire direttamente sull'effetto che esso produce, ovvero la riduzione dei parametri di resistenza del terreno e conseguentemente di q_u . In questo modo, come discusso, è possibile mettere in conto l'uso di aria, sistema bifluido, o aria e acqua, sistema trifluido.

Basandosi sui risultati del campo prova di Lido il confronto tra colonne monofluido e colonne con prelavaggio o con aria e acqua ha condotto ad individuare dei coefficienti riduttivi di q_u e del modulo elastico E del terreno che tengono conto della maggiore capacità erosiva del getto.

I parametri di resistenza e deformabilità del terreno vengono ridotti secondo quanto indicato nella tabella che segue:

PRELAVAGGIO – COEFFICIENTI RIDUTTIVI DELLA RESISTENZA E DEFORMABILITA' DEL TERRENO		
METODO	TERRENO	
	Sabbioso $\tan\phi, E$	Coesivo c_u, E
Monofluido	1	1
Monofluido + prelavaggio/pretaglio	0.95	0.95
Bifluido	0.95	0.90
Bifluido + prelavaggio/pretaglio	0.90	0.85
Trifluido	0.90	0.80

Ridotta la q_u aumenta la distanza di erosione e ridotto il modulo aumenta δ , dopo di che restano valide le precedenti considerazioni sulla fratturazione idraulica e dispersione di miscela per permeazione.

I coefficienti riduttivi presentati sono empirici e valutati sulla base del campo prova, questo implica che in funzione di ulteriori esperienze future detti parametri potranno essere adattati e riverrificati.

7.4.5. Volume di refluo

La cavità rappresentante la colonna in formazione è dotata di una pressione, p_c , che viene bilanciata dalla fuoriuscita del refluo e dalla eventuale fratturazione idraulica che di fatto rappresenta anch'essa una perdita di pressione.

Dette:

- p_c = pressione cavità
- p_r = pressione del refluo
- p_f = pressione persa per fratturazione

l'equilibrio richiede che:

$$p_c - p_r - p_f = 0 \quad [10]$$

Vista in altri termini la pressione residua che rimane a disposizione del refluo per risalire fino al piano campagna è:

$$p_r = p_c - p_f$$

Che deve essere maggiore di $\gamma_r z$, essendo γ_r il peso di volume del refluo e z la profondità di iniezione, ovvero:

- $p_c - p_f \geq \gamma_r z \rightarrow c'$ è refluo
- $p_c - p_f < \gamma_r z \rightarrow$ non c' è refluo.

È evidente inoltre che la venuta di refluo deve essere garantita dalla presenza dell'intercapedine tra asta di iniezione e pareti della perforazione. Se tale intercapedine è ostruita il refluo non può giungere al piano campagna e la pressione p_c aumenta inducendo maggior fratturazione idraulica.

La pressione media all'interno della cavità è esprimibile come:

$$p_c = \frac{\int p_m(x) dV}{V}$$

essendo $p_m(x) = \eta p_m e^{-\alpha x}$ e V il volume della cavità.

Nel caso in cui ci sia anche il prelavaggio alla pressione della miscela si aggiunge quella dell'acqua:

$$p_c = \left[\int_V p_w(x) dV + \int_V p_m(x) dV \right] \cdot \frac{1}{V}$$

L'equazione di bilancio [10] delle pressioni diventa allora:

$$\left[\int_V p_w(x) dV + \int_V p_m(x) dV \right] \cdot \frac{1}{V} - p_f - p_r = 0$$

Ossia la pressione residua del refluo risulta essere:

$$p_r = \left[\int_V p_w(x) dV + \int_V p_m(x) dV \right] \cdot \frac{1}{V} - p_f$$

Alla generica distanza dall'asse x il volume della cavità a metro di colonna risulta:

$$dV = 2\pi x dx$$

L'integrale di volume assume dunque la seguente espressione:

$$\begin{aligned} p_c &= \frac{1}{V} \int_x p(x) \cdot 2\pi x \cdot dx = \frac{1}{V} \int_0^{R_c+\delta} \eta p_m e^{-\alpha x} 2\pi x \cdot dx = \frac{1}{V} \eta p_m 2\pi \int_0^{R_c+\delta} e^{-\alpha x} x \cdot dx = \\ &= \frac{1}{V} \eta p_m 2\pi \int_0^{R_c+\delta} x \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot (-\alpha e^{-\alpha x}) dx = \frac{1}{V} \eta p_m \frac{2\pi}{-\alpha} \cdot \left\{ x e^{-\alpha x} \Big|_0^{R_c+\delta} - \int_0^{R_c+\delta} e^{-\alpha x} dx \right\} = \\ &= \frac{1}{V} \eta p_m \frac{2\pi}{-\alpha} \cdot \left\{ \left[x e^{-\alpha x} \right]_0^{R_c+\delta} - \left[-\frac{1}{\alpha} e^{-\alpha x} \right]_0^{R_c+\delta} \right\} = \\ &= \frac{1}{V} \eta p_m \frac{2\pi}{-\alpha} \cdot \left\{ \left[x e^{-\alpha x} \right]_0^{R_c+\delta} + \left[\frac{1}{\alpha} e^{-\alpha x} \right]_0^{R_c+\delta} \right\} \end{aligned}$$

Nel caso di sola miscela si ha allora:

$$p_{c,m} = \frac{1}{V} \eta p_m 2\pi \int_0^{R_c+\delta} x e^{-\alpha x} dx = \frac{1}{V} \eta p_m 2\pi \left\{ -\frac{1}{\alpha} \left[\left(x e^{-\alpha x} \right)_0^{R_c+\delta} + \left(\frac{1}{\alpha} e^{-\alpha x} \right)_0^{R_c+\delta} \right] \right\}$$

Nel caso di sola acqua:

$$p_{c,w} = \frac{1}{V} \eta p_w 2\pi \int_0^{R_c+\delta} x e^{-\alpha_w x} dx = \frac{1}{V} \eta p_w 2\pi \left\{ -\frac{1}{\alpha} \left[\left(x e^{-\alpha_w x} \right)_0^{R_c+\delta} + \left(\frac{1}{\alpha} e^{-\alpha_w x} \right)_0^{R_c+\delta} \right] \right\}$$

Per miscela e acqua si ha:

$$p_c = p_{c,m} + p_{c,w}$$

La pressione di fratturazione, p_f agisce sul perimetro della cavità:

$$p_f = u_f 2\pi x R_c$$

Tutte le quantità che individuano la pressione residua a disposizione del refluo sono note e si può quindi valutare se la pressione del refluo è sufficiente perché arrivi al piano campagna o meno. In questa formulazione si ipotizza che il refluo possa risalire liberamente lungo l'intercapedine asterofo di perforazione, ossia si considera che tale intercapedine sia presente. Nel caso ciò non fosse aumenta p_f .

Stabilita la pressione del refluo, la portata e quindi il volume di refluo prodotto, dipende dalle dimensioni dell'intercapedine (A), dal tempo di stazionamento (Δt) e dalle perdite di carico lungo il percorso (ψ).

Da cui:

$$V_r = \psi Q_r \Delta t = \psi \cdot A \cdot v \cdot \Delta t = \psi \cdot A \cdot \sqrt{2g \frac{P_r}{\gamma_r}} \cdot \Delta t$$

Sempre dall'interpretazione dei risultati del campo prova di Lido si è ottenuto: $\psi=0.02$ e $A=0.0035 \text{ m}^2$.

7.4.6. Peso di volume del refluo e della colonna

Poter prevedere e quindi progettare il peso di volume delle colonne è importante, specialmente se esse sono parte di un tampone di fondo che per solo peso proprio deve contrastare la sottospinta della falda. In un tale caso il peso di volume della colonna diventa il vero e proprio parametro di progetto. Si indica con V_0 il volume di terreno che verrà interessato dall'erosione, all'interno di questo volume viene iniettata miscela con volume V_m e pressione P_m . Per effetto della pressione P_m il volume V_0 si espande di ΔV .

Come descritto in precedenza il processo di formazione della colonna porta ad avere refluo e volume di miscela dispersa per permeazione, quindi in generale:

$$V_m = V_{md} + V_{m0} + V^*$$

Ovvero la miscela inietta (V_m) in parte si disperde per permeazione (V_{md}), in parte resta nel volume V_0 (V_{m0}), e in parte finisce nel refluo (V^*).

L'ipotesi ragionevole che si può fare è che la variazione di volume ΔV sia occupato dalla sola aliquota V_{m0} .

Note che siano le caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno e noti i parametri di iniezione si possono calcolare le seguenti quantità:

- V_{md} = volume miscela dispersa funzione della pressione residua e della permeabilità;
- $V_{m0} = \Delta V$ = espansione di volume funzione del raggio di erosione e del modulo elastico del terreno;
- V_m = volume di miscela iniettata
- $V^* = V_m - V_{md} - \Delta V$

Si può calcolare il peso di volume fittizio nel modo seguente:

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma V_0 + \gamma_m \Delta V + \gamma_m V^*}{V_0 + \Delta V + V^*}$$

Il valore di γ_c e γ_r sarà funzione della natura del terreno trattato e dalle sperimentazioni fatte al campo prova di Lido San Nicolò si è ricavata la seguente tabella di coefficienti che correla i valori di peso di volume al peso fittizio $\bar{\gamma}$.

Terreno trattato frazione prevalente	coefficienti $\lambda_{i,c} / \lambda_{i,r}$	
	$\gamma_c / \bar{\gamma}$	$\gamma_r / \bar{\gamma}$
Ghiaia con poca sabbia	1.3	0.75
Ghiaia e sabbia	1.2	0.8
Sabbia	1.1	1.05
Limo	1	1
Argilla	0.95	1

L'uso di acqua in fase di prelavaggio influenza i valori dei pesi di volume, diminuendoli.

I coefficienti precedenti, riferiti a colonne senza prelavaggio, vanno dunque modificati nel caso in cui siano presenti elevati volumi di acqua iniettati, compresi tra 300 l/m e 500 l/m.

L'effetto del prelavaggio è infatti quello di aggiungere un volume di acqua V_w che contribuisce a definire $\bar{\gamma}$. La conseguenza è di ottenere valori di γ_c e γ_r più bassi.

Dall'analisi del campo prova a Lido si può adottare un coefficiente riduttivo dei pesi di volume $\zeta=0.95$.

Per cui:

- senza prelavaggio: $\gamma_c = \lambda_{i,c} \cdot \bar{\gamma}$;
 $\gamma_r = \lambda_{i,r} \cdot \bar{\gamma}$.
- con prelavaggio: $\gamma_c = \zeta \cdot \lambda_{i,c} \cdot \bar{\gamma}$;
 $\gamma_r = \zeta \cdot \lambda_{i,r} \cdot \bar{\gamma}$.

7.4.7. Il foglio di calcolo

Tutte le considerazioni e le formulazioni presentate nei paragrafi precedenti sono state tradotte in un foglio di calcolo Excel che consente di definire le seguenti grandezze:

- Diametro della colonna;
- Peso di volume della colonna e del refluo;

I particolare parametri necessari al calcolo sono:

- relativi al terreno:
 - sforzo verticale efficace iniziale;
 - sforzo verticale totale;
 - natura del terreno interessato dal trattamento, ovvero granulare o coesivo;
 - peso di volume;

- resistenza al taglio espressa in termini di c_u per i terreni coesivi e c' , ϕ' per i granulari;
- modulo E;
- coefficiente di Poisson;
- permeabilità.
- relativi al metodo di iniezione:
 - tecnologia utilizzata, monofluido, bifluido o trifluido, con o senza prelavaggio/pretaglio;
 - pressione di iniezione della miscela;
 - peso di volume della miscela;
 - pressione di iniezione del fluido di pretaglio/prelavaggio;
 - peso di volume del fluido di pretaglio/prelavaggio;
 - diametro e numero degli ugelli per la miscela e per il prelavaggio;
 - intervallo di risalita;
 - tempo di stazionamento.

Il foglio di calcolo è composto da 5 moduli indicati con a, b, c, d ed e, ciascuno dei quali calcola:

- Modulo a): calcola gli spostamenti indotti ad una generica distanza “x” dall’asse colonna al variare della profondità;
- Modulo b): calcola il diametro colonna con la profondità come somma dell’erosione e dell’espansione della cavità in formazione;
- Modulo c): calcola i pesi di volume di colonna e refluo;
- Modulo d): calcola la pressione nella cavità in formazione dovuta all’iniezione di miscela e/o miscela più acqua di prelavaggio, quindi il conseguente volume di refluo prodotto;
- Modulo e): verifica la congruità di tutte le quantità calcolate utilizzando l’equazione di bilancio in peso.

Alcune delle grandezze calcolate in un modulo vengono impiegate in altri per il calcolo di grandezze correlate:

- Il raggio di erosione viene calcolato nel modulo b), poi usato come input nel modulo a) per il calcolo del raggio plastico e nel modulo c) per il calcolo dell’espansione volumetrica ΔV ;
- La pressione della cavità calcolata con il modulo d) viene usata nel modulo c) per il calcolo dell’espansione volumetrica ΔV ;
- I pesi di volume di colonna e refluo calcolati col modulo c), il diametro colonna e l’espansione cavità calcolati col modulo b), il volume di refluo calcolato col modulo d), vengono usati come input nel modulo e) per la verifica di congruità col bilancio in peso.

Ciascun modulo è dunque dipendente dagli altri e tutti quanti sono tra loro interconnessi. Lo schema concettuale del programma e la descrizione di come operano i vari moduli sono riportati nell'appendice. L'utilizzo del programma di calcolo è abbastanza intuitivo e nel seguito si riassumono i principali passaggi concettuali che portano alla definizione delle grandezze calcolate.

Primariamente si definisce il piano campagna e la quota della falda, oppure il fondale rispetto al medio mare. Tale informazione serve esclusivamente per il calcolo dello sforzo verticale efficace agente in sito, che nel caso di terreni granulari definisce di fatto la resistenza del terreno q_u . Si definisce quindi la stratigrafia, identificando i vari strati interessati dal trattamento e definendo per ciascuno di essi la quota del tetto e del letto. Il programma accetta 10 strati. Il programma calcola il profilo di resistenza del terreno con la profondità, $q_u(z)$, legato o alla tensione efficace agente o alla coesione non drenata, a seconda che il terreno sia granulare o coesivo. All'interno di questo profilo di resistenza si definisce la quota di inizio e fine della colonna.

Il secondo passo è la definizione dei parametri di iniezione, come elencato precedentemente. Il programma richiede la definizione del tempo di stazionamento e assume un intervallo di risalita di 4 cm che è quello usualmente considerato in tutte le applicazioni pratiche. Ciò comporta che l'operatore deve avere già in partenza una, se pur preliminare, idea di quale deve essere il volume di iniezione da considerare.

Il volume di iniezione, o il tempo di stazionamento, entrano direttamente nel modulo c) per la definizione dei pesi di volume colonna e refluo ed un loro cambio, di fatto, incide sulla determinazione di questi due valori. Il tempo di stazionamento viene anche utilizzato nel calcolo del volume di refluo atteso.

In funzione dei risultati l'operatore può modificare il tempo di stazionamento e quindi il volume di miscela iniettato, fino ad ottenere valori di pesi di volume che secondo la sua sensibilità possono essere più o meno ragionevoli.

A questo punto si calcola il diametro colonna, i pesi di volume di colonna e refluo, il volume di refluo e gli spostamenti indotti.

Diventa fondamentale l'uso del modulo e) che, come detto in precedenza, considera tutte le grandezze calcolate nei moduli precedenti in maniera pressoché indipendente e li correla tutti insieme in un'unica equazione di bilancio in peso. Il rispetto di detta equazione indica la congruità di tutti i parametri calcolati e assunti.

La verifica di congruità viene fatta calcolando dal bilancio in peso il volume di miscela iniettato che per congruità deve essere lo stesso di quello che si è ipotizzato inizialmente, avendo definito il tempo di stazionamento. Se il volume così calcolato è praticamente uguale, salvo qualche minima differenza, a quello ipotizzato vuol dire che tutti i parametri sono tra loro congruenti, viceversa bisogna intervenire per renderli tali, in particolare si ridefinisce il tempo di stazionamento e quindi il volume di iniezione di partenza.

Il calcolo dei pesi di volume del terreno trattato e del refluo tengono conto della presenza di prelavaggio attraverso il coefficiente ζ prima definito.

7.5. Utilizzo del foglio di calcolo per la barriera di Treporti

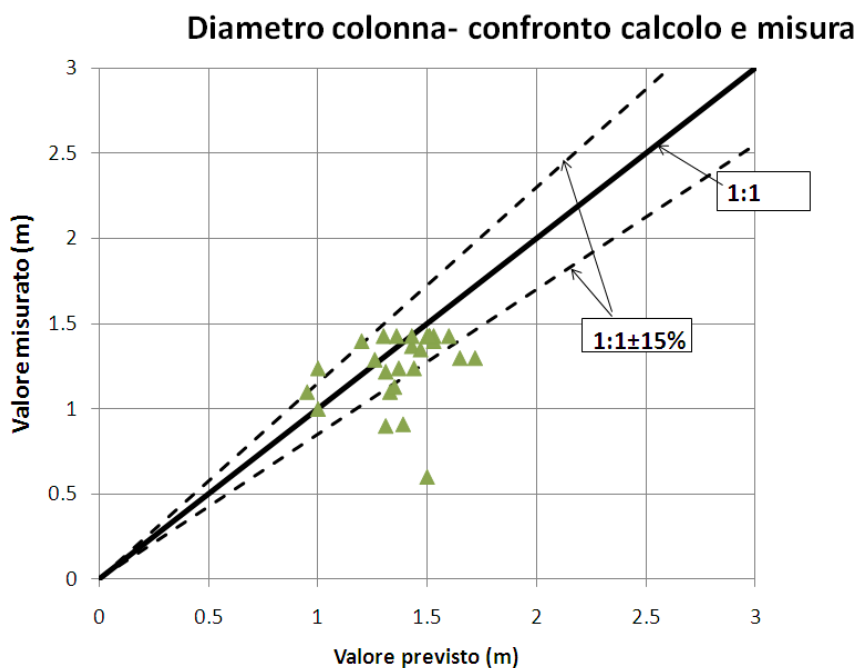
Tutto quanto illustrato è finalizzato alla definizione delle caratteristiche delle colonne jet-grouting nell'ottica di ridurre e controllare i cedimenti della futura barriera di Lido Treporti.

In questo paragrafo si mostra l'applicazione del modello di previsione al campo prova di San Nicolò e ai risultati del monitoraggio del jet grouting utilizzato per il terreno di fondazione di Lido Treporti.

7.5.1. Campo prova di Lido San Nicolò

Il metodo di calcolo implementato, come detto, è stato tarato sul campo prova di Lido San Nicolò. Al fine di illustrare la bontà della taratura eseguita, nel seguito si propone il confronto tra i valori calcolati dal foglio di calcolo e quelli misurati.

Il confronto tra previsione e misura viene proposto nelle seguenti Fig. 7-39 e Fig. 7-40.



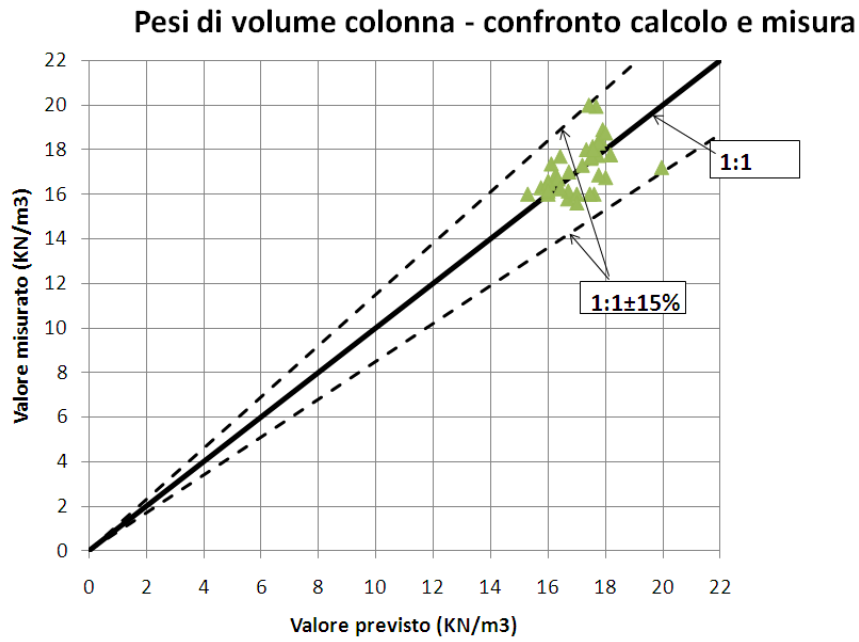
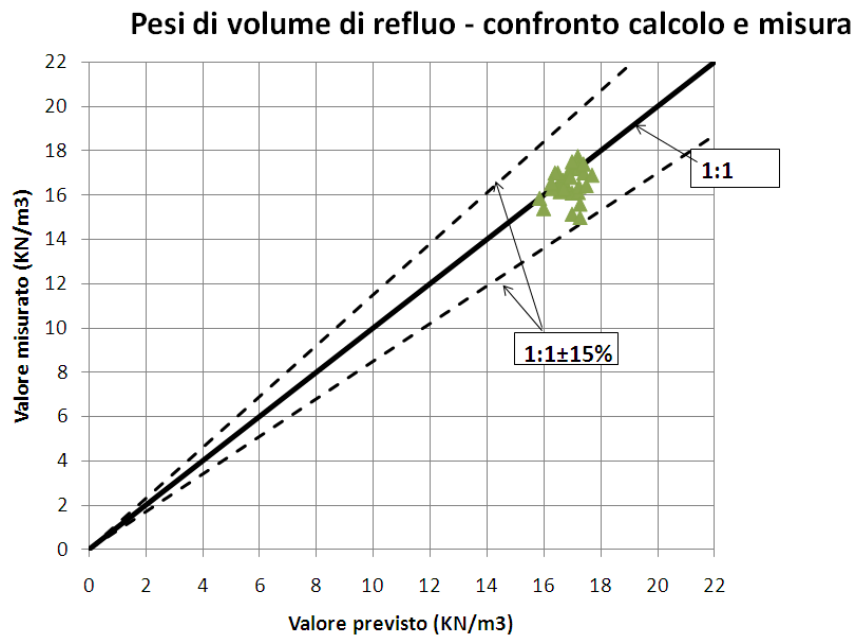


FIG. 7-39 - CAMPO PROVA DI LIDO – CONFRONTO PREVISIONE/MISURA – DIAMETRO E PESO DI VOLUME COLONNE



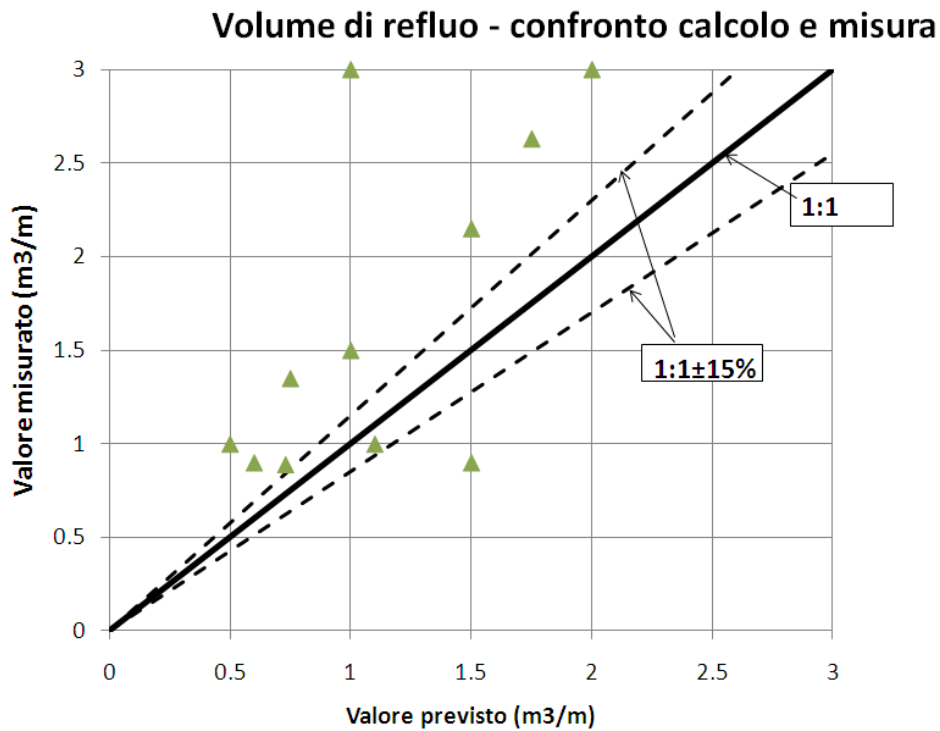


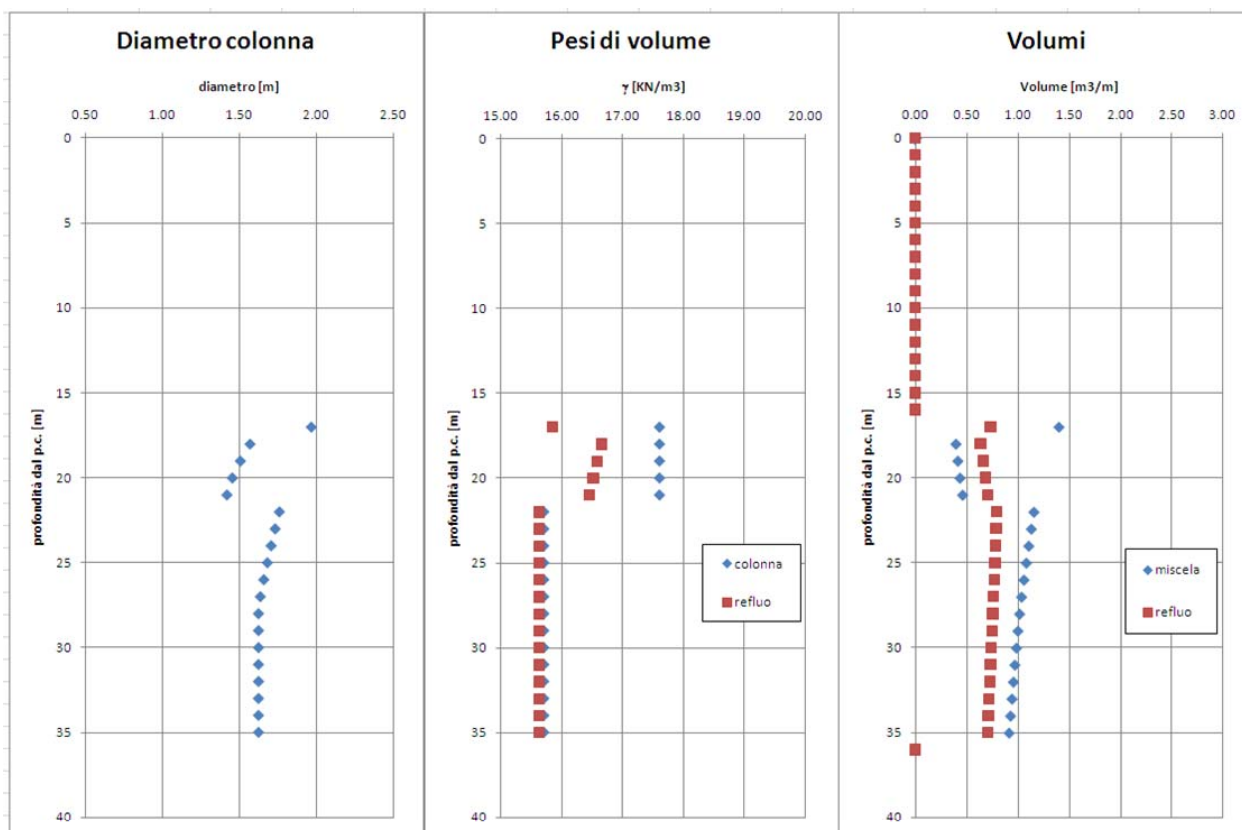
FIG. 7-40 - CAMPO PROVA DI LIDO – CONFRONTO PREVISIONE/MISURA – PESO DI VOLUME E VOLUME DI REFLUO

Nel seguito si applicherà il modello tarato sul campo prova ad altri lavori sempre eseguiti nei terreni lagunari al fine di mostrarne la validità ed estrapolabilità.

7.5.2. La fondazione di Lido Treporti

Con l'obiettivo di vedere l'attendibilità del modello previsionale lo si applica al caso della fondazione di Treporti per la quale, come già mostrato, sono a disposizione diverse misure eseguite.

La figura che segue mostra l'output del programma di calcolo applicato alle colonne della fondazione di Lido.



LIDO TREPORTI – COLONNE JET – RISULTATI DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

Come si può osservare risulta che i diametri colonna sono sempre superiori a 1.5 metri, i pesi di volume della colonna risultano mediamente variabili tra 15.7 kN/m^3 e 17.6 kN/m^3 .

I valori misurati variano da 16 kN/m^3 nella parte bassa della colonna fino anche a 18 kN/m^3 in corrispondenza della parte alta mostrando quindi un buon accordo la previsione.

Risulta un volume di iniezione di $1 \text{ m}^3/\text{m}$, in linea con quello immesso, e un volume di refluo pari al 70% del volume iniettato.

La congruenza tra volume calcolato e volume immesso dimostra anche la congruità dei valori calcolati.

Le misure precedentemente presentate mostrano come non vi sia un unico valore di volume di refluo misurato, anzi i valori risultano abbastanza dispersi con una variazione del volume di refluo tra il 50% ed il 120% del volume di miscela iniettato.

Il peso di volume del refluo previsto è di 15.5 kN/m^3 . I valori misurati sono compresi tra 14 e 15 kN/m^3 quindi leggermente inferiori al valore calcolato, ma con uno scarto che appare accettabile.

Volendo quindi sintetizzare il confronto tra previsione e misure si ottiene:

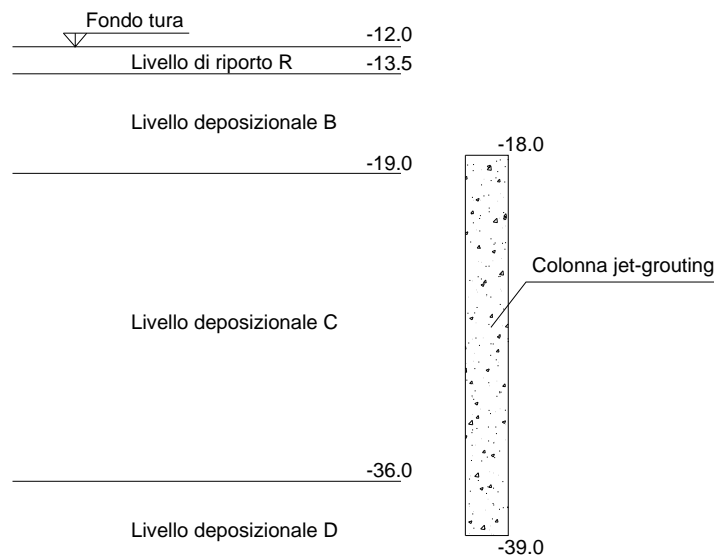
GRANDEZZA	PREVISIONE	MISURA
Diametro	1.5 m	-
Peso di volume colonna	15.7 – 17.6 KN/m ³	16 – 18 KN/m ³
Volume di miscela	1 m ³ /m	1m ³ /m
Volume refluo/volume miscela	0.7	0.5 – 1.2
Peso di volume refluo	15.5 -16.5 KN/m ³	14 – 15 KN/m ³

7.6. Esempi ulteriori di applicazione del modello previsionale in laguna

Si riportano nel seguito altre due esperienze di jet-grouting condotte in laguna col solo scopo di mostrare la rispondenza del modello di previsione presentato in precedenza con ulteriori dati sperimentali.

7.6.1. Chioggia

Il piano di lavoro dal quale vengono eseguite le colonne si trova a -12.0 m l.m.m. e le colonne vanno da -18.0 a -39.0 m l.m.m., con una lunghezza complessiva di 21 m. La successione stratigrafica dei terreni coinvolti è la seguente:



CHIOGGIA - STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E GEOMETRIA DELLA COLONNA JET-GROUTING

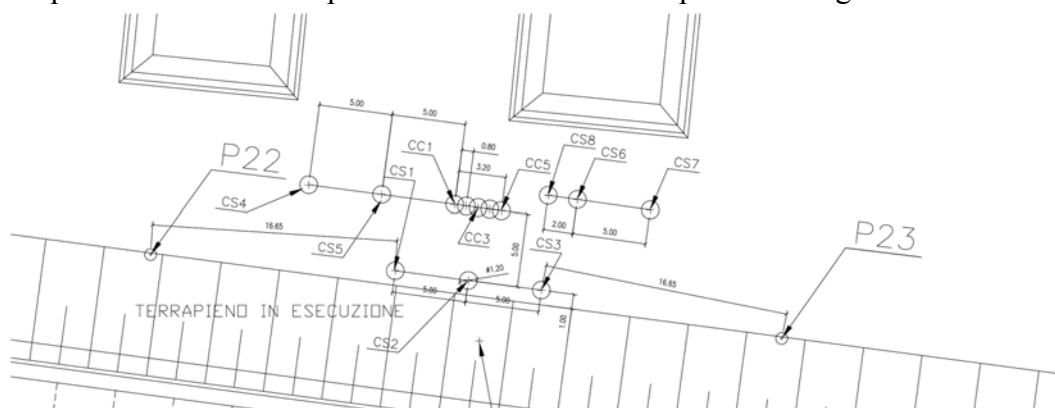
Le caratteristiche geotecniche in termini di resistenza e deformabilità dei terreni assunte nel calcolo sono le seguenti:

LIVELLO	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	K (m/s)
Riporto	18	-	-	36	25	1E-5
B	19	40	5	34	12	5E-8

LIVELLO	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	K (m/s)
C	18.5	-	-	32	25	3.5E-5
D	19	70	5	34	20	1E-7

L'intervento è stato ubicato nell'area sud-est della tura di chioggia subito al piede del doppio palancolato. Le colonne sono state eseguite con tecnologia monofluido con prelavaggio in salita e, come si vedrà nel seguito, le principali variabilità dei parametri operativi hanno interessato proprio l'acqua di prelavaggio. Sono state seguite 13 colonne jet grouting delle quali 5 compenstrate (CC1-CC5) e 8 singole (CS1-CS8).

La planimetria con la disposizione delle colonne è riportata di seguito.



CHIOGGIA - DISPOSIZIONE PLANIMETRICA DELLE COLONNE DI PROVA

Per ciascun gruppo di colonne sono stati variati i parametri operativi, con particolare riguardo a quelli inerenti al prelavaggio. La tabella che segue ne dà la sintesi.

PARAMETRI JET-GROUTING COLONNARE (L=21 M)	U.M.	CS1-CS5 e CC1-CC5		CS6		CS7		CS8			
		PRETAGLIO	JET	PRETAGLIO	JET	PRETAGLIO	JET	PRETAGLIO -39 -22	JET 39 -22	PRETAGLIO -22 -16,50	JET -22 -16,50
Portata	m ³ /h	25	28.8	11	28.8	6.53	28.8	6.60	28.8	0	29.16
Pressione	Mpa	20	40	5	40	15	40	15	40	0	41
Energia Specifica	MJ/m	17.3	40	1.91	40	3.4	40	3.44	40	0	41.51
Volume di Trattamento	m ³	18.23	21.00	8.02	21.00	4.76	21.00	4.76	21	0	5.57
Volume a metro lineare	l/m	868	1000	382	1000	227	1000	227	1000	0	1013
Ugello	mm	7.3	7.3	7.3	7.3	4	7.3	4	7.3	4	7.3
N.ro ugelli	n	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Velocità	m/h	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8
Durata Lavorazione	min	43.75		43.75		43.75		46.87			
Velocità di rotazione	rpm	13 ÷ 15		13 ÷ 15		13 ÷ 15		13 ÷ 15	13 ÷ 15	13 ÷ 15	13 ÷ 15
Intervallo risalita	cm	4		4		4		4	4	4	4
Tempo stazionamento	sec	5		5		5		5	5	5	5

Durante l'esecuzione delle varie colonne sono stati monitorati tutti i principali parametri di iniezione con particolare riferimento alle pressioni e volumi di iniezione. Contemporaneamente du-

rante l'esecuzione colonne si è provveduto a raccogliere il refluo prodotto dalla gettiniezione, misurandone la quantità ed il peso di volume a diverse profondità. Sono stati eseguiti anche prelievi sulla miscela, verificandone peso di volume e viscosità.

Successivamente le colonne sono state carotate e sui campioni prelevati eseguite misure di peso di volume, resistenza a compressione monoassiale, modulo elastico e permeabilità. Le prove di resistenza sono state eseguite anche sui campioni di refluo prelevati.

Nel sintetizzare i risultati si è indicata la quota media dello spezzone di carota prelevato in luogo della quota di inizio e di fine dello spezzone stesso.

Per quanto concerne le misure di peso di volume refluo e colonna e i volumi di miscela iniettati e refluo ottenuti, per i tre gruppi di colonne si sono ottenuti i seguenti risultati.

MISURE SULLE COLONNE CS1-CS5 E CC1-CC5				
quota (m fondo tura)	γ_r (KN/m ³)	quota (m fondo tura)	Vmiscela (m ³ /m)	Vrefluo (m ³ /m)
6.00	15.90	6.00	1.00	0.70
6.40	13.10	27.00	1.00	0.70
8.36	16.00			
10.20	17.30			
12.86	16.80			
15.85	16.80			
18.91	16.00			
19.40	16.40			
21.40	16.00			
24.30	15.00			
24.50	15.90			
24.60	15.50			

MISURE SULLA COLONNA CS7			
quota (m dal fondo tura)	γ_c (KN/m ³)	quota (m dal fondo tura)	γ_r (KN/m ³)
11.35	18.26	18.97	18.60
14.63	18.56	13.00	19.50
19.35	19.17	8.00	18.80
25.55	19.14		
quota (m dal fondo tura)	Vmiscela (m ³ /m)	Vrefluo (m ³ /m)	
6.00	1.00	0.91	
27.00	1.00	0.91	

MISURE SULLA COLONNA CS8			
quota (m dal fondo tura)	γ_c (KN/m ³)	quota (m dal fondo tura)	γ_r (KN/m ³)
5.53	16.80	18.00	17.80
6.50	19.50		
9.30	17.20		
9.50	16.70		
15.50	18.50		
15.55	18.50		
20.50	17.30		
25.00	19.00		
quota (m dal fondo tura)	Vmiscela (m ³ /m)	Vrefluo (m ³ /m)	
6.00	1.00	0.71	
27.00	1.00	0.71	

La sintesi delle prove di laboratorio su miscela, refluo e materiale trattato è invece riportata nella tabella che segue.

colonna	data esecuzione colonna	data esecuzione prove	gg maturazione	quota prelievo m l.m.m.	γ KN/m ³	σ_c MPa	E MPa	K m/s
cs7-colonna	07/12/2009	13/01/2010	37.00	23.35	18.26	3.4	810	
			37.00	26.625	18.56	3.4	1276	
			37.00	31.35	19.17	10	2969	
			37.00	37.55	19.14	16.2	4457	
cs8-colonna-S1A	15/01/2010	02/02/2010	18.00	18.475	19.5		8.20E-08	
cs8-colonna-S1D		15/02/2010	31.00	37.15	19	5.23		
cs8-colonna-S1B		15/02/2010	31.00	21.225	17.2	2.3		
cs8-colonna-S1C		12/02/2010	28.00	27.55	18.5	5.96	6.70E-10	
cs8-colonna-S3A		03/02/2010	19.00	17.525	16.8		3.00E-10	
cs8-colonna-S3c		15/02/2010	31.00	21.5	16.7	2.28		
cs8-colonna-S3D		08/02/2010	24.00	27.525	18.5	4.58	2.70E-09	
cs8-colonna-S3E		08/02/2010	24.00	32.45	17.3	2.95	2.40E-10	
cs3-miscela	25/11/2009	18/12/2009	23	39	16.97	15.6	1076	
			23	22.57	16.59	13.7	1061	
			23	17.95	17.28	16.7	1107	
cc5-miscela	27/11/2009		23	39	17.06	21.5	1011	
			23	29.95	17.62	23.7	1129	
cc4-miscela	09/12/2009	08/01/2010	23	22.25	17.75	23.6	1004	
			30	39	17.64	27.4	1098	
			30	39	17.56	27.7	1179	
			30	18.45	17.81	24.6	1116	
cs7-refluo	07/12/2009	25/01/2010	49.00	30.97	18.63	11.6		
				24.97	19.49	10.5		
				19.97	18.79	5.4		
cs6-refluo	22/12/2009	25/01/2010	34.00	30.97	18.61	3.9		
				24.97	18.86	3.2		
				19.97	19.41	10.8		
cs3-refluo	25/11/2009	18/12/2009	23.00	33.35	17.35	1.2		
				27.8	17.39	3.8		
				20.31	18.94	5.5		
cc5-refluo	27/11/2009	18/12/2009	21.00	36.45	17.42	1.7		
				30.86	18.5	2.8		
				24.81	19	5.9		
cc4-refluo	09/12/2009	08/01/2010	30.00	34.91	15.58	4.3		
				28.73	15.33	5.3		
				22.32	15.36	5.1		

La prima serie di colonne (CS1-CS5 e CC1-CC5) ha messo in evidenza come i volumi di acqua di prelavaggio immessi fossero troppo elevati.

Tale considerazione è nata da due principali aspetti: da una parte i pesi di volume di materiale refluo erano decisamente bassi, anche inferiori ai 15 kN/m^3 e dall'altra non si è riusciti con il carotaggio a prelevare spezzoni di carota sufficientemente integri da sottoporre alle prove di laboratorio.

La colonna CS7, invece, nella quale è stato ridotto il volume immesso di acqua ha subito mostrato caratteristiche migliori sia in termini di peso di volume che di qualità del carotaggio ottenuto, è rimasta tuttavia scadente la qualità della colonna nella parte alta.

Sulla base di queste osservazioni si sono stabiliti i parametri operativi della CS8 ovvero si è scelto non solo di ridurre i volumi di acqua iniettati, ma anche di chiudere definitivamente il prelavaggio nella metà superiore della colonna.

I benefici di tale scelta sono stati subito evidenti in termini di migliore qualità delle carote ottenute, riscontrata anche nelle prove di laboratorio. Sui campioni prelevati dalla CS8, al fine di completare il quadro delle informazioni, sono state anche eseguite prove di permeabilità in cella triassiale, che hanno sempre dato risultati di permeabilità inferiori a $1\text{E-}7 \text{ m/s}$.

Non è stato possibile fare misure dirette del diametro, che però è stato stimato in maniera indiretta sulla base dei carotaggi eseguiti e della misura della deviazione dalla verticalità dei singoli carotaggi rispetto l'asse colonna ottenuto dalle misure di verticalità fatta in fase di gettiniezione con il tigor, esso è risultato superiore 1.2 metri.

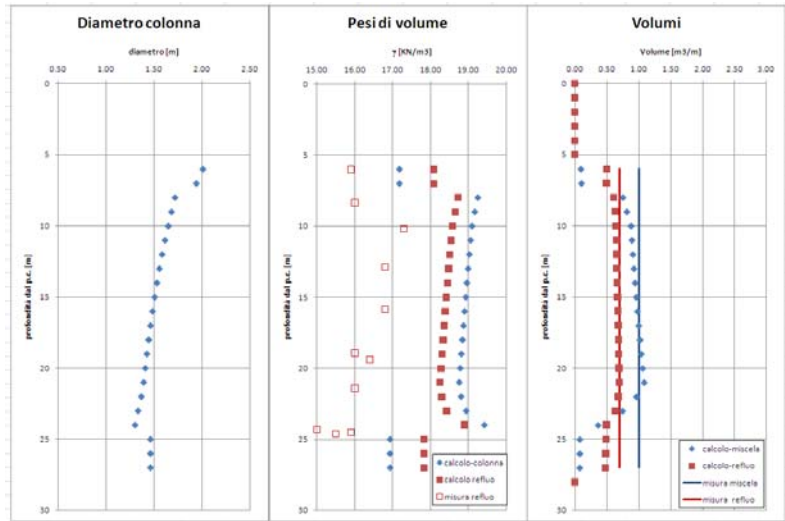
Nel seguito si riporta sotto forma di diagrammi il confronto tra i risultati del modello di previsione e le misure svolte in cantiere e laboratorio. Vengono in particolare riportati i diametri colonna, i pesi di volume di colonna e refluo, i volumi di iniezione e di refluo ottenuti.

Dall'analisi del confronto tra previsione e misure emerge quanto segue:

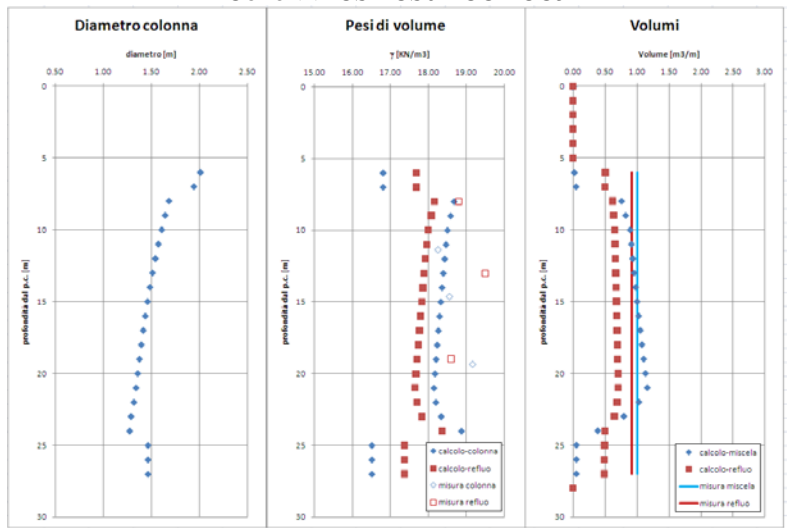
- Per il primo gruppo di colonne i pesi di volume del refluo misurati sono inferiori a quelli di previsione e tale circostanza è imputabile all'elevato volume di acqua iniettato che certamente ha contribuito a abbassare i pesi di volume del refluo.
- Per la colonna CS7 il modello concorda con i volumi di iniezione e anche i pesi di volume colonna calcolati sono congruenti con quelli misurati. Per il refluo, invece, il modello sottostima i volumi ottenuti e sottostima anche i pesi di volume del refluo.
- Per la colonna CS8 il modello individua correttamente i volumi di refluo e di iniezione, i pesi di volume colonna calcolati sono abbastanza in linea con quelli misurati e anche l'unica misura del peso di volume del refluo è pressoché identica alla previsione del modello.
- In tutti i casi i diametri ottenuti dal modello supera il metro e venti, particolarmente nella parte alta della colonna dove minori sono le tensioni di confinamento e quindi la resistenza terreno. Le misure di verticalità colonna e carotaggi eseguiti confermano un diametro colonna non inferiore a 1.2 metri.

Di seguito si riportano dei diagrammi che confrontano le quantità previste con quelle misurate. Si osserva come in generale la differenza tra la previsione e la misura è dell'ordine del $\pm 15\%$.

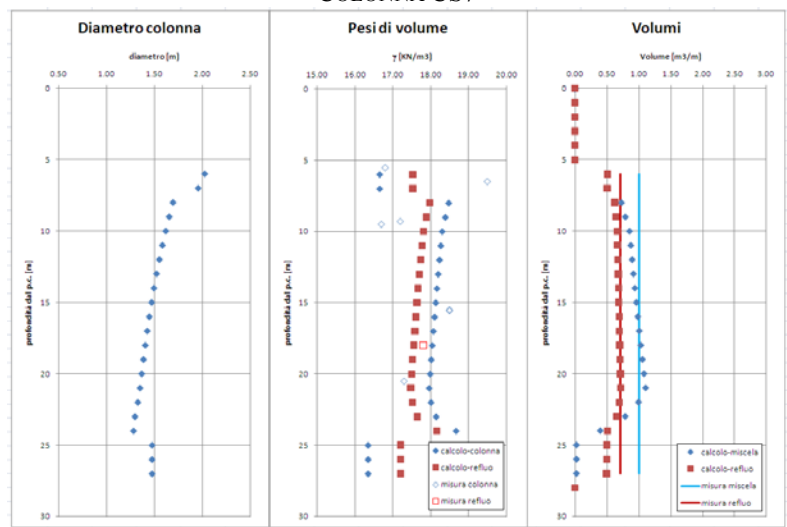
Tale scarto appare certamente accettabile ai fini dell'utilizzo del modello di previsione all'interno di un progetto di jet-grouting pertanto si ritiene che l'utilizzo del modello previsionale si sia mostrato valido.



COLONNE CS1-CS6 E CC1-CC5



COLONNA CS7



COLONNA CS8

FIG. 7-41 - CHIOGGIA CAMPO PROVA – CONFRONTO TRA PREVISIONI E MISURE – COLONNE CS1-CS6, CC1-CC5, CS7 E CS8

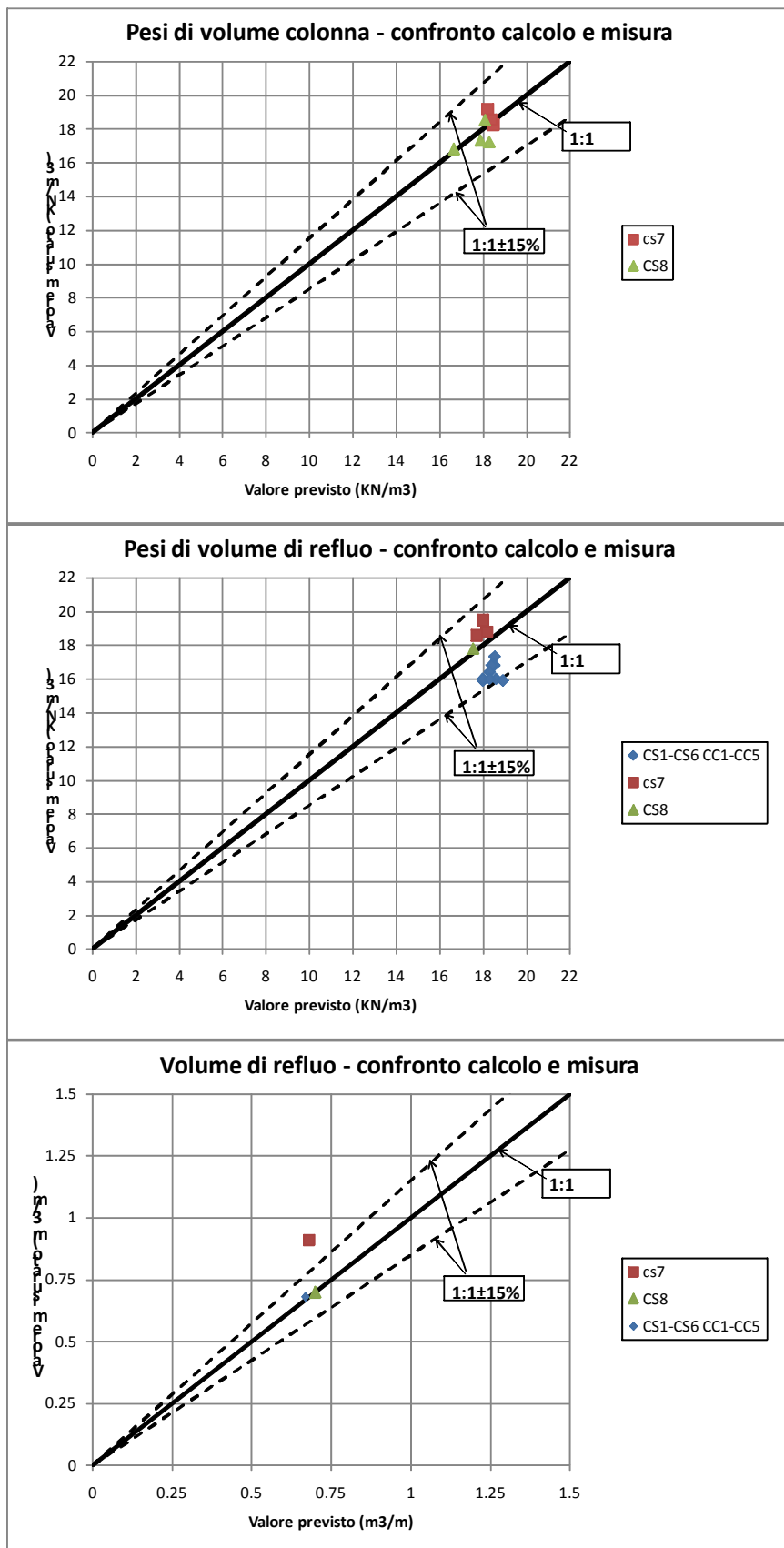


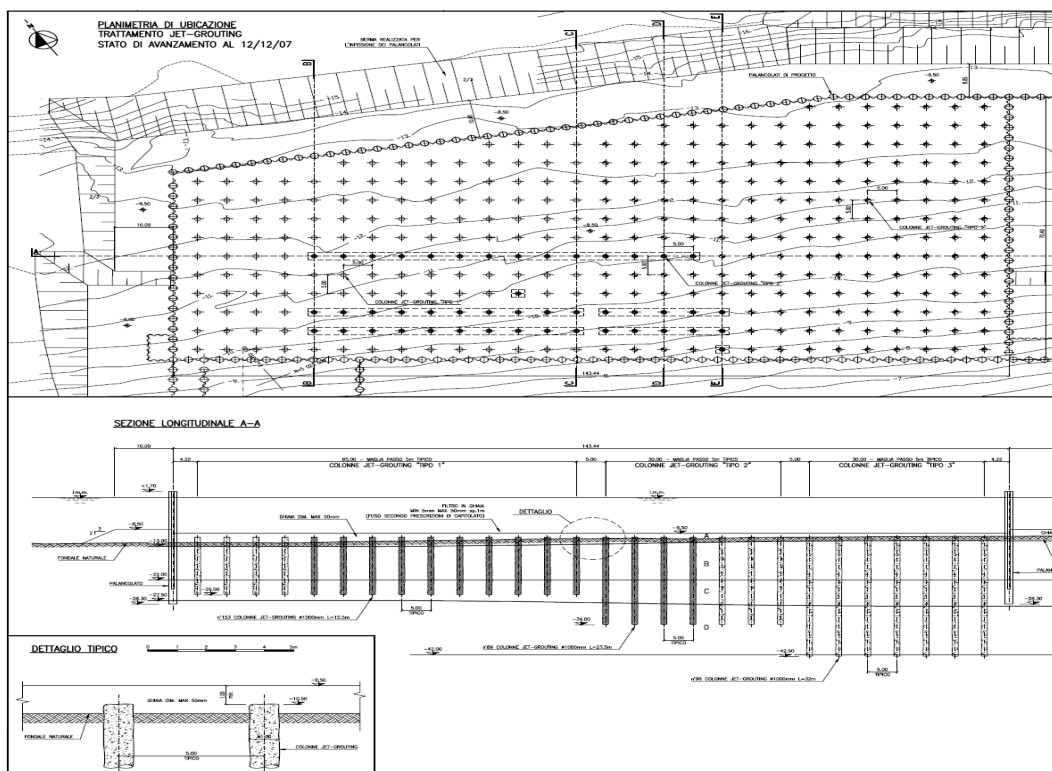
FIG. 7-42 - CHIOGGIA - CONFRONTO TRA PREVISIONI E MISURE

7.6.2. Spalla sud di Malamocco

In corrispondenza della spalla sud di Malamocco sono ubicati gli edifici impianti che governano i sistemi di sollevamento e abbassamento delle paratoie.

Al di sotto di tali edifici si sono eseguite delle colonne jet-grouting aventi lo scopo di ridurre i cedimenti degli edifici stessi in modo da renderli compatibili con la loro funzionalità.

Nella figura che segue si riporta la pianta con la disposizione delle colonne ed una sezione tipo.



MALAMOCCO SPALLA SUD – PLANIMETRIA E SEZIONE DELL'INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO CON JET GROUTING

In funzione della rigidezza dell'edificio e della fondazione le colonne presentano lunghezze diverse così come si può vedere dalla sezione.

In progetto si è considerato la realizzazione del trattamento costituito da colonne in jet grouting di diametro $D=1.0$ m ad interasse $i=5.0$ m, con tre diversi valori di lunghezza nell'area vasca, pari a $L=15.5$ m, $L=23.5$ m e $L=32$ m, tra le quote -10.5 m l.m.m. e rispettivamente -26 m, -34 m e -42.5 m l.m.m.

I parametri relativi alla gettiniezione sono stati i seguenti:

Pressione acqua di prelavaggio = 20 MPa;

Diametro ugelli acqua di prelavaggio = 5 mm;

N° ugelli per prelavaggio = 1;

Pressione miscela cementizia = 40 MPa;

Diametro ugelli miscela cementizia = 7 mm;

N° ugelli per miscela cementizia = 1;

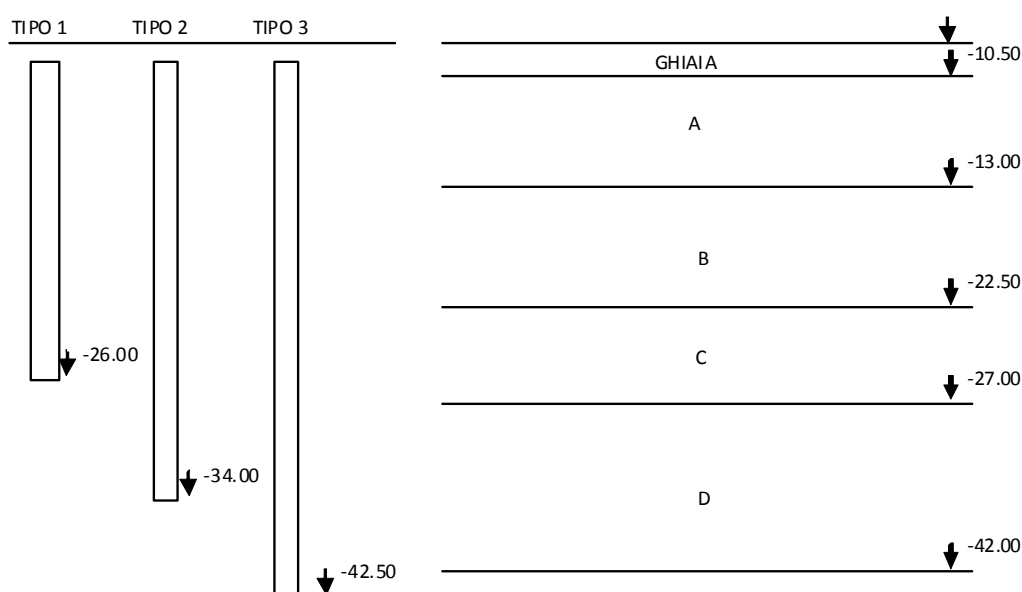
Lifting step = 4 cm;

Time step = 5 secondi;

Velocità di rotazione = 12 giri /minuto;

Rapporto acqua cemento = 1

Si indica nella figura che segue uno schema della successione stratigrafica dei livelli deposizionali in corrispondenza delle colonne di jet grouting al variare della loro lunghezza.



MALAMOCCO SPALLA SUD – STRATIGRAFIA IN RELAZIONE ALLE DIVERSE LUNGHEZZE DELLE COLONNE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è quella riportata nella tabella che segue.

TAB. 7.7 - SPALLA SUD DI MALAMOCCO– PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO E DEFORMABILITÀ DEI TERRENI						
LIVELLO	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	k
A	19	-	0	45	20	10^{-6}
B Da -13 a -14 m l.m.m.	19	250	-	-	25	10^{-8}
B Da -14 a -22.5 m l.m.m.	19	75	-	-	13	$5 \cdot 10^{-8}$
C	19	-	0	42	30	10^{-5}
D	19	100	-	-	25	10^{-8}

Su 3 delle colonne eseguite sono stati eseguiti dei carotaggi con prelievo di campioni da sottoporre alle prove di laboratorio per la misura di: peso di volume, resistenza a compressione semplice e modulo elastico. I risultati sono di seguito sintetizzati.

SPALLA SUD DI MALAMOCCO – RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE SUI CAMPIONI DI COLONNA						
COLONNA	TERRENI COESIVI			TERRENI GRANULARI		
	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	E (MPa)	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	E (MPa)
BS01	16.6	3.6	550	16	2	800
BU01	16.7	3	500	16	1.5	300
CX01	17	5.6	500	18.85	9.5	500

Le prove svolte si riferiscono ad un tempo di maturazione compreso tra 85 e 90 giorni. Sulla colonna BU01 sono state eseguite ulteriori prove a 136 giorni di maturazione che hanno portato ai seguenti risultati:

- Terreni coesivi: $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_c = 5 \text{ MPa}$
 $E = 4000 \text{ MPa}$
- Terreni granulari: $\gamma = 16.7 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_c = 5.1 \text{ MPa}$
 $E = 4500 \text{ MPa}$

È interessante notare come in questo caso non vi sia stato refluo nell'esecuzione delle colonne.

I risultati del modello previsionale vengono di seguito riportati.

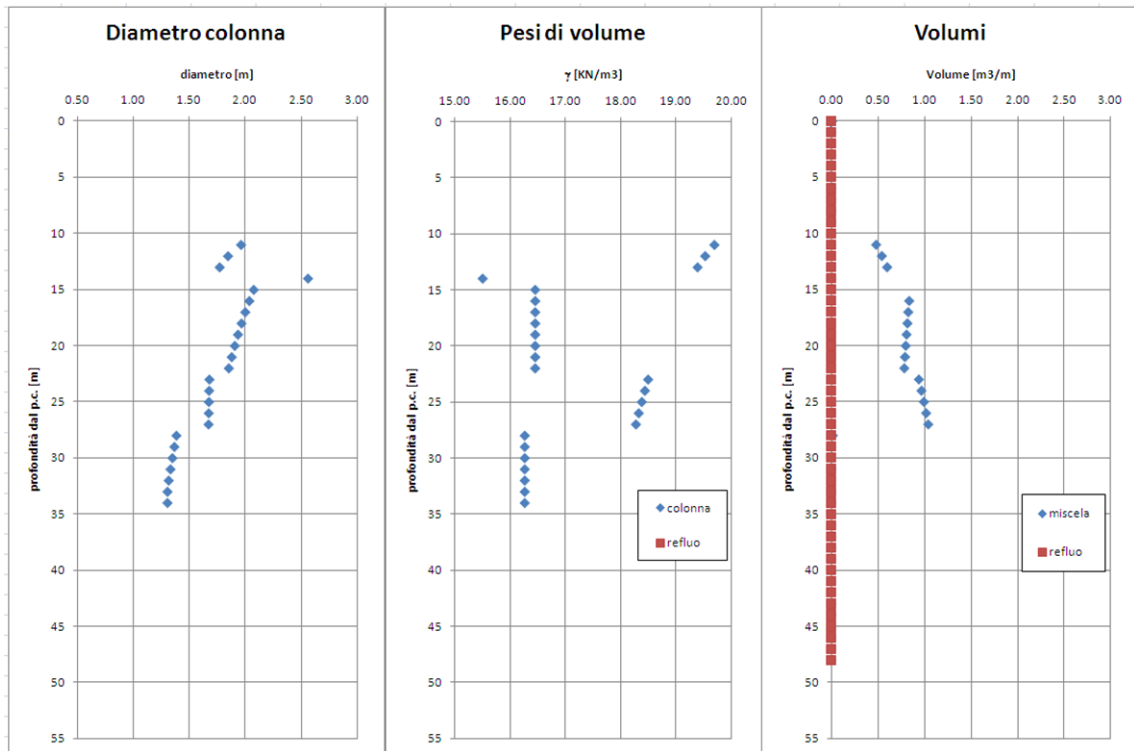


FIG. 7-43 - MALAMOCCO SPALLA SUD – RISULTATI DEL MODELLO DI PREVISIONE

Come si può osservare anche il modello di previsione restituisce un volume di refluo nullo, proprio perché il calcolo della pressione residua a disposizione del reflu risulta praticamente nullo.

Sui pesi di volume colonne il modello restituisce un valore di 16.5 kN/m^3 nei livelli coesivi contro un valore misurato di $16.5\text{-}16.7 \text{ kN/m}^3$ e un valore medio di 18.4 kN/m^3 nei terreni granulari contro un valore misurato variabile tra $16 \text{ e } 18.85 \text{ kN/m}^3$, ovvero con uno scarto praticamente nullo sui terreni coesivi e del 15% su quelli granulari.

I diametri colonna calcolati sono sempre superiori al metro previsto in progetto, ma non vi sono misure di riscontro sui diametri colonna.

7.7. Considerazioni finali sul modello di previsione

I casi reali analizzati messi a confronto con le previsioni del modello hanno validato le assunzioni teoriche fatte.

Il modello teorico è stato tarato, nei suoi coefficienti empirici, sulla base dei risultati del campo prova di Lido San Nicolò per il quale era a disposizione un elevato numero di misure inerenti sia i diametri colonna che le caratteristiche fisico-meccaniche delle stesse.

Il modello così tarato è stato poi applicato ad altri casi per verificarne l'estendibilità e quindi la validità nel poter prevedere già in sede di progetto i risultati di un trattamento jet-grouting nei terreni della laguna.

Il confronto tra calcolo e misure ha mostrato che:

1. I diametri colonna calcolati hanno uno scarto entro il 15% rispetto quelli misurati;
2. I pesi di volume di reflu e colonna necessitano della correzione con il parametro ζ nel caso di prelavaggio e risultano avere anch'essi uno scarto non superiore al 15% rispetto la misura;
3. Il calcolo di volume del reflu in genere è inferiore al volume poi misurato nell'ordine del 20-30% tuttavia il modello è riuscito a prevedere la condizione di reflu nullo per le colonne di Malamocco dimostrando valide le ipotesi fatte sulla pressione residua all'interno della cavità responsabile della fuoriuscita del reflu a piano campagna.

Il modello di previsione viene quindi validato dalle varie esperienze condotte e si mostra essere un valido strumento progettuale per la previsione delle caratteristiche di trattamenti jet-grouting nei terreni lagunari.

I parametri di input di cui necessita sono semplici e a disposizione di chi si accinge all'esecuzione di un trattamento jet-grouting, si ritiene per tanto che esso possa effettivamente costituire un valido strumento progettuale.

8. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati del monitoraggio dei cedimenti dell'area di prefabbricazione di Malamocco in fase di costruzione è possibile trarre le seguenti conclusioni:

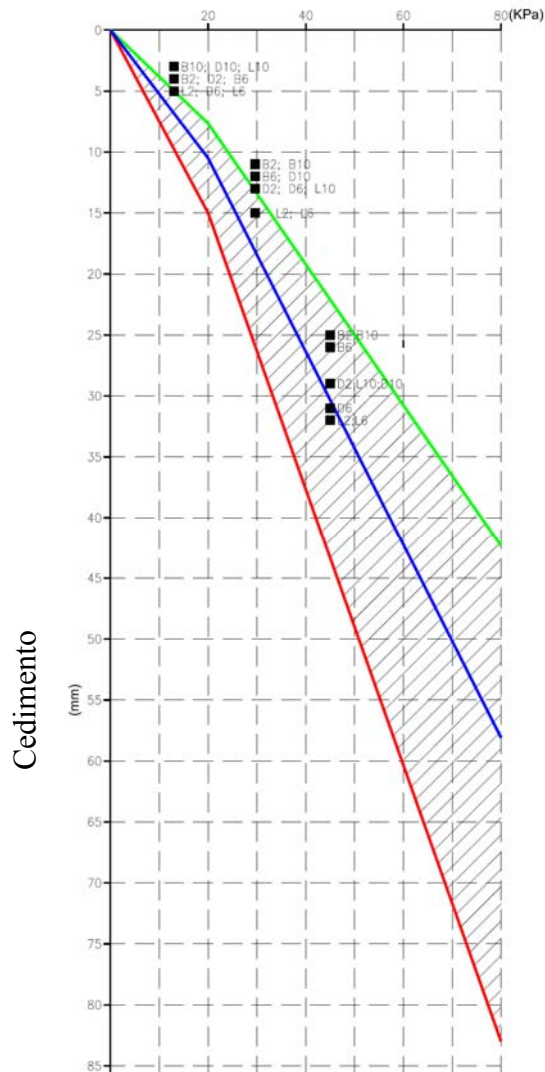
1. Le dimensioni dei volumi di terreno coinvolte sono elevate arrivando a profondità anche superiori ai 100-120 m l.m.m.;
2. La caratterizzazione dei terreni di fondazione per la previsione dei cedimenti può essere condotta con prove di semplice esecuzione e largamente in uso nella pratica geotecnica, ovvero prove penetrometriche e prove edometriche;
3. È stato evidenziato l'effetto che la parziale saturazione del terreno ha sulla sua compressibilità ed in particolare come fasi costruttive che implicano diminuzione delle tensioni totali o diminuzione della pressione del fluido interstiziale possano portare a liberazione di gas con conseguente alterazione della compressibilità del terreno. Tale aspetto è stato solo marginalmente trattato in quanto non è scopo di tale studio, ma certamente merita ulteriori analisi e approfondimenti che potranno essere oggetto di studi successivi;
4. La verifica dei parametri di compressibilità dei terreni sotto il rilevato viene usata per la previsione dei cedimenti dei cassoni sia in fase di costruzione degli stessi sul rilevato che poi in fase di esercizio in barriera. A tal proposito si riporta nel seguito un esempio di confronto tra previsione dei cedimenti di un cassone durante la sua costruzione sul rilevato fatta utilizzando i moduli elastici ricavati dall'analisi del rilevato e le misure eseguite e disponibili al momento di stesura di questa tesi.

In particolare si riporta con linea rossa il cedimento atteso al centro per fondazione flessibile, in linea verde il cedimento atteso allo spigolo per fondazione flessibile e in linea blu il cedimento della fondazione considerata rigida.

I punti riportati riguardano i cedimenti misurati sui caposaldi posti agli spigoli ed al centro della piastra in calcestruzzo armato su cui viene costruito il cassone.

Il comportamento atteso parte da fondazione flessibile e va verso la fondazione rigida man mano che il cassone viene costruito.

Carico



Come si osserva vi è buona corrispondenza tra misura e previsione;

Per quanto concerne il miglioramento dei terreni di fondazione con la tecnica del jet grouting si osserva che:

1. Il campo prova eseguito a Lido San Nicolò ha permesso di definire i parametri di progetto per le colonne della fondazione della barriera di Lido Treporti;
2. L'analisi critica del campo prova ha consentito di implementare nel modello numerico utilizzato per il calcolo dei cedimenti dei cassoni di Treporti durante l'esercizio della barriera i corretti valori di modulo elastico, peso di volume e diametro delle colonne;
3. Lo studio del campo prova ha evidenziato l'importanza delle caratteristiche dei terreni trattati nel definire le caratteristiche geometriche e deformazionali delle colonne jet;
4. L'analisi dei risultati del campo prova ha consentito di mettere a punto e tarare un metodo di calcolo per la previsione delle principali caratteristiche delle colonne jet-

grouting in funzione tanto dei parametri di iniezione utilizzati che delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno trattato;

5. L'applicazione del metodo di previsione sviluppato ad altri casi di trattamenti jet-grouting nei terreni lagunari ha mostrato un buon accordo tra le caratteristiche previste e quelle effettivamente misurate.

APPENDICE A: ALGORITMO PER IL CALCOLO CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE

Sulla base di quanto è stato fatto al capitolo 6 per la valutazione dei moduli operativi con cui calcolare i cedimenti è possibile ricavare un algoritmo di calcolo estrapolabile al calcolo cedimenti di qualunque fondazione superficiale.

I passi di calcolo sono i seguenti:

1. Dati di input:
 - Base della fondazione, B;
 - Carico applicato, q;
 - Peso di volume del terreno, γ o γ' , o valore medio nel presente volume di influenza.
2. Si calcola il valore di n:
 - $n = \frac{q}{\gamma B}$
3. Dal diagramma di Fig. 6-1 si ricava il rapporto z/B e quindi si ottiene la profondità di influenza z.
4. Si considera la stratigrafia fino alla profondità z dal piano di fondazione. Si fa riferimento al modulo E_{01} che generalmente viene fornito nella caratterizzazione.
5. Si calcola l'incremento tensionale $\Delta\sigma'_z$ dovuto all'applicazione del carico q con la profondità utilizzando la teoria di Boussinesq.

6. Per ogni livello costituente la stratigrafia fino a z si calcola: $\varepsilon_{01} = \frac{\Delta\sigma'_z}{E_{01}}$

7. Se $\varepsilon_{01} \geq 0.1\%$ il modulo elastico per il calcolo cedimenti è proprio E_{01} .
Se $\varepsilon_{01} < 0.1\%$ bisogna adeguare il valore del modulo all'effettivo livello deformativo e quindi:

$$E = \alpha E_{01}$$

con α funzione di ε_{01} .

$$\varepsilon_{01} = 0.1\% \div 0.01\% \quad \rightarrow \alpha = 1.5$$

$$\varepsilon_{01} = 0.01\% \div 0.001\% \quad \rightarrow \alpha = 4$$

$$\varepsilon_{01} = 0.001\% \div 0.0001\% \quad \rightarrow \alpha = 5$$

8. Sulla base di quanto fatto ai punti 5 e 7 per ogni strato componente la stratigrafia è noto l'incremento tensionale $\Delta\sigma'_{z,i}$ ed il modulo elastico E con cui eseguire il calcolo dei cedimenti:

$$w_{strato\ i} = \frac{\Delta\sigma'_{z,i}}{E_i} \cdot H_i$$

Essendo H_i lo spessore dello strato.

9. Il cedimento totale è la sommatoria dei cedimenti dei singoli strati al di sotto della fondazione.

Detto N il numero di strati presenti tra il piano fondazione e la profondità di influenza z si ha:

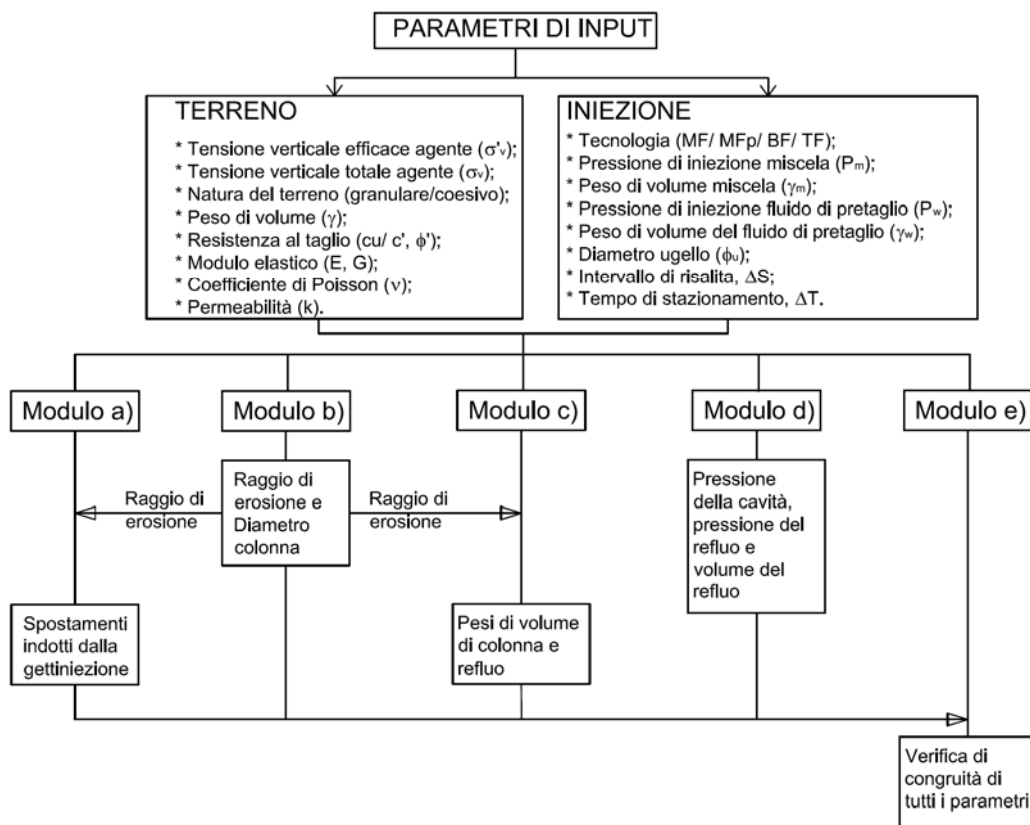
$$W_{\text{TOTALE}} = \sum_{i=1}^N W_{\text{strato } i}$$

Nel caso ci si trovi in fase di scarico o di ricarica si assume che:

- per i terreni coesivi il modulo da utilizzare è M_R , ossia quello di ricarica;
- per i terreni granulari si può assumere $E_{\text{scarico}} = E_{\text{ricarico}} = 10E_{01}$.

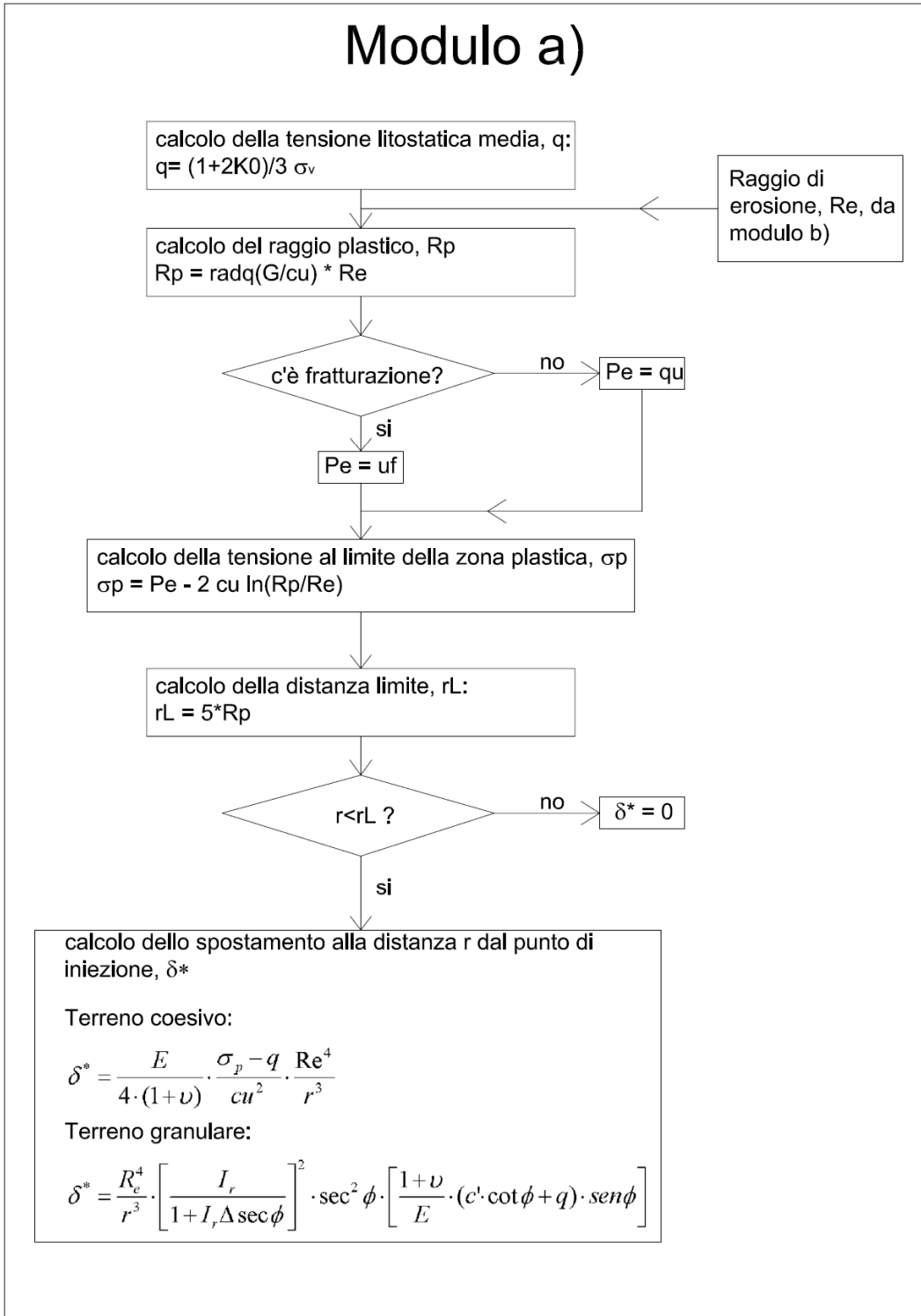
APPENDICE B: PROGRAMMA DI CALCOLO DI COLONNE JET-GROUTING – DIAGRAMMI DI FLUSSO

Di seguito si riporta, in forma grafica, il diagramma di flusso che presenta l'interazione tra i vari moduli e descrive per ciascun modulo cosa calcola e che iter procedurale segue.



APPENDICE-PROGRAMMA DI VALUTAZIONE JET GROUTING - DIAGRAMMA DI FLUSSO GENERALE DI INTERAZIONE TRA I VARI MODULI

Modulo a)

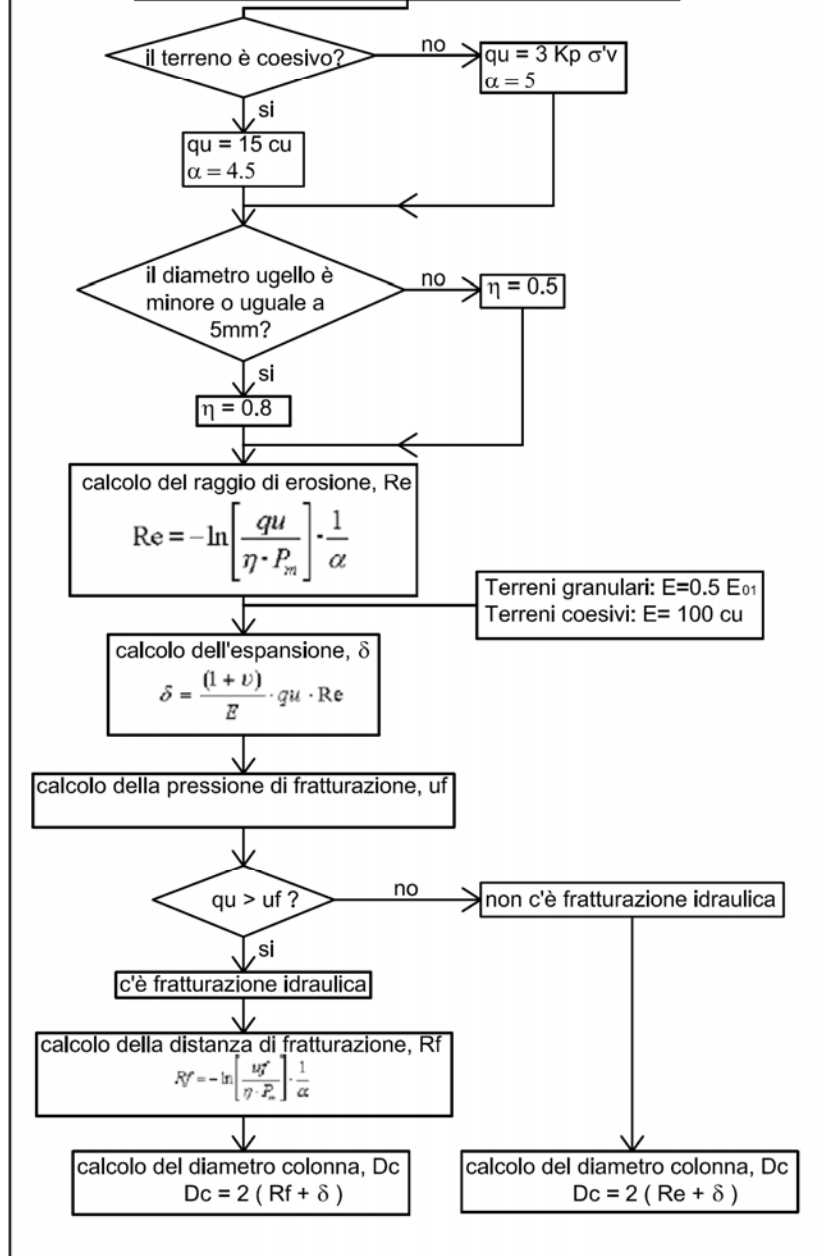


APPENDICE-PROGRAMMA DI VALUTAZIONE JET GROUTING - DIAGRAMMA DI FLUSSO – MODULO A) –
 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI DALLA GETTINIEZIONE

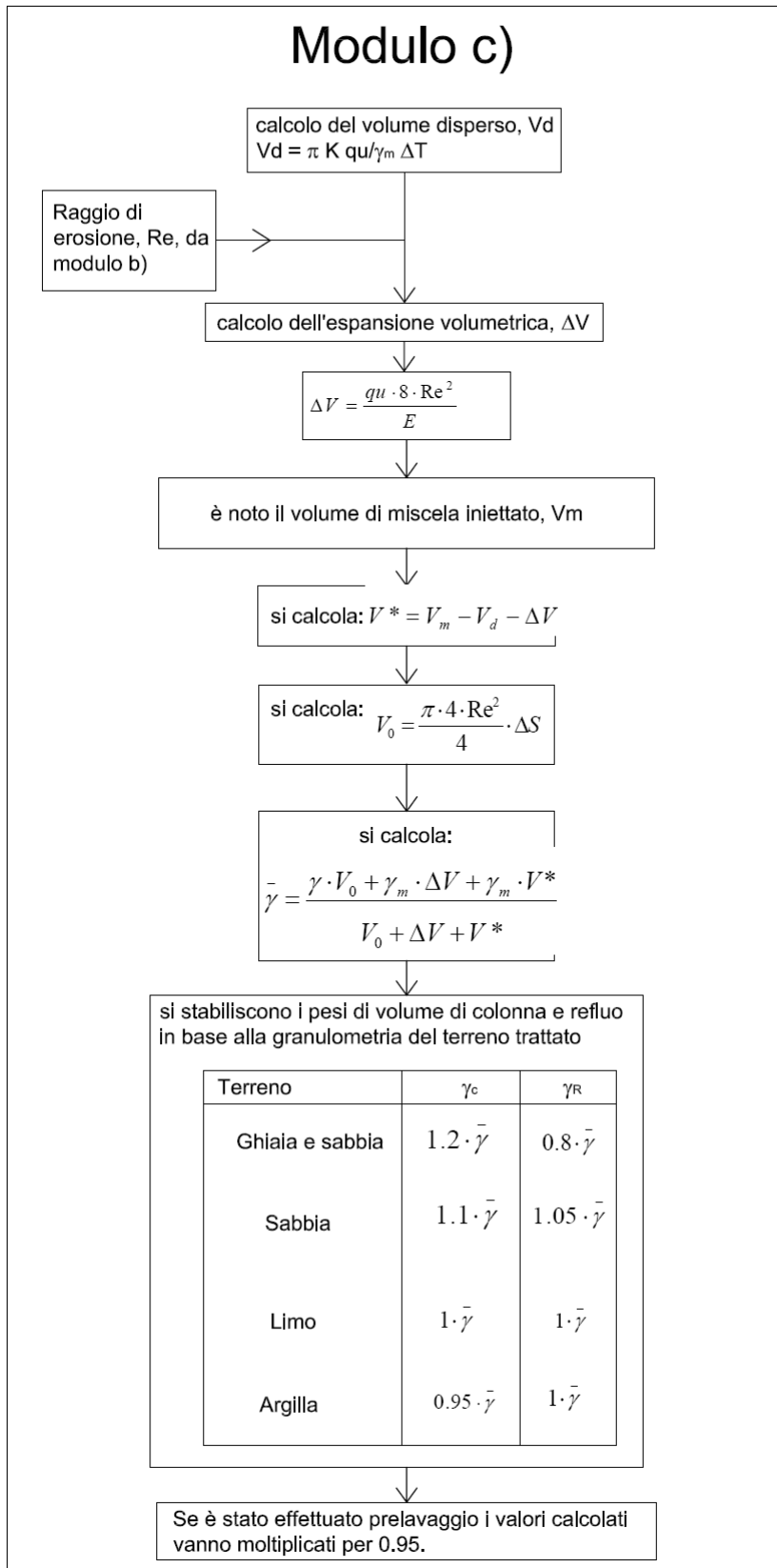
Modulo b)

Riduzione dei parametri di resistenza e deformabilità terreno in funzione della tecnologia usata.

Tecnologia	Sabbie $\tan(\phi)$, E	Argille c_u , E
MF	1	1
MFp	0.95	0.9
BF	0.95	0.9
TF	0.9	0.8



APPENDICE-PROGRAMMA DI VALUTAZIONE JET GROUTING - DIAGRAMMA DI FLUSSO – MODULO B) – CALCOLO DEL RAGGIO DI EROSIONE E DEL DIAMETRO COLONNA



APPENDICE-PROGRAMMA DI VALUTAZIONE JET GROUTING - DIAGRAMMA DI FLUSSO – MODULO C) – CALCOLO DEI PESI DI VOLUME DI COLONNA E REFLUO

Modulo d)

$$P_c = P_{c,m} + P_{c,w}$$

$P_{c,m}$ = pressione della cavità dovuta alla miscela
 $P_{c,w}$ = pressione della cavità dovuta all'acqua di prelavaggio

$$P_{c,m} = \frac{1}{V} \cdot \eta \cdot P_m \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left\{ -\frac{1}{\alpha} \left[(x \cdot e^{-\alpha x})_0^{R_{ce}} + \left(\frac{1}{\alpha} \cdot e^{-\alpha x} \right)_0^{R_{ce}} \right] \right\}$$

$$P_{c,w} = \frac{1}{V} \cdot \eta \cdot P_w \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left\{ -\frac{1}{\alpha} \left[(x \cdot e^{-\alpha x})_0^{R_c} + \left(\frac{1}{\alpha} \cdot e^{-\alpha x} \right)_0^{R_c} \right] \right\}$$

C'è
fratturazione
idraulica?

no → $P_f = 0$

si

Si calcola la pressione di fratturazione riferita alla cavità

$$P_f = u_f \cdot 2\pi$$

Peso di volume
refluo da modulo
c)

Si calcola la pressione del refluò

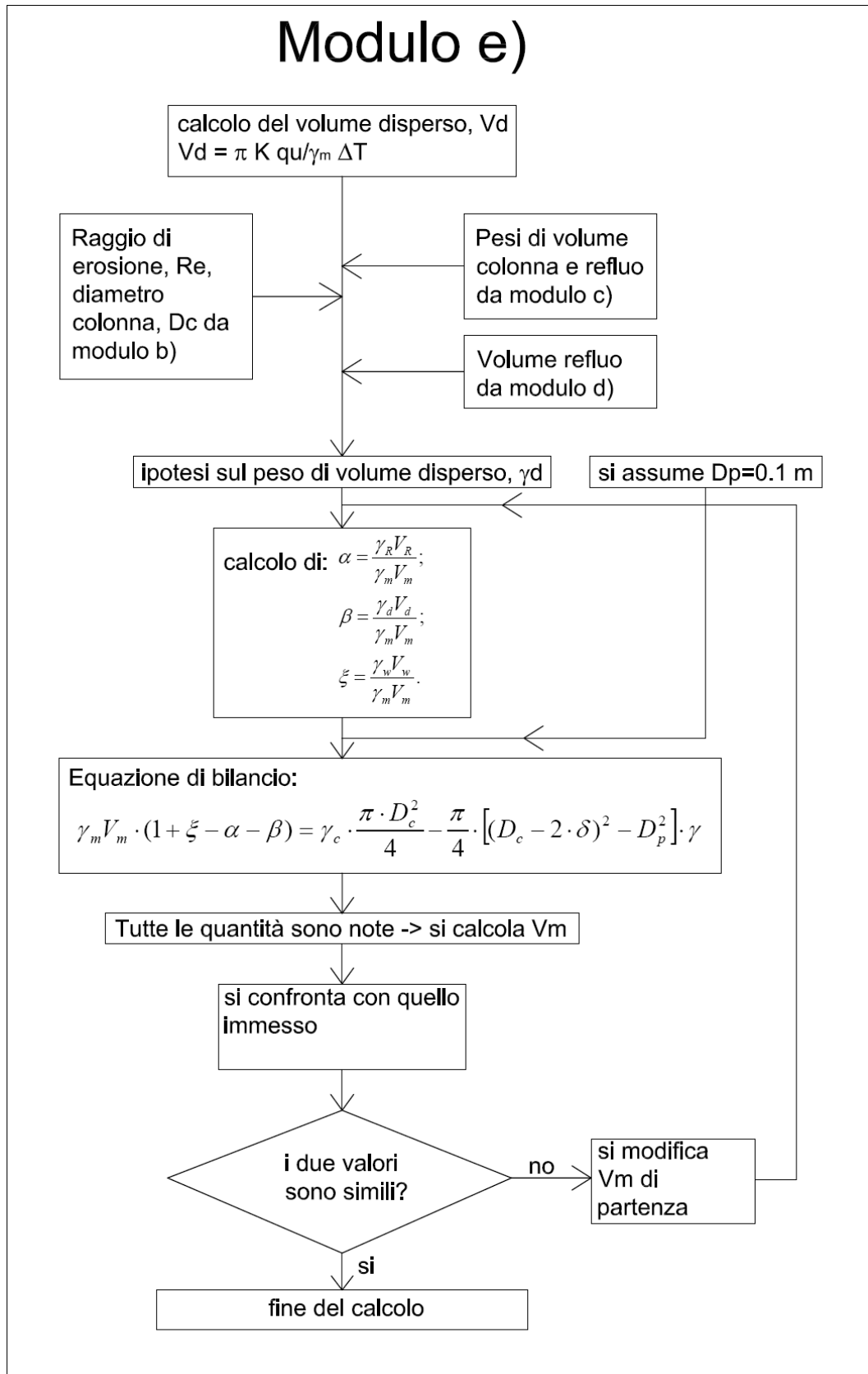
$$P_r = P_c - P_f - \gamma_r \cdot z$$

Si calcola il volume del refluò

$$V_r = \psi \cdot A \cdot \sqrt{2g \frac{P_r}{\gamma_r} \cdot \Delta T}$$

APPENDICE-PROGRAMMA DI VALUTAZIONE JET GROUTING - DIAGRAMMA DI FLUSSO – MODULO D) – CALCOLO DELLA PRESSIONE CAVITÀ, PRESSIONE REFLUO

Modulo e)



APPENDICE-PROGRAMMA DI VALUTAZIONE JET GROUTING - DIAGRAMMA DI FLUSSO – MODULO E) – VERIFICA DI CONGRUITÀ DEI PARAMETRI E CONTROLLO SUL MODULO ELASTICO DEL TERRENO

BIBLIOGRAFIA

- Albani & Alii -1984- “*Apparati intertidiali ai margini dei canali lagunari, Studio morfologico, micropaleontologico e sedimentologico*”. Istituto veneto di Scienze e lettere e arti – Rapporti e studi, 137-162 Venezia.
- Alfaro M.C., Wong R.C.K. – 2001 – “*Laboratory studies on fracturing of low permeability soils*” – Canadian Geotechnical Journal, n. 38, 303-315
- Bartolami G, Carbognin L., Gatto P. -1984- “*The natural subsidence in the lagoon of Venice, Italy*” in A I Johnson ed Al, editions Land Subsidence (Proceedings of the III International symposium on Land Subsidence, Venice) IAHS Publ. n° 151.
- Carter J.P., Booker J.R., Yeung S.K.- 1986 – “*Cavity expansion in cohesive frictional soils*”, Geotechnique, 36, No. 3, 349-358
- Chai J., Miura N., Koga H. – 2005 – “*Lateral displacement of ground caused by soil-cement column installation*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, May 2007, 623-632
- Charles J.A. – 1996 – “*The depth of influence of loaded areas*”, Geotechnique 46, No 1, 51-61
- Cola S., Simonini P. – 2002 – “*Mechanical behaviour of silty soils of the Venice lagoon as a function of their grading characteristics*”, Can. Geotech. J., 39, 879-893
- Croce P., Flora A., Modoni G. – “*Jet grouting Tecnica, progetto e controllo*”, Hevelius Edizioni, 2004
- Davie J., Piyal M. Sanver A., Tekinturhan B. – 2003 – “*Jet grout columns partially support natural draft cooling tower*”, Grouting and ground treatment, Geotechnical Special publication No.120, ASCE, 365-376
- Durgunoglu H.T., Kulec H.F., Yilmaz S., Kokak D. – 2003 – “*Case history for soil improvement of Setat 2002 high rise residential by jet grouting in Istanbul*”, Grouting and ground treatment, Geotechnical Special Publication No.120, ASCE, 377-388
- Duzceer R., Gokalp A. – 2003 – “*Construction and quality control of jet grouting applications in Turkey*”, Grouting and ground treatment, Geotechnical Special Publication No.120, ASCE, 281-193
- Foti S., Lai C.G., Lancellotta R. – 2002- “*Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities*”, Geotechnique 52, No. 5, 359-373
- Gatto P. -1984- “*Il cordone litoraneo della laguna di Venezia e le cause del suo degrado*” Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti. Rapporti e Studi, IX, 163-193
- Image – Dipartimento dell’Università di Padova. Bologna e Aquila -2004- “*Studio sulle caratteristiche di compressibilità e consolidazione del sottosuolo della laguna di Venezia per l’analisi dell’interazione tra opere alle bocche e terreno di fondazione*”
Rapporto Finale – Allegato 1: stratigrafia dei sondaggi;
Allegato 2: risultati delle indagini di laboratorio;
Allegato 3: risultati delle prove con piezocono;
Allegato 4: risultati delle prove con dilatometro e piezocono sismico;
Allegato 5; risultati del monitoraggio in sito;
Allegato 6: bibliografia di riferimento.
Consorzio Venezia Nuova – Magistrato alle acque
Convenzione rep. 8014 del 22-12-2003
- Jaworski G.W., Duncan J.M., Seed H.B. – 1981 – “*Laboratory study of hydraulic fracturing*” – Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107, 713-732

- Mazzucato A. – 1975 – “*Comportamento di una sabbia fine uniforme sottoposta a pressioni di contenimento elevate nella prova triassiale*”, Rivista Italiana di Geotecnica, Anno IX, No. 2
- Papadopoulos B. P. – 1992 – “*Settlements of shallow foundations on cohesionless soils*”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No.3, March, 377-393
- Ricceri G, Simonini P., Cola S. -2001- “*Applicability of piezocone and dilatometer to characterize the soils of the Venice Lagoon*” Geotechnical and Geological Engineering, 20:89-121
- Saccenti A. – 2005 – “*Sul comportamento meccanico dei terreni della Laguna di Venezia*”, Tesi di dottorato di ricerca in scienze dell’ingegneria, XVIII ciclo, Università di Ferrara
- Shibazaki M. – 2003 – “*State of practice of jet grouting*”, Grouting and ground treatment, Geotechnical Special publication No.120, ASCE
- Shibazaki M. Yakoo M. Yoshida H. – 2003 – “*Development oversized jet grouting*”, Grouting and ground treatment, Geotechnical Special publication No.120, ASCE, 194-302
- Simonini ,P.- 2004 – “*Characterization of the Venice lagoon silts from in-situ tests and the performance of a test embankment*”, Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical site characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), Millpress, Rotterdam.
- Sobkowicz, J.C. -1982- “*The mechanics of gassy sediments*”, PhD Thesis, Department of civil engineering, Edmonton, Alberta
- Tosi L. -1994- “*Caratteristiche geotecniche del sottosuolo del litorale veneziano*” CNR – Istituto Studio dinamica Grandi Masse – Tech. Rep. 171, Venezia
- Tosi L. -1994- “*L’evoluzione paleoambientale tardo-quadernaria del litorale Veneziano nelle attuali conoscenze*”, CNR – Istituto Studio Dinamica Grandi Masse – Venezia.

DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Sono di riferimento per questa tesi i seguenti documenti:

- Pellegrini E., Lombardo L., Giugno 2007, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Magistrato alle Acque – Nuovi interventi per la salvaguardia di Venezia – Interventi alle bocche lagunari per la regolazione dei flussi di marea – Bocca di Lido S. Nicolò e Bocca di Malamocco – Infrastrutture per la prefabbricazione dei cassoni – Opere civili 1^a fase OP-373/1 – **Esecuzione pozzi di aggotamento, raccolta documentazione di cantiere.**
- MV026S-PE-LGG-1002-C0 – Bocca di Lido – Relazione Tecnica Generale – Parte A – Geologia e Geotecnica, redatta da Technital, 23/09/2004
- MV026S-PE-LGG-1002-C0 – Bocca di Lido – Relazione Tecnica Generale – Parte B – Letture piezometriche, redatta da Technital, 23/09/2004
- MV026S-PE-LGG-1002-C0 – Bocca di Lido – Relazione Tecnica Generale – Parte C – Sedimentologia, redatta da Technital, 23/09/2004
- MV026S-PE-LGG-1001-C0 – Bocca di Lido – Indagini geognostiche alla Bocca di Lido – Elaborati grafici, redatto da Technital, 23/09/2004
- MV029S-PE-MGG-1002-C0 – Bocca di Malamocco – Relazione Tecnica Generale – Parte A – Geologia e Geotecnica, redatta da Technital, 24/02/2006
- MV029S-PE-MGG-1002-C0 – Bocca di Malamocco – Relazione Tecnica Generale – Parte B – Letture piezometriche, redatta da Technital, 24/02/2006

- MV029S-PE-MGG-1002-C0 – Bocca di Malamocco – Relazione Tecnica Generale – Parte C – Sedimentologia, redatta da Technital, 24/02/06
- MV029S-PE-MGG-1001-C0 – Bocca di Malamocco – Indagini geognostiche alla Bocca di Malamocco – Elaborati grafici, redatto da Technital, 24/02/06
- MV028S-PE-CGG-1002-C0 – Bocca di Chioggia – Relazione Tecnica Generale – Parte A – Geologia e Geotecnica, redatta da Technital, 21/03/2005
- MV028S-PE-CGG-1002-C0 – Bocca di Chioggia – Relazione Tecnica Generale – Parte B – Letture piezometriche, redatta da Technital, 21/03/2005
- MV028S-PE-CGG-1002-C0 – Bocca di Chioggia – Relazione Tecnica Generale – Parte C – Sedimentologia, redatta da Technital, 21/03/2005
- MV028S-PE-CGG-1001-C0 – Bocca di Chioggia – Indagini geognostiche alla Bocca di Chioggia – Elaborati grafici, redatto da Technital, 21/03/2005
- MV056P-PE-MGR-1002-C1 – Bocca di Malamocco – Infrastrutture per prefabbricazione cassoni, Opere Civili 1[^] fase – Geologia e Geotecnica – Caratterizzazione geotecnica, redatta da Technital, 25/11/2005
- MV056P-PE-MGG-1001-C0 – Bocca di Malamocco – Infrastrutture per prefabbricazione cassoni, Opere Civili 1[^] fase – Geologia e Geotecnica – Tavole, redatte da Technital, 31/10/2005
- MV056P-PE-MGG-1004-C1 – Bocca di Malamocco – Infrastrutture per prefabbricazione cassoni, Opere Civili 1[^] fase – Interazione cassoni/rilevato – Relazione geotecnica, redatta da Technital, 25/11/2005
- MV056P-PE-MGG-1006-C1 – Bocca di Malamocco – Infrastrutture per prefabbricazione cassoni, Opere Civili 1[^] fase – Cedimenti del rilevato – Relazione geotecnica, redatta da Technital, 25/11/2005
- MV056P-PE-MGR-2104-C0 – Bocca di Malamocco – Infrastrutture per prefabbricazione cassoni, Interazione rotaie-rilevato – Relazione Tecnica, redatta da Technital, 30/11/2006
- MV056P-PE-MGR-2101-C0 – Bocca di Malamocco – Infrastrutture per prefabbricazione cassoni, Opere Civili 2[^] fase ed impianti syncrolift, Terrapieno e darsena syncrolift - Valutazione e monitoraggio dei cedimenti – Relazione Tecnica, redatta da Technital, 30/11/2006
- MV148P-PE-MGR-2001-C0 – Assistenza in corso d'opera per la costruzione dell'area di prefabbricazione cassoni a Malamocco – Comportamento del rilevato fino alla costruzione delle piastre di prefabbricazione, redatta da Technital, 03/11/2009
- MV128P-PE-TGR-1010-C0 – Bocca di Lido – Campo prova jet-grouting – Relazione Tecnica Generale, redatta da Technital, 27/02/2006